

DOTT.GABRIELE SOPPELSA

GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 - 36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

Tel. e Fax : 0424/503855 – soppelsag@tiscali.it - soppelsag@pec.epap.it

COMUNE DI CITTADELLA

PROVINCIA DI PADOVA

**PROGETTO DEL P.U.A. IN ZONA C3/033 PER LA COSTRUZIONE
DI N.2 FABBRICATI RESIDENZIALI IN VIA CA' OVADRO**

***RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA E SISMICA E
ATTESTAZIONE STUDIO DI MICROZONAZIONE SISMICA DI
LIVELLO II° - III° DEL COMUNE DI CITTADELLA - D.G.R. N.1381/2021***

I Committenti : Tomasin Sonia e Guglielmini Alberto

Il Geologo : Dott.Gabriele Soppelsa



Bassano d.Gr. 28.07.2025

RIF:CITTAPUACAOVADROTOMASINGEOATTESTA\28.07.25

COD.FISC. SPP GRL 56T22 L157Y P.IVA 01283540241

COMUNE DI CITTADELLA

PROVINCIA DI PADOVA

**PROGETTO DEL P.U.A. IN ZONA C3/033 PER LA COSTRUZIONE
DI N.2 FABBRICATI RESIDENZIALI IN VIA CA' OVADRO**

***RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA E ATTESTAZIONE DELLO
STUDIO DI MICROZONAZIONE SISMICA DI LIVELLO II° - III° DEL
COMUNE DI CITTADELLA - D.G.R. N.1381/2021***

I Committenti : Tomasin Sonia e Guglielmini Alberto

1 PREMESSA

La presente indagine ha lo scopo di definire i caratteri geologici, geotecnici e sismici dell'area interessata dal Piano Urbanistico Attuativo in zona C3/033 di via Ca'Ovadro per la costruzione di n.2 fabbricati ad uso residenziale in via Ca'Ovadro a Cittadella per conto di Tomasin Sonia e Guglielmini Alberto. Trattandosi di fabbricati con destinazione residenziale con riferimento al paragrafo 2.4. delle N.T.C. si tratta di Opere ordinarie con Vita nominale **Vn** ≥ 50 anni e **Classe d'uso II** quindi con affollamenti normali; il coefficiente d'uso relativo al periodo di riferimento sarà **Cu** = $V_r / V_n = 1.0$.

La presente relazione sulla base della normativa vigente, è finalizzata alla costruzione del modello geologico e alla successiva elaborazione del modello geotecnico per le necessarie verifiche delle fondazioni.

Il Comune di Cittadella in base alla zonizzazione dell'Ordinanza n.3274 del 20.03.03 era classificato in zona 3 e con successivo Dgr.244 del 9.03.21, la Giunta regionale del Veneto ha aggiornato la classificazione del Comune in zona 2 con accelerazione massima al suolo $ag = 0.25g$.

Le metodologie per la redazione degli studi di Microzonazione sismica sono state definite con Dgr n.1572/2013 e nell'allegato "A" del successivo Dgr. 899/2019 dove si sono definite le "linee guida" per i tre livelli di approfondimento. Con successivo Dgr 1381/2021 la Regione ha confermato

le disposizioni di tali decreti chiedendo l'applicazione all'elenco aggiornato dei Comuni inseriti nelle zone sismiche 1 e 2.

In tali condizioni il Comune di Cittadella essendo attualmente classificato in zona 2 è vincolato alla realizzazione dello studio di Microzonazione sismica di I° e II° livello nella fase di redazione dei primi strumenti urbanistici generali (PAT e P.I.) o prime loro varianti.

Il Comune di Cittadella ha approvato con DG.C. n.205 del 27.07.2022 lo Studio di Microzonazione sismica di livello II°- III° del territorio comunale.

Come indicato nella nota 71886 del 16.02.22 della Regione Veneto essendo l'intervento in esame assogettato al parere di compatibilità sismica del Genio Civile, dovrà essere prodotta una attestazione che certifichi l'effettiva esistenza dello studio di microzonazione sismica di livello 2° di tutto il territorio comunale come richiesto dal Dgr.1381/2021 con adeguati estratti della cartografia dello Studio e indicata l'ubicazione dell'intervento in oggetto.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la stesura della relazione geologica e geotecnica si è fatto riferimento alla seguente normativa vigente :

- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M.14.01.08
- Consiglio Superiore Lavori Pubblici: Pericolosità Sismica e Criteri di classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato 36 del 27.07.07.
- Eurocodice 8 (1988) : Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture– Parte 5 : Fondazioni, Strutture di contenimento (stesura 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) : Progettazione Geotecnica– Parte I :Regole Gen
- Eurocodice 7.3 (2002) : Progettazione Geotecnica– Parte II : Progettazione assistita con prove in sito (2002) UNI
- Leggi Regionali in materia di Pianificazione e Vincolo Idrogeologico
- Ordinanze Autorità di Bacino nazionale, regionale e interregionale.
- Dgr.244 del 9.03.2021 riguardante la classificazione sismica regionale

2 UBICAZIONE E CARATTERI MORFOLOGICI DELL'AREA

L'area oggetto dell'indagine è ubicata sul lato nord di via Ca' Ovadro nel settore settentrionale del Comune di Cittadella come dalla corografia da ctr di Tav.1 e dall'estratto catastale e di P.I. di Tav.4.

Dal punto di vista morfologico l'area in esame è situata ad una quota media di 62.0 mslm nel settore centrale della conoide alluvionale del f.Brenta, 2500mt a nord della fascia delle risorgive. Il territorio è completamente pianeggiante con leggera pendenza verso sud variabile da 0.15% a 0.2%.

Nella carta della compatibilità idraulica del PATI l'area non presenta rischio idraulico come dall'estratto di Tav.5. Nella carta del rischio idraulico delle mappe per la gestione del Rischio alluvioni del Distretto Alpi Orientali, l'area in esame non presenta Pericolosità o Rischio Idraulico.

Nella carta delle fragilità del P.A.T.I. di cui si riporta un estratto in Tav.2, l'area è classificata "Idonea" caratterizzata da buone e ottime caratteristiche geotecniche dei terreni, assenza di esondazioni, profondità della falda maggiore di -3.0mt.

3 COSTITUZIONE GEOLOGICA DEL SOTTOSUOLO

Il sottosuolo dell'area in esame è costituito dalla potente successione dei materiali alluvionali e fluvioglaciali depositi dal f.Brenta poggianti su un basamento roccioso terziario situato alla profondità di circa 500mt dal p.c.

Nella carta Litologica del P.A.T.I. l'area in esame è caratterizzata da Materiali fluvioglaciali granulari a tessitura prevalente ghiaioso sabbiosa.

Con riferimento alla stratigrafia di un pozzo alla distanza minima di 400mt a ovest (Tav.7) il sottosuolo presenta una copertura argillosa a spessore di 1.0mt, seguita da Ghiaie sabbiose con ciottoli fino alla profondità media di -25mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille e Sabbie e Ghiaie fino a -35mt, seguite ancora da alternanze di Ghiaie e Sabbie fino a -60mt seguite da Argille fino a -70mt dal p.c. e quindi ancora da Ghiaie sabbiose.

4 INDAGINI ESEGUITE

Per verificare le caratteristiche geotecniche e la stratigrafia del sottosuolo, si sono eseguite N.4 Prove Penetrometriche Dinamiche con penetrometro leggero tipo Sunda DI030 con massa da 30Kg. Le prove spinte fino alla profondità massima di 3.0mt dal p.c., sono ubicate come risulta nella planimetria di Tav.6. Nei diagrammi penetrometrici allegati si riportano :

- n = numero di colpi necessari all'avanzamento di 10cm
- Rd = resistenza dinamica alla punta in Kg/cm²
- interpretazione stratigrafica

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

I materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono dovuti alla sovrapposizione dei depositi alluvionali della conoide del f.Brenta con una successione ghiaioso sabbiosa con spessori superiori a 20mt.

Il sottosuolo presenta variabilità laterale e verticale con una copertura argilloso limosa a spessore variabile da 0.9mt a 1.3mt seguita da ghiaie medie a grosse con livelli sabbioso limosi.

Si sono definite per questo due successioni stratigrafiche distinte :

Settore Occidentale

Nell'area del fabbricato in progetto nel settore occidentale, con riferimento alle prove P1 e P2, il sottosuolo presenta la seguente successione stratigrafica dal p.c. attuale :

- da p.c. attuale a - 0.4mt :

Terreno vegetale argilloso

- da -0.4mt a -0.9mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa

- | | |
|------------------------|-----------------------------------|
| - resistenza dinamica | Rd = 26 - 34 Kg/cm ² |
| - coesione non drenata | Cu = 0.8 - 1.0 Kg/cm ² |

- da -0.9mt a -1.3mt :

Limi sabbiosi e Sabbie fini limose

- resistenza dinamica $R_d = 4 - 16 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\varnothing = 28^\circ - 29^\circ$

- da -1.3mt a -1.9mt :

Ghiaia medio fine in matrice limoso sabbiosa

- resistenza dinamica $R_d = 40 - 85 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\varnothing = 33^\circ - 36^\circ$

- da -1.9mt a -4.0mt :

Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa, dense

- resistenza dinamica $R_d = 150 - 250 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\varnothing = 37^\circ - 39^\circ$

Settore Orientale

Nell'area del fabbricato in progetto nel settore orientale, con riferimento alle prove P3 e P4, il sottosuolo presenta la seguente successione stratigrafica :

- * da p.c. attuale a -0.4mt :

Terreno vegetale argilloso

- * da -0.4mt a -0.9mt :

Argilla limosa a consolidazione medio bassa

- resistenza dinamica $R_d = 26 - 42 \text{ Kg/cm}^2$
- coesione non drenata $C_u = 0.8 - 1.2 \text{ Kg/cm}^2$

- * da -0.9mt a -2.0mt :

Ghiaia medio fine in matrice limoso sabbiosa

- resistenza dinamica $R_d = 82 - 110 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\varnothing = 36^\circ - 36^\circ$

- * da -2.0mt a -4.0mt :

Ghiaie medie con ciottoli in matrice sabbioso limosa, dense

- resistenza dinamica $R_d = 150 - 250 \text{ Kg/cm}^2$
- angolo di attrito $\varnothing = 37^\circ - 39^\circ$

6 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

L'area in esame è situata 2500mt a nord del limite superiore della fascia delle risorgive; il sottosuolo ghiaioso è sede di una falda acquifera freatica regolata dalle dispersioni del f.Brenta e dagli afflussi meteorici.

In corrispondenza alla fascia delle risorgive l'acquifero indifferenziato ghiaioso presente nell'alta pianura passa progressivamente alla struttura a falde sovrapposte differenziate da livelli impermeabili; le falde in pressione si spingono a sud e la falda freatica viene a giorno drenata da risorgive.

Nella Tav.3 si riporto un estratto della Carta Idrogeologica del P.A.T.I. che evidenzia una quota media del livello di 44.7m.s.l.m. e quindi **una profondità media di -17.5mt dal p.c.** con un andamento generale dei deflussi verso sudest con gradiente idraulico medio del 0.12%.

Con riferimento ai rilievi degli ultimi 12 anni, al pozzo Cittadella sono state rilevate le seguenti escursioni della falda :

- Escursione media annua = 2.13mt
- Escursione massima nell'anno = 2.86mt (anno 2008)

Con riferimento al trentennio precedente negli ultimi anni si rileva un significativo incremento delle escursioni della falda, dovuto alla maggiore irregolarità degli apporti meteorici e alla gestione acque in Brenta e irrigue.

Nell'area in esame è prevedibile un'escursione massima di circa 5.0mt tra la fase di piena e la fase di magra e si possono ipotizzare le seguenti condizioni di magra e di piena del livello di falda dal p.c. :

- **Fase di piena della falda con profondità minima di -15.0mt da p.c.**
- **Fase di magra della falda presumibilmente a Giugno con una profondità massima di -20.0mt da p.c.**

In tali condizioni **la profondità del livello freatico è tale da non interferire anche nelle massime escursioni di piena con il piano interrato e le fondazioni dei fabbricati.**

Riguardo allo smaltimento delle acque meteoriche delle coperture e di dilavamento dei piazzali, il sottosuolo ghiaioso presenta una buona permeabilità dalla profondità media di -2.0mt dal p.c.

Ai sensi dell'art.39 comma 5 del Dgr. N.80 del 27.01.2011 per le coperture e i piazzali non interessati da attività inquinanti il rilascio delle acque meteoriche di dilavamento non è soggetto ad autorizzazione né a rispetto dei limiti di emissione, in quanto non trattasi di scarico.

Lo smaltimento negli strati superficiali di sottosuolo è quindi attuabile con pozzi perdenti spinti alla profondità media di -3.0mt dal p.c. attuale, al di fuori e ad una distanza di sicurezza di almeno 5mt dal piano interrato.

I pozzi perdenti delle acque meteoriche dovranno essere comunque dimensionati in relazione con le portate massime degli afflussi di piena e in ragione della permeabilità dei materiali ghiaioso sabbiosi del sottosuolo.

7 FONDAZIONI E VERIFICHE GEOTECNICHE

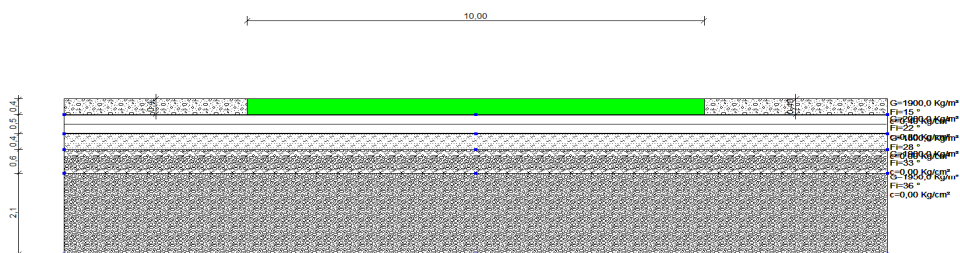
Il sottosuolo dell'area in esame presenta al di sotto del terreno vegetale a spessore medio di 0.4mt, un livello di Argille limose a consolidazione medio bassa passante da -0.9mt a Limi sabbiosi e Sabbie limose passanti a Ghiaia medio fine limoso sabbiosa fino a -2.0mt, seguite da Ghiaie medio grosse sabbioso limose dense.

Sulla base dei caratteri geotecnici del sottosuolo, nella situazione di fabbricati in progetto fuori terra si prevede la realizzazione di una **fondazione a platea con piano di posa alla profondità di -0.4mt dal p.c. al contatto con le Argille limose a consolidazione medio bassa.**

7.1 Verifiche agli Stati Limite (SLU) e (SLE) fondazione a platea a -0.4mt

Nelle N.T.C. del D.M.17.01.2018 tutte le verifiche sono effettuate con il metodo degli "Stati Limite" in condizioni statiche e dinamiche. In particolare dovrà essere condotta la verifica allo SLU (limite ultimo prima della rottura) e allo SLE (limite esercizio per deformazione).

Le verifiche sono effettuate con “approcci diversi” legate all’amplificazione dei carichi (A) alla riduzione dei parametri geotecnici (M) e alla riduzione delle resistenze (R). La misura del grado di sicurezza nelle diverse combinazioni si ricava dalla relazione $E_d \text{ (azione)} \leq R_d \text{ (resistenza terreno)}$.



Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. Si sono assunti i parametri delle Argille limose a media consolidazione presenti fino a -0.9mt dal p.c. In particolare si è assunto il valore della coesione non drenata **$C_u = 0.80 \text{ Kg/cm}^2$** . Si considera la fondazione a platea con larghezza di 10.0mt e lunghezza di 15.0mt, nelle condizioni schematizzate.

In allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) con le relative formule; i valori limite e di progetto delle pressioni adottati sono riferiti alla condizione della verifica dell'autore più sfavorevole.

➤ Approccio 1 - Combinazione 1 ($A1 + M1 + R1$) (Strutturale)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistenti (R1) mentre si amplificano le azioni con coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **$Q_{lim} = 4.64 \text{ Kg/cm}^2$**

La resistenza di progetto con un coefficiente unitario delle resistenze sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 4.64 / 1.0 = \mathbf{4.64 \text{ Kg/cmq}}$$

In questa verifica il coefficiente delle resistenze sarà $\gamma_R = 1$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.3$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.5$ per i permanenti non strutturali.

Con una pressione di progetto $Q = 1.0 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 4.64.

➤ Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta una riduzione dei parametri geotecnici (M2) in quanto abbiano coefficienti $\gamma_{\phi1} = 1.25$ da cui partendo da $C_u = 0.80 \text{ Kg/cmq}$ sarà : $C_{uk} : 0.64 \text{ Kg/cmq}$.

In tali condizioni per la fondazione a platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **$Q_{lim} = 3.46 \text{ Kg/cmq}$**

In questa verifica il coefficiente delle resistenze (R2) sarà $\gamma_R = 1.8$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.0$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.3$ per i permanenti non strutturali. La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A1-2 sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 3.46 / 1.8 = \mathbf{1.86 \text{ Kg/cmq}}$$

Con una pressione di progetto $Q = 1.0 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 3.46

➤ Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R3) (GEO)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) ma l'introduzione di coefficiente e quindi riduzioni sulle resistenze (R3) con amplificazione delle azioni attraverso i coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Terzaghi pari a : **$Q_{lim} = 4.64 \text{ Kg/cmq}$**

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A2-1 sarà

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 4.64 / 2.3 = 2.01 \text{ Kg/cm}^2$$

Con una pressione di progetto $Q = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 4.64.

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio sono relative alle deformazioni (Cedimenti) e agli spostamenti e si effettuano con riferimento ai valori caratteristici dei parametri (f_k), quindi $f_k = f_d$. In tali condizioni deve essere verificato che il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione (E_d) sia minore o uguale al valore limite dell'effetto delle azioni (C_d).

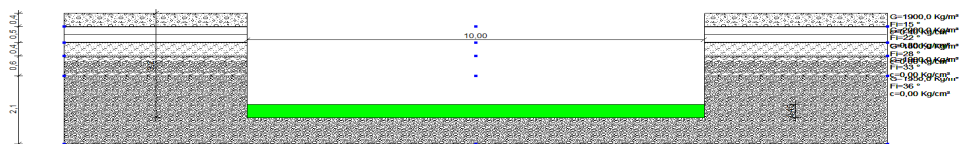
Con riferimento ad una pressione normale di progetto sulla platea larga $10.0\text{mt} \times 15.0\text{mt}$ pari a $Q = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ con piano di posa a -0.4mt dal p.c. i cedimenti elastici sono risultati pari a : $\Delta H_{tot} = 12.0\text{mm}$.

7.2 Verifiche Stati Limite Ultimi (SLU) e (SLE) per fabbricato con interrato

Nelle condizioni di fabbricato con piano interrato, sulla base dei caratteri geotecnici e idrogeologici del sottosuolo si potranno adottare **fondazioni continue o platea con piano di posa alla profondità media di -3.2mt dal p.c. al contatto con le ghiaie medie con ciottoli sabbioso limose dense.**

Nelle verifiche è stato definito il Valore caratteristico dei parametri. Per le Ghiaie medie con ciottoli si è assunto un angolo di attrito $\phi = 36^\circ$

In allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) con le relative formule



Si considera la fondazione a platea con larghezza di 10.0mt x 15.0mt con piano di posa a -3.2mt nelle condizioni sopra schematizzate. In allegato si riportano le verifiche agli stati limite secondo i diversi autori (Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Brinch-Hansen) che hanno fornito i seguenti risultati :

➤ Approccio 1 - Combinazione 1 (A1 + M1 + R1) (Strutturale)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistenti (R1) mentre si amplificano le azioni con coefficienti (A1) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Hansen pari a : **Qlim = 33.35 Kg/cmq**

La resistenza di progetto con un coefficiente unitario delle resistenze sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 33.35/1.0 = \mathbf{33.35 \text{ Kg/cmq}}$$

In questa verifica il coefficiente delle resistenze sarà $\gamma_R = 1$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.3$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.5$ per i permanenti non strutturali.

Con una pressione di progetto $Q = 1.0 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 33.35.

➤ Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta una riduzione dei parametri geotecnici (M2) in quanto abbiamo coefficienti $\gamma_{\phi1} = 1.25$ da cui partendo da $\phi = 36^\circ$ sarà : $\phi_{uk} : 30.1^\circ$

In tali condizioni per la fondazione a platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Hansen pari a : **Qlim = 13.28 Kg/cmq**

In questa verifica il coefficiente delle resistenze (R2) sarà $\gamma_R = 1.8$ mentre per le azioni (A) avremo un coefficiente $\gamma_{G1} = 1.0$ per carichi permanenti $\gamma_{G2} = 1.3$ per i permanenti non strutturali.

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A1-2 sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 13.28/ 1.8 = \mathbf{7.38 \text{ Kg/cmq}}$$

Con una pressione di progetto $Q = 1.0 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 13.28

➤ Approccio 2 - Combinazione 1 ($A1 + M1 + R3$) (GEO)

Il calcolo della Resistenza di progetto del terreno in tale approccio comporta coefficienti unitari sui parametri geotecnici ($M1$) ma l'introduzione di coefficiente e quindi riduzioni sulle resistenze ($R3$) con amplificazione delle azioni attraverso i coefficienti ($A1$) maggiori di 1.

In tali condizioni per la fondazione a platea il carico limite minimo è risultato nella verifica di Hansen pari a : **$Q_{lim} = 33.35 \text{ Kg/cmq}$**

La resistenza di progetto divisa per il coefficiente di riduzione delle resistenze nell'approccio A2-1 sarà :

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 33.35 / 2.3 = 14.5 \text{ Kg/cmq}$$

Con una pressione di progetto $Q = 1.0 \text{ Kg/cmq}$ è verificata la relazione E_d (azione) $\leq R_d$ (resistenza) con un coefficiente di sicurezza pari a 33.35.

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio sono relative alle deformazioni (Cedimenti) e agli spostamenti e si effettuano con riferimento ai valori caratteristici dei parametri (f_k), quindi $f_k = f_d$. In tali condizioni deve essere verificato che il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione (E_d) sia minore o uguale al valore limite dell'effetto delle azioni (C_d).

Con riferimento ad una pressione di esercizio di progetto pari a $Q = 1.0 \text{ Kg/cmq}$ sulla fondazione a platea con piano di posa a -3.2mt dal p.c. i cedimenti elastici al centro della fondazione sono risultati : **$\Delta H_{tot} = 4.8 \text{ mm}$** .

Il cedimento ammissibile per le murature portanti risulta compreso tra $2.5 \div 5.0 \text{ cm}$ mentre per le strutture intelaiate risulta compreso tra $5.0 \div 10.0 \text{ cm}$ con cedimenti differenziali compresi tra $0.0005 \div 0.02L$.

Con una pressione unitaria sulla fondazione a platea pari a $Q = 1.0 \text{ Kg/cmq}$ i cedimenti totali e differenziali rispettano la verifica delle condizioni allo stato limite di esercizio (SLU) riguardanti le deformazioni.

8 ANALISI SISMICA DEL TERRITORIO DA MICROZONAZIONE DEL COMUNE

Il Comune di Cittadella ha approvato con DG.C. n.205 del 27.07.2022 lo Studio di Microzonazione sismica di livello II° - III° del territorio comunale.

Dagli estratti della cartografia della Microzonazione si rileva le seguente classificazione dell'area interessata dal P.U.A. Ca'Ovadro in esame :

- Nella **Carta delle MOPS** (microzone omogenee in prospettiva sismica) di Tav.8 l'area in esame è classificata Zona 2001 quindi da "*Ghiaie in matrice sabbiosa con livelli sabbiosi superficiali e ghiaie a volte cementate in profondità di origine fluvioglaciale*".

- Nella **Carta delle Indagini** di Tav.9 si individua la disponibilità delle seguenti indagini sismiche di riferimento nel raggio di 200mt dal fabbricato :
Masw : L7 - L8 HVSR : P41 - P42

- Nella **Carta di microzonazione sismica** di Tav.13 l'area interessata dai fabbricati è inserita nelle "*Zone Stabili suscettibili di amplificazioni locali*" con fattori di amplificazione risultano $F_a = 1.24$ $F_v = 1.04$.

Le indagini geofisiche tipo Masw effettuate nel raggio di 800mt dall'area in esame hanno evidenziato valori della $V_{s \text{ equiv}}$ **compresi tra 738 e 867 m/sec** con le seguenti successioni di velocità dei terreni individuati nella prova L7 di Tav.10 :

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]
1	1.06	1.06	149.87	280.39
2	5.37	4.31	461.04	862.52
3	12.36	6.98	773.62	1447.31
4	oo	oo	1016.42	1901.54

Il valore della frequenza di risonanza della Hvsr eseguita 200mt a nordest riportata in Tav.12 è risultata essere pari a 13.4 ± 0.9 Hz .

10 CARATTERIZZAZIONE SISMICA IN SITO DEL SOTTOSUOLO

Per la caratterizzazione sismica del sottosuolo è stata eseguita un'indagine geofisica indirizzata a fornire i valori delle Vs dell'area in esame. Le tecniche di prospezione geofisiche scelte sono state quelle della sismica a Rifrazione della MASW e ReMi. Le indagini sono state eseguite il 23 luglio 2025.

L'offset massimo, utilizzato in fase di acquisizione della linea ha controllato la profondità di penetrazione delle onde elastiche che è risultata compresa tra 25-30 m dal p.c. La metodologia e l'elaborazione delle misure sono riportate nel Report sismico allegato.

Dalla modellazione diretta della curva di dispersione dei profili sismici, acquisiti con la tecnica MASW e ReMi, è stato possibile stimare il profilo verticale della VS nel sito di indagine. In particolare sono state analizzate le caratteristiche della stratificazione elastico-acustica del sottosuolo nei primi 30mt di profondità. In tutti i casi al fine di ottenere una maggiore rappresentatività dei dati sono stati sommati gli spettri delle diverse registrazioni effettuate per il sito per ottenere uno spettro medio. Nella fase di stima della curva di dispersione si è scelto cautelativamente di sottostimare leggermente la VS.

La successione sismostratigrafica individuata dalla Masw è la seguente :

Altri parametri geotecnici

n.	Prof. [m]	Spess. [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	3.00	3.00	261.76	427.45	1800.00	123.33	328.88	164.44	296.00
2	7.00	4.00	565.60	923.62	1800.00	575.83	1535.54	767.77	1381.99
3	12.00	5.00	771.11	1259.21	1800.00	1070.29	2854.12	1427.06	2568.71
4	18.00	6.00	918.40	1499.75	1800.00	1518.24	4048.64	2024.32	3643.77
5	27.00	9.00	956.63	1562.16	1800.00	1647.24	4392.64	2196.32	3953.38
6	oo	oo	986.85	1611.51	1800.00	1752.96	4674.55	2337.27	4207.09

estrapolata con la seguente stratigrafia del sottosuolo:

- dal p.c. a -3.0mt : $V_s = 261,7 \text{ m/s}$ $V_p = 427,4 \text{ m/s}$
Argille limose e limi sabbiosi passanti a Ghiaia medio fine limosa
- da -3.0mt a -7.0mt : $V_s = 565,6 \text{ m/s}$ $V_p = 923,6 \text{ m/s}$
Ghiaie medie limoso sabbiose mediamente dense con livelli più fini
- da -7.0mt a -12.0mt : $V_s = 771,1 \text{ m/s}$ $V_p = 1259,2 \text{ m/s}$
Ghiaie medio grosse in matrice sabbioso limosa, dense
- da -12.0mt a -27.0mt : $V_s = 956,6 \text{ m/s}$ $V_p = 1562,1 \text{ m/s}$
Ghiaie con ciottoli sabbioso limose da dense a molto dense

Il valore medio del parametro $V_{s_{eq}}$, determinato con l'elaborazione dei dati MASW, è risultato pari:

Stazione	$V_{s_{eq}}$
MASW-1	479,0 m/s

Il valore medio del parametro $V_{s_{eq}}$ determinato con l'elaborazione dei dati ReMi, è risultato pari a :

Stazione	$V_{s_{eq}}$
ReMi-1	375,0 m/s

L'indagine HVSR ha consentito inoltre di ottenere un profilo sismostratigrafico il cui valore $V_{s_{eq}}$ è pari a **480,0 m/s**.

Dall'analisi dei profili dei modelli ottenuti è possibile verificare che le velocità medie V_s risultano dello stesso ordine di grandezza.

Ai fini delle prescrizioni della vigente normativa in materia (O.P.C.M 3274/2003 e successive modifiche ed integrazioni e D.M. 17.01.2018) e alla luce di quanto sopra si ritiene quindi poter ricondurre il suolo di fondazione del sito in esame, alla **Categoria B** nella quale ricadono i terreni con velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

La frequenza caratteristica di risonanza di sito (Frequenza del picco del rapporto H/V), generata dal più elevato contrasto sismico nel sottosuolo e determinata mediante l'indagine HVSR, è risultata di circa :

$f_0 = 15,65\text{Hz} \pm 0.30 \text{ Hz}$.

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.

10 SITUAZIONE SISMICA

Il Comune di Cittadella con Dgr.244 del 9 marzo 2021, la Giunta regionale ha aggiornato la classificazione in zona 2 quindi con accelerazione massima al suolo $a_g = 0.25g$. Per il territorio in zona sismica 2 i valori di accelerazione al suolo a_g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni risultano :

Accelerazione orizzontale con prob. super. del 10% (a_g / g) = 0.15 - 0.25

Accelerazione orizzontale di ancoraggio spettro di risposta $a_{g,1} / g$) = 0.25

Con l'entrata in vigore del D.M.17.01.18 (Aggiornamento NTC) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio **“sito dipendente”** e non più un criterio “zona dipendente”. L'azione sismica di progetto sulla quale valutare il rispetto dei vari stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione.

Secondo il D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2018) , la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

h_i = spessore dello stato i -esimo

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

N = numero di strati

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

La $V_{s,eq}$ è calcolata in modo analogo alla $V_{s,30}$, ma invece di estendere la media pesata fino ai rigorosi 30 m di profondità, adesso viene portata fino ad una profondità H (. A decretare il valore di questa profondità H è il

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

raggiungimento del “substrato” caratterizzato da velocità superiori a 800 m/s. Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto le tipologie del suolo di fondazione vengono suddivise in 5 categorie (A, B, C, D, E).

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

Con riferimento alla stratigrafia dell'area in esame e a quella dei pozzi (Tav.7), il sottosuolo presenta una copertura argillosa a spessore di 1.0mt, seguita da Ghiaie sabbiose con ciottoli fino alla profondità media di -25mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille e Sabbie e Ghiaie fino a -35mt, seguite ancora da alternanze di Ghiaie e Sabbie fino a -60mt seguite da Argille fino a -70mt dal p.c. e quindi ancora da Ghiaie sabbiose.

TIPO DI SUOLO	Vs min [m/s]	Vs media [m/s]	Vs max [m/s]
ROCCHE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto - poco fratturate)	1400	1620	-
ROCCHE 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

In via puramente indicativa al fine di correlare la velocità delle onde di taglio ad un tipo di suolo si riportano i valori tabulati da Borchardt (1992 - 1994) assieme a quelli ottenuti in diversi ambienti sedimentari.

Sulla base del quadro geologico emerso dal seguente studio che prevede la presenza di un sottosuolo ghiaioso con intercalazioni limoso sabbiose da - 1.3mt dal p.c. per una profondità superiore a 40m con valori di V_s **equiv** compresi tra **375 e 479 m/sec** è possibile inserire il sottosuolo nella **categoria B** : (*Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine 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*). Si tratta quindi di un terreno di fondazione con caratteristiche geotecniche ottime e limitata variabilità laterale con falda acquifera profonda.

Il PUA in esame è posto in un'area pianeggiante sulla conoide alluvionale ghiaiosa del f.Brenta. Con riferimento alla Tab.3.2.III delle N.T.C.2018 riguardante le categorie topografiche per le azioni sismiche sulle costruzioni del D.M.17.01.2018 l'area in esame è classificabile come **T1** : *Superfici pianeggianti e rilievi e pendii isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*

10.1 Azione Sismica di Progetto

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” che è rappresentata dalla probabilità che in un determinato intervallo di tempo (periodo di riferimento V_r in anni) in questo sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza” (P_{vr}).

La pericolosità sismica è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima “ag”** e di **ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente “Se(T)”** con riferimento alle probabilità di eccedenza P_{vr} nel periodo di riferimento V_r .

Ai fini delle N.T.C. le forme spettrali sono definite a partire dai valori di riferimento di una griglia di 10.751 siti dei parametri: (ag) ; (Fo) ; TxC.

A tal fine dalle coordinate geografiche del sito espresse in gradi sessagesimali e decimali si è determinata la maglia di riferimento con le

distanze dal punto dei quattro vertici più prossimi. In allegato si riporta la scheda del programma di calcolo dei parametri di riferimento che risultano :

Sito in esame.

latitudine: 45,674116

longitudine: 11,771266

Classe: 2

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 11630 Lat: 45,6717 Lon: 11,7037 Distanza: 5255,884

Sito 2 ID: 11631 Lat: 45,6727 Lon: 11,7751 Distanza: 336,087

Sito 3 ID: 11409 Lat: 45,7227 Lon: 11,7736 Distanza: 5406,498

Sito 4 ID: 11408 Lat: 45,7217 Lon: 11,7021 Distanza: 7536,696

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,045 g

Fo: 2,483

Tc*: 0,238 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 50 [anni]

ag: 0,060 g

Fo: 2,476

Tc*: 0,252 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

ag: 0,170 g

Fo: 2,385

Tc*: 0,301 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 975 [anni]

ag: 0,224 g

Fo: 2,394
Tc*: 0,312 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,200
Cc: 1,470
St: 1,000
Kh: 0,010
Kv: 0,005
Amax: 0,531
Beta: 0,180

SLD:

Ss: 1,200
Cc: 1,450
St: 1,000
Kh: 0,013
Kv: 0,007
Amax: 0,708
Beta: 0,180

SLV:

Ss: 1,200
Cc: 1,400
St: 1,000
Kh: 0,049
Kv: 0,025
Amax: 2,003
Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,190
Cc: 1,390
St: 1,000
Kh: 0,083
Kv: 0,041
Amax: 2,614
Beta: 0,310

In tali condizioni si definiscono l'accelerazione massima di progetto e il coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza allo SLV = SLU :

Accelerazione massima = **amax** = Ss x St x ag = 1.20x1.0x0.170g = **0.204g**

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

A max = ag x 9.81 = **2.00 m/sec²**.

Il coefficiente sismico orizzontale sarà **Kh** = $\beta_s \times A_{max}/g$ = **0.049**

11 LIQUEFAZIONE

Il termine “liquefazione” viene definito come lo stato fisico in cui può venire a trovarsi un terreno sabbioso saturo quando, sotto l'azione di carichi dinamici e ciclici, la sua resistenza al taglio si riduce drasticamente per effetto dell'incremento e dell'accumulo delle pressioni interstiziali dovuto all'instaurarsi di condizioni non drenate.

Le Norme Tecniche per Le Costruzioni (aggiornate con D.M. Infrastrutture del 17 gennaio 2018), stabiliscono che il sito in oggetto deve essere stabile nei confronti della liquefazione: se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazioni. Secondo le NTC 2018, la sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzate o con metodologie di carattere semi-empirico.

La sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere effettuata utilizzando i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni.

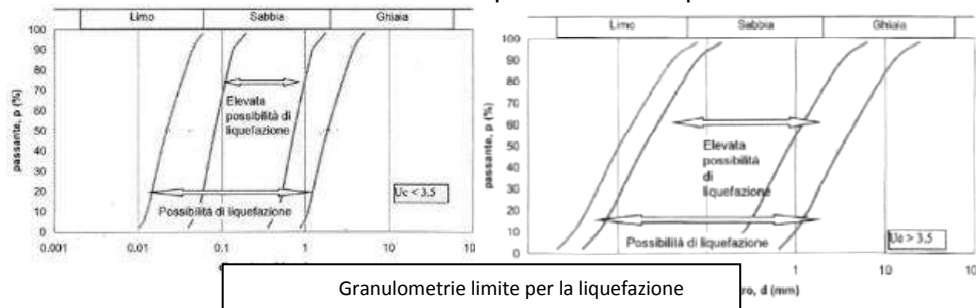
11.1 Verifica a Liquefazione

Il fenomeno della liquefazione si verifica solo quando si presentano simultaneamente tutte le seguenti condizioni :

- 1) profondità del livello liquefacibile : < 15 - 20mt dal p.c.
- 2) profondità media stagionale della falda minore a 16 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali: in corrispondenza del sito di interesse, il livello statico della falda idrica è posto alla profondità media di -17.5mt dal p.c. locale.
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{C1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{C1N} è il valore

della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure precedenti a) nel caso di terreni di uniformità $U_c < 3,5$ e b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$: la granulometria delle litologie individuate non ricade nella zona con possibilità di liquefazione.



Riguardo all'azione sismica devono verificarsi le seguenti condizioni :

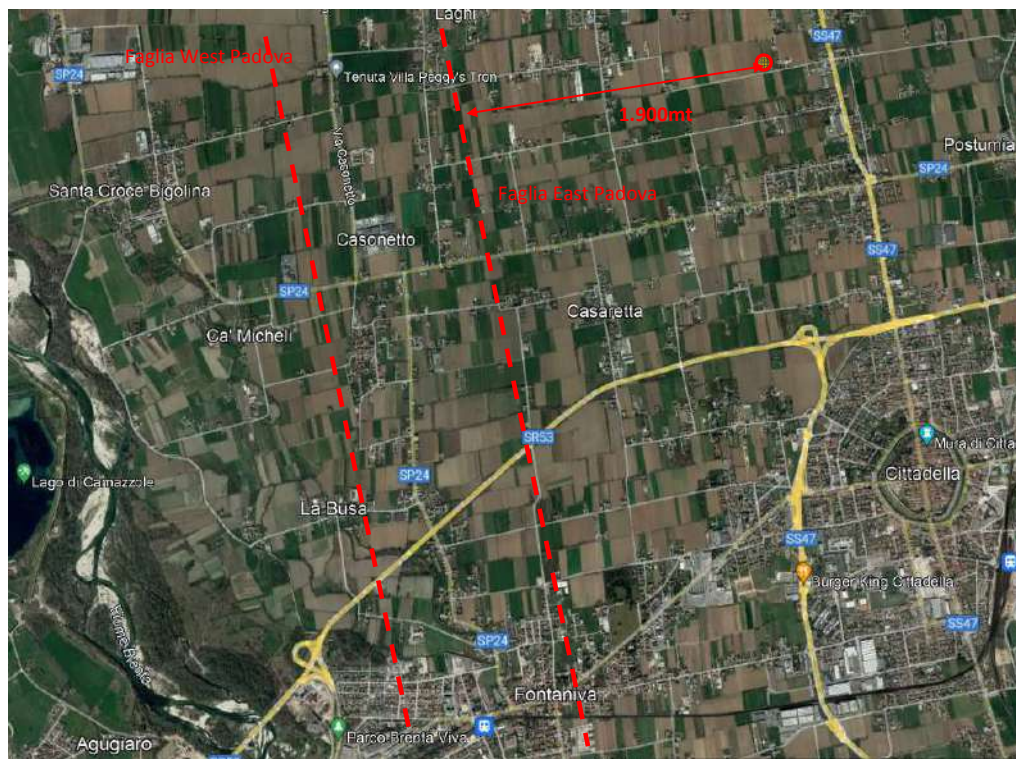
- a) Magnitudo maggiore di 5.5
- b) a_g maggiore di 0.15g. Si restituisce un valore di a_g pari a 0.17g.
- c) durata superiore a 15 -20 sec

Dai parametri di sorgente sismica ricavati dalla cartografia del INGV riportati in Tav.14 si ottiene un valore di Magnitudo previsto pari a **5.09 < 5.5**.

In relazione al valore di magnitudo e alle condizioni idrogeologiche e geotecniche, **non sono presenti nel sito condizioni di innesco di fenomeni di liquefazione** e non è stata effettuata per questo alcuna modellazione numerica del rischio.

12 FAGLIE ATTIVE E CAPACI

Dal catalogo ITHACA si sono individuate n.2 faglie attive e capaci che interessano il territorio comunale di Cittadella. La faglia denominata West Padova e quella denominata East Padova localizzate nell'estratto successivo. La distanza tra l'area interessata dal PUA in via Ca Ovaro e il tracciato presunto della faglia più prossima (East Padova) è pari a 1.900mt.



I rilievi effettuati lungo il tracciato presunto delle due faglie non mostrano evidenze significative imputabili alle dislocazioni tettoniche; le indagini geoelettriche condotte sulle sezioni interessate dalle faglie presunte non mostrano anomalie imputabili a strutture tettoniche.

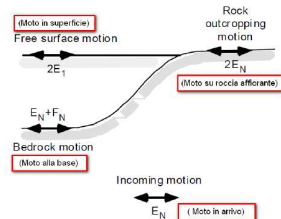
Dai rilievi condotti nello Studio di Microzonazione sismica di livello II° si esclude la presenza di faglie attive e capaci nel territorio comunale di Cittadella (Pag.74 relazione); in ogni caso l'area interessata dal PUA in esame è posta ad una distanza superiore a 1900mt dal tracciato presunto.

13 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Lo scopo di un'analisi di Risposta Sismica Locale è quello di valutare la risposta in termini di amplificazione sismica per un determinato sito nei confronti delle sollecitazioni trasmesse ad esso da un evento sismico che si origina in un determinato punto nel sottosuolo. Per la valutazione del comportamento del terreno su cui agiscono le opere occorre valutare :

- le caratteristiche del meccanismo sorgente;
- la propagazione delle onde dalla sorgente del sisma fino a giungere alla base dell'eventuale deposito superficiale;
- trasmissione delle onde dal bedrock (o da base deposito) alla superficie.

Una volta stabilito il moto sismico atteso al bedrock, il problema della risposta sismica locale si risolve nella determinazione delle modifiche in termini di ampiezza, durata e contenuto in frequenza che il moto sismico subisce nell'attraversare gli strati di terreno che costituiscono il deposito e che si manifesta in superficie.



Elementi base del moto sismico

Per lo scopo e le dimensioni del problema in questione, si considera sufficiente l'esecuzione un'analisi di tipo free-field, dato che l'inerzia del fabbricato viene ritenuta ininfluenza nella modificazione delle accelerazioni attese al sito. Nel sito in oggetto è stata condotta una modellazione monodimensionale riferita al piano campagna attuale.

I dati di input alla valutazione della Risposta Sismica Locale sono:

- Moto sismico atteso alla base del deposito o su roccia affiorante (roccia o terreno duro di riferimento) con assegnato tempo di ritorno;
- Stratigrafia (natura, alternanza e spessore degli strati);
- Caratteristiche fisiche e geotecniche (densità, coefficiente di Poisson, modulo di taglio massimo, velocità delle onde di taglio S, rapporto di smorzamento, leggi di variazione della deformazione).

I dati di output saranno:

- Andamento del moto sismico sulla superficie espresso sotto forma di parametri sismici di ampiezza, frequenza e durata oppure interamente espressi in termini di tempo (time-history) o di contenuto in frequenza (spettri di risposta).

13.1 Azione Sismica-Moto di Input

I moti di input utilizzati sono stati selezionati sulla base delle azioni di progetto indicate dalle NTC 2018, che rimandano al reticolo sismico dell'INGV per la definizione dei parametri sismici al bedrock (suolo di categoria A). Nel caso oggetto di studio si sono fissate le seguenti condizioni:

- suolo di categoria T1 (morfologia pianeggiante);
- vita nominale di riferimento 50 anni;
- classe d'uso II; coefficiente d'uso $C_u = 1.5$
- stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Per le coordinate del sito oggetto di studio viene riportato lo spettro di progetto di riferimento, su cui verranno scalati i sette accelerogrammi naturali spettro-compatibili selezionati dai data-base sismici disponibili.

Lo spettro di progetto che si riferisce alla categoria di sottosuolo riscontrata in sito mediante la stima della V_{s30} (sottosuolo di tipo B) verrà utilizzato come termine di paragone dello spettro medio ottenuto dalla modellazione del deposito col metodo analitico 1D.

Per la selezione degli accelerogrammi di input si è utilizzato il software RexelWeb sviluppato dal gruppo di lavoro ITACA (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia-Sezione di Milano).

Il software Rexel esegue la ricerca all'interno dei database sismici di accelerogrammi naturali, in funzione dei parametri di ricerca impostati dall'utente. Tra i parametri rilevanti per la selezione degli accelerogrammi in relazione allo spettro target cui devono corrispondere ci sono:

- la PGA o a_{ref} ;
- l'intervallo di confidenza inferiore e superiore con lo spettro target, ed il relativo intervallo di tempo in cui deve essere rispettato;
- la magnitudo del sisma di riferimento (nel caso specifico tra 5.5 e 6.5);
- la distanza epicentrale (R) (nel caso specifico 50 km dal sito in esame).
- I sette accelerogrammi selezionati sono rappresentati nei diagrammi di

seguito riportati.

- I grafici riportati indicano anche i riferimenti dei suddetti records simici.

SLV: Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]
S.Rocco	15/09/1976	6	Thrust faulting	15.8
Norcia La Castellina	26/10/2016	5.9	Normal faulting	13.7
Norcia La Castellina	24/08/2016	6	Normal faulting	15.6
Norcia	26/10/2016	5.5	Normal faulting	11.2
Norcia	26/10/2016	5.9	Normal faulting	13.6
Santa Venerina	26/12/2018	5	Strike Slip Faulting	5.3
L'Aquila	06/04/2009	6.1	Normal faulting	2.5

Il profilo stratigrafico utilizzato nella modellazione, è stato ricavato dall'interpretazione delle indagini eseguite e dai dati di letteratura disponibili (viene considerato come bedrock sismico quel livello dove i terreni/rocce presentano $V_s > 800$ m/s). Le sismostratigrafie e i valori di rigidità utilizzati sono quelli ottenuti dalle indagini sismiche eseguite appositamente e precedentemente descritte. Anche se l'individuazione del bedrock sismico, così come la modellazione delle V_s in profondità, è affetta da un certo grado di incertezza, l'ubicazione del sismostrato di base a profondità superiori ai 100 m non è particolarmente rilevante. Infatti, a meno che nei livelli superficiali non sussistano importanti contrasti di rigidità per spessori non trascurabili, su grandi spessori di terreni non litoidi, i fenomeni dissipativi prevalgono su quelli amplificativi.

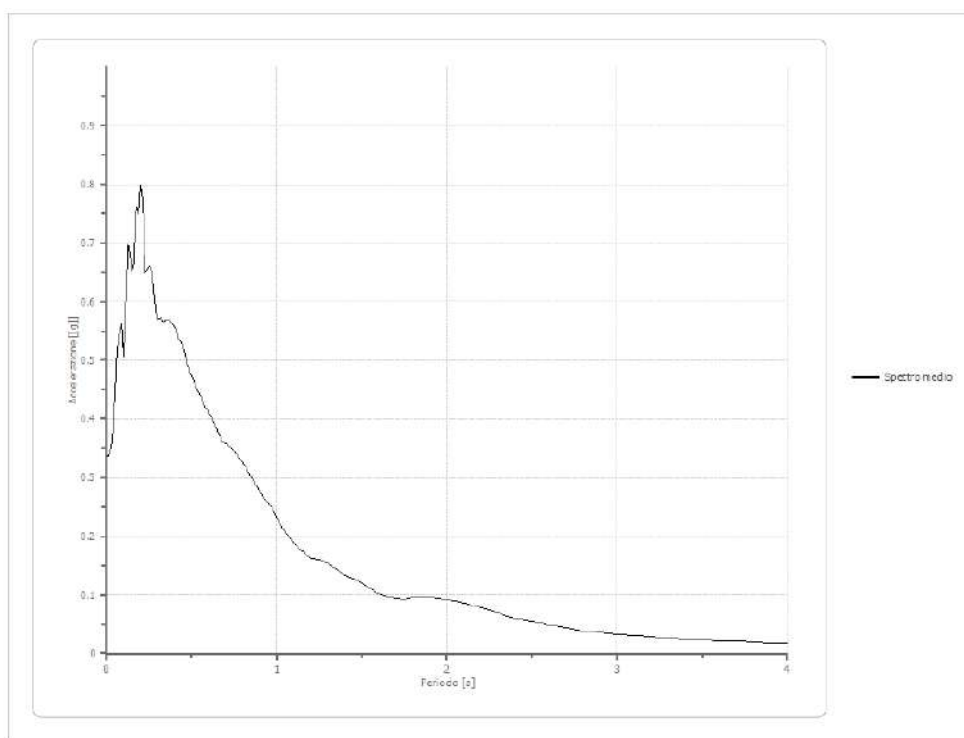
Stratigrafia

n.	Prof. [m]	Spess. [m]	Terreno	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m ³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	3.0	EPRI Sand (1993) 0-6 metri	121.05	19.0	250.0	28.5
2	3.0	4.0	EPRI Sand (1993) 0-6 metri	616.72	20.0	550.0	97.0
3	7.0	5.0	EPRI Sand (1993) 6,4-15,24 metri	1269.21	21.0	770.0	189.5
4	12.0	15.0	EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri	1977.96	21.5	950.0	403.3
5	27.0	10.0	EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri	2938.89	21.8	1150.0	673.5
6	oo	--	Smorzamento costante	5045.87	22.0	1500.0	782.5

13.2 Output Sismico

Il prodotto finale della RSL è l'output sismico derivante dall'analisi numerica eseguita sui dati di input come precedentemente determinati. Per la modellazione sismica si è utilizzato il programma "RSL III" di Geostru.

RSL III sviluppa l'analisi di risposta sismica con modello monodimensionale, dove non sono presenti significative variazioni laterali di impedenza sismica, con metodo lineare equivalente nel dominio delle frequenze, utilizzando dei segnali di input nel dominio del tempo (accelerogrammi). Di seguito vengono presentati i dati di output, per lo stato limite preso in considerazione, lo spettro medio di risposta elastico e lo spettro normalizzato.



Parametri dello spettro normalizzato di risposta elastico

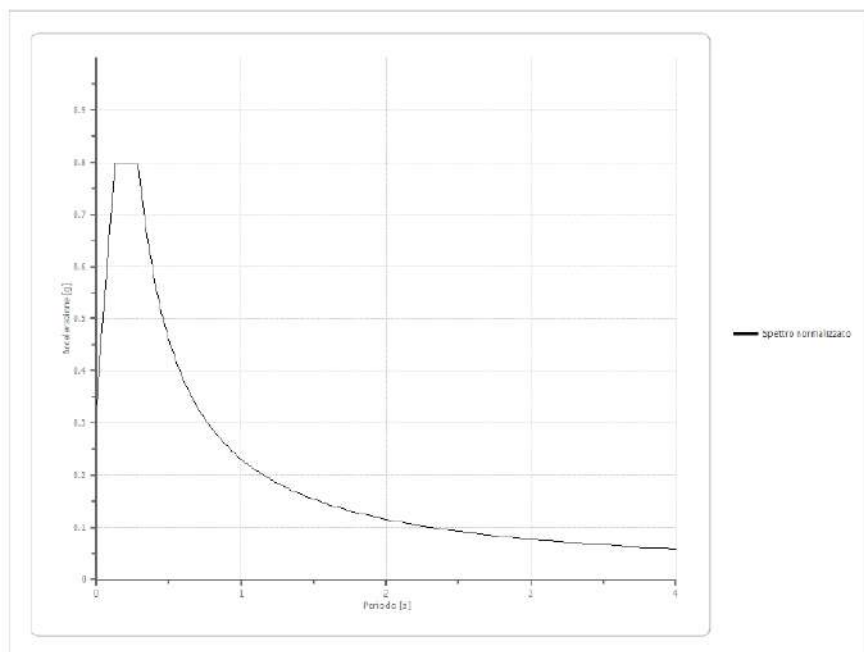
Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.335	2.385	--	0.129	0.288	2.280	0.335	0.800	1.973

DOTT.GABRIELE SOPPELSA

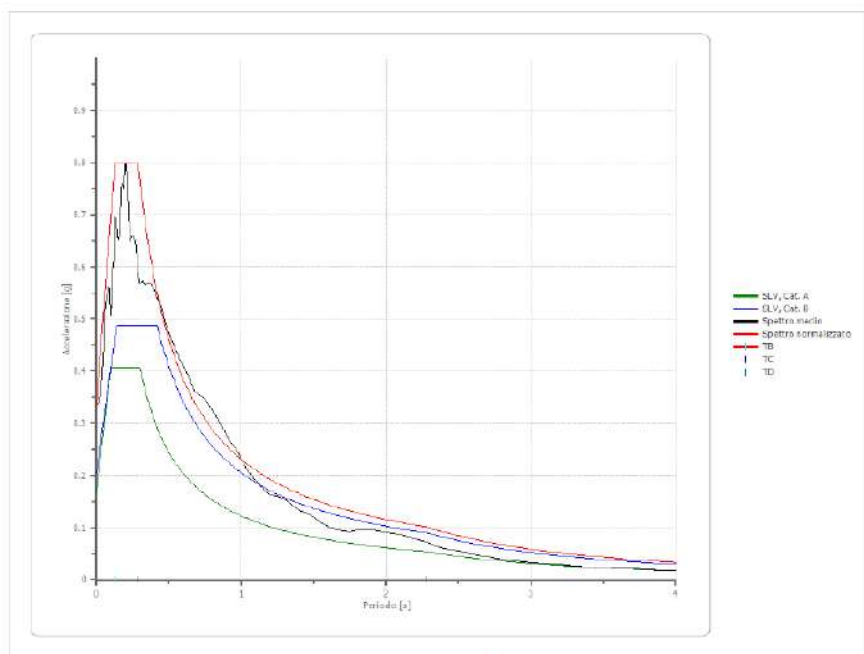
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

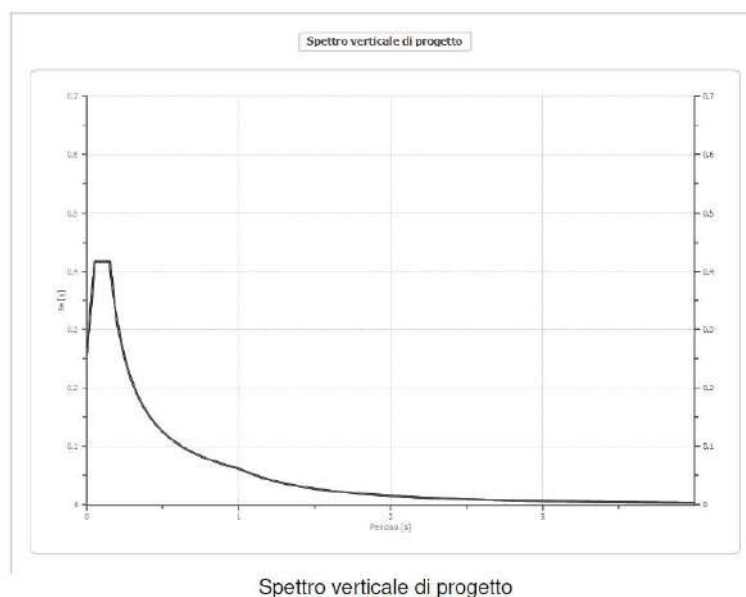
Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it



Spettro normalizzato di risposta elastico



Confronto tra gli spettri



Ag [g]	F0	Tc*	Fv	q	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.335	2.385	0.150	1.865	1.5	0.050	0.150	1.000	0.262	0.417

Parametri dello spettro

	Operat. SLO Cat. B	Danno SLD Cat. B	Salv.vita SLV Cat. B	Prev. collasso SLC Cat. B	Operat. SLO Cat. A	Danno SLD Cat. A	Salv. vita SLV Cat. A	Prev. collasso SLC Cat. A
Tr [anni]	30	50	475	975	30	50	475	975
ag [g]	0.045	0.060	0.170	0.224	0.045	0.060	0.170	0.224
Fo	2.483	2.476	2.385	2.394	2.483	2.476	2.385	2.394
Tc* [s]	0.238	0.252	0.301	0.312	0.238	0.252	0.301	0.312
Ss	1.20	1.20	1.20	1.19	1.00	1.00	1.00	1.00
St	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Cc	1.47	1.45	1.40	1.39	1.00	1.00	1.00	1.00
TB [s]	0.116	0.122	0.140	0.144	0.079	0.084	0.100	0.104
TC [s]	0.349	0.365	0.421	0.433	0.238	0.252	0.301	0.312
TD [s]	1.780	1.840	2.280	2.496	1.780	1.840	2.280	2.496
Se(0) [g]	0.054	0.072	0.204	0.266	0.045	0.060	0.170	0.224
Se(TB) [g]	0.134	0.178	0.487	0.636	0.112	0.149	0.406	0.536

Il grafico rappresentato riporta l'andamento dell'accelerazione calcolata in funzione della profondità. La linea nera centrale rappresenta la media delle accelerazioni in frazioni di "g" calcolata dai sette accelerogrammi di input, mentre le linee tratteggiate rappresentano la deviazione standard.

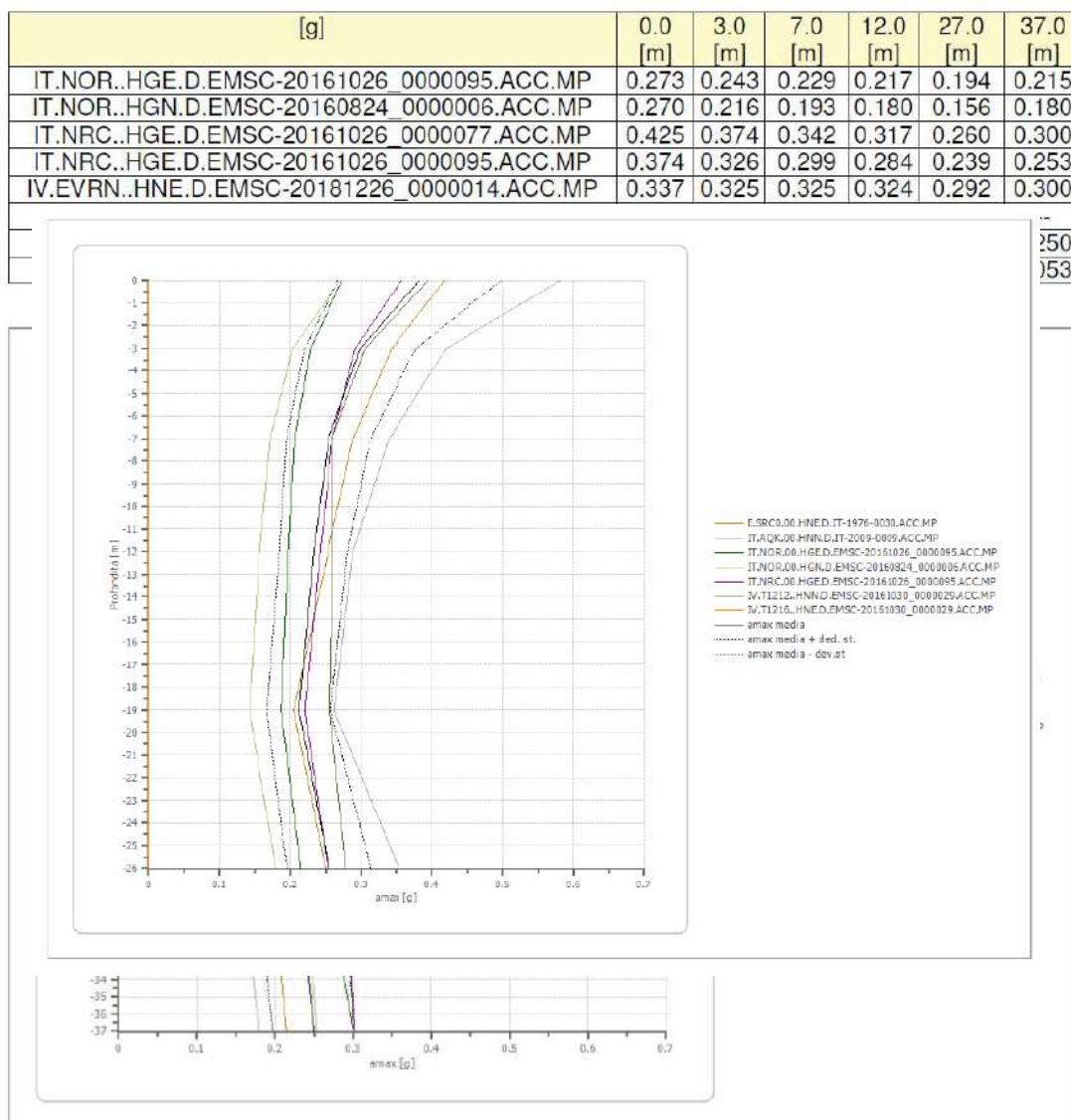
Il primo dato che si può ricavare dall'osservazione delle curve, è che l'amplificazione dell'accelerazione avviene principalmente negli ultimi 20-30 metri di terreno dal piano campagna. Si osserva inoltre che l'amplificazione dell'accelerazione sismica aumenta con regolarità dal bedrock sismico alla

DOTT.GABRIELE SOPPELSA
GEOLOGO

VIA SAN DONATO 20 -36061 BASSANO DEL GRAPPA - VI

Tel. e Fax : 0424/503855-501412 – soppelsag@tiscali.it

superficie, finendo per produrre un rapporto di amplificazione più alto di quello indicato dalle norme tecniche di riferimento per il sito in esame.



Sono stati analizzati i parametri Fattore di amplificazione a basso periodo (0.1 a 0.5 sec.) (FA01-05) ed il Fattore di amplificazione ad alto periodo (da 0.5 a 1.1 sec.) (FV05-1.1).

Nel caso in esame i valori dei parametri Fa e Fv (ICMS 2018) sono risultati rispettivamente pari a

Fa = 1.436 Fv = 1.063

14 CONCLUSIONI

Dalle verifiche geologiche sull'area interessata dal Piano Urbanistico Attuativo in zona C3/033 di via Ca' Ovaro per la costruzione di n.2 fabbricati ad uso residenziale in via Ca' Ovaro a Cittadella per conto di Tomasin Sonia e Guglielmini Alberto si può concludere :

14.1 Dal punto di vista morfologico l'area in esame è posta alla quota media di 62.0 mslm nel settore centrale della conoide alluvionale del f.Brenta, 2500mt a nord della fascia delle risorgive. Il territorio è completamente pianeggiante con leggera pendenza verso sud variabile da 0.15% a 0.2%.. Nella "Carta delle Fragilità" del P.I. e P.A.T.I., l'area è classificata "*Terreno Idoneo*" per il quale all'art.50 delle NTA si riporta : *Ottime caratteristiche geotecniche dei terreni, assenti o limitati fenomeni di esondazione, profondità della falda acquifera maggiore di 3mt*". L'area interessata dal P.U.A. non è soggetta ad allagamenti o rischio idraulico.

14.2 I materiali che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame sono dovuti alla deposizione di sedimenti a granulometria da media a fine da parte del f.Brenta rimaneggiati in superficie dagli apporti dei corsi d'acqua secondari.

14.3 Il sottosuolo è sede di una falda acquifera con livello statico alla **profondità di -17.5m da p.c.** In tali condizioni **la profondità del livello freatico è tale da non interferire anche nelle massime escursioni di piena con il piano interrato e le fondazioni dei fabbricati.**

14.4 Lo smaltimento negli strati superficiali di sottosuolo è quindi attuabile con pozzi perdenti spinti alla profondità media di -3.0mt dal p.c. attuale, al di fuori e ad una distanza di sicurezza di almeno 5mt dal piano interrato.

14.5 Per il pozzo perdente tipo con diametro di 150cm e profondità di -3.5mt dal piazzale dotato di vespaio si può definire una portata dispersa utile :

$$Q_{\text{utile smaltita pozzo } \varnothing 150} = 9.8 \text{ lt/sec}$$

14.6 Il sottosuolo dell'area in esame presenta al di sotto del terreno vegetale a spessore medio di 0.4mt, un livello di Argille limose a consolidazione medio bassa passante da -0.9mt a Limi sabbiosi e Sabbie limose passanti a Ghiaia medio fine limoso sabbiosa fino a -2.0mt, seguite da Ghiaie medio grosse sabbioso limose dense.

14.7 Sulla base dei caratteri geotecnici del sottosuolo, nella situazione di fabbricati in progetto fuori terra si prevede la realizzazione di una **fondazione a platea con piano di posa alla profondità di -0.4mt dal p.c. al contatto con le Argille limose a consolidazione medio bassa.**

Le verifiche agli stati limite della fondazione a platea a -0.4mt dal p.c. al contatto con le Argille limose, hanno fornito i seguenti risultati :

- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 4.64/1.0 = \mathbf{4.64 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 3.46/1.8 = \mathbf{1.86 \text{ Kg/cm}^2}$
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1+ R3) (Geotecnico): $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 4.64/2.3 = \mathbf{2.01 \text{ Kg/cm}^2}$

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con la pressione di progetto $Q = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ sulla platea con piano di posa a -0.4mt dal p.c. attuale hanno indicato un cedimento : $\Delta H_{tot} = 12.0\text{mm}$.

14.8 Per i fabbricati con piano interrato, si potranno adottare fondazioni continue o platea con piano di posa alla profondità media di -3.2mt dal p.c. al contatto con le ghiaie medie con ciottoli sabbioso limose dense.

Le verifiche agli stati limite della fondazione a platea a -3.2mt dal p.c. al contatto con le Ghiaie medio grosse sabbioso limose dense hanno fornito i seguenti risultati :

-
- Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+ M1 + R1) (Strutturale) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 33.35/1.0 = \mathbf{33.35 \text{ Kg/cm}^2}$
 - Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) (Geotecnico) : $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 13.28/1.8 = \mathbf{7.38 \text{ Kg/cm}^2}$
 - Verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) - Approccio 2 - Combinazione 1 (A1 + M1+ R3) (Geotecnico): $R_d = Q_{lim}/\gamma_R = 33.35/2.3 = \mathbf{14.5 \text{ Kg/cm}^2}$

Le Verifiche agli Stati limite di esercizio relative alle deformazioni (Cedimenti) con una pressione normale di progetto pari a $Q = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ sulla fondazione a platea con piano di posa a -3.2mt dal p.c. attuale hanno indicato un cedimento massimo pari a : $\Delta H_{tot} = 4.8\text{mm}$.

14.9 Il Comune di Cittadella nella zonizzazione dell'Ordinanza n.3274 del 20.03.03 era classificato in zona 3 e con Dgr.244 del 9.03.21, la Giunta regionale del Veneto ha aggiornato la classificazione del Comune in zona 2. Il sottosuolo presenta una copertura argillosa a spessore di 1.0mt, seguita da Ghiaie sabbiose con ciottoli fino alla profondità media di -25mt dal p.c. Successivamente sono presenti Argille e Sabbie e Ghiaie fino a -35mt, seguite ancora da alternanze di Ghiaie e Sabbie fino a -60mt seguite da Argille fino a -70mt dal p.c. e quindi ancora da Ghiaie sabbiose.

14.10 Le indagini sismiche in sito con la tecnica MASW e REMI eseguite per lo studio di microzonazione sismica del Comune di Cittadella nel territorio limitrofo hanno evidenziato valori della V_{sequiv} compresi tra **738 e 867 m/sec**. Il valore della frequenza di risonanza delle Hvsr eseguita 200mt a nord est è risultata essere pari a $13.4 \pm 0.9 \text{ Hz}$.

14.11 Nella **Carta di microzonazione sismica** del Comune di Cittadella l'area in esame è inserita nelle " *Zone Stabili suscettibili di amplificazioni locali*" con fattori di amplificazione risultano $F_a = 1.24$ $F_v = 1.04$.

14.14 Dai rilievi condotti nello Studio di Microzonazione sismica di livello II° del Comune *si esclude la presenza di faglie attive e capaci nel territorio comunale di Cittadella* ; in ogni caso l'area interessata dal P.U.A. è posta ad una distanza superiore a 1900mt dal tracciato presunto più prossimo.

14.15 Le indagini sismiche in sito, con la tecnica MASW e ReMi, hanno consentito la definizione di una Velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $VS_{eq} = 375 - 479 \text{ m/sec}$. La frequenza caratteristica di risonanza di sito, generata dal più elevato contrasto sismico nel sottosuolo è risultata $f_0 = 15,65\text{Hz} \pm 0.30 \text{ Hz}$.

14.16 Sulla base del quadro geologico emerso e dalle verifiche in sito si può inserire il sottosuolo nella **categoria B** : (***Rocce Tenere e Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni grana fine molto consistenti caratterizzati da miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s***).

14.17 Le azioni sismiche di progetto definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” con riferimento alle forme spettrali di una griglia di 10.751 in corrispondenza allo SLV = SLU hanno verificato le seguenti condizioni :

Accelerazione massima = $a_{max} = S_s \times S_t \times a_g = 1.20 \times 1.0 \times 0.170g = 0.204g$

Dal valore nominale si passa alla accelerazione orizzontale

$A_{max} = a_g \times 9.81 = 2.00 \text{ m/sec}^2$.

Il coefficiente sismico orizzontale sarà $K_h = \beta_s \times A_{max}/g = 0.049$

14.18 In relazione al valore di magnitudo e alle condizioni idrogeologiche e geotecniche, **non sono presenti nel sito condizioni di innesco di fenomeni di liquefazione** e non è stata effettuata per questo alcuna modellazione numerica del rischio.

14.19 La verifica di Risposta sismica locale ha consentito la definizione dello spettro medio di risposta elastico e dello spettro normalizzato con i seguenti valori dei parametri di output nello stato limite SLV :

Ag [g]	F0	Tc*	Fv	q	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.335	2.385	0.150	1.865	1.5	0.050	0.150	1.000	0.262	0.417

Sono stati analizzati i parametri Fattore di amplificazione a basso periodo (0.1 a 0.5 sec.) (FA01-05) ed il Fattore di amplificazione ad alto periodo (da 0.5 a 1.1 sec.) (FV05-1.1).

Nel caso in esame i valori dei parametri Fa e Fv (ICMS 2018) sono risultati rispettivamente pari a

Fa = 1.436 Fv = 1.063

Con riferimento alla nota n.71886 della Direzione Difesa del suolo :

si Assevera

- ***l'esistenza dello Studio di Microzonazione sismica di secondo e terzo livello riferito all'intero territorio comunale di Cittadella;***
- ***che il predetto Studio è completo e non necessita di integrazioni;***
- ***che le indagini geologiche e sismiche eseguite nell'area in esame sono coerenti con le indagini e le conclusioni dello Studio di secondo e terzo livello comunale, come risulta nella relazione e tavole allegate.***
- ***che lo Studio di Microzonazione sismica comunale classifica l'area in esame come Zona stabile suscettibile di amplificazioni litologiche che non presenta particolari elementi di rischio sismico.***

Il Geologo
Dott. Gabriele Soppelsa

Bassano d.Gr. 28.07.2025





TAV.1 : Ubicazione dell'area interessata dal P.d.I. per la costruzione di N.2 fabbricati su estratto di ctr alla scala 1:10.000

TAV.2 – Ubicazione dell'area interessata dal P.d.I. per la costruzione di N.2 fabbricati su estratto della Carta delle Fragilità del P.A.T.I. – P.I. del Comune di Cittadella - Classificazione : Area Idonea

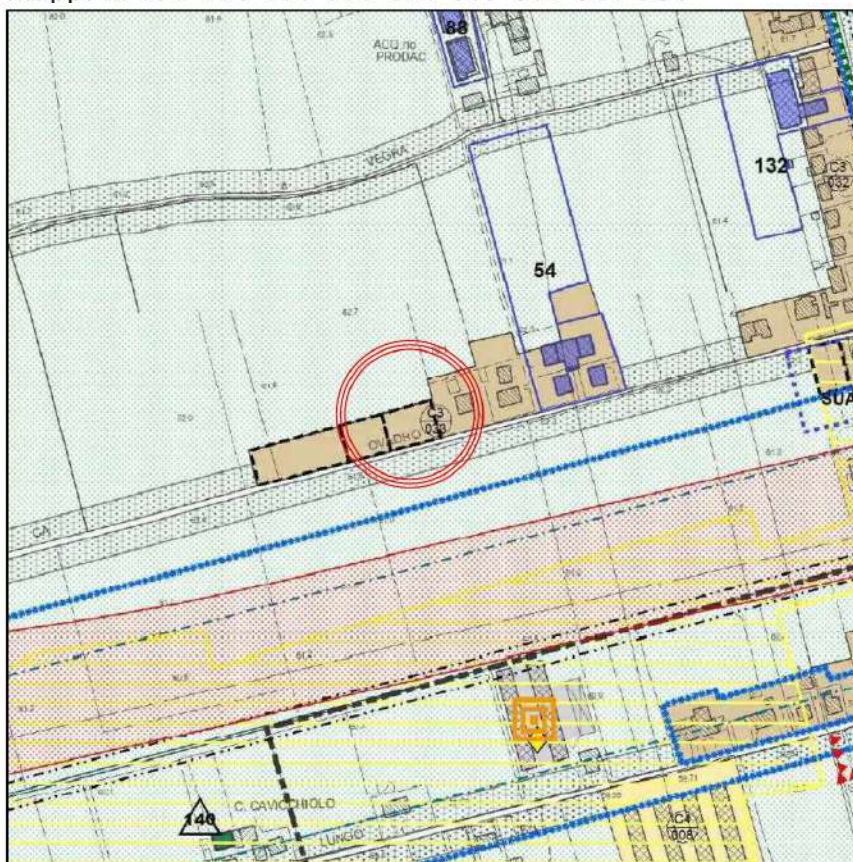
Quota falda 44.7m.s.l.m. - Profondità media da p.c. = -17.5mt - Direzione deflussi verso sudest



Comune di Cittadella
Estratto di Mappa Scala 1:2000
N.C.T. Fg. 13



Mapp. n. 679-681-893-895-896-897-899-900-901



Comune di Cittadella
Estratto Piano degli Interventi Scala 1:5000



**TAV.4 : Ubicazione dell'area interessata dal P.d.L. in via
Ca' Ovadro su estratto di P.I. e di planimetria catastale**



TAV.5 – Ubicazione dell'area interessata dal P.d.L. in progetto su estratto dello Studio di Compatibilità Idraulica del PATI dell'Alta Padovana

Classificazione : Aree non soggette ad allagamenti o rischio idraulico

Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)

Dati generali	Ubicazione indicativa dell'area d'indagine
Codice: 165119 Regione: VENETO Provincia: PADOVA Comune: CITTADELLA Tipologia: PERFORAZIONE Opera: POZZO PER ACQUA Profondità (m): 80,00 Quota pc slm (m): 60,00 Anno realizzazione: 1996 Numero diametri: 1 Presenza acqua: SI Portata massima (l/s): ND Portata esercizio (l/s): ND Numero falde: 1 Numero filtri: 1 Numero piezometrie: 1 Stratigrafia: SI Certificazione(*): NO Numero strati: 9 Longitudine WGS84 (dd): 11,757361 Latitudine WGS84 (dd): 45,672989 Longitudine WGS84 (dms): 11° 45' 26.50" E Latitudine WGS84 (dms): 45° 40' 22.76" N (*Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia)	

DIAMETRI PERFORAZIONE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	0,00	80,00	80,00	160

FALDE ACQUIFERE

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)
1	16,00	80,00	64,00

POSIZIONE FILTRI

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)
1	75,00	80,00	5,00	114

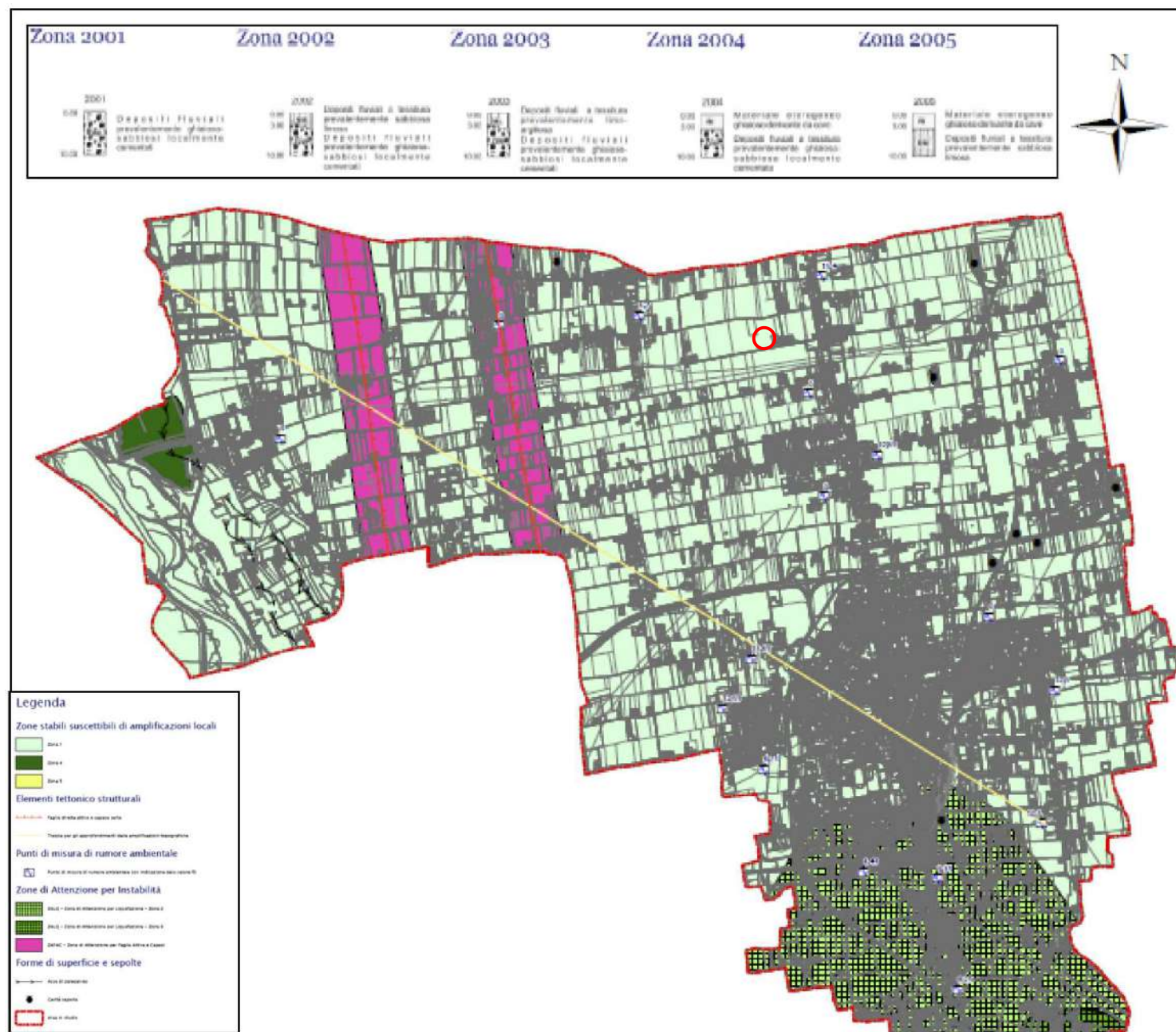
MISURE PIEZOMETRICHE

Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)
lug/1996	16,00	ND	ND	ND

STRATIGRAFIA

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	1,00	1,00		TERRENO AGRARIO
2	1,00	6,00	5,00		GHIAIE A MATRICE SABBIOSA
3	6,00	15,00	9,00		GHIAIE A GROSSI ELEMENTI
4	15,00	25,00	10,00		GHIAIE A MATRICE SABBIOSA
5	25,00	35,00	10,00		LIVELLI DI GHIAIE, SABBIE ED ARGILLE GRIGIE
6	35,00	50,00	15,00		GHIAIE A MATRICE SABBIOSA
7	50,00	60,00	10,00		GHIAIE MISTE A LIVELLI SABBIOSI
8	60,00	70,00	10,00		LIVELLI DI ARGILLE COLOR MARRONE
9	70,00	80,00	10,00		GHIAIE A MATRICE SABBIOSA

TAV.7 : Stratigrafia profonda del sottosuolo rilevata in un pozzo situato 400mt a ovest dell'area in esame spinto a -80mt dal p.c.



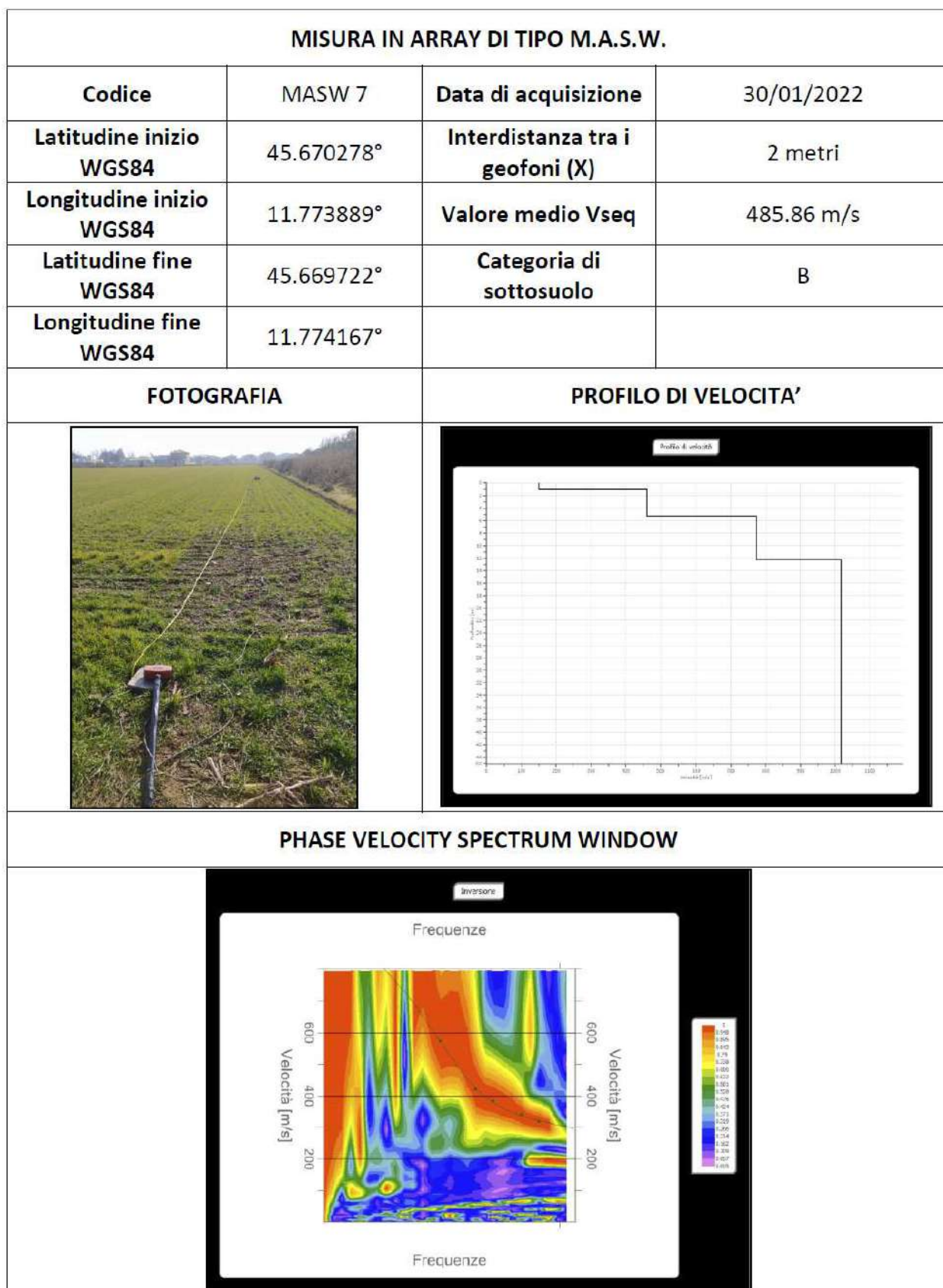
JRA 59 – STRALCIO DELLA CARTA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA(MOPS) SETTORE NORD DEL COMUNE DI CITTADELLA - 2022

TAV.8 – Ubicazione dell'area in esame su estratto della Carta della "MOPS" dello Studio di Microzonazione sismica del Comune Cittadella - Classificazione : Zone Stabili suscettibili di amplificazioni locali



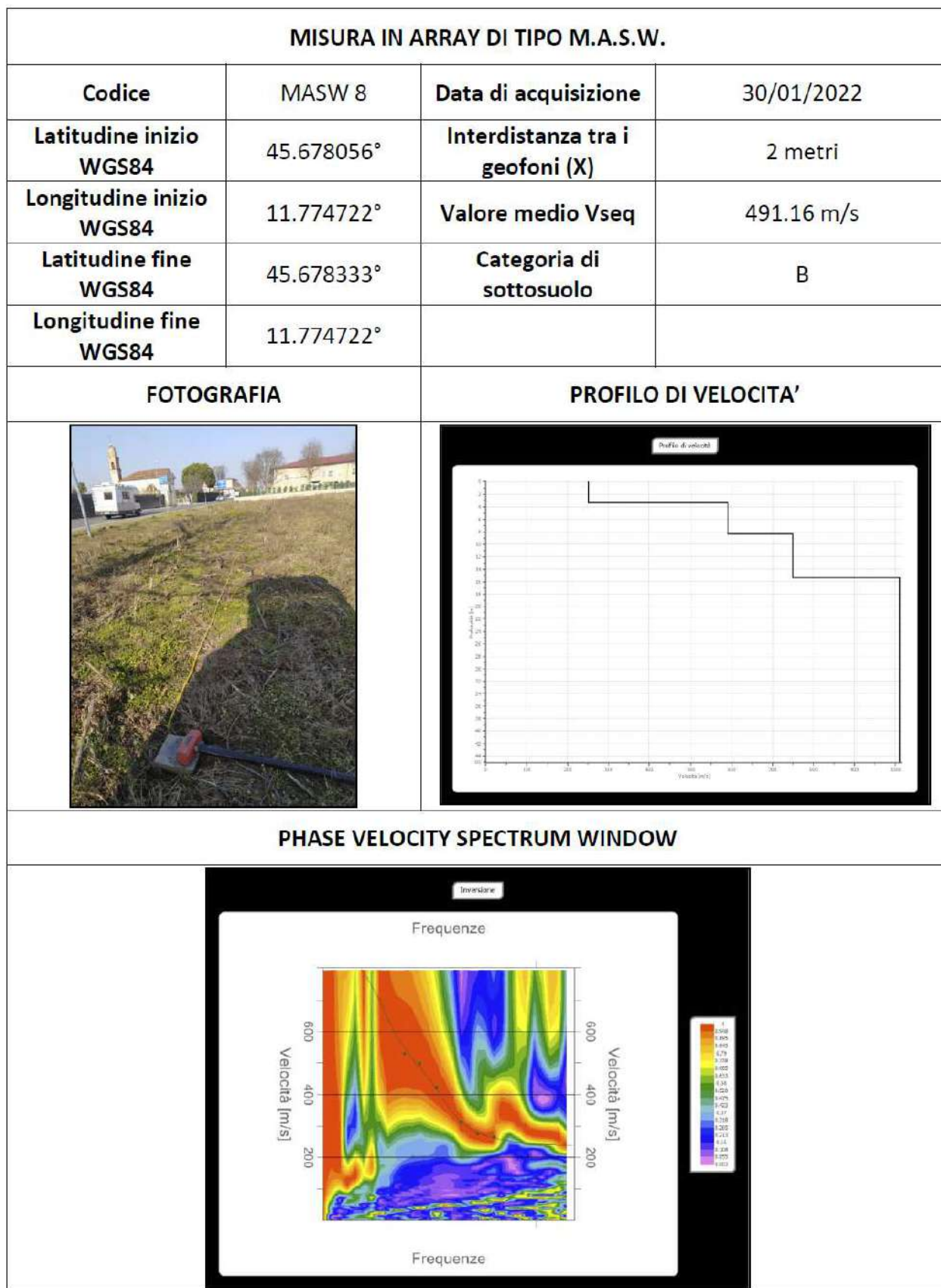
TAV.9 – Ubicazione dell'area in esame su estratto della Carta delle Indagini dello Studio di Microzonazione sismica livello II°-III° del Comune Cittadella

Indagini di riferimento : Masw : L7 - L8 HVSR : P41-P42



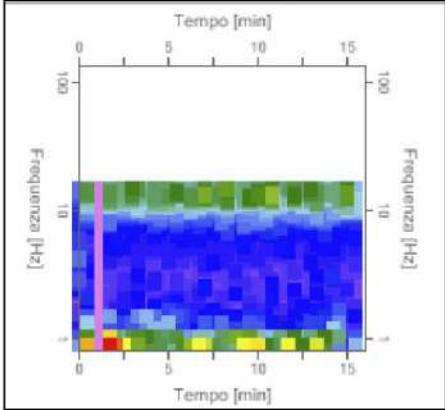
n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]
1	1.06	1.06	149.87	280.39
2	5.37	4.31	461.04	862.52
3	12.36	6.98	773.62	1447.31
4	∞	∞	1016.42	1901.54

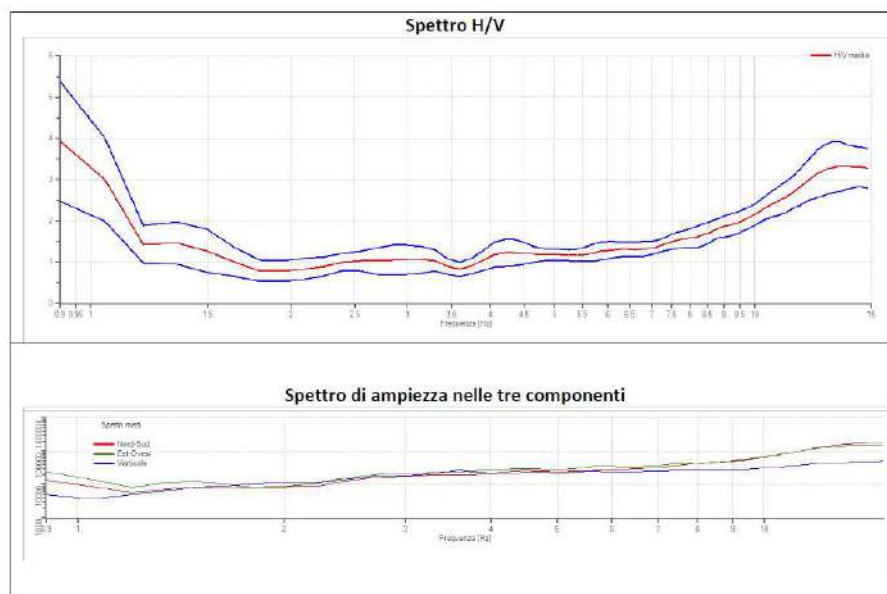
TAV.10 – Indagine sismica tipo Masw "L7" eseguita 200mt a sudest dell'area interessata dal PUA in via Ca'OVadro tratta dallo Studio di Microzonazione sismica di livello II°- III° del Comune di Cittadella



n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]
1	3.41	3.41	251.53	470.57
2	8.38	4.97	590.29	1104.33
3	15.38	7.00	749.26	1401.73
4	oo	oo	1011.41	1892.17

TAV.11 – Indagine sismica tipo Masw "L8" eseguita 200mt a nord-est dell'area interessata dal PUA in via Ca'Ovadro tratta dallo Studio di Microzonazione sismica di livello II°- III° del Comune di Cittadella

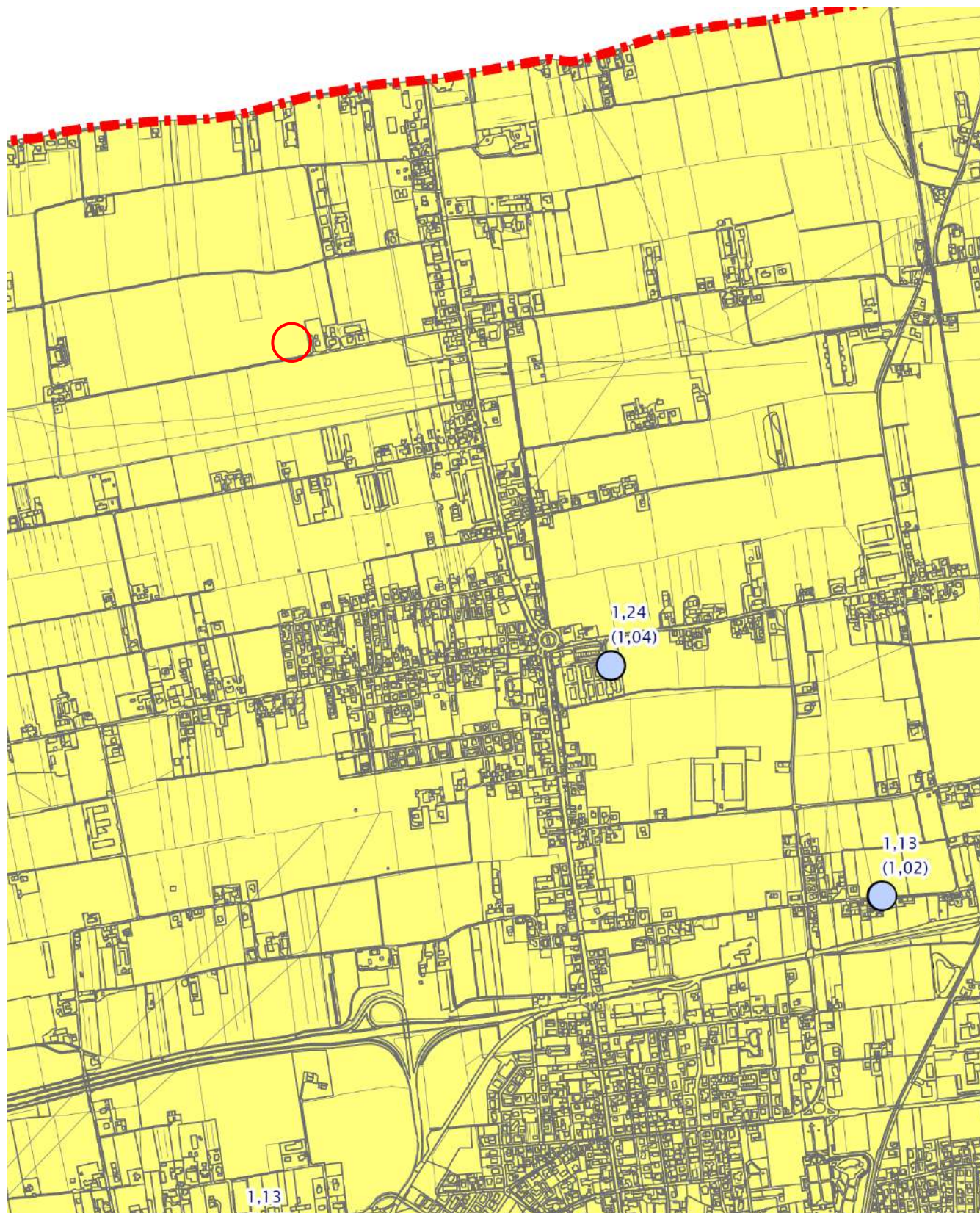
INDAGINE CI 8		Fotografia
Coordinate geografiche WGS 84	Lat: 45.678333° Long: 11.775278°	
Tipo di strumento	ECHO TROMO 3 (Ambrogeo)	
Tipo di terreno	Suolo	
Tipo di accoppiamento	Piedini da suolo	H/V Stability 
Frequenza di campionamento durante l'acquisizione	157 Hz	
Situazione meteorologica	Sereno	
Data di acquisizione	30/01/2022	
Frequenza di picco	13.4 ± 0.9	



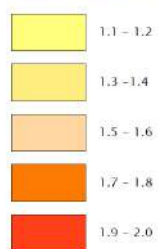
VERIFICHE SESAME

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$	Ok
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 < 0.5H$	Ok
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Ok
$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Ok
$A_0 > 2$	Ok
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	Ok
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	Ok
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	Ok

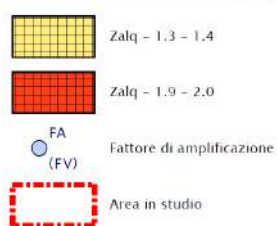
TAV.12 – Indagine sismica tipo HVSR "P42" eseguita 200mt a nordest dell'area interessata dal PUA Ca'Ovadro tratta dallo Studio di Microzonazione sismica di livello II°- III° del Comune di Cittadella



Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

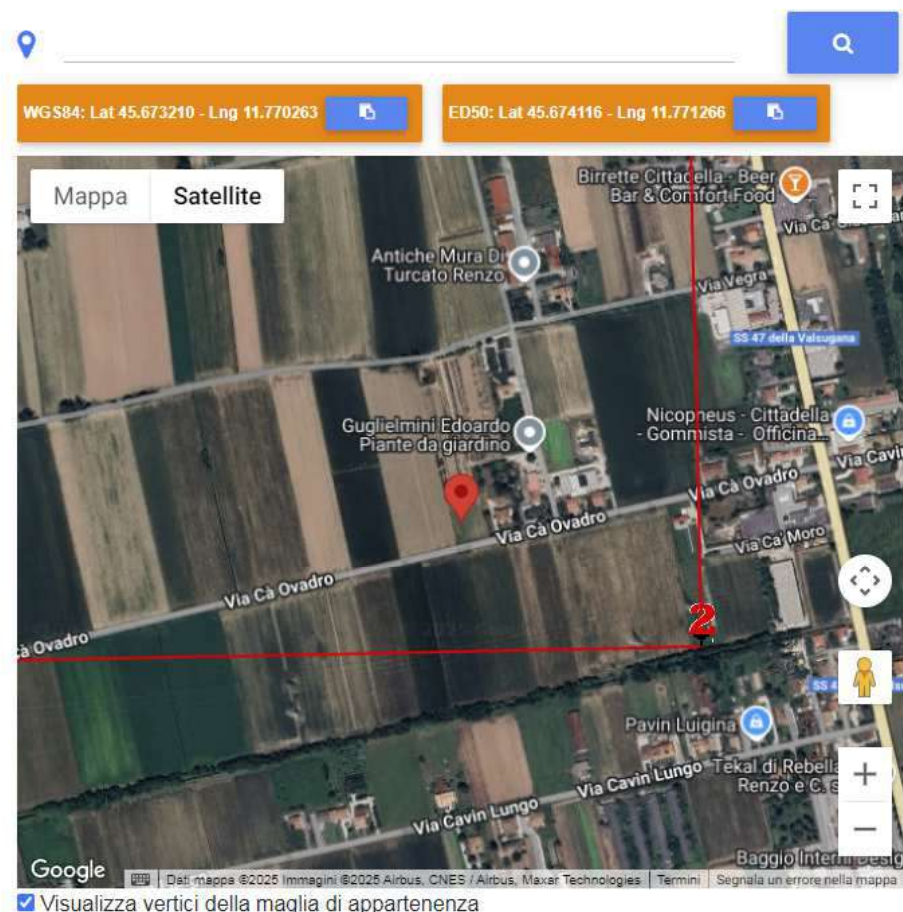


Zone di Attenzione per Instabilità (Livello 2)



TAV.13 – Ubicazione dell'area interessata dal PUA Ca'Ovadro su estratto della Carta di Microzonazione sismica livello II°-III° del Comune di Cittadella

Zone Stabili suscettibili di amplificazioni locali - Fattori amplificazione : $F_a = 1.24$ $F_v = 1.04$



Stati limite



Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...



Vita Nominale

50



Interpolazione

Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	F _o	T _c * [s]
Operatività (SLO)	30	0.045	2.483	0.238
Danno (SLD)	50	0.060	2.476	0.252
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.170	2.385	0.301
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.224	2.394	0.312
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici



Tipo

Muri di sostegno NTC 2008

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

H (m)

us (m)

1

0.1



Cat. Sottosuolo

B



Cat. Topografica

T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,19
CC Coeff. funz. categoria	1,47	1,45	1,40	1,39
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

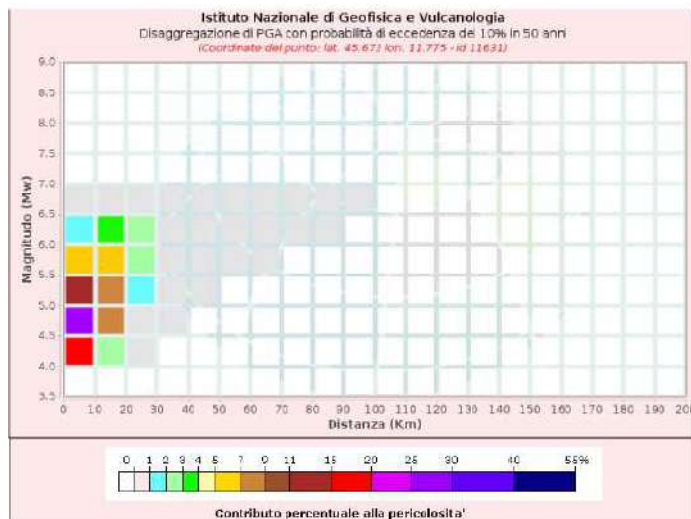
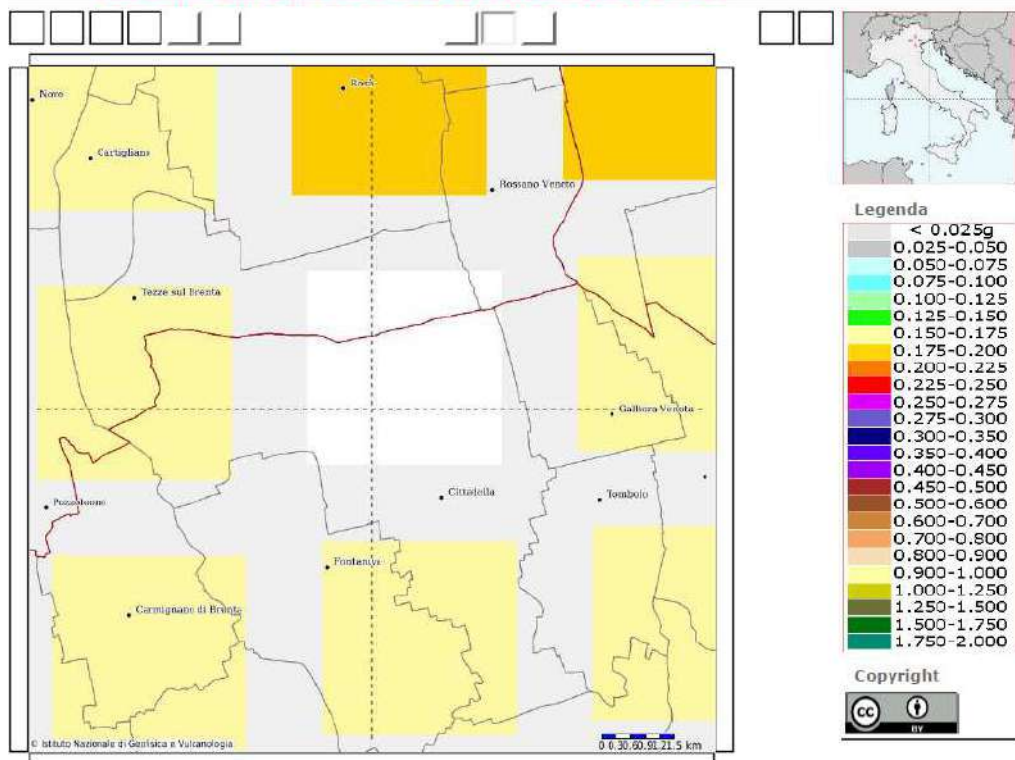
☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.010	0.013	0.049	0.083
kv	0.005	0.007	0.025	0.041
Amax [m/s²]	0.531	0.708	2.003	2.614
Beta	0.180	0.180	0.240	0.310

TAV.14 : Inquadramento e Parametri sismici dell'area interessata dal PUA in via Ca' Ovadro

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 45.673 lon. 11.775 - id 11631)											
Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	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	0.0000	15.1000	25.4000	12.3000	5.2300	1.9300	0.1910	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	2.9300	8.2200	7.7400	5.8700	3.6900	0.5110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0726	0.9170	1.8800	2.2300	2.0300	0.3460	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0133	0.3150	0.7110	0.8970	0.1810	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0172	0.2080	0.3950	0.0922	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0362	0.1560	0.0424	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0019	0.0545	0.0191	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0146	0.0085	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0024	0.0033	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.09	10.2	0.773

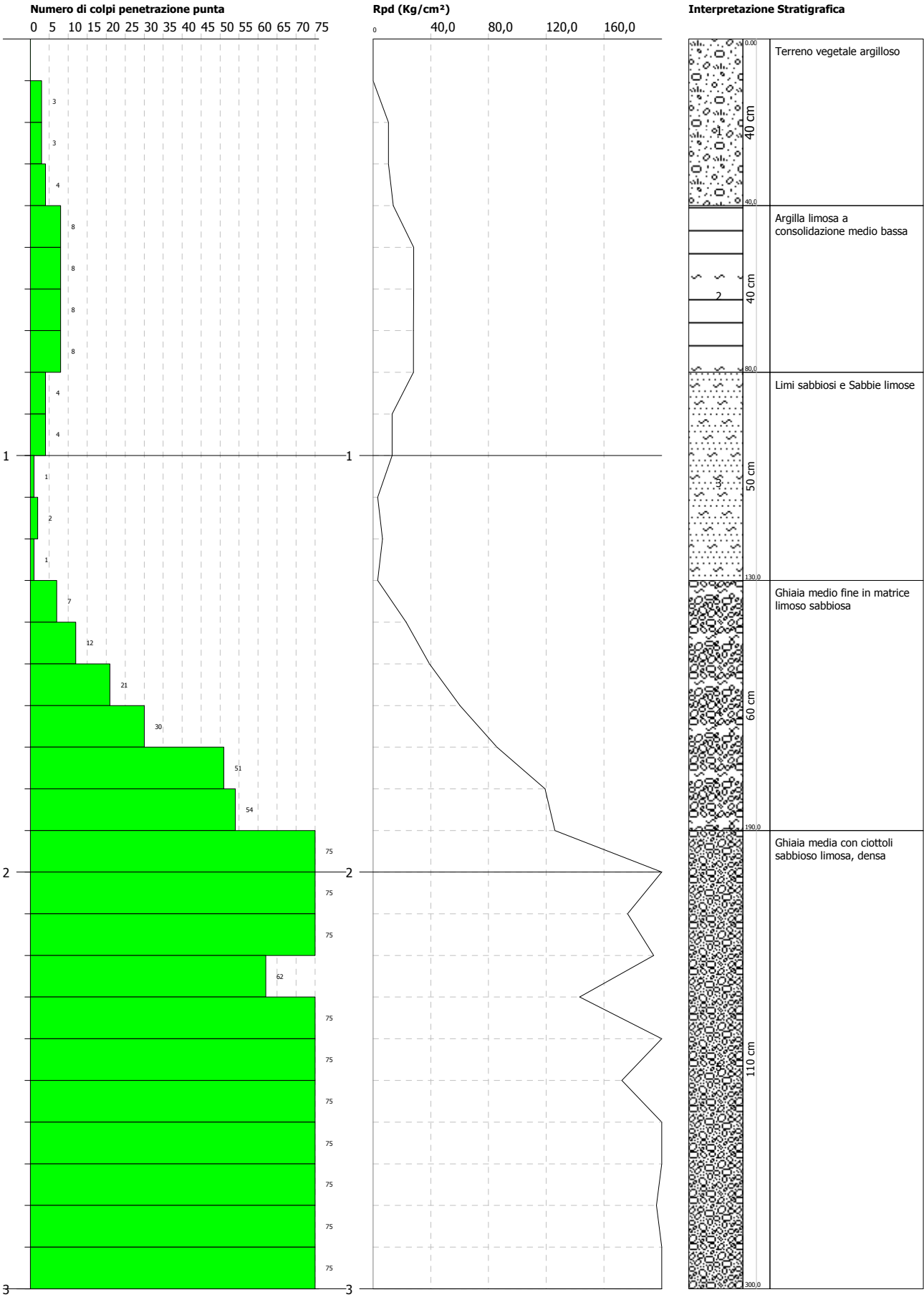
TAV.15 : Parametri di sorgente sismica ricavati dalla cartografia del INGV per l'area interessata dal fabbricato - Magnitudo attesa 5.09 < 5.5

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Tomasin Sonia e Guglielmini Alberto
Cantiere: PUA via Ca'Ovadro
Località: Cittadella

Data: 23/07/2025

Scala 1:13

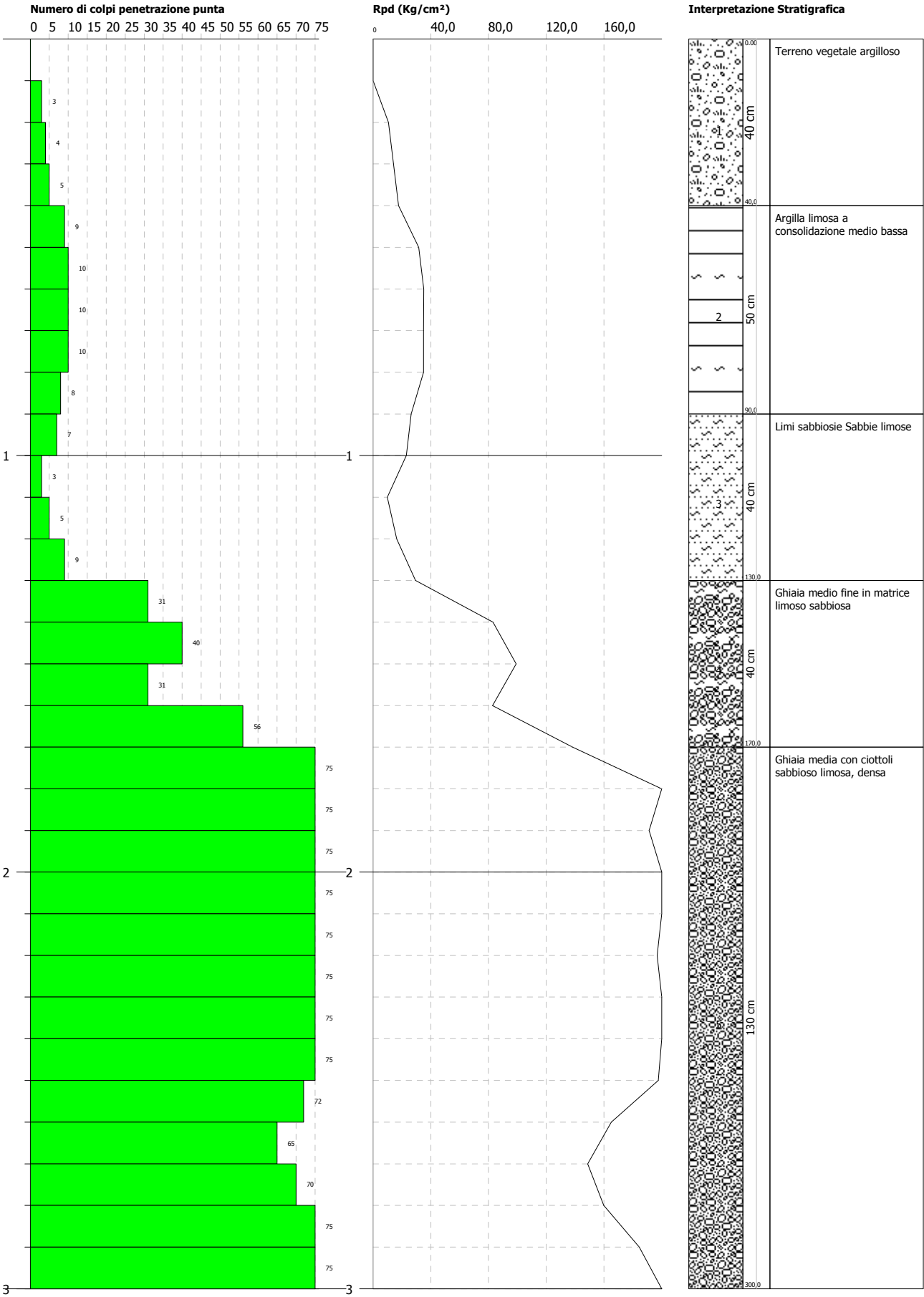


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: **Tomasin Sonia e Guglielmini Alberto**
Cantiere: **PUA via Ca'Ovadro**
Località: **Cittadella**

Data: 23/07/2025

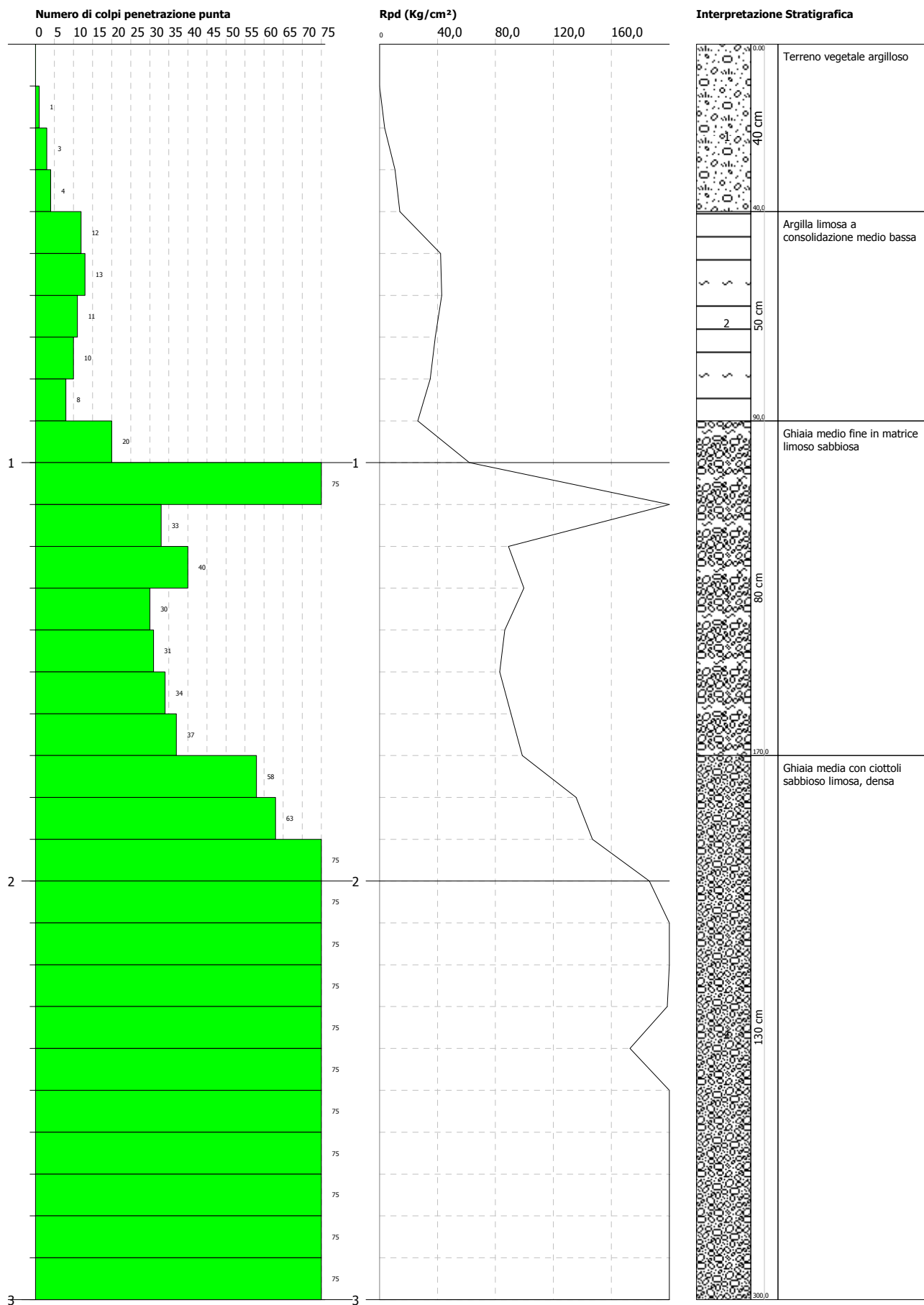
Scala 1:13



Committente: *Tomasin Sonia e Guglielmini Alberto*
Cantiere: *PUA via Ca'Ovadro*
Località: *Cittadella*

Data: 23/07/2025

Scala 1:13

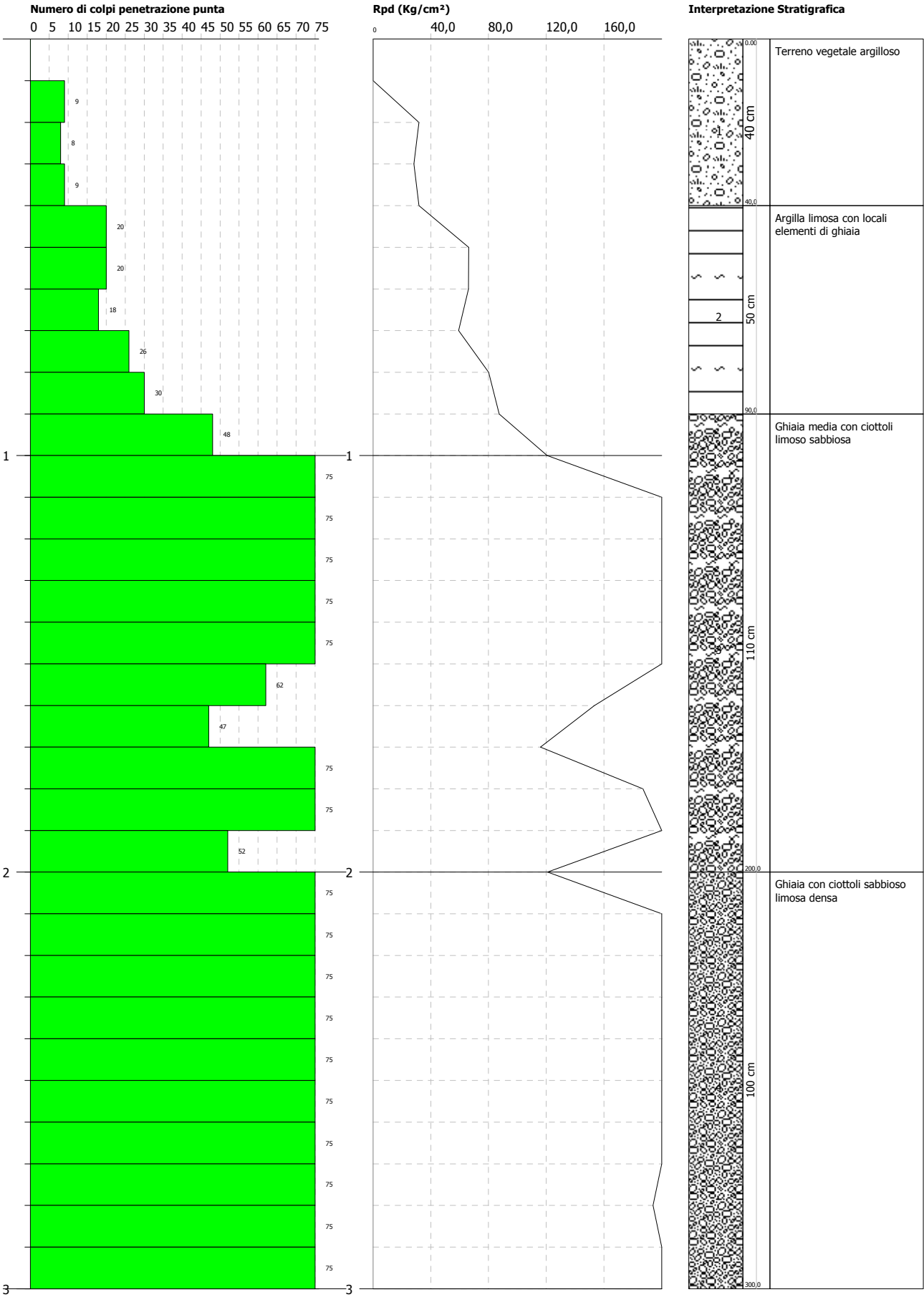


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... DL-30 (60°)

Committente: Tomasin Sonia e Guglielmini Alberto
Cantiere: PUA via Ca'Ovadro
Località: Cittadella

Data: 23/07/2025

Scala 1:13



PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE
(DYNAMIC PROBING)
DPSH – DPM (... *scept* ecc.)

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α)
- avanzamento (penetrazione) δ
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof.max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha=60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A=10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H=0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha= 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A=10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$),
 diametro $D = 50.8$ mm, area base cono $A=20.27 \text{ cm}^2$ rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
 massa battente $M=63.5$ kg, altezza caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20 \text{ cm}^2$, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} . Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M = peso massa battente;
- M' = peso aste;
- H = altezza di caduta;
- A = area base punta conica;
- δ = passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd}

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

Rpd = resistenza dinamica punta (area A);
 e = infissione media per colpo (δ/N);
 M = peso massa battente (altezza caduta H);
 P = peso totale aste e sistema battuta.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media + s

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media - s

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immersione $d = 1$ mt..

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti**Liquefazione**

Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

$N_{spt} \text{ corretto} = 15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda) .

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers 1961- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann 1977- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONAL RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose .
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie D_r viene sovrastimato, per limi sottostimato.

- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC, metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici.
- Schultze-Menzenbach, correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970), correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia
- Buismann-Sanglerat, correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967. Correlazione valida per peso specifico del materiale pari a circa $\gamma = 2,65$ t/mc e per peso di volume secco variabile da 1,33 ($N_{spt} = 0$) a 1,99 ($N_{spt} = 95$)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss 1978-1981. Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/sec)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_o)

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). *Cu min-max*.
- Sanglerat, da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi, tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività > 5 , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat, (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche" di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità, (Cu- N_{spt} -grado di plasticità).
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cm²) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con $N_c=20$ e $Q_c/N_{spt}=2$.
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cm²) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago) - Coesione non drenata Cu (Kg/cm²), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982, valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$) - da esperienze su argille glaciali.
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - M_o (Eed) (Kg/cm²)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buismann- Sanglerat, valida per argille compatte ($N_{spt} < 30$) medie e molli ($N_{spt} < 4$) e argille sabbiose ($N_{spt}=6-12$).

Modulo Di Young (E_Y)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. > 15
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Correlazione Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida per condizioni specifiche: peso specifico del materiale pari a circa $G=2,70$ (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 ($N_{spt}=0$) a 0,545 ($N_{spt}=28$)

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

23/07/2025

Profondità prova

3,00 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3	0,855	10,63	12,44	0,53	0,62
0,30	3	0,853	10,61	12,44	0,53	0,62
0,40	4	0,851	14,11	16,59	0,71	0,83
0,50	8	0,849	28,17	33,18	1,41	1,66
0,60	8	0,847	28,10	33,18	1,41	1,66
0,70	8	0,845	28,04	33,18	1,40	1,66
0,80	8	0,843	27,98	33,18	1,40	1,66
0,90	4	0,842	13,23	15,72	0,66	0,79
1,00	4	0,840	13,20	15,72	0,66	0,79
1,10	1	0,838	3,29	3,93	0,16	0,20
1,20	2	0,836	6,57	7,86	0,33	0,39
1,30	1	0,835	3,28	3,93	0,16	0,20
1,40	7	0,833	22,91	27,51	1,15	1,38
1,50	12	0,831	39,20	47,16	1,96	2,36
1,60	21	0,730	60,21	82,53	3,01	4,13
1,70	30	0,728	85,83	117,90	4,29	5,90
1,80	51	0,626	125,54	200,44	6,28	10,02
1,90	54	0,625	125,99	201,66	6,30	10,08
2,00	100	0,623	232,72	373,44	11,64	18,67
2,10	76	0,622	176,43	283,82	8,82	14,19
2,20	84	0,620	194,53	313,69	9,73	15,68
2,30	62	0,619	143,23	231,54	7,16	11,58
2,40	88	0,617	202,81	328,63	10,14	16,43
2,50	75	0,616	172,44	280,08	8,62	14,00
2,60	92	0,614	211,03	343,57	10,55	17,18
2,70	100	0,613	228,86	373,44	11,44	18,67
2,80	86	0,611	196,37	321,16	9,82	16,06
2,90	120	0,610	260,41	426,88	13,02	21,34
3,00	120	0,609	259,83	426,88	12,99	21,34

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	1,96	Coesivo	1,33	1,83	--	0,31	8,99	19,60	--	--
2	0,8	6,26	Coesivo	1,41	1,88	--	1,00	28,72	62,60	--	--
3	1,3	1,88	Incoerente	1,40	1,87	28,53	--	31,33	---	0,35	117,66
4	1,9	22,84	Incoerente	2,04	2,45	34,4	--	74,38	189,20	0,31	1230,52
5	3,0	71,39	Incoerente	2,42	2,50	47,99	--	174,10	431,95	0,21	3591,97

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato...

DL-30 (60°)

Prova eseguita in data

23/07/2025

Profondità prova

3,00 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3	0,855	10,63	12,44	0,53	0,62
0,30	4	0,853	14,15	16,59	0,71	0,83
0,40	5	0,851	17,64	20,74	0,88	1,04
0,50	9	0,849	31,69	37,33	1,58	1,87
0,60	10	0,847	35,13	41,47	1,76	2,07
0,70	10	0,845	35,05	41,47	1,75	2,07
0,80	10	0,843	34,98	41,47	1,75	2,07
0,90	8	0,842	26,46	31,44	1,32	1,57
1,00	7	0,840	23,10	27,51	1,16	1,38
1,10	3	0,838	9,88	11,79	0,49	0,59
1,20	5	0,836	16,43	19,65	0,82	0,98
1,30	9	0,835	29,52	35,37	1,48	1,77
1,40	31	0,683	83,20	121,83	4,16	6,09
1,50	40	0,631	99,23	157,21	4,96	7,86
1,60	31	0,680	82,79	121,83	4,14	6,09
1,70	56	0,628	138,20	220,09	6,91	11,00
1,80	94	0,626	231,39	369,43	11,57	18,47
1,90	82	0,625	191,31	306,22	9,57	15,31
2,00	90	0,623	209,45	336,10	10,47	16,80
2,10	100	0,622	232,15	373,44	11,61	18,67
2,20	85	0,620	196,84	317,43	9,84	15,87
2,30	92	0,619	212,54	343,57	10,63	17,18
2,40	100	0,617	230,47	373,44	11,52	18,67
2,50	86	0,616	197,73	321,16	9,89	16,06
2,60	72	0,614	165,16	268,88	8,26	13,44
2,70	65	0,613	148,76	242,74	7,44	12,14
2,80	70	0,611	159,83	261,41	7,99	13,07
2,90	85	0,610	184,46	302,37	9,22	15,12
3,00	120	0,609	259,83	426,88	12,99	21,34

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	2,35	Coesivo	1,33	1,83	--	0,37	10,78	23,50	--	--
2	0,9	7,36	Coesivo	1,41	1,88	--	1,16	33,77	73,60	--	--
3	1,3	4,70	Incoerente	1,53	1,89	29,32	--	37,12	---	0,34	278,41
4	1,7	30,93	Incoerente	2,14	2,50	36,66	--	91,00	229,65	0,29	1636,33
5	3,0	68,72	Incoerente	2,38	2,50	47,24	--	168,62	418,60	0,21	3465,54

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato... DL-30 (60°)
 Prova eseguita in data 23/07/2025
 Profondità prova 3,00 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	1	0,855	3,54	4,15	0,18	0,21
0,30	3	0,853	10,61	12,44	0,53	0,62
0,40	4	0,851	14,11	16,59	0,71	0,83
0,50	12	0,849	42,25	49,77	2,11	2,49
0,60	13	0,797	42,97	53,92	2,15	2,70
0,70	11	0,845	38,56	45,62	1,93	2,28
0,80	10	0,843	34,98	41,47	1,75	2,07
0,90	8	0,842	26,46	31,44	1,32	1,57
1,00	20	0,790	62,08	78,60	3,10	3,93
1,10	80	0,638	200,59	314,41	10,03	15,72
1,20	33	0,686	89,00	129,69	4,45	6,48
1,30	40	0,635	99,76	157,21	4,99	7,86
1,40	30	0,733	86,41	117,90	4,32	5,90
1,50	31	0,681	82,99	121,83	4,15	6,09
1,60	34	0,680	90,80	133,62	4,54	6,68
1,70	37	0,678	98,58	145,41	4,93	7,27
1,80	58	0,626	142,77	227,95	7,14	11,40
1,90	63	0,625	146,98	235,27	7,35	11,76
2,00	80	0,623	186,18	298,76	9,31	14,94
2,10	94	0,622	218,22	351,04	10,91	17,55
2,20	100	0,620	231,58	373,44	11,58	18,67
2,30	86	0,619	198,68	321,16	9,93	16,06
2,40	75	0,617	172,85	280,08	8,64	14,00
2,50	92	0,616	211,53	343,57	10,58	17,18
2,60	100	0,614	229,39	373,44	11,47	18,67
2,70	88	0,613	201,39	328,63	10,07	16,43
2,80	110	0,611	251,16	410,79	12,56	20,54
2,90	100	0,610	217,01	355,73	10,85	17,79
3,00	120	0,609	259,83	426,88	12,99	21,34

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	1,57	Coesivo	1,33	1,83	--	0,25	7,20	15,70	--	--
2	0,9	8,46	Coesivo	1,41	1,88	--	1,33	38,81	84,60	--	--
3	1,7	29,85	Incoerente	2,13	2,50	36,36	--	88,78	224,25	0,3	1582,56
4	3,0	70,23	Incoerente	2,40	2,50	47,66	--	171,72	426,15	0,21	3537,08

PROVA ... Nr.4

Strumento utilizzato... DL-30 (60°)
 Prova eseguita in data 23/07/2025
 Profondità prova 3,00 mt
 Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,10	0	0,857	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	9	0,855	31,90	37,33	1,60	1,87
0,30	8	0,853	28,29	33,18	1,41	1,66
0,40	9	0,851	31,76	37,33	1,59	1,87
0,50	20	0,799	66,27	82,95	3,31	4,15
0,60	20	0,797	66,11	82,95	3,31	4,15
0,70	18	0,795	59,36	74,65	2,97	3,73
0,80	26	0,743	80,16	107,83	4,01	5,39
0,90	30	0,742	87,43	117,90	4,37	5,90
1,00	48	0,640	120,69	188,65	6,03	9,43
1,10	100	0,638	250,74	393,01	12,54	19,65
1,20	120	0,636	300,07	471,62	15,00	23,58
1,30	95	0,635	236,92	373,36	11,85	18,67
1,40	110	0,633	273,60	432,31	13,68	21,62
1,50	84	0,631	208,38	330,13	10,42	16,51
1,60	62	0,630	153,40	243,67	7,67	12,18
1,70	47	0,628	115,99	184,72	5,80	9,24
1,80	80	0,626	196,92	314,41	9,85	15,72
1,90	105	0,625	244,97	392,12	12,25	19,61
2,00	52	0,623	121,02	194,19	6,05	9,71
2,10	100	0,622	232,15	373,44	11,61	18,67
2,20	110	0,620	254,74	410,79	12,74	20,54
2,30	94	0,619	217,16	351,04	10,86	17,55
2,40	96	0,617	221,25	358,51	11,06	17,93
2,50	108	0,616	248,32	403,32	12,42	20,17
2,60	92	0,614	211,03	343,57	10,55	17,18
2,70	110	0,613	251,74	410,79	12,59	20,54
2,80	85	0,611	194,08	317,43	9,70	15,87
2,90	100	0,610	217,01	355,73	10,85	17,79
3,00	120	0,609	259,83	426,88	12,99	21,34

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.4

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo G (Kg/cm²)
1	0,4	5,09	Coesivo	1,41	1,88	--	0,81	23,35	50,90	--	--
2	0,9	17,85	Coesivo	1,54	1,96	--	2,80	81,90	178,50	--	--
3	2,0	64,28	Incoerente	2,33	2,50	46	--	159,50	396,40	0,22	3254,65
4	3,0	79,47	Incoerente	2,50	2,50	50,25	--	190,70	472,35	0,19	3972,87

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLATEA A -0.4MT

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 11/03/1988

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

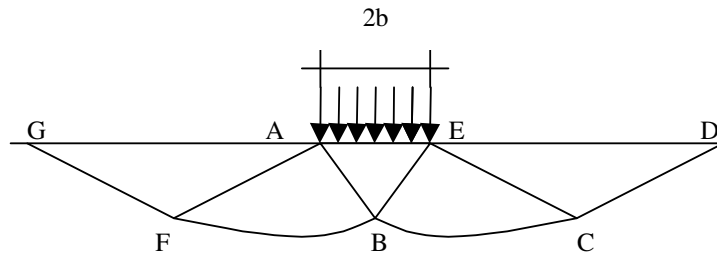
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie $GFBCD$.

Nel triangolo AEB la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone ABF e EBC la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti A ed E e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti A ed E . Nei triangoli AFG e ECD la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[e^{\frac{\pi g \varphi}{2} \tan^2 (45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per $\varphi = 0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per

tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg \phi_{rid} = 2/3 \times tg \phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di **Terzaghi** può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di **Terzaghi**; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in

cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{aligned} \text{Carico verticale} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{aligned}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$\begin{aligned}
 d'_c &= 0.4k \\
 d_c &= 1 + 0.4k \\
 d_q &= 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k \\
 d_\gamma &= 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi \\
 k &= \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1 \\
 k &= \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del carico

$$\begin{aligned}
 i'_c &= 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \\
 i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \\
 i_q &= \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0) \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$\begin{aligned}
 g'_c &= \frac{\beta}{147} \\
 g_c &= 1 - \frac{\beta}{147} \\
 g_q &= g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5
 \end{aligned}$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$\begin{aligned}
 b'_c &= \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_q &= \exp(-2\eta \tan \varphi) \\
 b_\gamma &= \exp(-2.7\eta \tan \varphi)
 \end{aligned}$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i \cdot \left[1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi') \right]$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left[1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi') \right]^3$$

$$i_\gamma = \left[1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi') \right]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

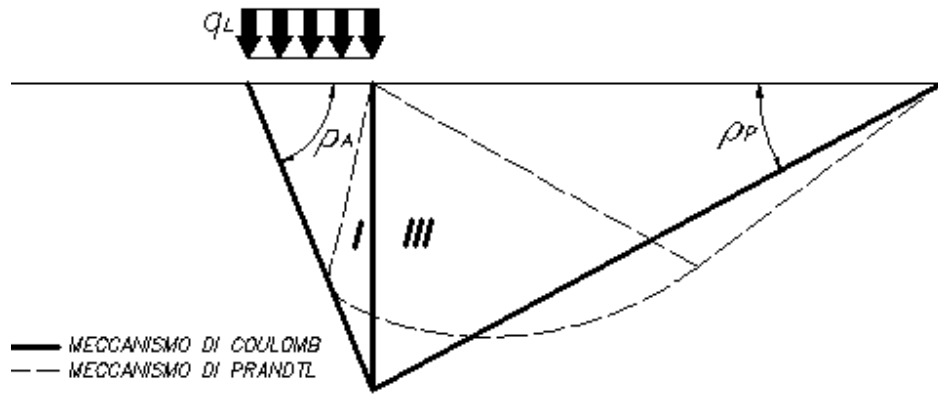
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} - \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$\rho_P = \phi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\phi) \cdot (\tan(\phi) \cdot \cot(\phi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\phi))} + \tan(\phi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\phi) + \cot(\phi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale

e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \quad \phi = 30^\circ$$

$$- \quad \delta = 15^\circ$$

E per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	N γ	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$\begin{aligned} N_q &= \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_c &= 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_\gamma &= N_q + 1 \end{aligned}$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e ϕ .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: SHIKHIEV & JAKOVLEV

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

$$\begin{aligned} z_q &= \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi} \right)^{0,35} \\ z_c &= 1 - 0,32 \cdot k_h \\ z_\gamma &= z_q \end{aligned}$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

$a_{\max}$ accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v che interessano tutte le masse vengono calcolati come:

$$K_h = S \cdot (a_g/g),$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_o.$$

S : fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:

Suolo di tipo A - $S=1$;

Suolo di tipo B - $S=1.25$;

Suolo di tipo C - $S=1.25$;

Suolo di tipo E - $S=1.25$;

Suolo di tipo D - $S=1.35$.

Per fondazioni su pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica S_T :

- $S_T \geq 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- $S_T \geq 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$; $S_T \geq 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

L'applicazione del **D.M. 88** e successive modifiche ed integrazioni è consentito mediante l'inserimento del coefficiente sismico orizzontale K_o in funzione delle Categorie Sismiche secondo il seguente schema:

CATEGORIA	K_o	K_v
I	0.1	0
II	0.07	0
III	0.04	0

In accordo a tale disposizioni, il rapporto: $a_g/g = C \cdot I \cdot R$

C: coefficiente di intensità sismica $C = \frac{S - 2}{100}$

S: grado di sismicità ($S \geq 2$)

R: coefficiente di risposta,

I: coefficiente di protezione sismica.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la “design ground acceleration on type A ground”.

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_o , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	10,0 m
Lunghezza fondazione	15,0 m
Profondità piano di posa	0,4 m
Altezza di incastro	0,4 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,054
Coefficiente sismico orizzontale	0,0097
Coefficiente sismico verticale	0,0048

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Descrizione:	
Latitudine:	45,67
Longitudine:	11,77
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,44	2,48	0,24
S.L.D.	50,0	0,59	2,48	0,25
S.L.V.	475,0	1,67	2,39	0,3
S.L.C.	975,0	2,2	2,39	0,31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Opere di sostegno
--------	-------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,528	0,18	0,0097	0,0048
S.L.D.	0,708	0,18	0,013	0,0065
S.L.V.	2,004	0,24	0,049	0,0245
S.L.C.	2,6081	0,31	0,0825	0,0412

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,4	1900,0	2100,0	15,0	15	0,4	0,4	0,4	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
0,5	2000,0	2200,0	22,0	22	0,8	0,8	0,8	45,89	50,0	0,0	0,0	0,0
0,4	1800,0	1900,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	75,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,6	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,1	1950,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg)·m	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R1	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: TERZAGHI (1955)

Pressione limite 3,34 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 1,34 Kg/cm³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,13
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	4,81 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,81 Kg/cm ²

Fattore sicurezza **4,81**

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	4,64 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,64 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,64

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,13
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	4,78 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,78 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,78

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,13
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	4,81 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,81 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,81

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,13
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	4,74 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4,74 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	4,74

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,13
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,46 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,92 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,46

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,34 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,86 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,34

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,13
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore forma [Sq]	1,0

Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	3,44 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,91 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,44
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,13
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	3,46 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,92 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,46
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,13
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	3,41 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,9 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,41
=====	

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,13
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,46 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,92 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,46

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,34 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,86 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,34

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,13
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,44 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,91 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,44

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,13
Fattore profondità [Dc]	0,02
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3,46 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,92 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,46

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	1,13
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	3,41 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,9 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,41

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,0 Kg/cm ²
Spessore dello strato	1,5 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	45,89 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,35
Coefficiente di influenza I1	0,02
Coefficiente di influenza I2	0,06
Coefficiente di influenza Is	0,04
Cedimento al centro della fondazione	12,07 mm
Coefficiente di influenza I1	0,0
Coefficiente di influenza I2	0,03
Coefficiente di influenza Is	0,02
Cedimento al bordo	2,73 mm

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI A PLATEA A -3.2MT

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	10,0 m
Lunghezza fondazione	15,0 m
Profondità piano di posa	3,2 m
Altezza di incastro	0,4 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,054
Coefficiente sismico orizzontale	0,0097
Coefficiente sismico verticale	0,0048

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Descrizione:	
Latitudine:	45,67
Longitudine:	11,77
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,44	2,48	0,24
S.L.D.	50,0	0,59	2,48	0,25
S.L.V.	475,0	1,67	2,39	0,3
S.L.C.	975,0	2,2	2,39	0,31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Opere di sostegno
--------	-------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,528	0,18	0,0097	0,0048
S.L.D.	0,708	0,18	0,013	0,0065
S.L.V.	2,004	0,24	0,049	0,0245
S.L.C.	2,6081	0,31	0,0825	0,0412

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,4	1900,0	2100,0	15,0	15	0,4	0,4	0,4	25,49	26,51	0,0	0,0	0,0
0,5	2000,0	2200,0	22,0	22	0,8	0,8	0,8	45,89	50,0	0,0	0,0	0,0
0,4	1800,0	1900,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	75,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,6	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,1	1950,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg·m)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R1	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: HANSEN (1970)

Pressione limite 13,2 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 5,28 Kg/cm³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	40,05
Fattore forma [Sc]	1,5
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0

Fattore forma [Sq]	1,48
Fattore profondità [Dq]	1,08
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,73
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	33,35 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	33,35 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	33,35
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	47,16
Fattore [Nc]	63,53
Fattore [Ng]	51,7
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	54,08 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	54,08 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	54,08
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	44,43
Fattore forma [Sc]	1,51
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore forma [Sq]	1,26
Fattore profondità [Dq]	1,06
Fattore forma [Sg]	1,26
Fattore profondità [Dg]	1,06
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	61,79 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	61,79 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	61,79
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

=====	
-------	--

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	56,31
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,48
Fattore profondità [Dq]	1,08
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,73
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	44,98 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	44,98 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	44,98
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	37,75
Fattore [Nc]	50,59
Fattore [Ng]	53,4
Fattore forma [Sc]	1,4
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,39
Fattore profondità [Dq]	1,08
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	46,08 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	46,08 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	46,08
=====	

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	15,48
Fattore forma [Sc]	1,41
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,39
Fattore profondità [Dq]	1,09
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,73
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	13,28 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7,38 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	13,28

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,9
Fattore [Nc]	37,68
Fattore [Ng]	20,32
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	21,59 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	12,0 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	21,59

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	16,12
Fattore forma [Sc]	1,4
Fattore profondità [Dc]	1,11
Fattore forma [Sq]	1,2
Fattore profondità [Dq]	1,06
Fattore forma [Sg]	1,2
Fattore profondità [Dg]	1,06

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	21,78 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	12,1 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	21,78
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	22,96
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,39
Fattore profondità [Dq]	1,09
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,73
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	18,63 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10,35 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	18,63
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	20,64
Fattore forma [Sc]	1,35
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,34
Fattore profondità [Dq]	1,09
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0

Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	18,23 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10,13 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	18,23
=====	

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	15,48
Fattore forma [Sc]	1,41
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,39
Fattore profondità [Dq]	1,09
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,73
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	13,2 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	7,34 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	13,2
=====	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,9
Fattore [Nc]	37,68
Fattore [Ng]	20,32
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	21,47 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	11,93 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	21,47
=====	

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	16,12
Fattore forma [Sc]	1,4
Fattore profondità [Dc]	1,11
Fattore forma [Sq]	1,2
Fattore profondità [Dq]	1,06
Fattore forma [Sg]	1,2
Fattore profondità [Dg]	1,06
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	21,65 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	12,03 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	21,65

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	22,96
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,39
Fattore profondità [Dq]	1,09
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,73
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	18,52 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10,29 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	18,52

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18,75
Fattore [Nc]	30,54
Fattore [Ng]	20,64
Fattore forma [Sc]	1,35
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0

Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,34
Fattore profondità [Dq]	1,09
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	18,12 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	10,07 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	18,12
=====	

CEDIMENTI ELASTICI

=====	
Pressione normale di progetto	1,0 Kg/cm ²
Spessore dello strato	5,0 m
Profondità substrato roccioso	100,0 m
Modulo Elastico	200,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,35
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,13
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,18
=====	
Cedimento al centro della fondazione	4,82 mm
=====	
Coefficiente di influenza I1	0,04
Coefficiente di influenza I2	0,08
Coefficiente di influenza Is	0,08
Cedimento al bordo	1,08 mm
=====	

INDAGINE GEOFISICA TRAMITE TECNICA MASW, ReMi E HVSr

**RELAZIONE TECNICA
ED ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE**

Ubicazione: Via Ca Ovadro-Cittadella-PD
Data: 25 Luglio 2025
Committente: Tomasin Sonia e Guglielmini Alberto

INDICE

INDICE	2
PREMESSA	3
LIMITAZIONI DI RESPONSABILITA'	3
DATI GENERALI	4
INTRODUZIONE	5
INDAGINI SISMICHE MASW (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES)	7
INDAGINI SISMICHE REMI (REFRACTION MICROTREMORS).....	7
INDAGINE CON STAZIONE SINGOLA HVSR (HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIOS)	9
VS EQUIVALENTE (NTC 2018).....	10
MASW REPORT	11
REMI REPORT	17
HVSR REPORT	20
RISULTATI INDAGINI MASW, REMI E HVSR.....	26
CARATTERISTICHE E SCOPI DELL'ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	28
AZIONE SISMICA-MOTO DI INPUT	30
OUTPUT SISMICO	34

PREMESSA

Il Dott. Geol. Gabriele Soppelsa è stato incaricato dalla Committenza di eseguire una campagna di indagini geofisiche in Via Ca Ovario nel Comune di Cittadella (PD).

Le tecniche di prospezione geofisica valutate più efficaci e messe in atto per il caso specifico sono state quelle delle indagini sismiche MASW, ReMi e HVSR.

Le indagini sono state eseguite il 23 Luglio 2025.

La presente relazione tecnica descrive le metodologie e le strumentazioni utilizzate durante questa campagna di rilievi.

LIMITAZIONI DI RESPONSABILITA'

Questo rapporto tecnico si fonda sull'applicazione di conoscenze e di leggi scientifiche riconosciute ma anche di calcoli e di valutazioni professionali circa eventi o fenomeni suscettibili di interpretazione.

Le stime e le considerazioni ivi espresse sono basate su informazioni acquisite o comunque disponibili al momento dell'indagine e sono strettamente condizionate dai limiti imposti dalla tipologia e dalla consistenza dei dati utilizzabili, dalle risorse fruibili per il caso di specie, nonché dal programma di lavoro concordato con il Cliente.

E' importante ricordare che le procedure di misura impiegate per l'indagine geofisica si basano su tecniche di esplorazione indiretta che, nonostante siano utilizzate allo stato dell'arte sia delle conoscenze scientifiche che degli avanzamenti tecnologici, hanno una serie di limitazioni intrinseche. L'indagine geofisica non può, infatti, sostituire integralmente l'esplorazione diretta anche se ne rappresenta un indispensabile complemento per colmare le lacune informative e per garantire un'univoca correlazione dei principali elementi strutturali presenti nel sottosuolo.

Questo rapporto si basa inoltre sulla conoscenza professionale degli attuali standard e codici, tecnologia e legislazione dell'Unione Europea. Modifiche e aggiornamenti di quanto sopra citato potrebbero rendere inappropriate o scorrette le conclusioni, le raccomandazioni e le indicazioni stilate nel testo.

Le conclusioni ed i suggerimenti operativi contenuti nel presente rapporto vanno intesi come proposte di intervento e non come azioni vincolanti, salvo ciò non sia specificatamente indicato.

La scrivente non intende, inoltre, fornire alcuna garanzia, espressa o implicita, utilizzabile per qualsiasi finalità, relativa allo stato di qualità ambientale di settori di proprietà non indagati e, più in generale, al valore commerciale del sito in argomento.

Si tiene a precisare, infine, che le valutazioni contenute in questo rapporto sono state elaborate da tecnici e pertanto rivestono un carattere esclusivamente tecnico, non costituendo in alcun modo parere legale.

Gli Autori rispondono unicamente al Committente circa la corrispondenza del rapporto emesso, in ordine agli obiettivi delle ricerche definite nell'ambito dell'incarico, e non possono farsi carico di responsabilità per danni, rivendicazioni, perdite, azioni o spese, qualora subite anche da terzi, come risultato di decisioni prese o azioni condotte e basate sul rapporto stesso.

Dati Generali

L'area di interesse è ubicata nei pressi di Via Ca Ovadro nel Comune di Cittadella (PD).

Considerata la natura dei terreni che costituiscono l'area in esame è stato acquisito uno stendimento Masw/Remi e due stazioni HVSR al fine di:

- ricostruire la stratigrafia sismica del sottosuolo
- stimare il profilo della velocità delle onde di taglio (V_s) per fornire indicazioni della categoria di suolo di fondazione secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)
- caratterizzare le frequenze fondamentali di risonanza del sottosuolo



Figura - Ubicazione dello stendimento MASW e ReMi (rosso) e delle indagini HVSR (giallo)

INTRODUZIONE

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- P-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- S-Trasversale: onda profonda di taglio;
- L-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- R-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde P ed S considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente.

Modellizzazione

In un mezzo verticalmente eterogeneo, costituito da strati aventi proprietà meccaniche differenti, il comportamento delle onde superficiali diventa dispersivo: a frequenze diverse corrispondono diverse velocità di fase.

Nel caso di un mezzo eterogeneo perciò le onde superficiali non hanno una singola velocità, ma diverse velocità di fase in corrispondenza delle diverse frequenze: tale fenomeno, dipendente dalla distribuzione spaziale delle proprietà sismiche del sottosuolo è noto come dispersione geometrica e la relazione che lega la frequenza alla velocità di fase prende il nome di curva di dispersione.

È possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità, lunghezza d'onda e coefficiente di Poisson secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Strumentazione di acquisizione

Per l'acquisizione del dato MASW e ReMi, è stato utilizzato il sismografo MAE - Sysmatrack a 24 canali (risoluzione a 24 bit), equipaggiato con 12 geofoni a frequenza naturale 4.5 Hz.



Figura-Sismografo MAE-Sysmatrack

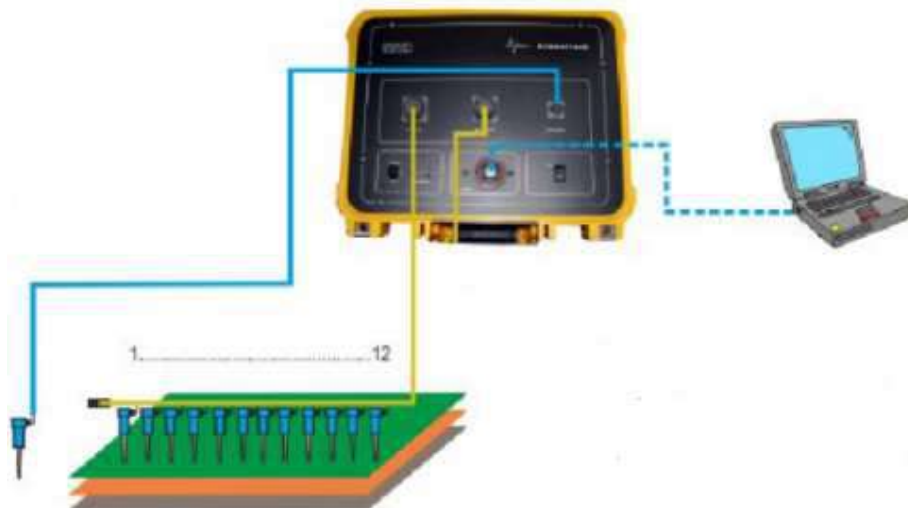


Figura-Schematizzazione della strumentazione di acquisizione

INDAGINI SISMICHE MASW (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES)

La tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) si basa sull'elaborazione delle proprietà spettrali delle onde di superficie (Rayleigh o pseudo-Rayleigh) per la costruzione di un modello verticale di velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s).

Tramite l'analisi della velocità di propagazione delle onde di superficie, si determina un profilo di rigidità del sito che consente di stimare indirettamente la distribuzione delle V_s .

La prova consiste nel produrre in superficie una sollecitazione dinamica verticale e nel registrare le vibrazioni prodotte a distanze note e prefissate.

L'interpretazione dei segnali rilevati e la conseguente stima del profilo di rigidità può scomporsi in due fasi fondamentali:

- deduzione della curva di dispersione (velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza) caratteristica del sito in esame;
- processo di inversione, finalizzato a ottenere partendo dalla curva suddetta una stima del profilo di rigidità a essa associato.

Ai fini di questa prova, di tutte le componenti di moto prodotte nel terreno dalla sorgente, interessano quelle che si trasmettono lungo la superficie (onde superficiali) e di queste quelle di Rayleigh, polarizzate sul piano verticale e caratterizzate da componenti sia longitudinali sia trasversali.

La velocità delle onde di Rayleigh V_R risulta sperimentalmente assai prossima a quella delle onde di taglio V_s (variando in funzione del coefficiente di Poisson tra 0.86 e 0.95) perciò una stima di V_R consente di risalire alla V_s dei terreni che costituiscono il sottosuolo.

Le onde di superficie si propagano lungo fronti d'onda cilindrici, coassiali rispetto alla sorgente, con attenuazione proporzionale all'inverso della radice di r (dove r è la distanza dalla sorgente); poichè l'attenuazione delle onde di volume (V_s) è proporzionale a $1/r$, a distanze non molto grandi le onde di superficie tendono a prevalere nettamente su quelle di volume.

La configurazione utilizzata per l'esecuzione delle MASW era composta di 12 geofoni con spaziatura geofonica di 5 m e punto di energizzazione delle onde sismiche a 5 m dal primo geofono; la sorgente sismica utilizzata è stata una massa battente di 8 kg.

I dati sono stati elaborati tramite il software "Easy MASW" prodotto da Geostru.

INDAGINI SISMICHE ReMi (REFRACTION MICROTREMORS)

Le tecniche ReMi è una derivazione delle tecniche SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) e MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) che si basa sull'elaborazione delle proprietà spettrali delle onde di superficie (onde di Rayleigh o pseudo-Rayleigh) per la costruzione di un modello verticale di velocità di propagazione delle onde di taglio. La V_s viene stimata sulla base della relazione analitica $V_s = 0.9 * V_{\text{RAYLEIGH}}$.

Il metodo ReMi combina la semplicità operativa del SASW con l'elevata risoluzione nei terreni più superficiali propria del MASW.

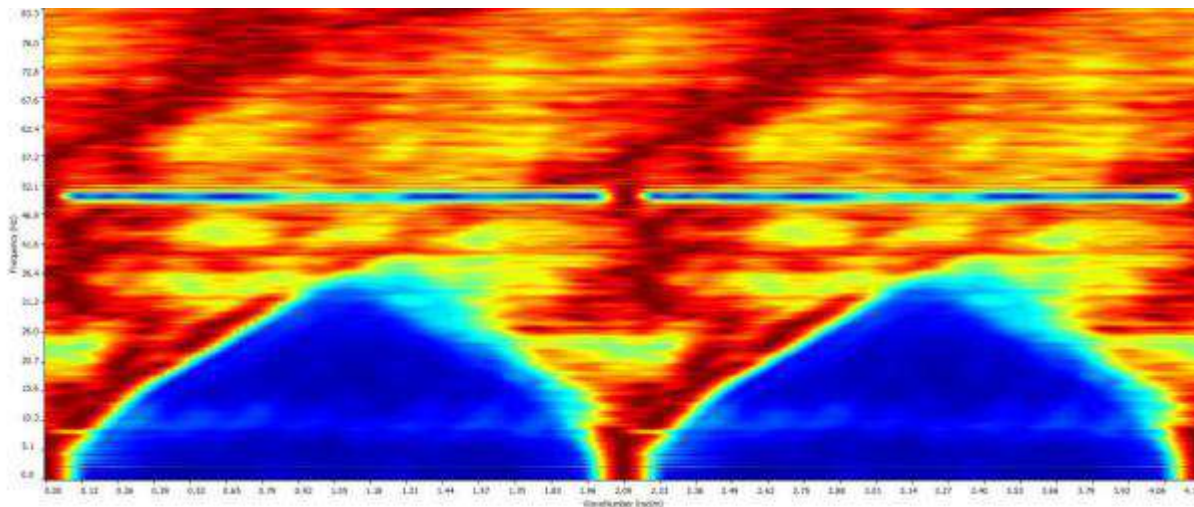


Figura-Esempio di Spettro f-k di onde di superficie

I microtremori vengono generalmente registrati mediante uno stendimento lineare da 12 o più geofoni a bassa frequenza senza la necessità di dover operare con un sorgente attiva. I dati vengono acquisiti mediante la classica strumentazione impiegata per i rilievi a rifrazione.

Generalmente si impiegano geofoni con frequenza variabile da 4 a 14 Hz e tempi di registrazione di 15-30 s. L'impiego di campionatori di elevata dinamica (cioè superiori a 144 dB) consente poi di dimezzare la frequenza utile campionabile rispetto a quella nominale dei geofoni.

È quindi teoricamente possibile registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza è compreso nell'intervallo tra 2 Hz e 25-30 Hz. Questo intervallo di frequenza, in condizioni ottimali, può consentire di stimare, con buon dettaglio, il profilo della Vs nei primi cento metri di profondità.

Il rumore registrato viene convertito dal dominio x-t al dominio -fk nel quale viene rappresentato lo spettro di potenza delle onde di superficie ed individuata la curva di dispersione.

In corrispondenza delle stazioni ReMi sono state acquisite 10 sessioni di registrazione, con controllo in tempo reale dei dati. I dati di scarsa qualità oppure quelli caratterizzati dalla presenza di rumore polarizzato sono stati scartati direttamente in campo. Le singole sessioni di registrazione, sono state quindi aggregate in uno spettro medio.

La pre-elaborazione di campo ed il controllo di qualità in tempo reale sono di estrema importanza in questo tipo di misure in quanto qualora il modo fondamentale delle onde si superficie non venga campionato correttamente risulta impossibile stimare la curva di dispersione e costruire il modello verticale di velocità delle onde si taglio (Vs).

I dati sono stati elaborati mediante il software commerciale "SWAN – Surface Waves Analysis" prodotto dal Geostudi Astier srl.

INDAGINE CON STAZIONE SINGOLA HVSR (HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIOS)

Le prove a stazione singola, nota anche come prova Nakamura o HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio), consiste nella valutazione sperimentale dei rapporti di ampiezza spettrale fra le componenti orizzontali e la componente verticale delle vibrazioni ambientali sulla superficie del terreno misurati in un punto con un apposito sismometro a tre componenti (N-S, E-W, Z).

Il risultato di questa prova è una curva sperimentale, detta curva HVSR, che rappresenta il valore del rapporto tra la media delle ampiezze spettrali orizzontali (H) e delle ampiezze spettrali verticali (V) in funzione della frequenza di vibrazione.

La tecnica HVSR 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.

Le frequenze alle quali la curva H/V mostra dei massimi sono legate alle frequenze di risonanza del terreno al di sotto del punto di misura; la tecnica HVSR permette in primo luogo di valutare la frequenza di vibrazione naturale di un sito.

Il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze, che corrispondono alle frequenze naturali di vibrazione dei depositi 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.

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.

La frequenza di risonanza di un edificio è determinata principalmente dall'altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula (cfr. Es. Pratt):

$$\text{freq. naturale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani.}$$

Per l'analisi è stato utilizzato il sensore sismico 3D della MAE con frequenza dei geofoni di 4,5 Hz . I dati sono stati elaborati tramite il software commerciale "Easy HVSR" prodotto da Geostru.

SPECIFICHE TECNICHE

- Geofoni con frequenza di 4.5 Hz
- Componente verticale n.1
- Componenti orizzontali n.2
- Sfasamento delle componenti orizzontali: 90 gradi
- Messa in piano per mezzo di piedini con ghiere di regolazione e bolla di livello
- Contenitore: alluminio



Figura. Sensore 3D per indagine HVSR

VS EQUIVALENTE SECONDO IL D.M. 17 GENNAIO 2018 "AGGIORNAMENTO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI" (NTC 2018)

La conoscenza del profilo delle onde di taglio Vs degli strati che compongono i primi 30 metri di profondità risulta necessaria per:

- valutare l'azione sismica di progetto al livello del piano fondale tipo di opera
- valutare il potenziale di liquefazione del terreno.
- valutare l'accelerazione sismica per il calcolo della stabilità dei pendii e/o delle opere di sostegno nei confronti dell'azione sismica
- valutare, in condizioni sismiche, la capacità portante ed i cedimenti di rilevati stradali, opere di sostegno, fondazioni degli edifici

Sulla base del profilo di velocità delle onde di taglio dei primi 30 m di profondità, si determina una velocità media equivalente Vs30 rappresentativa del sito in esame.

Secondo il D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2018), la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

con

h_i = spessore dello stato i-esimo

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

N = numero di strati

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

La $V_{S,eq}$ è calcolata in modo perfettamente analogo alla V_{s30} , ma invece di estendere la media pesata fino ai rigorosi 30 m di profondità, adesso viene portata fino ad una profondità H (che può essere pari a 30 m, ma anche ad un valore minore). A decretare il valore di questa profondità H è il raggiungimento del "substrato", caratterizzato da velocità superiori agli 800 m/s.

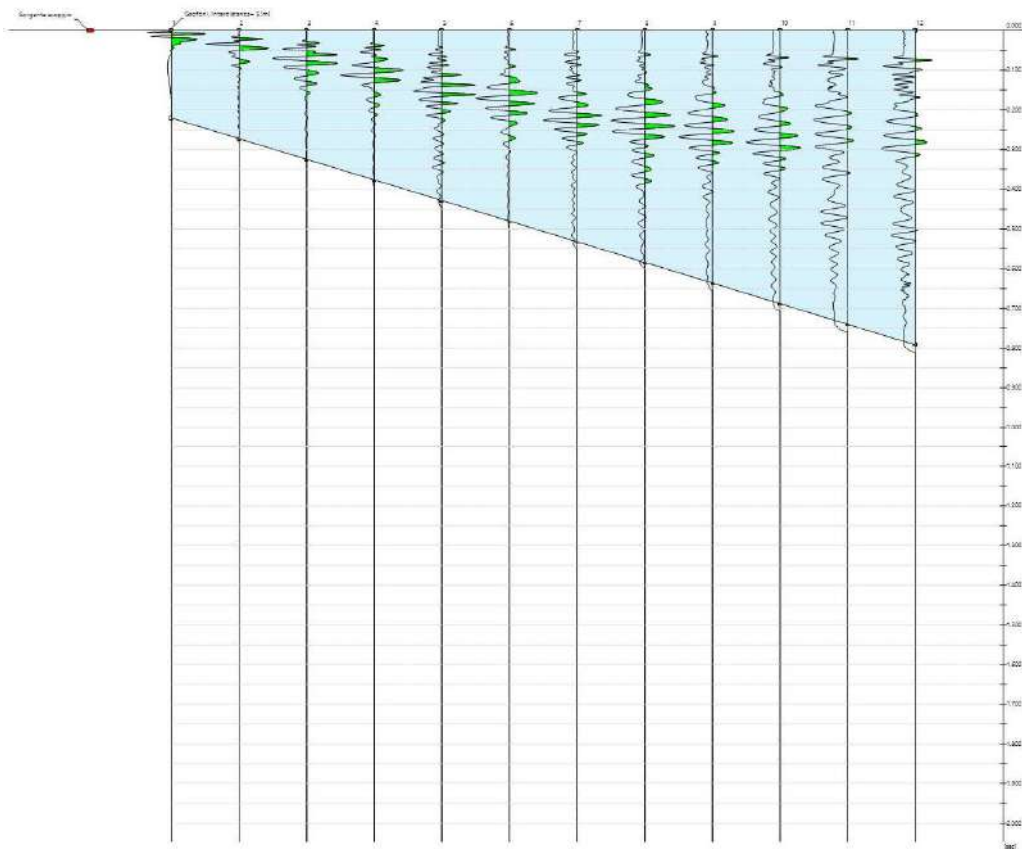
MASW REPORT
Tracce

N. tracce 12

Durata acquisizione [msec] 2048

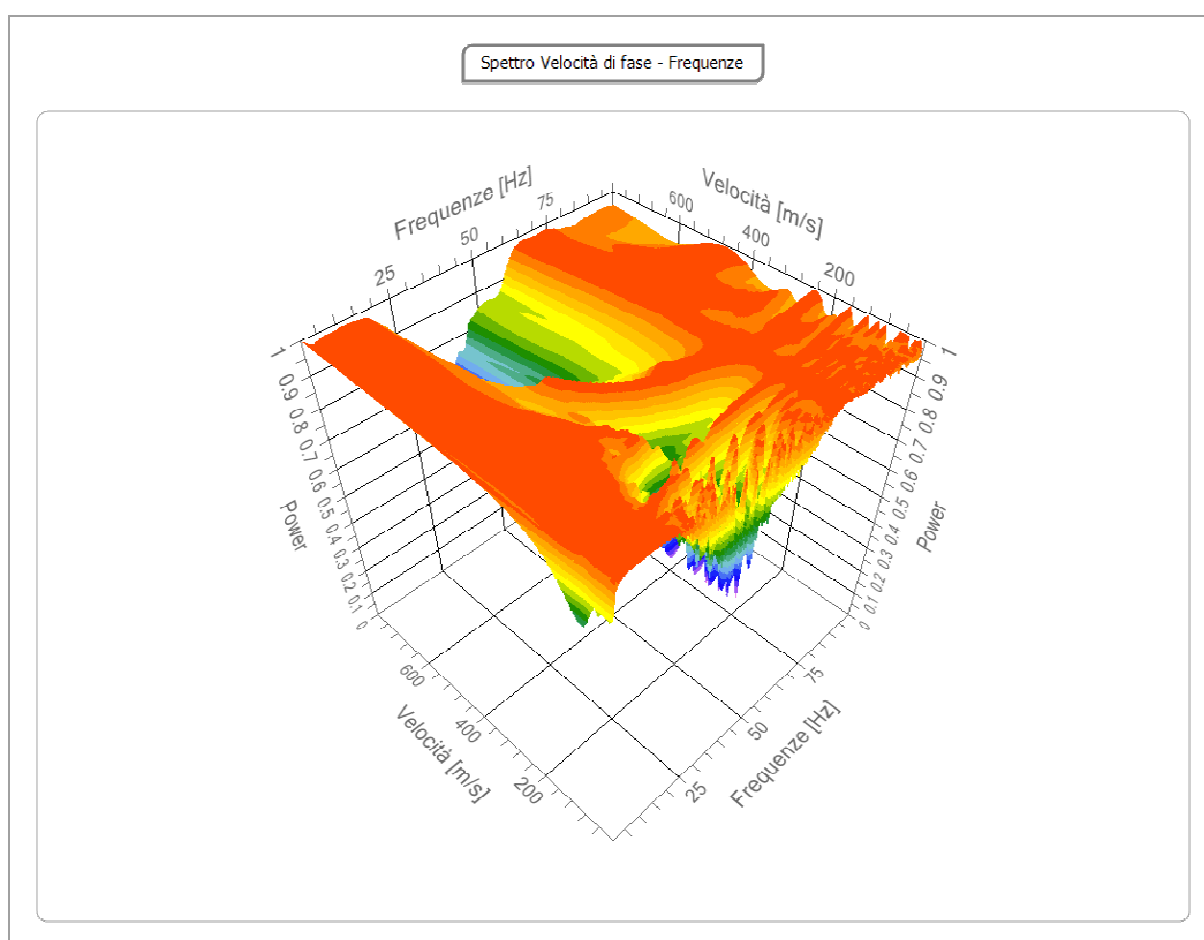
Interdistanza geofoni [m] 5

Periodo di campionamento [msec] 1



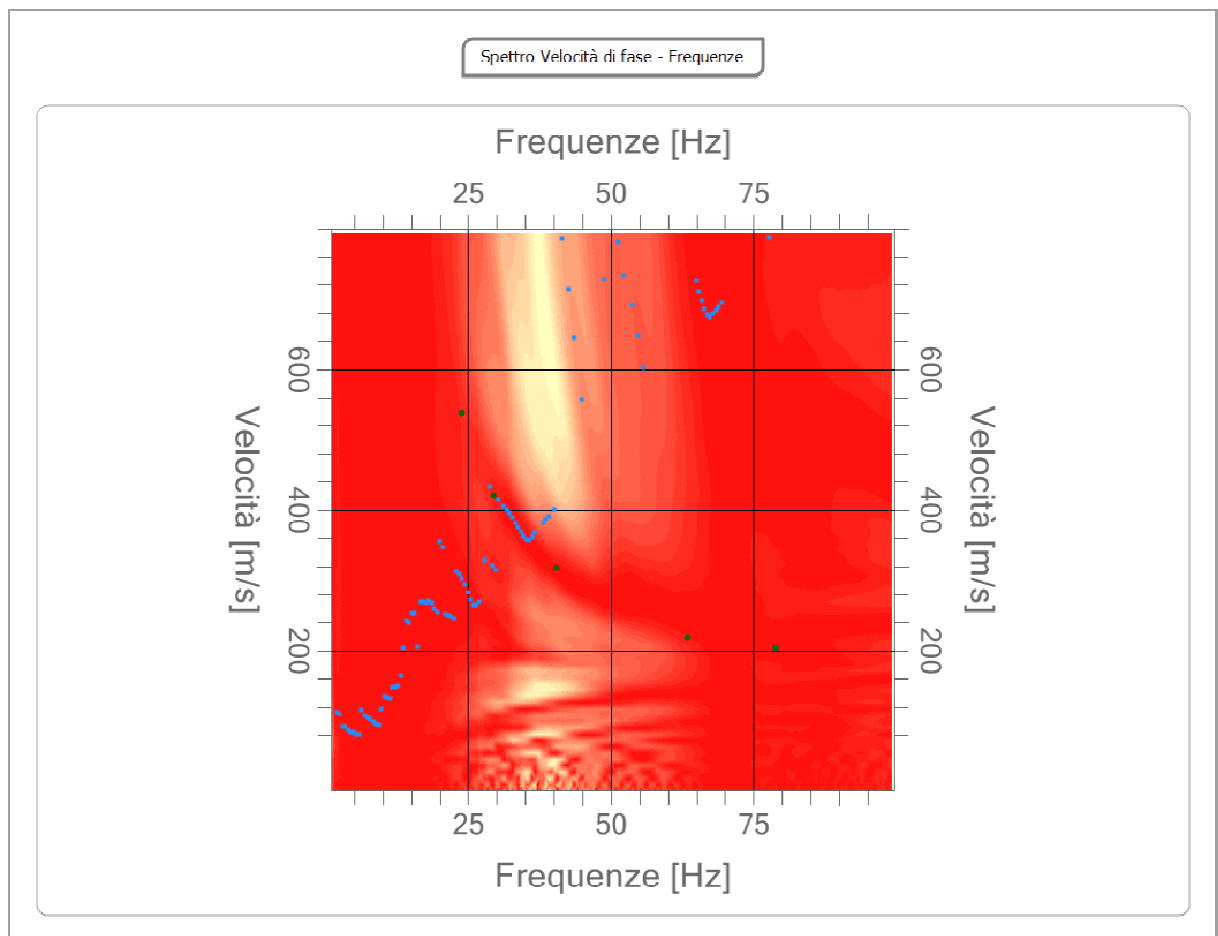
Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	100
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1



Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]
1	23.9	537.5
2	29.4	420.1
3	40.5	317.3
4	63.4	219.5
5	78.9	203.2

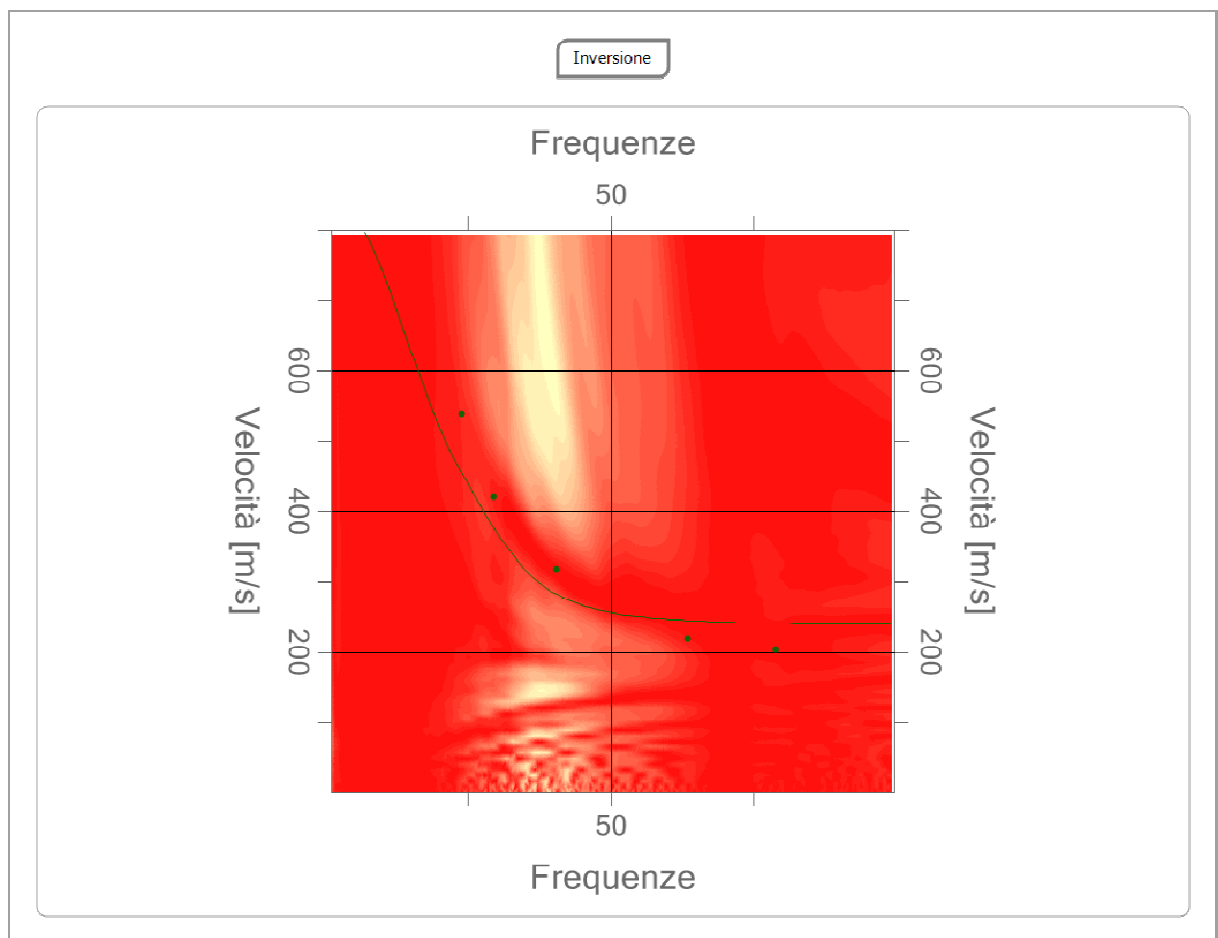


Inversione

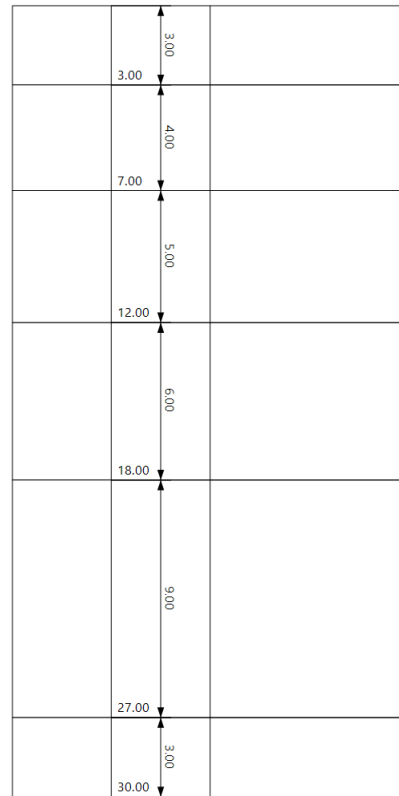
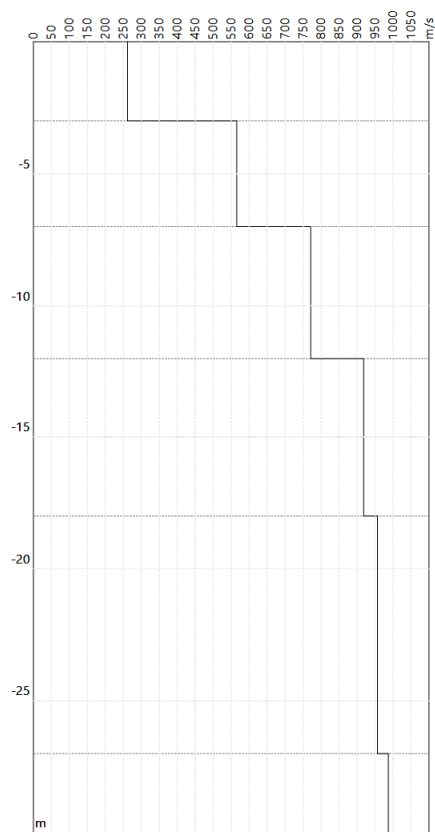
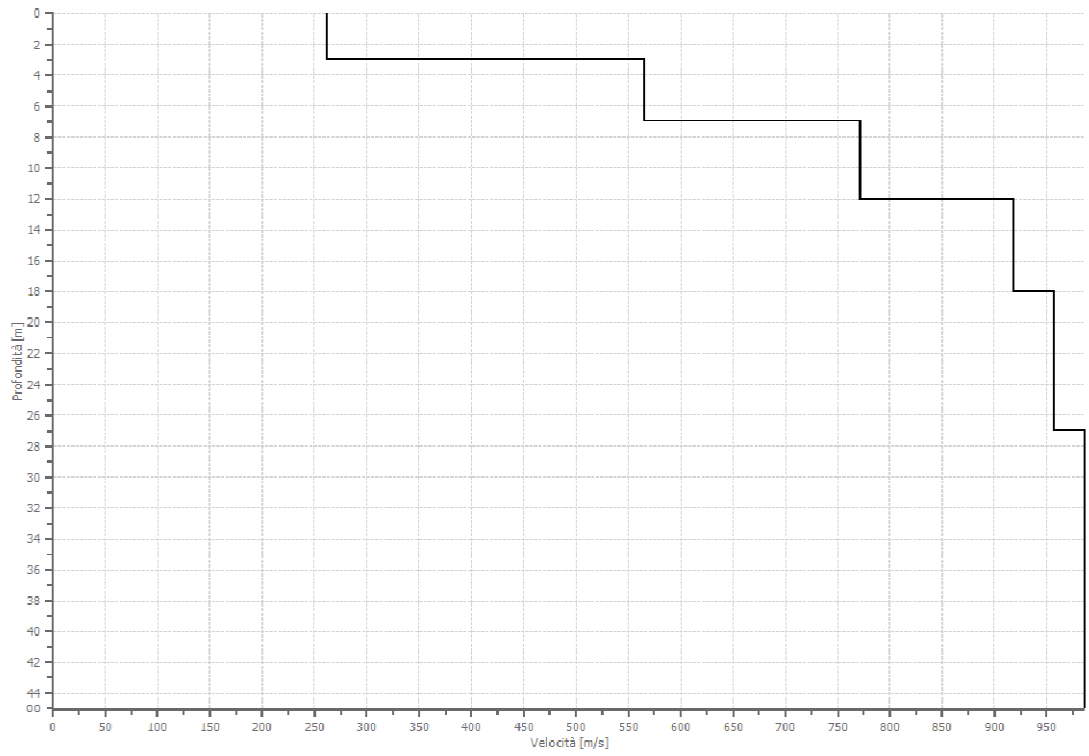
n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	3.00	3.00	427.5	261.8
2	7.00	4.00	923.6	565.6
3	12.00	5.00	1259.2	771.1
4	18.00	6.00	1499.7	918.4
5	27.00	9.00	1562.2	956.6
6	∞	∞	1611.5	986.8

Percentuale di errore 1.88 %

Fattore di disadattamento della soluzione 0.13



Profilo di velocità



Risultati-Indagine MASW

Profondità piano di posa (m)	0
Vs30_{eq} [m/sec] con H=12 m	479
Categoria del suolo	B

Suolo di tipo 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.

Altri parametri geotecnici

n.	Prof. [m]	Spess. [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	3.00	3.00	261.76	427.45	1800.00	123.33	328.88	164.44	296.00
2	7.00	4.00	565.60	923.62	1800.00	575.83	1535.54	767.77	1381.99
3	12.00	5.00	771.11	1259.21	1800.00	1070.29	2854.12	1427.06	2568.71
4	18.00	6.00	918.40	1499.75	1800.00	1518.24	4048.64	2024.32	3643.77
5	27.00	9.00	956.63	1562.16	1800.00	1647.24	4392.64	2196.32	3953.38
6	oo	oo	986.85	1611.51	1800.00	1752.96	4674.55	2337.27	4207.09

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young;

REMI REPORT

La prima fase di elaborazione del dato ReMi è semiautomatica e l'analista inserisce i parametri geometrici e decide la frequenza massima da indagare, la velocità di fase minima di partenza ed il numero di vettori "slowness" ($np=2*n$ geofoni). Questi ultimi tre parametri, opportunamente scelti, concorrono ad aumentare il dettaglio dello spettro ed a renderlo più adatto ad una campionatura meno ambigua della curva di dispersione.

Al fine di incrementare la qualità dell'immagine spettrale i piani migliori vengono combinati per costruire uno spettro medio.

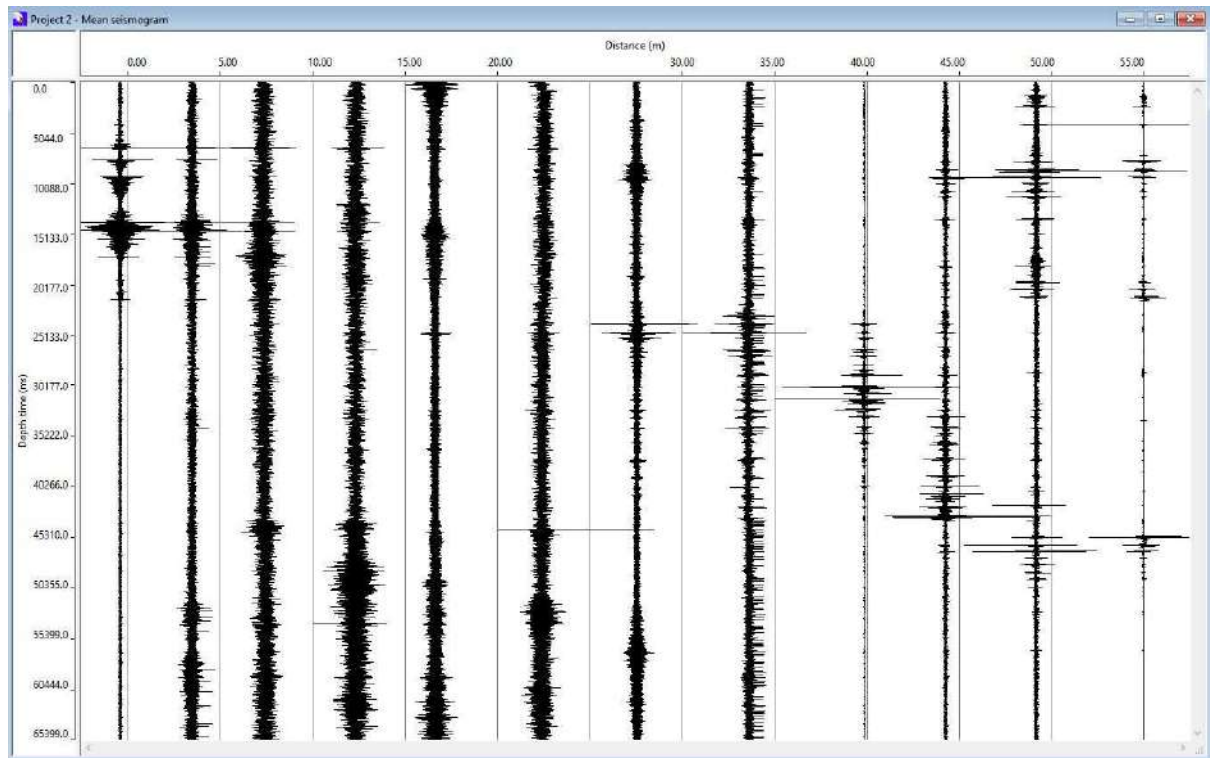


Figura-Sismogramma medio-ReMi

La fase successiva consiste nella stima della curva di dispersione. A parità di frequenza la velocità scelta non deve essere quella coincidente con il picco massimo di intensità del segnale, come accade nel MASW, bensì quella più bassa prossima al confine tra incoerenza propria del rumore e segnale.

Questo è determinato dal fatto che i microtremori non provengono da un'unica sorgente e che l'energia del rumore che attraversa obliquamente lo stendimento appare nell'immagine f-k con una velocità apparente (V_a) più elevata di quella reale (V_r) osservabile in linea.

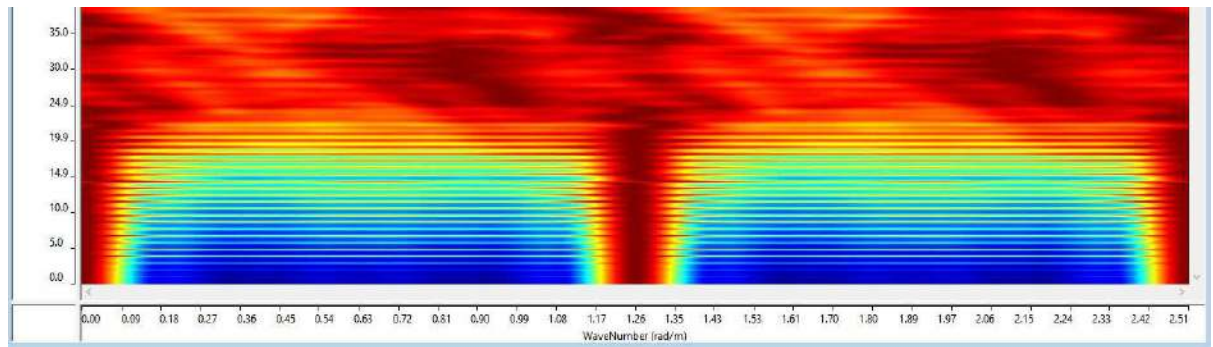


Figura- Spettro f-k-ReMi

I dati selezionati dall'immagine f-k vengono riportati su un diagramma nel quale compare una curva di dispersione calcolata a partire da un modello di Vs che è modificabile dall'analista.

Variando numero di strati, spessore e velocità di ciascuno strato del modello è possibile adattare la curva calcolata a quella sperimentale ottenuta mediante l'analisi spettrale.

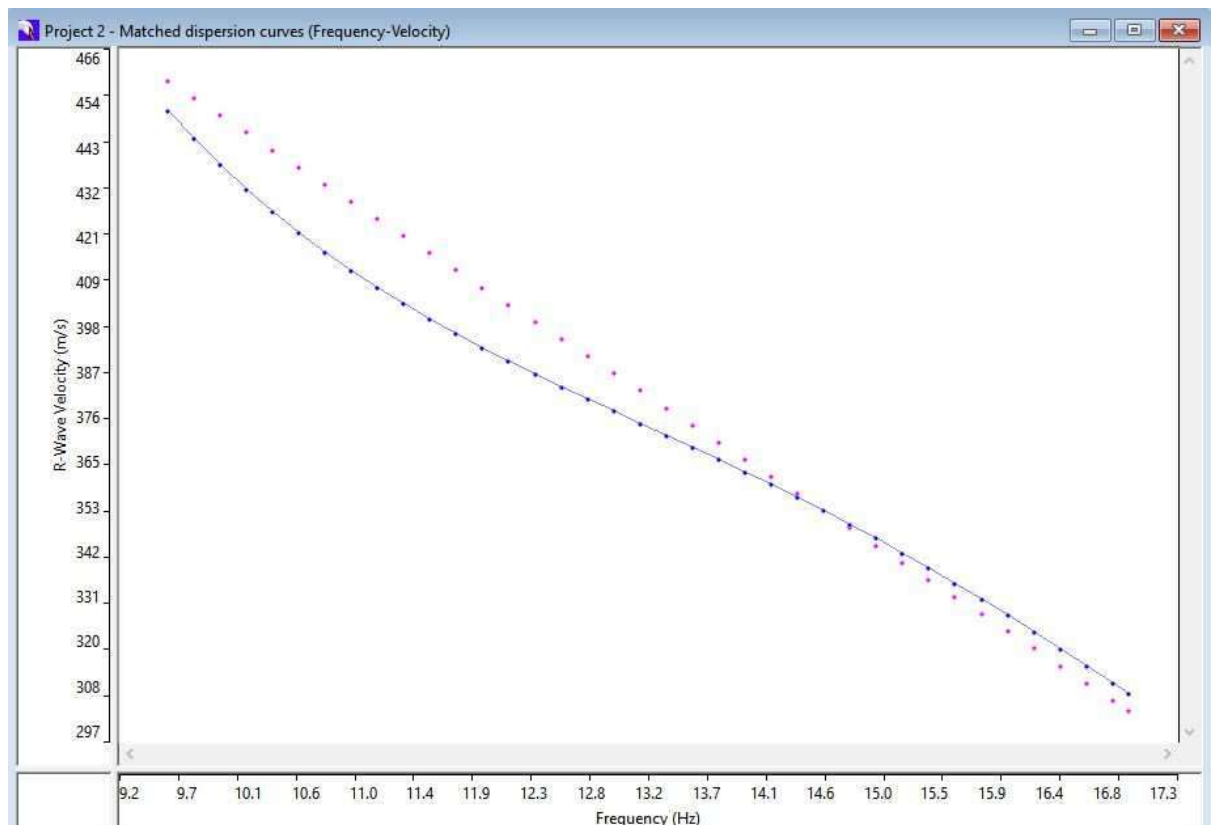


Figura-Curva di dispersione-ReMi

In questo tipo di approccio (modellazione diretta) sono ovviamente insite delle ambiguità interpretative nel senso che, valendo un principio di equivalenza, lo stesso risultato può essere ottenuto con diverse coppie “spessore-velocità”.

Questa ambiguità non sussiste più qualora la determinazione riguardi non tanto la Vs del singolo strato ma il valore medio della Vs su un certo numero di strati (sino a 30 m di profondità) come peraltro indicato nella normativa.

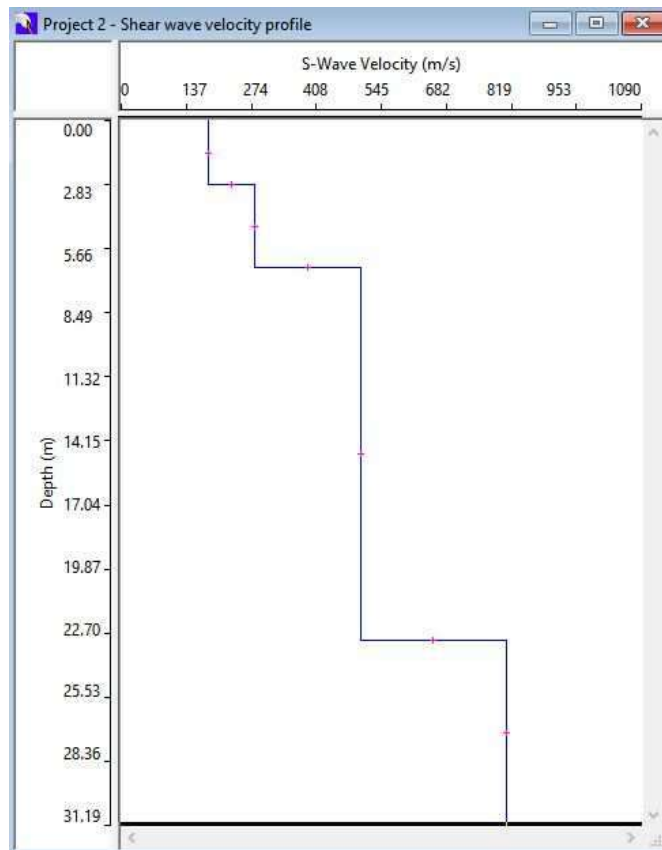


Figura-Profilo Vs-ReMi

	Thickness	Depth	Vs	Vp
Layer 1	2.86	0.00	183	366
Layer 2	3.67	2.86	280	560
Layer 3	16.45	6.53	502	1003
Layer 4	INF	22.98	807	1613

Figura-Modello sintetico Vs-ReMi

Risultati-Indagine

Profondità piano di posa (m)	0
Vs30 _{eq} [m/sec] con H=23.00 m	375
Categoria del suolo	B

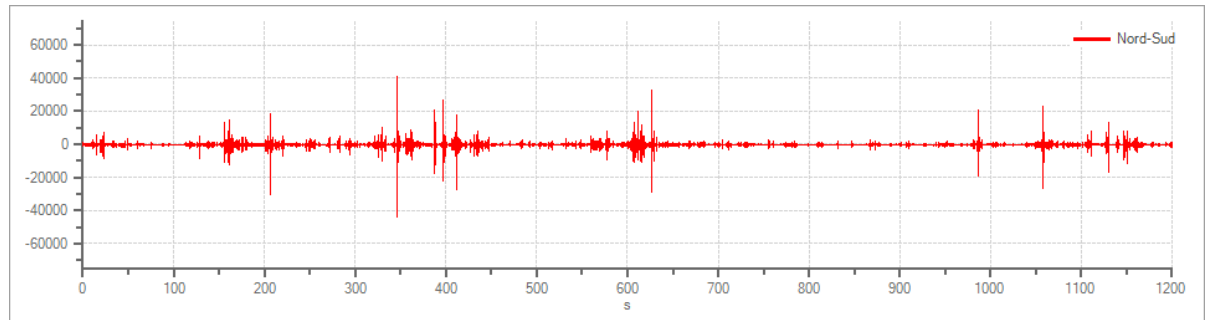
Suolo di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

HVSR REPORT

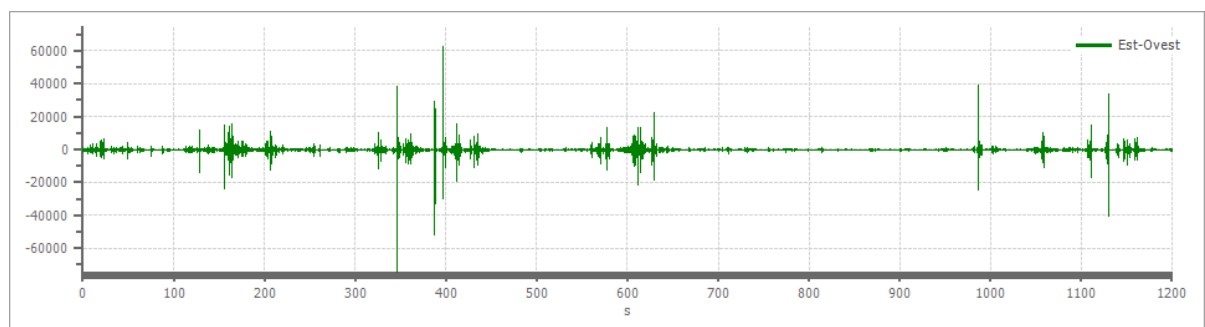
Tracce in input

Numero tracce: 3
Durata registrazione: 1200 s
Frequenza di campionamento: 250.00 Hz
Numero campioni: 300000
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

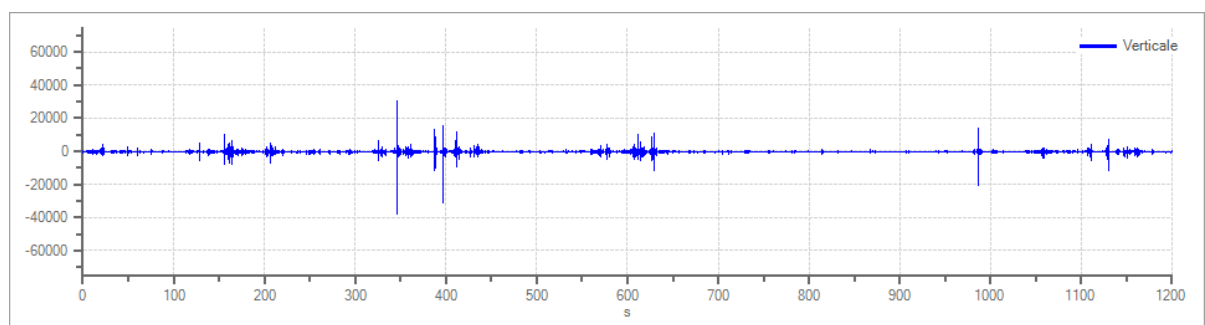
Grafici tracce:



Traccia in direzione Nord-Sud



Traccia in direzione Est-Ovest



Traccia in direzione Verticale

Finestre selezionate

Dati riepilogativi:

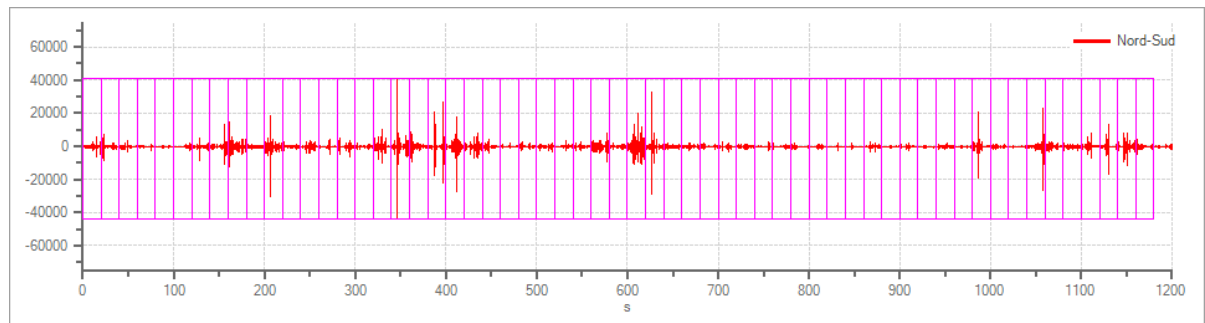
Numero totale finestre selezionate: 59
Numero finestre incluse nel calcolo: 51
Dimensione temporale finestre: 20.000 s
Tipo di lisciamiento: Triangolare proporzionale
Percentuale di lisciamiento: 10.00 %

Tabella finestre:

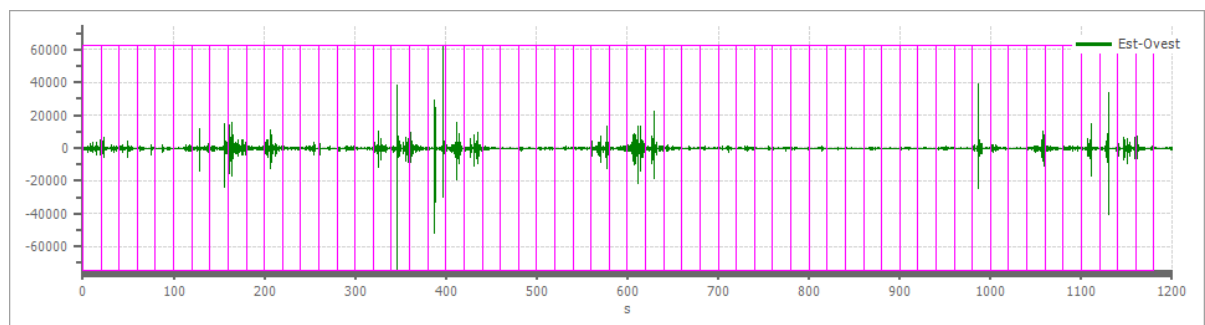
Numero finestra	Istante iniziale	Istante finale	Selezione
1	0	20	Inclusa
2	20	40	Inclusa
3	40	60	Inclusa
4	60	80	Inclusa
5	80	100	Inclusa
6	100	120	Esclusa
7	120	140	Inclusa
8	140	160	Inclusa
9	160	180	Inclusa
10	180	200	Inclusa
11	200	220	Inclusa
12	220	240	Inclusa
13	240	260	Inclusa
14	260	280	Inclusa
15	280	300	Inclusa
16	300	320	Inclusa
17	320	340	Esclusa
18	340	360	Inclusa
19	360	380	Inclusa
20	380	400	Inclusa
21	400	420	Inclusa
22	420	440	Inclusa
23	440	460	Inclusa
24	460	480	Inclusa
25	480	500	Inclusa
26	500	520	Inclusa
27	520	540	Inclusa
28	540	560	Inclusa
29	560	580	Inclusa
30	580	600	Inclusa
31	600	620	Inclusa
32	620	640	Inclusa
33	640	660	Inclusa
34	660	680	Inclusa
35	680	700	Inclusa
36	700	720	Inclusa
37	720	740	Inclusa
38	740	760	Inclusa
39	760	780	Inclusa
40	780	800	Inclusa
41	800	820	Inclusa
42	820	840	Inclusa
43	840	860	Esclusa
44	860	880	Esclusa

45	880	900	Esclusa
46	900	920	Esclusa
47	920	940	Esclusa
48	940	960	Inclusa
49	960	980	Inclusa
50	980	1000	Inclusa
51	1000	1020	Inclusa
52	1020	1040	Esclusa
53	1040	1060	Inclusa
54	1060	1080	Inclusa
55	1080	1100	Inclusa
56	1100	1120	Inclusa
57	1120	1140	Inclusa
58	1140	1160	Inclusa
59	1160	1180	Inclusa

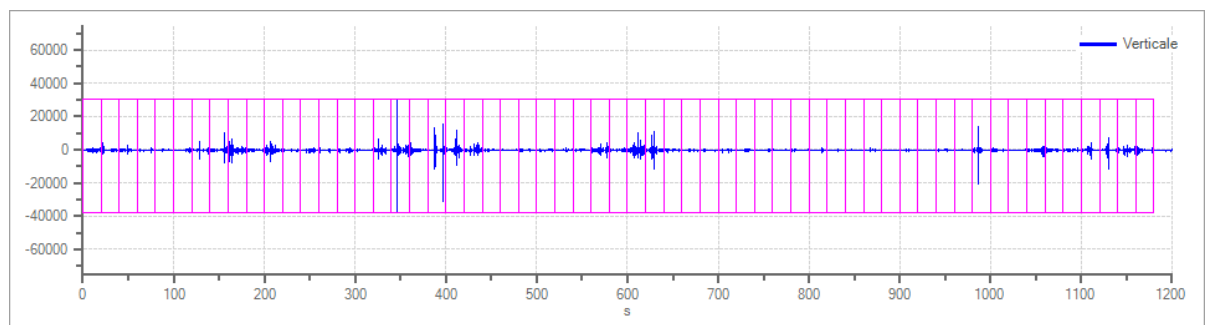
Grafici tracce con finestre selezionate:



Traccia e finestre selezionate in direzione Nord-Sud

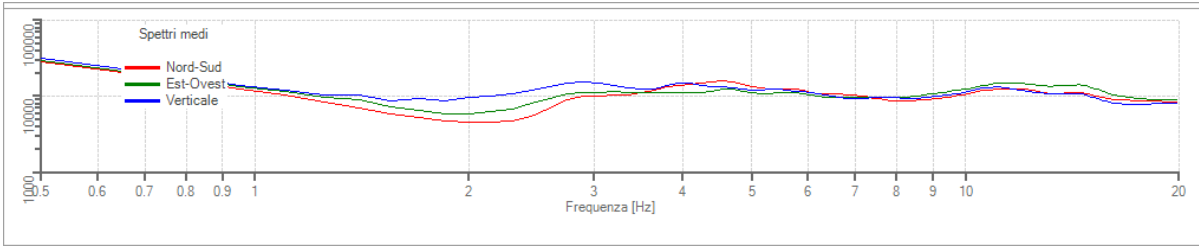


Traccia e finestre selezionate in direzione Est-Ovest

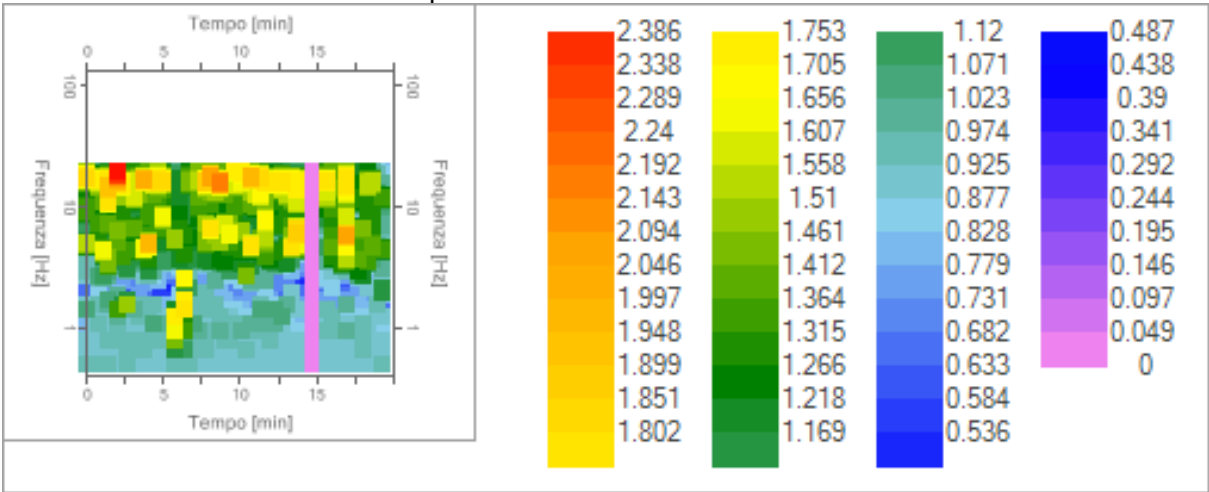


Traccia e finestre selezionate in direzione Verticale

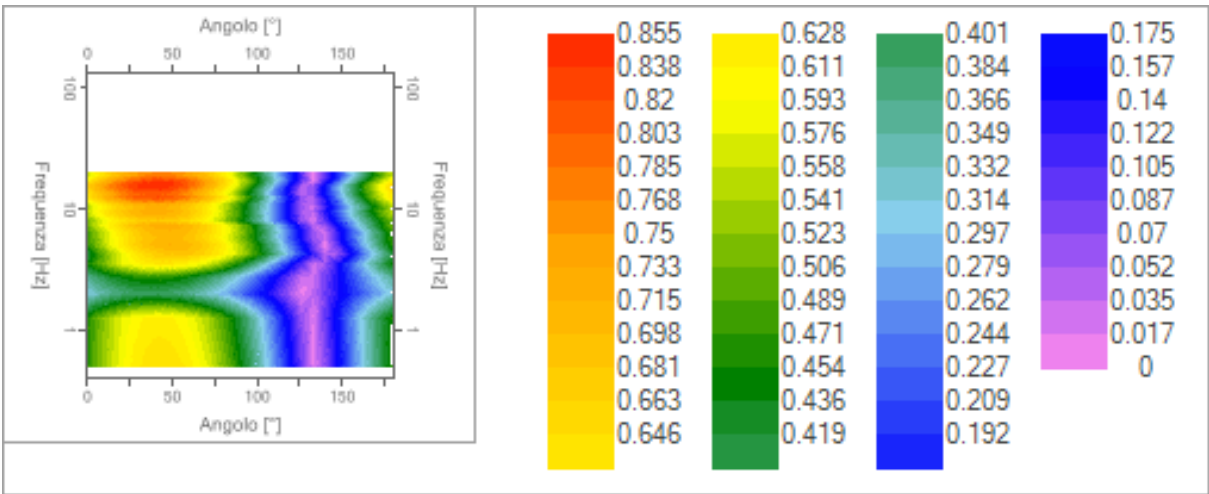
Grafici degli spettri



Spettri medi nelle tre direzioni



Mappa della stazionarietà degli spettri



Mappa della direzionalità degli spettri

Rapporto spettrale H/V

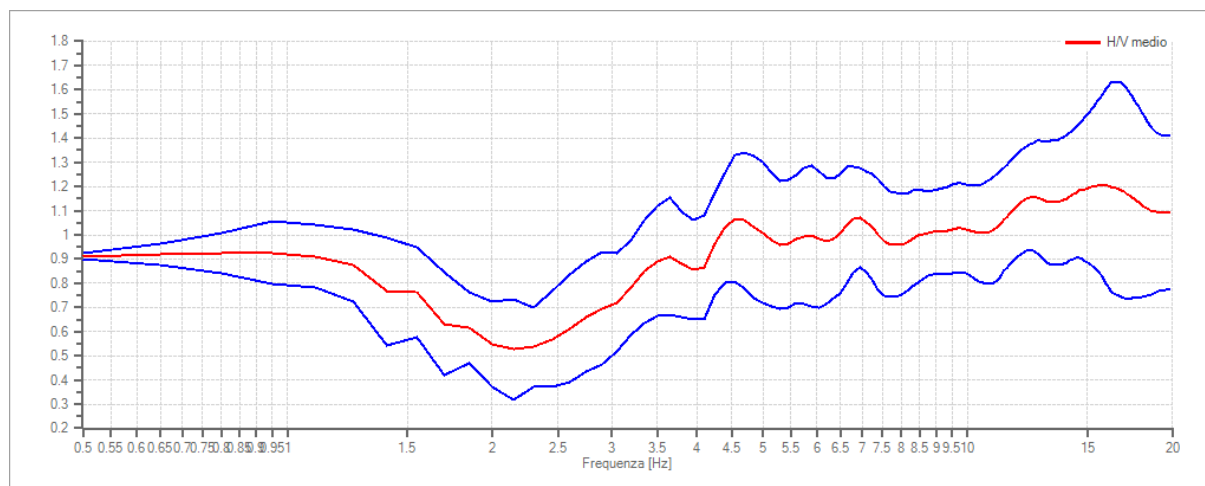
Dati riepilogativi:

Frequenza massima: 20.00 Hz
Frequenza minima: 0.50 Hz
Passo frequenze: 0.15 Hz
Tipo lisciamento: Triangolare proporzionale
Percentuale di lisciamento: 10.00%
Tipo di somma direzionale: Media aritmetica

Risultati:

Frequenza del picco del rapporto H/V: **15.65 Hz $\pm$ 0.30 Hz**

Grafico rapporto spettrale H/V



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Verifiche SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 > 0.5H$:	
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0$ se $f_0 < 0.5H$:	Ok
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Ok
$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Ok
$A_0 > 2$	Ok
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	Ok
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	Ok
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	Ok

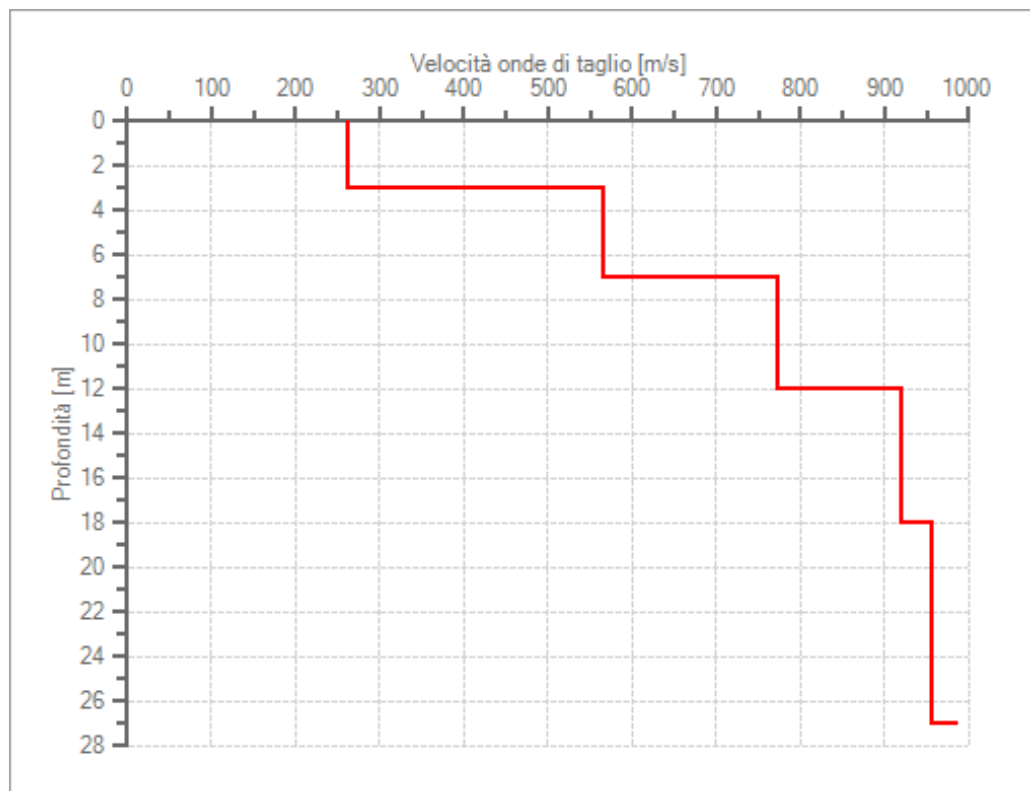
Modello stratigrafico HVSR

Dati riepilogativi:

Numero strati: 6
Frequenza del picco dell'ellitticità: 15.95 Hz
Valore di disadattamento: -1
Valore Vseq: 480 m/s

Dati della stratigrafia:

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Velocità onde di taglio [m/s]
1	0	3	262
2	3	4	566
3	7	5	771
4	12	6	918
5	18	9	957
6	27	0	987



Profilo delle velocità delle onde di taglio

RISULTATI INDAGINI MASW, REMI E HVSR

Dalla modellazione diretta delle curve di dispersione dei profili sismici, acquisiti con la tecnica **MASW** e **ReMi**, è stato possibile stimare il profilo verticale della V_s nel sito di indagine.

In particolare sono state analizzate le caratteristiche della stratificazione elastico-acustica del sottosuolo nei primi 30 m di profondità.

In tutti i casi al fine di ottenere una maggiore rappresentatività dei dati sono stati sommati gli spettri delle diverse registrazioni effettuate per il sito per ottenere uno spettro medio.

Il valore medio del parametro $V_{s_{eq}}$ determinato con l'elaborazione dei dati MASW considerando una profondità media del piano di posa delle fondazioni pari a 0 m, è risultato pari a:

MASW	$V_{s_{eq}}$
	479 m/s

Il valore medio del parametro $V_{s_{eq}}$ determinato con l'elaborazione dei dati ReMi considerando una profondità media del piano di posa delle fondazioni pari a 0 m, è risultato pari a:

ReMi	$V_{s_{eq}}$
	375 m/s

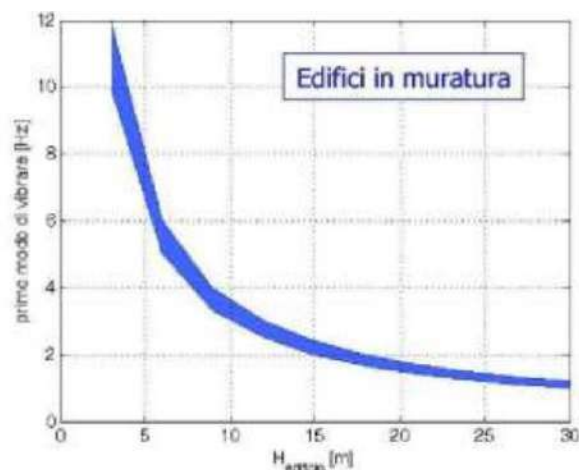
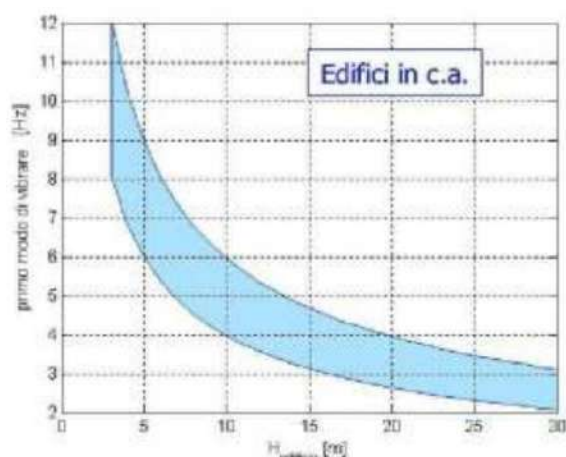
E' stata individuata una profondità del substrato H (V_s maggiore di 800 m/s) pari a 12 m mediante indagine Masw e pari a 23 m mediante indagine ReMi.

La frequenza caratteristica di risonanza di sito (Frequenza del picco del rapporto H/V), generata dal più elevato contrasto sismico presente nel sottosuolo e determinata mediante indagine HVSR, è risultata di circa **15.65 Hz $\pm$ 0.30 Hz**.

È ormai consolidata, 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 sarebbe tale da ipotizzare un fattore di amplificazione del moto sismico in superficie.

Frequenze di risonanza del terreno misurate in sito da 2 a 3 Hz provocano un effetto di doppia risonanza suolo-struttura sugli edifici di altezza tra i 15-30 metri circa, frequenze da 5.5 a 7 Hz su quelli di altezza da 4 a 12 metri, frequenze da 8 a 10 Hz su quelli di altezza da 3 a 7 metri e frequenze superiori a 10 Hz su quelli di altezza da 3-4 metri.



Esempi di modi di vibrare di edifici (rapporto frequenze e altezze); il grafico di sinistra è relativo a edifici in cemento armato quello di destra a edifici in muratura (Masi et al. - 2007).

L'indagine HVSR ha consentito inoltre di ottenere un profilo sismostratigrafico il cui valore $V_{s_{eq}}$ è pari a **480 m/s**.

Ai fini delle prescrizioni della vigente normativa D.M. 17.01.2018 e alla luce di quanto sopra, è possibile verificare come il suolo di fondazione del sito, oggetto di studio, vada a ricadere in **categoria B**.

CATEGORIA 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."

CARATTERISTICHE E SCOPI DELL'ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Lo scopo di un'analisi di Risposta Sismica Locale è quello di valutare la risposta in termini di amplificazione sismica per un determinato sito nei confronti delle sollecitazioni trasmesse ad esso da un evento sismico che si origina in un determinato punto nel sottosuolo.

Per la valutazione del comportamento del terreno su cui andranno ad agire le opere in progetto o esistenti occorre valutare:

- le caratteristiche del meccanismo sorgente;
- la propagazione delle onde dalla sorgente del sisma fino a giungere alla base dell'eventuale deposito superficiale;
- trasmissione delle onde dal bedrock (o dalla base del deposito) alla superficie.

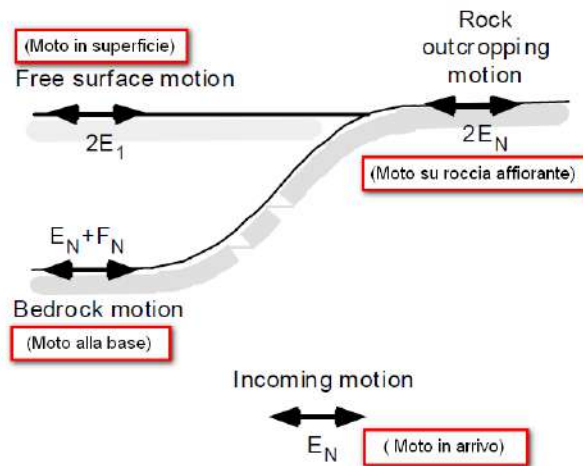
Per soddisfare la condizione posta dal primo punto si ricorre all'analisi di dati di sismicità storica, utilizzando le registrazioni di una rete di sismografi disposti sul territorio, e applicando modelli statistici per la rappresentazione del meccanismo sorgente in una determinata area. Gli archivi contenenti le registrazioni della rete sismologica sono: per il territorio nazionale ITACA ITalian ACcelerometric Archive ottenuto dalle registrazioni del National Accelerometric Network e contenente gli accelerogrammi di un migliaio di eventi strong-motion mentre per il territorio europeo è disponibile l'European Strong Motion Database (ESD).

Il secondo punto è soddisfatto dall'osservazione e dallo studio della variazione del moto sismico con l'aumentare della distanza, e con la definizione di leggi di attenuazione, cioè di un modello che rappresenti la variazione dell'intensità macrosismica (e quindi degli effetti che si osservano) con la distanza dall'epicentro.

È anche possibile utilizzare correlazioni empiriche per rappresentare le modificazioni che subiscono le onde sismiche durante il percorso tra sorgente e base del deposito; tali leggi di attenuazione così ricavate sono però difficilmente riproducibili su tutti i siti e quindi poco affidabili.

L'analisi della sismicità regionale e l'applicazione delle leggi di attenuazione portano alla determinazione del moto sismico atteso alla base del deposito.

Una volta stabilito il moto sismico atteso al bedrock, il problema della risposta sismica locale si risolve nella determinazione delle modifiche in termini di ampiezza, durata e contenuto in frequenza che il moto sismico subisce nell'attraversare gli strati di terreno che costituiscono il deposito e che si manifesta in superficie.



Elementi base del moto sismico

L'analisi della risposta sismica locale può essere effettuata sia in modalità free-field, in cui viene considerato il sito privo di ogni tipo di struttura, oppure tenendo in considerazione le strutture presenti nel sito.

Quest'ultimo tipo di analisi richiede la conoscenza dei parametri dinamici della struttura e dell'interazione tra terreno e struttura, necessitando di una modellazione di grande complessità.

Per lo scopo e le dimensioni del problema in questione, si considera sufficiente l'esecuzione un'analisi di tipo free-field, dato che l'inerzia del fabbricato viene ritenuta ininfluenza nella modificazione delle accelerazioni attese al sito. Nel sito in oggetto è stata condotta una modellazione monodimensionale riferita al piano campagna attuale.

I dati necessari (dati di input) alla valutazione della Risposta Sismica Locale sono:

- Moto sismico atteso alla base del deposito o su roccia affiorante (roccia o terreno duro di riferimento) con assegnato tempo di ritorno;
- Stratigrafia (natura, alternanza e spessore degli strati);
- Caratteristiche fisiche e geotecniche (densità, coefficiente di Poisson, modulo di taglio massimo, velocità delle onde di taglio S, rapporto di smorzamento, leggi di variazione della deformazione).

I dati di output saranno:

- Andamento del moto sismico sulla superficie espresso sotto forma di parametri sismici di ampiezza, frequenza e durata oppure interamente espressi in termini di tempo (time-history) o di contenuto in frequenza (spettri di risposta).

AZIONE SISMICA-MOTO DI INPUT

I moti di input utilizzati sono stati selezionati sulla base delle azioni di progetto indicate dalle NTC 2018, che rimandano al reticolo sismico dell'INGV per la definizione dei parametri sismici al bedrock (suolo di categoria A).

Nel caso oggetto di studio si sono fissate le seguenti condizioni:

- suolo di categoria **T1** (morfologia pianeggiante);
- vita nominale di riferimento **50 anni**
- classe d'uso **II** (Affollamento normale, assenza di funzioni pubbliche e sociali);
- stato limite di salvaguardia della vita (**SLV**)
- coefficiente d'uso **CU=1**

Le verifiche allo vengono eseguite con i criteri delle NTC riferiti allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) perciò si considera un Tempo di Ritorno dell'azione sismica di **$T_r=475$ anni**.

Per le coordinate del sito oggetto di studio viene riportato lo spettro di progetto di riferimento, su cui verranno scalati i sette accelerogrammi naturali spettro-compatibili selezionati dai data-base sismici disponibili.

Lo spettro di progetto che si riferisce alla categoria di sottosuolo riscontrata in sito mediante la stima della V_{s30} (**sottosuolo di tipo B**) verrà utilizzato come termine di paragone dello spettro medio ottenuto dalla modellazione del deposito col metodo analitico 1D.

Per la selezione degli accelerogrammi di input si è utilizzato il software RexelWeb sviluppato dal gruppo di lavoro ITACA (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia-Sezione di Milano). Il software Rexel esegue la ricerca all'interno dei database sismici di accelerogrammi naturali, in funzione dei parametri di ricerca impostati dall'utente.

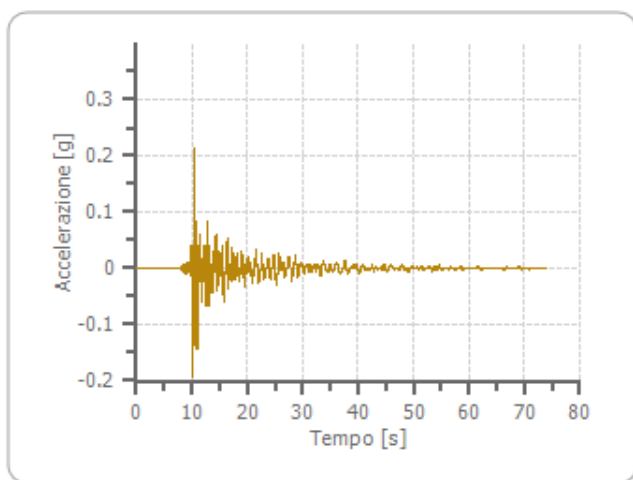
Tra i parametri più rilevanti per la corretta selezione degli accelerogrammi in relazione allo spettro target cui devono corrispondere ci sono:

- la PGA o a_{ref} ;
- l'intervallo di confidenza inferiore e superiore con lo spettro target, ed il relativo intervallo di tempo in cui deve essere rispettato;
- la magnitudo del sisma di riferimento (M) (nel caso specifico tra 3.6 e 7);
- la distanza epicentrale (R) (nel caso specifico 100 km dal sito in esame).

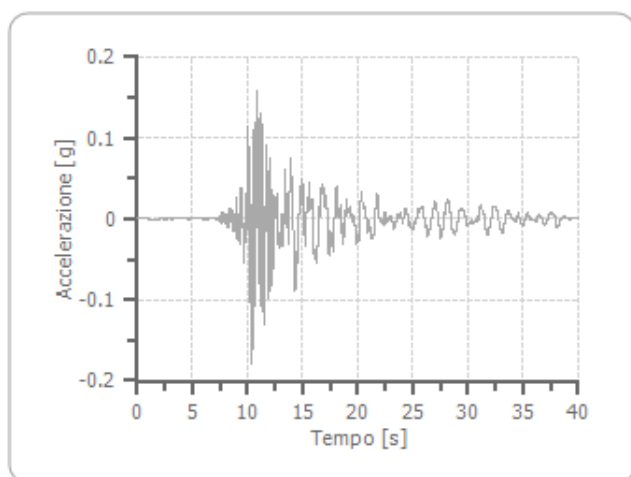
I sette accelerogrammi selezionati sono rappresentati nei diagrammi di seguito riportati.

I grafici riportati indicano anche i riferimenti dei suddetti records sismici.

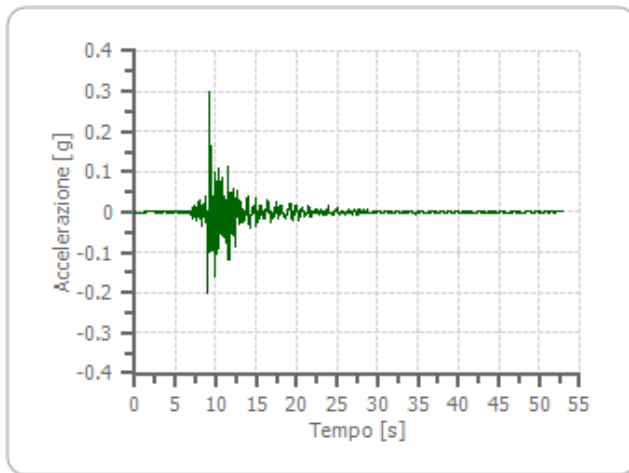
SLV: Earthquake Name	Date	Mw	Fault Mechanism	Epicentral Distance [km]
S.Rocco	15/09/1976	6	Thrust faulting	15.8
Norcia La Castellina	26/10/2016	5.9	Normal faulting	13.7
Norcia La Castellina	24/08/2016	6	Normal faulting	15.6
Norcia	26/10/2016	5.5	Normal faulting	11.2
Norcia	26/10/2016	5.9	Normal faulting	13.6
Santa Venerina	26/12/2018	5	Strike Slip Faulting	5.3
L'Aquila	06/04/2009	6.1	Normal faulting	2.5



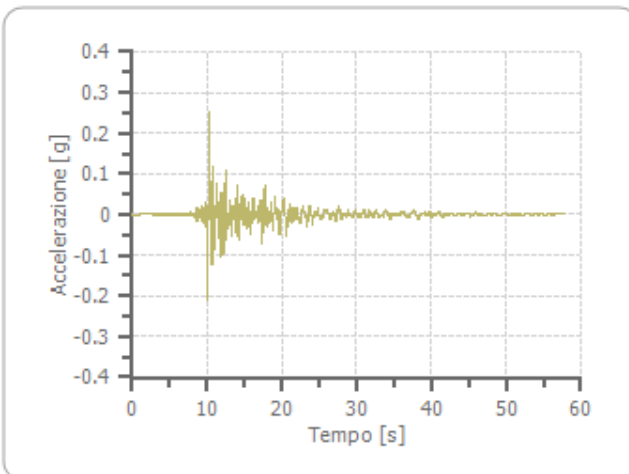
IT.NOR..HGE.D.EMSC-20161026_0000095.ACC.MP



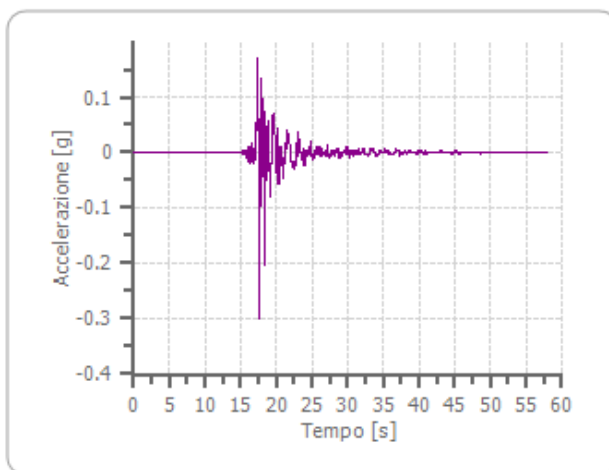
IT.NOR..HGN.D.EMSC-20160824_0000006.ACC.MP



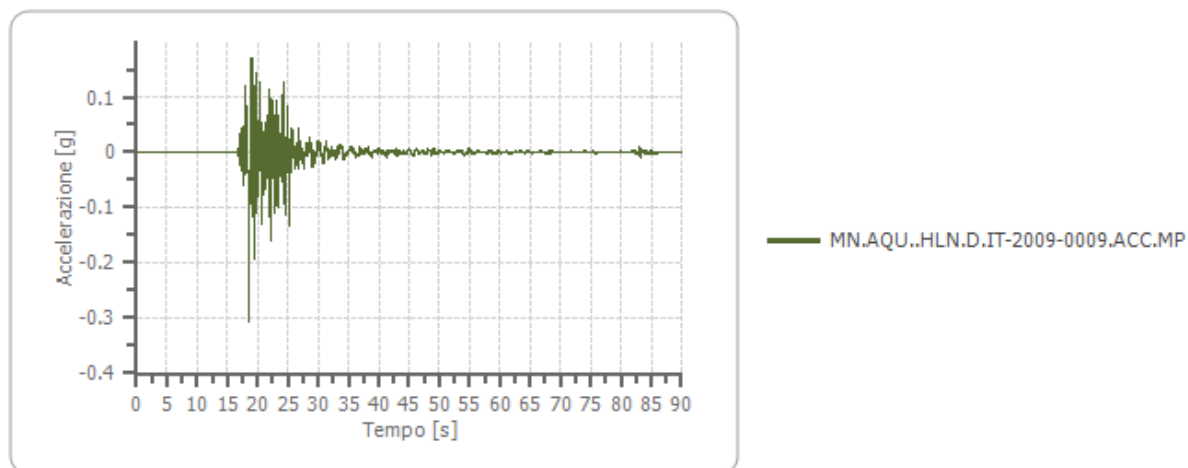
IT.NRC..HGE.D.EMSC-20161026_0000077.ACC.MP



IT.NRC..HGE.D.EMSC-20161026_0000095.ACC.MP



IV.EVRN..HNE.D.EMSC-20181226_0000014.ACC.MP



Il profilo stratigrafico utilizzato nella modellazione, è stato ricavato dall'interpretazione delle indagini eseguite e dai dati di letteratura disponibili (viene considerato come bedrock sismico quel livello dove i terreni/rocce presentano $V_s > 800$ m/s).

Le sismostratigrafie e i valori di rigidità utilizzati sono quelli ottenuti dalle indagini sismiche eseguite appositamente e precedentemente descritte.

Dal momento che non risultano disponibili prove specifiche di laboratorio volte alla determinazione del decadimento del modulo di taglio G e della variazione dello smorzamento ζ in funzione della deformazione γ , si è fatto riferimento a una correlazioni di letteratura.

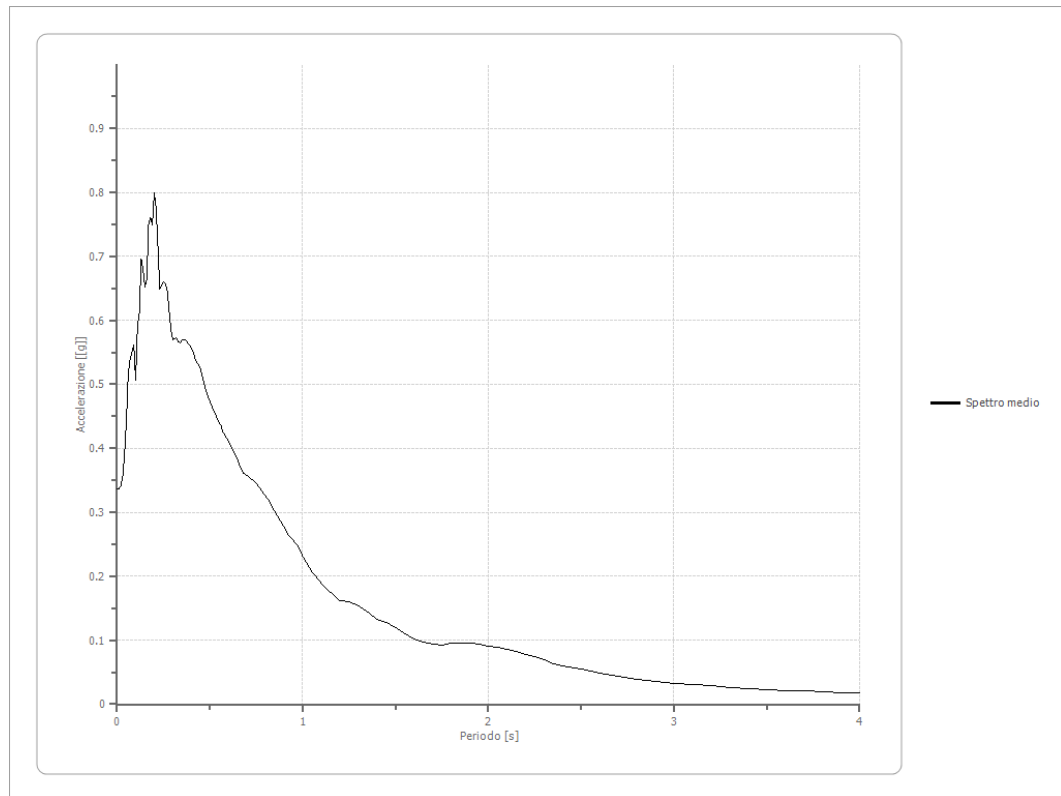
Stratigrafia

n.	Prof. [m]	Spess. [m]	Terreno	Gmax [MPa]	Peso unità vol. [kN/m ³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	3.0	EPRI Sand (1993) 0-6 metri	121.05	19.0	250.0	28.5
2	3.0	4.0	EPRI Sand (1993) 0-6 metri	616.72	20.0	550.0	97.0
3	7.0	5.0	EPRI Sand (1993) 6,4-15,24 metri	1269.21	21.0	770.0	189.5
4	12.0	15.0	EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri	1977.96	21.5	950.0	403.3
5	27.0	10.0	EPRI Sand (1993) 15,54-36,57 metri	2938.89	21.8	1150.0	673.5
6	oo	--	Smorzamento costante	5045.87	22.0	1500.0	782.5

Strato rilevamento accelerogramma:

RSL III sviluppa l'analisi della risposta sismica di sito mediante un modello monodimensionale (1D), dove non sono presenti significative variazioni laterali di impedenza sismica, con un metodo lineare equivalente nel dominio delle frequenze, utilizzando dei segnali di input nel dominio del tempo (accelerogrammi).

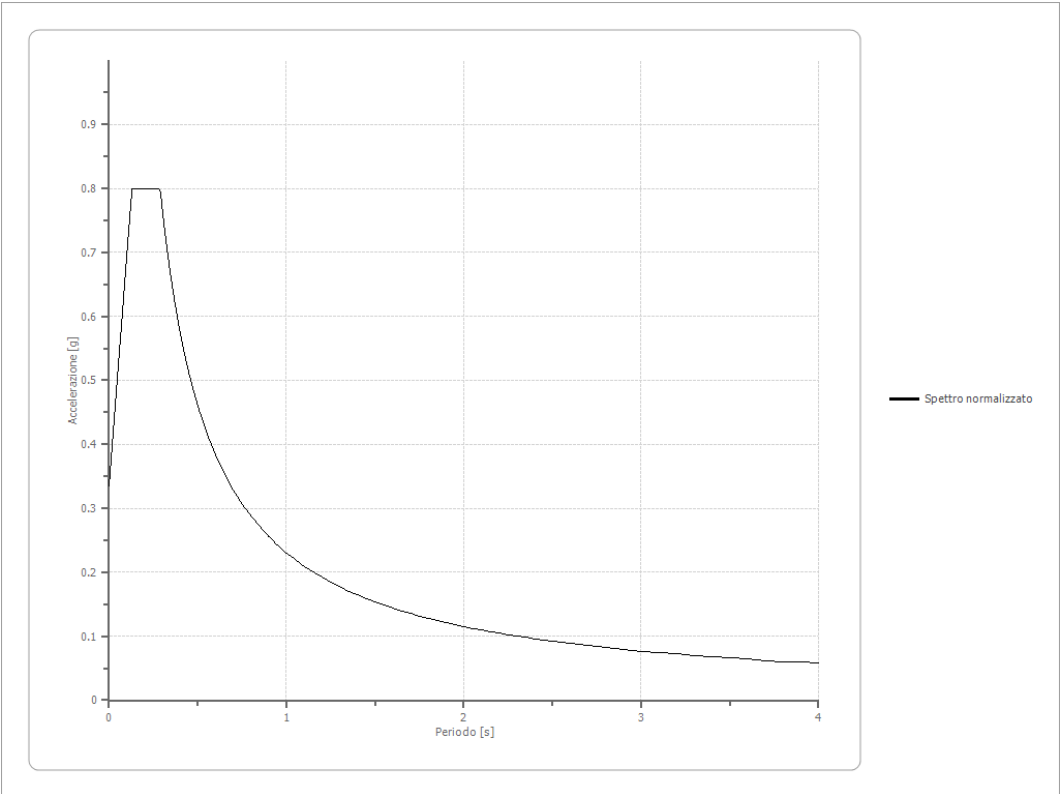
Di seguito vengono presentati i dati di output, per lo stato limite preso in considerazione, lo spettro medio di risposta elastico e lo spettro normalizzato.



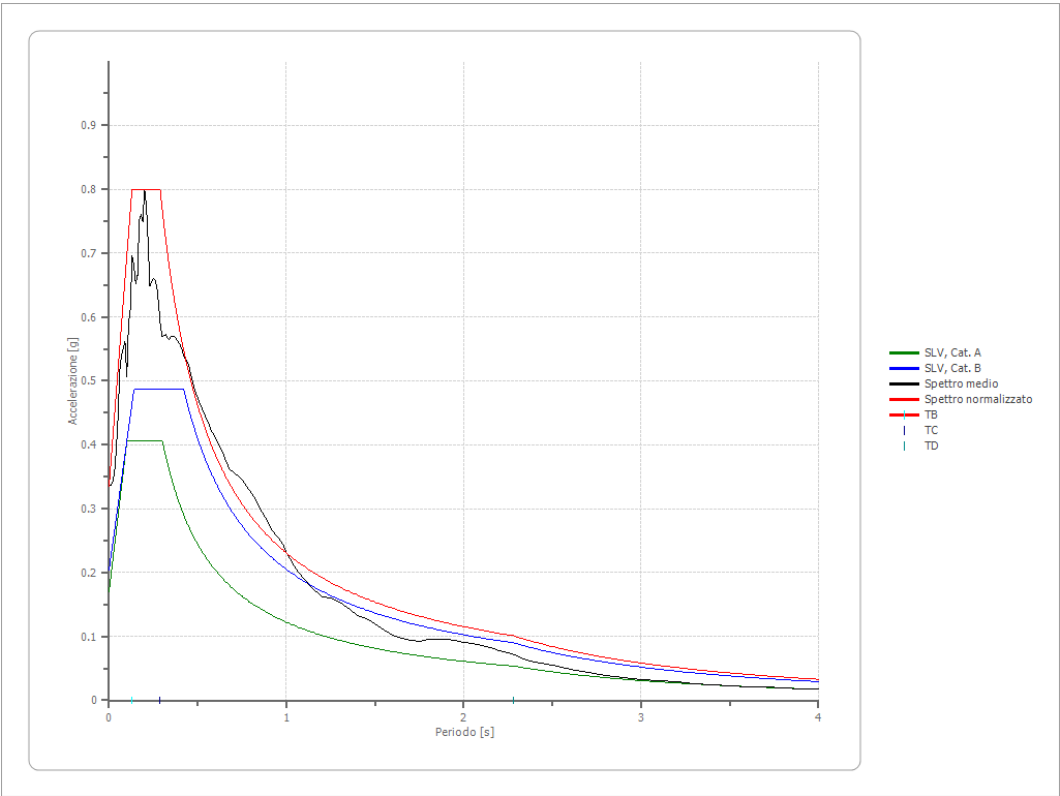
Spettro medio di risposta elastico

Parametri dello spettro normalizzato di risposta elastico

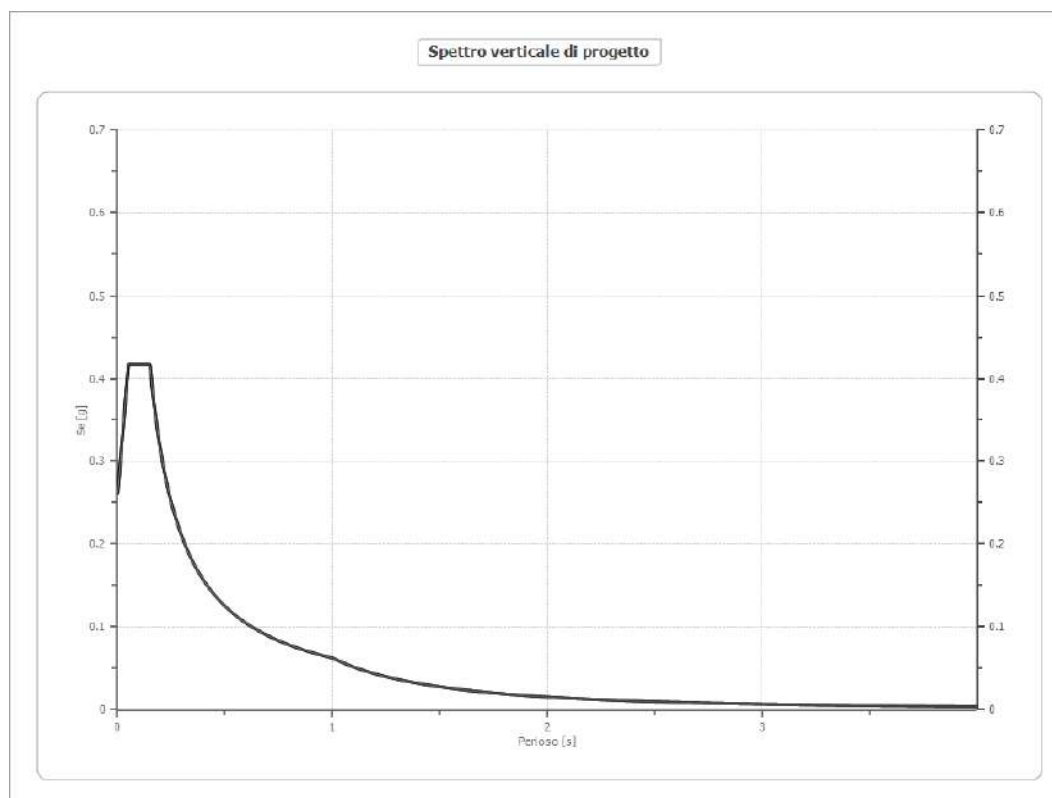
Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.335	2.385	--	0.129	0.288	2.280	0.335	0.800	1.973



Spettro normalizzato di risposta elastico



Confronto tra gli spettri



Spettro verticale di progetto

Ag [g]	F0	Tc*	Fv	q	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.335	2.385	0.150	1.865	1.5	0.050	0.150	1.000	0.262	0.417

Parametri dello spettro

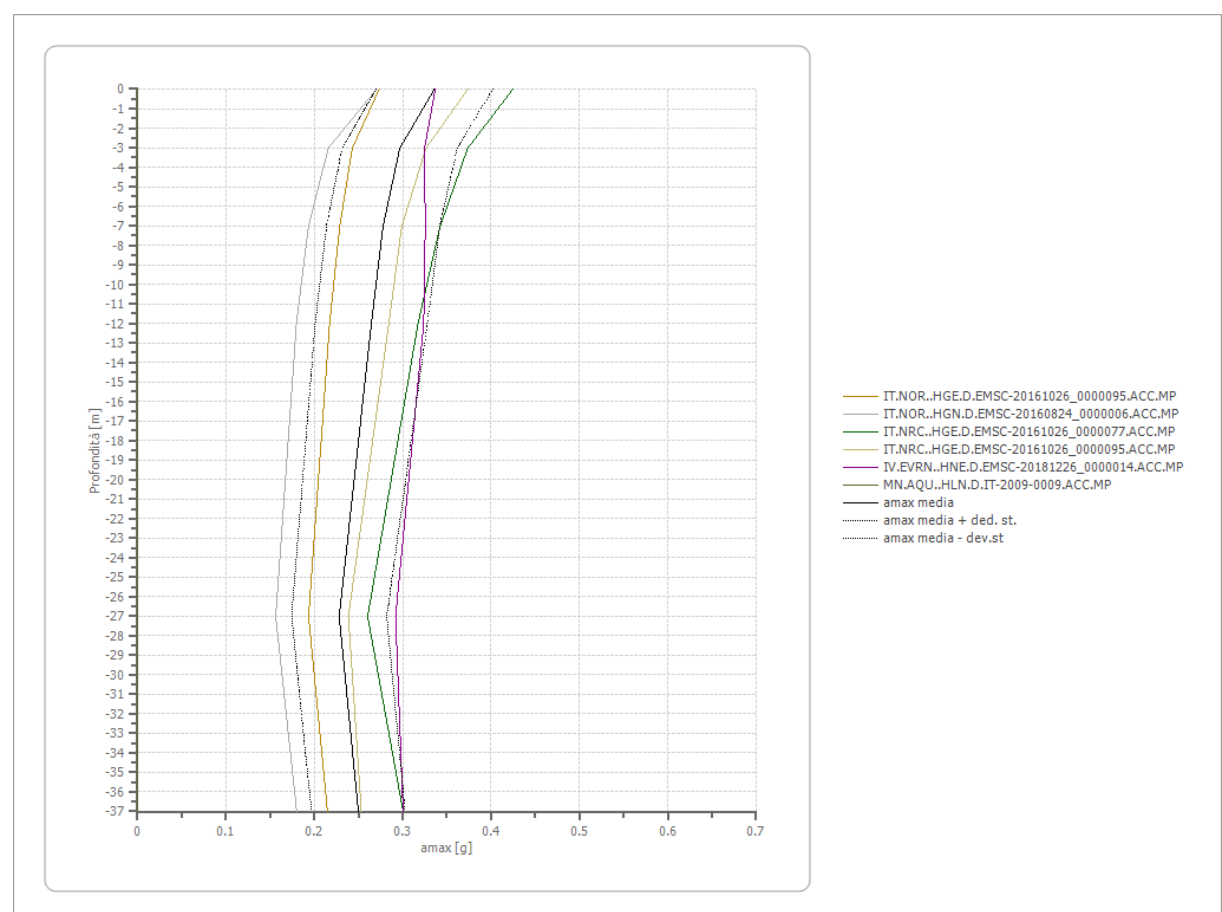
	Operat. SLO Cat. B	Danno SLD Cat. B	Salv.vita SLV Cat. B	Prev. collasso SLC Cat. B	Operat. SLO Cat. A	Danno SLD Cat. A	Salv. vita SLV Cat. A	Prev. collasso SLC Cat. A
Tr [anni]	30	50	475	975	30	50	475	975
ag [g]	0.045	0.060	0.170	0.224	0.045	0.060	0.170	0.224
Fo	2.483	2.476	2.385	2.394	2.483	2.476	2.385	2.394
Tc* [s]	0.238	0.252	0.301	0.312	0.238	0.252	0.301	0.312
Ss	1.20	1.20	1.20	1.19	1.00	1.00	1.00	1.00
St	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Cc	1.47	1.45	1.40	1.39	1.00	1.00	1.00	1.00
TB [s]	0.116	0.122	0.140	0.144	0.079	0.084	0.100	0.104
TC [s]	0.349	0.365	0.421	0.433	0.238	0.252	0.301	0.312
TD [s]	1.780	1.840	2.280	2.496	1.780	1.840	2.280	2.496
Se(0) [g]	0.054	0.072	0.204	0.266	0.045	0.060	0.170	0.224
Se(TB) [g]	0.134	0.178	0.487	0.636	0.112	0.149	0.406	0.536

Il grafico e la tabella di seguito rappresentati riportano l'andamento dell'accelerazione calcolata in funzione della profondità. La linea nera centrale rappresenta la media delle accelerazioni in frazioni di "g" calcolata dai sette acelerogrammi di input, mentre le linee tratteggiate rappresentano la deviazione standard.

Il primo dato che si può ricavare dall'osservazione delle curve, è che l'amplificazione dell'accelerazione avviene principalmente negli ultimi 3-4 metri di terreno dal piano

campagna. Si osserva inoltre che l'amplificazione dell'accelerazione sismica aumenta con regolarità dal bedrock sismico alla superficie, finendo per produrre un rapporto di amplificazione più alto di quello indicato dalle norme tecniche di riferimento per il sito in esame.

[g]	0.0 [m]	3.0 [m]	7.0 [m]	12.0 [m]	27.0 [m]	37.0 [m]
IT.NOR..HGE.D.EMSC-20161026_0000095.ACC.MP	0.273	0.243	0.229	0.217	0.194	0.215
IT.NOR..HGN.D.EMSC-20160824_0000006.ACC.MP	0.270	0.216	0.193	0.180	0.156	0.180
IT.NRC..HGE.D.EMSC-20161026_0000077.ACC.MP	0.425	0.374	0.342	0.317	0.260	0.300
IT.NRC..HGE.D.EMSC-20161026_0000095.ACC.MP	0.374	0.326	0.299	0.284	0.239	0.253
IV.EVRN..HNE.D.EMSC-20181226_0000014.ACC.MP	0.337	0.325	0.325	0.324	0.292	0.300
MN.AQU..HLN.D.IT-2009-0009.ACC.MP	--	--	--	--	--	--
media [g]	0.336	0.297	0.278	0.265	0.228	0.250
Dev. St. [g]	0.066	0.065	0.064	0.063	0.054	0.053



Sono stati analizzati i parametri Fattore di amplificazione a basso periodo (0.1 a 0.5 sec.) (FA01-05) ed il Fattore di amplificazione ad alto periodo (da 0.5 a 1.1 sec.) (FV05-1.1).

Nel caso in esame i valori dei parametri Fa e Fv (ICMS 2018) sono risultati rispettivamente pari a

$$Fa = 1.436 \quad Fv = 1.063$$

ALLEGATO
ATLANTE FOTOGRAFICO



Figura-Stendimento Masw/ReMi



Figura- Strumentazione di energizzazione-Massa battente da 8 kg



Figura-Strumentazione di acquisizione ed esecuzione dell'indagine HVSR



Figura-Stendimento Masw/ReMi



Figura-Geofono da 4.5 Hz impiegato