



Comune di Pavia

## **REALIZZAZIONE AREA PER SPETTACOLI VIAGGIANTI POP110**

**RELAZIONE GEOLOGICA, IDROGEOLOGICA E SISMICA**  
**ex D.M. 17-01-2018 - D.G.R. 30-11-2011 n. IX/2616 - R1 e R3 ex D.G.R.**  
**30-03-2016 n. X/5001**

**RELAZIONE GEOTECNICA**  
**D.M. 17-01-2018**  
**R2 ex D.G.R. 30-03-2016 n. X/5001**



A cura di:  
Dr. Geol. Maurizio Visconti  
Corso Milano 2  
27029 Vigevano (PV)  
contatti: 0381-74070 393-9877798  
email: m.visconti@studio-visconti.it  
p.e.c.: mauriziovisconti@epap.sicurezzapostale.it



DICEMBRE 2018

## Sommario

PREMESSA E QUADRO NORMATIVO.....	4
<b>RELAZIONE GEOLOGICA - ELABORATO R1 - D.M. 14-01-2008 e D.M. 17-01-2018 – ELABORATO R3 - D.G.R. n IX/2616 del 30/11/2011 .....</b>	<b>7</b>
GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA .....	8
Geomorfologia .....	8
Geologia e Litologia.....	8
Idrogeologia.....	10
CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....	11
CARTA DEI VINCOLI E DI SINTESI - P.G.T. COMUNALE (estratto) .....	13
CARTA DELLA FATTIBILITA' GEOLOGICA - P.G.T. COMUNALE (estratto).....	15
<b>RELAZIONE GEOTECNICA- D.G.R. n IX/2616 del 30/11/2011 – ELABORATO R3.....</b>	<b>17</b>
DESCRIZIONE DELL'ATTREZZATURA UTILIZZATA PER LE INDAGINI GEOTECNICHE .....	18
MODALITÀ ESECUTIVE .....	18
STENDIMENTI SISMICI - MASW.....	20
INDAGINE MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES.....	21
METODI DI INTERPRETAZIONE ED ELABORAZIONE DEI DATI .....	23
ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO.....	29
SINTESI DELLE PROCEDURE .....	30
VALUTAZIONI FINALI ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO .....	30
PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....	34
<b>VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>35</b>
<b>STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO .....</b>	<b>36</b>
<b>DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE .....</b>	<b>38</b>
<b>Pericolosità sismica di sito .....</b>	<b>42</b>
<b>Coefficienti sismici .....</b>	<b>42</b>
<b>Stabilità dei pendii e fondazioni.....</b>	<b>42</b>
<b>Fronti scavo e rilevati .....</b>	<b>43</b>
<b>Muri di sostegno .....</b>	<b>44</b>
<b>Paratie .....</b>	<b>45</b>
<b>PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....</b>	<b>46</b>
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.....	49

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali.....	49
Spettro di progetto.....	50
VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE .....	51
Esclusione della verifica a liquefazione.....	51
<b>RAPPORTO DELL'INDAGINE E CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE .....</b>	<b>53</b>
<b>AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI.....</b>	<b>54</b>
<b>TABELLE RIASSUNTIVA DEI DATI GEOTECNICI PRESSIONI AMMISSIBILI .....</b>	<b>55</b>
Determinazione parametri caratteristici orizzonte di fondazione .....	57
<b>CALCOLO SLU.....</b>	<b>58</b>
Verifica agli stati limite ultimo (SLU).....	60
Orizzonte 2 (3) - Verifica agli stati limite ultimo (SLU) .....	60
Verifica agli stati limite di esercizio (SLE) .....	61
<b>CALCOLO SLE .....</b>	<b>63</b>
<b>ALVEO ROGGIA VERNAVOLA (PONTE CICLABILE).....</b>	<b>64</b>
<b>TABELLE RIASSUNTIVA DEI DATI GEOTECNICI PRESSIONI AMMISSIBILI .....</b>	<b>65</b>
<b>CALCOLO SLU E SLE .....</b>	<b>69</b>
<b>CERTIFICATI E DIAGRAMMI DELLE PROVE PENETROMETRICHE .....</b>	<b>72</b>

## PREMESSA E QUADRO NORMATIVO

Le NTC (Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17 Gennaio 2018) prevedono fra gli elaborati di progetto le relazioni specialistiche distinte e separate fra cui:

- relazione geologica**: modello geologico – caratterizzazione sismica;
- relazione geotecnica**: modello geotecnico–caratterizzazione dinamica del terreno.

Come riportato già nella Circolare del DM 14 gennaio 2008 – NTC-2008:

*la relazione geologica ha lo scopo precipuo di fornire il quadro di riferimento progettuale attraverso la rappresentazione della situazione naturale dei luoghi, illustrando le condizioni morfologiche, litostratigrafiche ed idrogeologiche delle zone interessate, al fine di interpretare l'assetto del territorio in relazione alla sua origine e costituzione geologica, alla sua evoluzione strutturale e geomorfologica.*

Il **modello geologico**, con preciso riferimento al progetto, deve definire:

- i lineamenti morfologici della zona
- eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto o potenziali e la loro tendenza evolutiva
- la successione litostratigrafica locale, con la descrizione della natura e della distribuzione spaziale dei litotipi, del loro stato di alterazione e fratturazione e della loro degradabilità

inoltre deve illustrare:

- i caratteri geo-strutturali generali, la geometria e le caratteristiche delle superfici di discontinuità
- lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.

La **relazione geotecnica** si basa invece su una campagna di indagini geognostiche finalizzate ad ottenere gli elementi conoscitivi – descrittivi e parametrici – necessari alla redazione del modello geotecnico e alla caratterizzazione dinamica del terreno (relazione geotecnica).

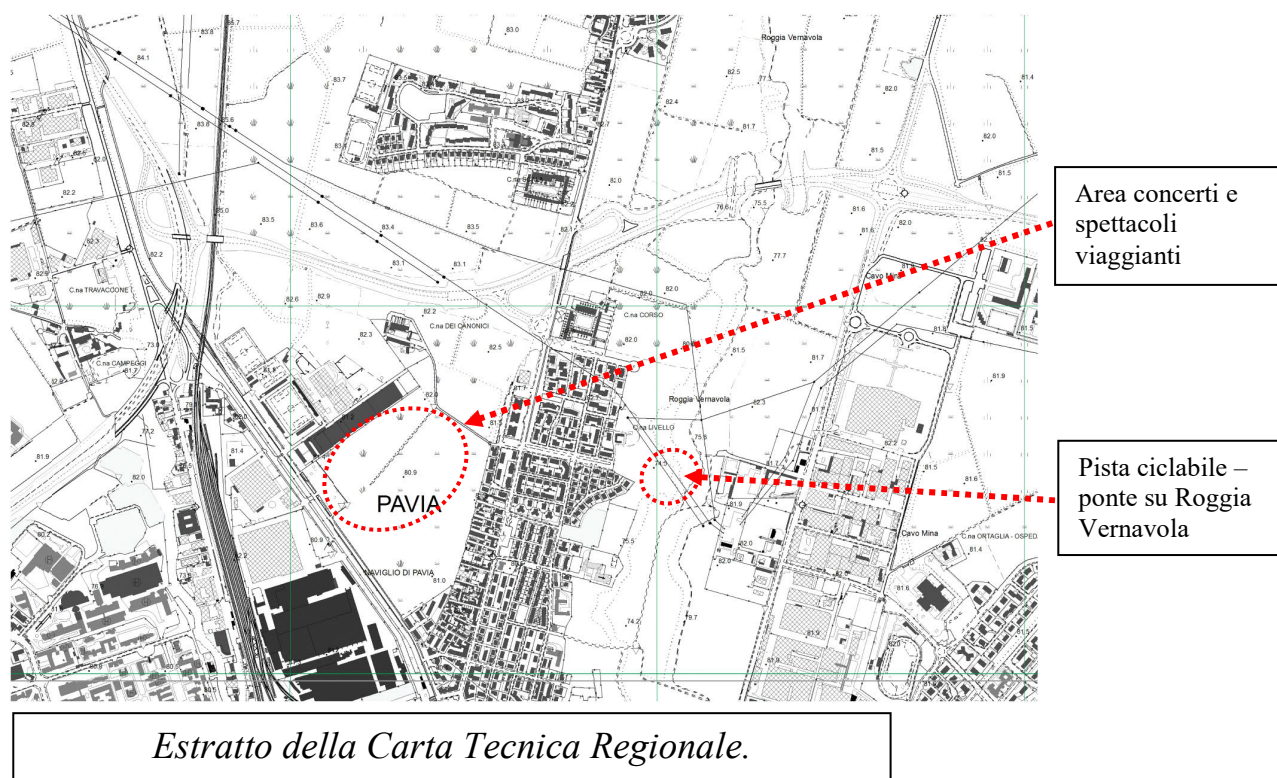
Tale campagna di indagini, per ragione di tempi e di costi, è di norma unica per opere edilizie normali (classe d'uso I e II punto 2.4.2 delle NTC) di tipo puntuale e localizzato, anche se la norma non vieta eventuali indagini mirate, svolte preliminarmente alla redazione della Relazione Geotecnica, a seguito, ad esempio, alla ipotesi di una ben precisa soluzione fondale di un'opera su indicazione del progettista strutturale.

In tale ottica è indispensabile una stretta collaborazione delle varie figure professionali coinvolte alla redazione e definizione del progetto nel suo complesso (strutturale, architettonico, impiantistico...) fin dalle fasi iniziali.

Il presente documento, pertanto, si compone di:

- relazione geologica, idrogeologica e sismica** ex D.G.R. IX/2616 del 30 novembre 2011 e D.G.R. 30 marzo 2016 - n. X/5001 - Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)
- relazione geotecnica** ex D.M. 14 gennaio 2008 ora D.M. 17 gennaio 2018.

**La presente relazione è relativa alla progettazione della nuova area spettacoli viaggianti di Pavia (zona stadio Fortunati - via Alzaia) e del ponte sulla Roggia Vernavola (Parco della Vernavola) della nuova pista ciclabile.**



A tale scopo, trattandosi di edificio ubicato in territorio comunale classificato in Zona Sismica 3, data la tipologia delle opere in progetto, le indicazioni fornitemi e conoscendo per esperienze dirette le caratteristiche litostratigrafiche della zona, in data 14 dicembre 2018, sono state eseguite:

- N° 1 indagine sismica a rifrazione MASW finalizzata alla misura diretta della **velocità equivalente** delle onde di taglio  $V_s$
- n° 4 indagini penetrometriche (indagini penetrometriche dinamiche DPSH) spinte alla profondità massima di 9,20 metri da piano campagna, elaborando i dati con software Geostru Dynamic Probing, valutati secondo le normative vigenti.

I certificati relativi all'indagine condotta vengono esposti nei capitoli dedicati ed allegati alla presente relazione.

**RELAZIONE GEOLOGICA - ELABORATO R1 - D.M. 14-01-2008 e D.M. 17-01-2018 – ELABORATO R3 - D.G.R. n IX/2616 del 30/11/2011**

## GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA

(dati di letteratura di settore e studio geologico PGT comunale – S.G.P. 2012)

### *Geomorfologia*

Il territorio comunale di Pavia, posto per buona parte sul limite meridionale del Piano Generale Terrazzato della Pianura Lombarda, si affaccia ad ovest e a sud sul tratto terminale della valle del Ticino, che incide la pianura e si allarga, unendosi alla piana del Po (Bassa Siccomaria) prima di confluire nello stesso Fiume pochi chilometri più a valle.

La porzione di territorio oggetto di studio è densamente urbanizzata e l'abitato cittadino nasconde i terrazzi alluvionali che, in sponda sinistra orografica, ricordano l'alveo attuale del Fiume al Piano Generale della Pianura (P.G.T. – piano generale terrazzato).

La morfologia originaria è ancora in parte visibile nelle aree periferiche e in quelle in cui, pur in presenza di interventi antropici significativi, risultano ancora evidenti alcuni degli originari caratteri morfologici come i piani terrazzati tra Livello Principale della Pianura (alluvioni würmiane pleistoceniche) ed i depositi alluvionali olocenici della valle del Ticino.

L'area di studio, che verrà interessata dall'edificazione della nuova centrale di potabilizzazione, occupa un ripiano posto a quote medie di 66 m. s.l.m., confinante a sud con la scarpata morfologica del fiume Ticino, le cui sponde risultano a quote di circa 54 - 55 m. s.l.m..

### *Geologia e Litologia*

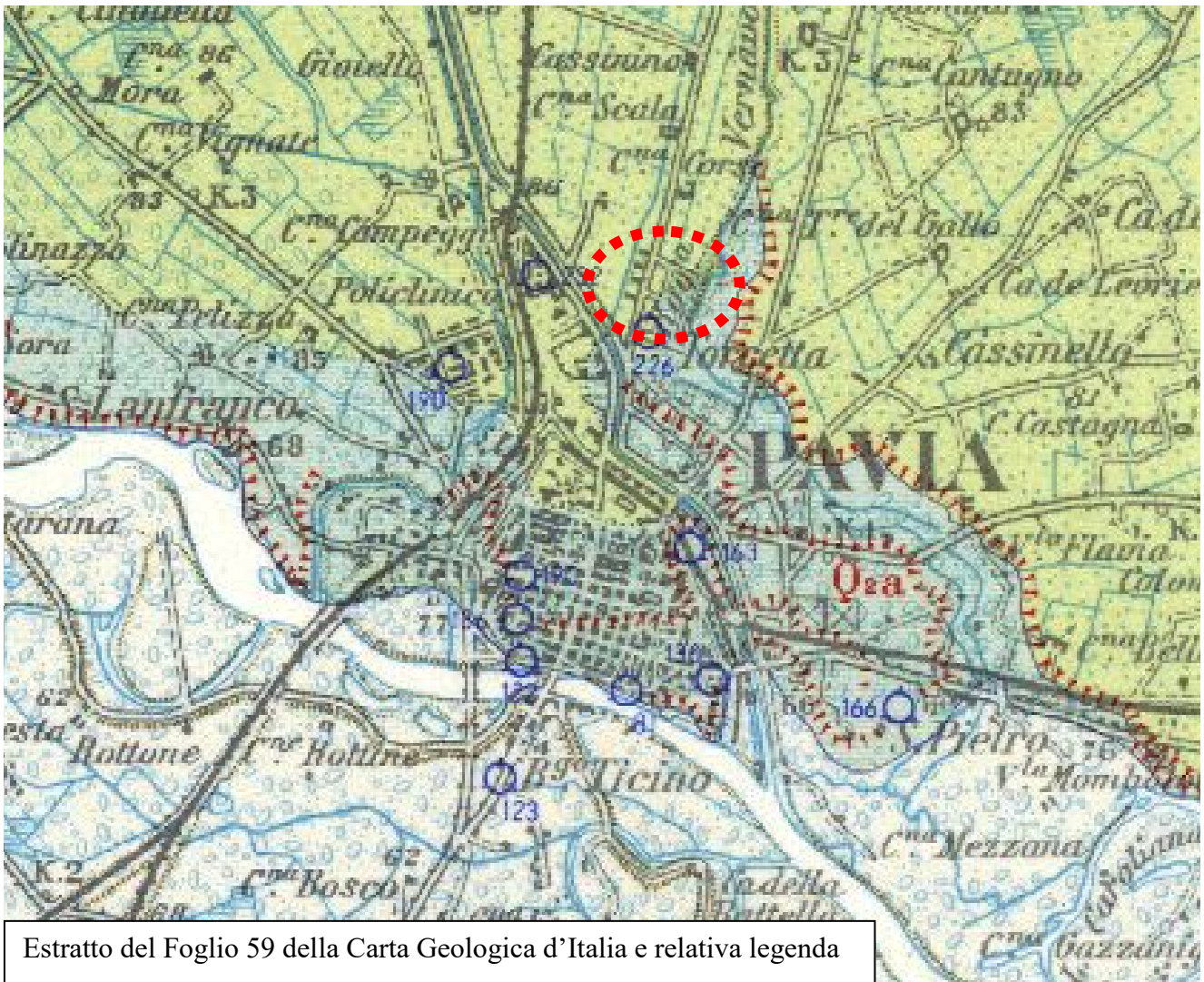
L'assetto geologico dell'intorno dell'area in oggetto (Fig. 59 – Pavia della Carta Geologica d'Italia) è determinato, come la rimanente parte della Pianura, dalla sovrapposizione di una coltre alluvionale sul substrato marino, piegato e fagliato.

La notevole profondità delle strutture terziarie ha contribuito ad un intenso e regolare sviluppo dei depositi fluviali pleistocenici che superano i 250 metri e si presentano a giacitura blandamente monoclinale, con pendenze del 2-3 ‰ verso l'asse padano.

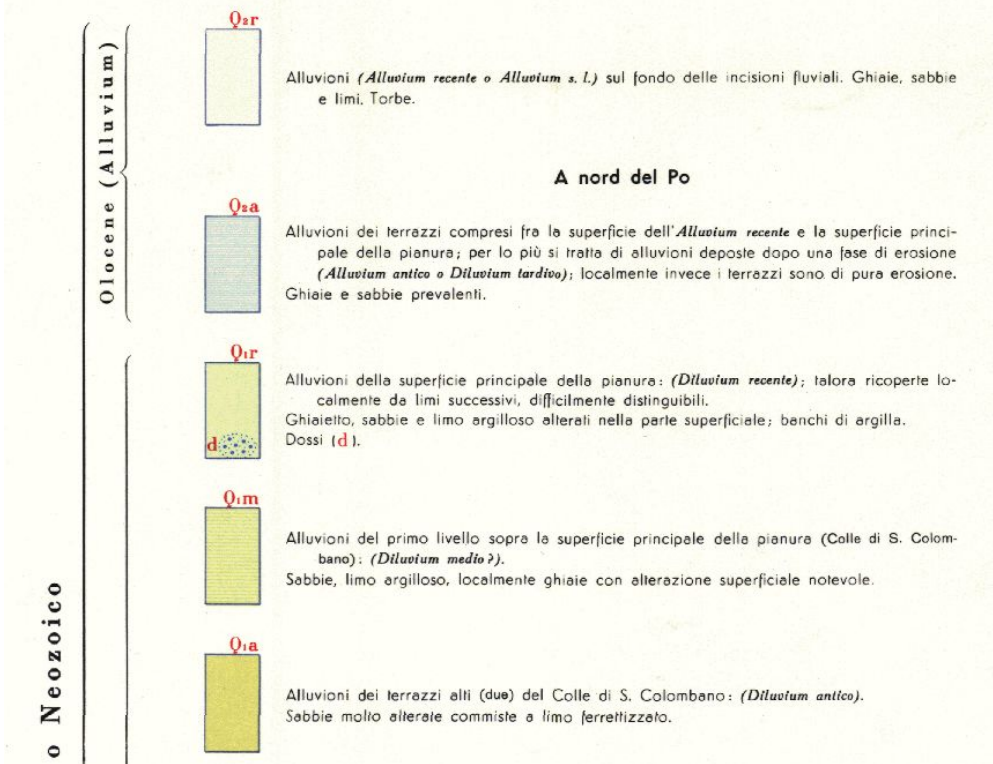
Essi sono costituiti da successioni di materiali sabbiosi, con passate ghiaiose, inglobanti lenti più o meno potenti ed estese di argilla e limo (depositati nelle fasi di "stanca").

La loro origine è riferibile a depositi abbandonati dal Po e dai suoi affluenti (Ticino) susseguentemente alle vicende climatiche che hanno caratterizzato la regione nel Pleistocene (glaciazioni) e nell'Olocene (regolari successioni di magre e di piene).





Estratto del Foglio 59 della Carta Geologica d'Italia e relativa legenda



L'inclinazione degli orizzonti alluvionali, in profondità è maggiore di quella della superficie topografica, mentre tende ad uniformarsi con questa di man in mano che ci si avvicina al piano - campagna.

L'area oggetto della presente indagine è caratterizzata da depositi würmiani (Diluvium recente del Piano Generale Terrazzato), con sabbie e ghiaie superficialmente ossidate, in associazione a locali lenti limose, in zona prossima al passaggio verso l'Alluvium Antico olocenico, caratterizzato da sabbie prevalenti in associazione ad intercalazioni argillose e limose.

Il contatto formazionale tra l'Alluvium Antico e le Alluvioni recenti del Ticino risulta avvicinandosi al fiume, a sud dell'area di indagine.

### *Idrogeologia*

L'idrogeologia dell'area in oggetto è identificabile con quella che caratterizza la zona del Pavese a N del Po ed è totalmente riferibile alle unità idrogeologiche legate alla deposizione alluvionale.

Gli orizzonti ghiaioso - sabbiosi naturalmente idonei per le loro caratteristiche granulometriche ad ospitare acquiferi vengono limitati da lenti argilloso-limose; si viene pertanto a determinare una serie di falde appilate la più superficiale delle quali è freatica mentre quelle sottostanti hanno caratteri di artesianità.

Nel territorio di Pavia sono in linea di massima individuabili, fino alle profondità raggiunte dai pozzi terebrati per l'approvvigionamento idrico ad uso umano, quattro acquiferi, dei quali non è certa a tutt'oggi con i dati a disposizione stabilire con certezza una loro reciproca indipendenza idrologica.

L'alimentazione degli acquiferi più profondi avviene attraverso un meccanismo di flusso lungo strato, con provenienza dai settori settentrionali e quindi con zone di alimentazione, considerata l'acclività degli acquiferi e della struttura geologica nel suo complesso, nell'alto Milanese ove vi sono vasti affioramenti di depositi fluvioglaciali.

Le escursioni della falda freatica sono influenzate, oltre che dalle condizioni meteo climatiche, soprattutto dalle pratiche irrigue stagionali ed i massimi livelli piezometrici vengono raggiunti nella stagione primaverile ed estiva.

Il livello piezometrico nella zona (margine meridionale del Piano Generale Terrazzato) subisce un progressivo abbassamento per raccordarsi con quello del piano alluvionale delle alluvioni

oloceniche, ribassato di circa 9-10 metri rispetto al Livello Principale della Pianura würmiana e la falda ha un senso di flusso preferenziale da N-NE a S-SW, verso la valle del Ticino.

Nel complesso le caratteristiche litostratigrafiche dei terreni superficiali denotano una buona permeabilità ed una vulnerabilità media-elevata della falda acquifera superficiale.

## CARATTERIZZAZIONE SISMICA

L'analisi della sismicità, intesa come distribuzione spazio-temporale dei terremoti in una determinata area, costituisce il primo tassello per gli studi di valutazione della pericolosità sismica di base.

Nella classificazione definita dai Decreti emessi fino al 1984 (D.M. 05.03.1984) la sismicità veniva definita attraverso il "grado di sismicità" S.

Nella proposta di riclassificazione del GdL del 1998 si utilizzavano altresì 3 categorie sismiche più una categoria di Comuni Non Classificati (NC) di cui il comune di Pieve Porto Morone faceva parte.

Secondo quanto previsto dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 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", il territorio comunale, interessato dalla presente relazione è così classificato:

### ALLEGATO A – CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI COMUNI ITALIANI

Codice Istat 2001	Denominazione	Categoria secondo la classificazione precedente (Decreti fino al 1984 N.C.)	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)
03018110	Pavia	N.C.	N.C.	4

La Regione Lombardia, con D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129, ha provveduto all'aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni.

Tale provvedimento è stato emanato in attuazione della Legge 112/1998, della legge regionale 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d), del D.P.R. 380/2001 e di specifiche O.P.C.M., tra cui la n. 3274/2003, recepita dalla D.G.R. 7 novembre 2003, n. 14964.

La Giunta Regionale ha approvato il 30 marzo 2016 - D.G.R. n. X/5001 le linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica, ai sensi degli artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015.

**La nuova zonazione sismica e la l.r. 33/2015 sono entrambe efficaci dal 10 aprile 2016.**

In particolare, la l.r. n. 33/2015 aggiorna la normativa sulle costruzioni in zona sismica adeguandola al D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 (Testo Unico in materia Edilizia).

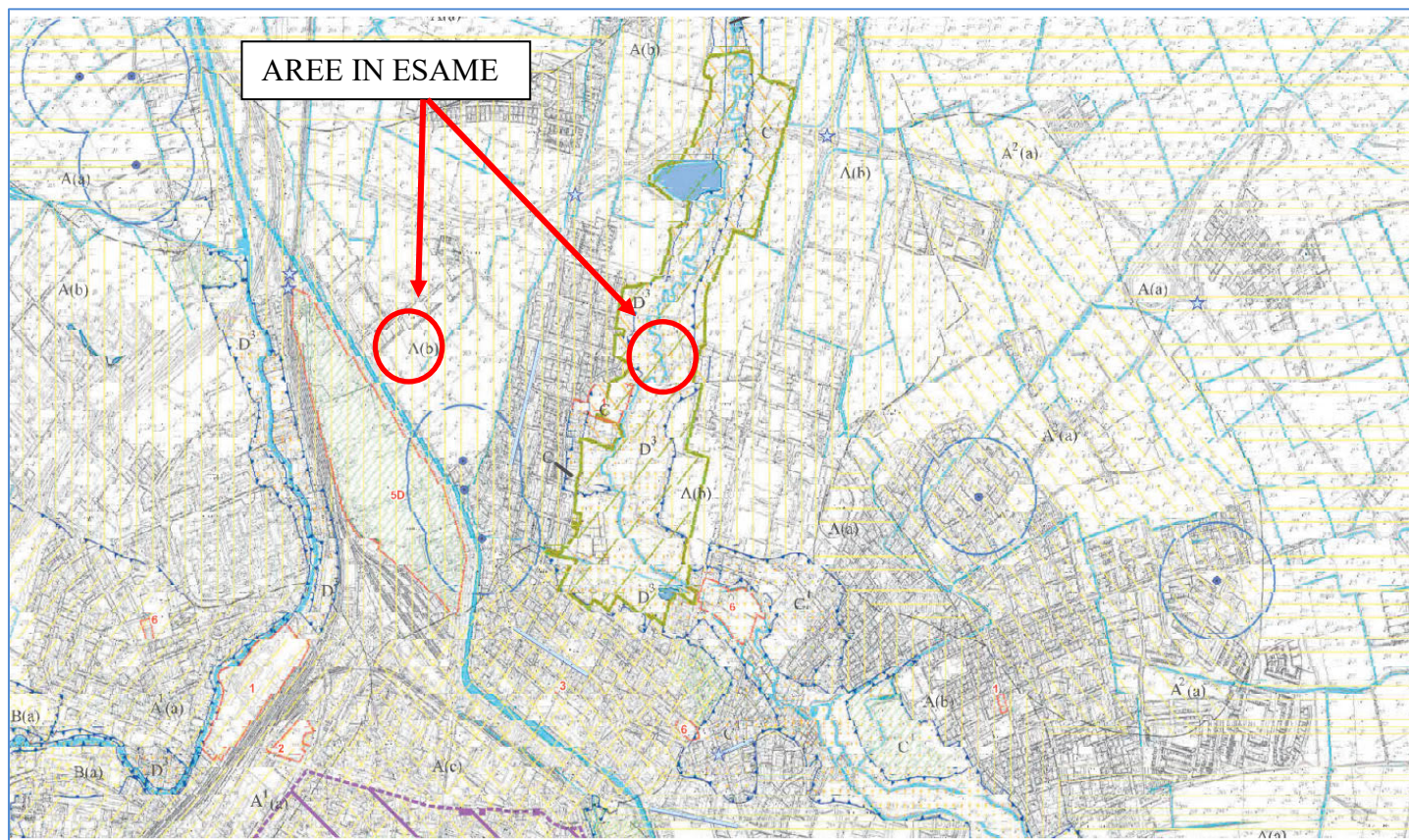
ESTRATTO DALL'ELENCO DEI COMUNI CON INDICAZIONE DELLE RELATIVE ZONE SISMICHE E DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA (AGMAX) PRESENTE ALL'INTERNO DEL TERRITORIO COMUNALE (O.P.C.M. 3519/06 E DECRETO MIN. INFRASTRUTTURE 14/01/08)

ISTAT	Provincia	Comune	Zona Sismica	Ag max
03018110	PV	PAVIA	3	0,077778

**In tale quadro il comune di Pavia passa da zona sismica 4 a zona sismica 3.**

Zona sismica	Fenomeni riscontrati	Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni
1	Zona con pericolosità sismica <b>alta</b> . Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti.	$a_g \geq 0,25g$
2	Zona con pericolosità sismica <b>media</b> , dove possono verificarsi terremoti abbastanza forti.	$0,15 \leq a_g < 0,25g$
3	Zona con pericolosità sismica <b>bassa</b> , che può essere soggetta a scuotimenti modesti.	$0,05 \leq a_g < 0,15g$
4	Zona con pericolosità sismica <b>molto bassa</b> . E' la zona meno pericolosa, dove le possibilità di danni sismici sono basse.	$a_g < 0,05g$

CARTA DEI VINCOLI E DI SINTESI - P.G.T. COMUNALE (estratto)



Il territorio comunale è stato suddiviso in distinte unità con caratteristiche idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche confrontabili, identificate da lettere maiuscole (da A a F).

I numeri all'apice e le lettere minuscole tra parentesi al pedice individuano delle sotto-unità.

Le lettere maiuscole in corsivo al pedice individuano la fascia fluviale di appartenenza secondo la terminologia adottata dal Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI).

Per l'area in esame si rileva l'appartenenza a:

**UNITA' A** (estratto da relazione geologica – SGP 2012)

**MORFOLOGIA:** ripiani impostati su depositi alluvionali del "Fluviale recente" (Piano Generale Terrazzato della pianura lombarda), sopraelevati di almeno 10 ÷ 24 m rispetto agli alvei attivi.

**LITOLOGIA:** sono costituiti prevalentemente da sabbie (spesso alterate in superficie) con sporadici orizzonti a scheletro più grossolano e con intercalazioni a diversa profondità di limi e limi argillosi. Le informazioni geognostiche disponibili consentono la delimitazione sommaria delle zone ove tali intercalazioni sono generalmente presenti:

- dalla profondità di 2,5 ÷ 5 m alla profondità di 6 ÷ 8 m dal piano campagna (A1 (a));
- superficialmente, fino a 3,5 ÷ 5,5 m dal piano campagna (A2 (a)).

**IDROGEOLOGIA:** è generalmente presente una prima falda sospesa rispetto alla falda principale, a profondità variabile in funzione delle condizioni morfologiche e idrogeologiche locali;

la superficie di tale falda sospesa è generalmente ubicata, in condizioni normali, alle seguenti profondità:

2 ÷ 4 m dal piano campagna o stagionalmente prossima alla superficie (A(a));

5 ÷ 6 m dal piano campagna con escursioni stagionali fino a 3 ÷ 4 m dal piano campagna (**A(b)**); maggiore o uguale a 6 m (A(c)).

La permeabilità e la vulnerabilità della porzione superficiale della successione sono relativamente elevate.

**IDRAULICA:** aree non inondabili.

**L'area destinata agli spettacoli viaggianti ed ai concerti in esame appartiene alla unità A (b).**

#### **UNITA' D** (estratto da relazione geologica – SGP 2012)

**MORFOLOGIA:** aree ex golenali arginate (in sponda destra del Ticino = D<sub>B</sub>, D<sub>C</sub> e D<sup>1</sup><sub>C</sub>); ripiani sopraelevati rispetto all'unità precedente e zone ex-golenali in corrispondenza di paleomeandri del Ticino (in sponda sinistra del Ticino) e fasce inscarpata delle unità A e B a ridosso delle golene in sponda sinistra del Ticino (D<sup>2</sup>); golene dei corsi d'acqua minori (Vernavola e Navigliaccio = D<sup>3</sup>).

**LITOLOGIA:** sono presenti generalmente sabbie fini uniformi, con sporadiche intercalazioni di ghiaia e ghiaietto fino alla profondità indicativa di 13 ÷ 15 m dal piano campagna; localmente sono presenti corpi lenticolari e discontinui di limi e limi argillosi, in superficie e/o intercalati nella successione. Questi ultimi litotipi denotano un comportamento non drenato e compressibile (soprattutto in D<sup>1</sup>).

**IDROGEOLOGIA:** falda freatica generalmente prossima al piano campagna, direttamente collegata alla falda d'alveo e di subalveo e soggetta ad escursioni positive anche di notevole entità soprattutto per rigurgito in caso di piene dei rispettivi corsi d'acqua; permeabilità e vulnerabilità elevata.

**IDRAULICA:** aree in sponda destra Ticino (Siccomario) difese dall'argine maestro ma inserite in fascia B, di esondazione (D<sub>B</sub>) o C, di esondazione per piena catastrofica (D<sub>C</sub> e D<sup>1</sup><sub>C</sub>) del PAI. In D<sup>2</sup> e

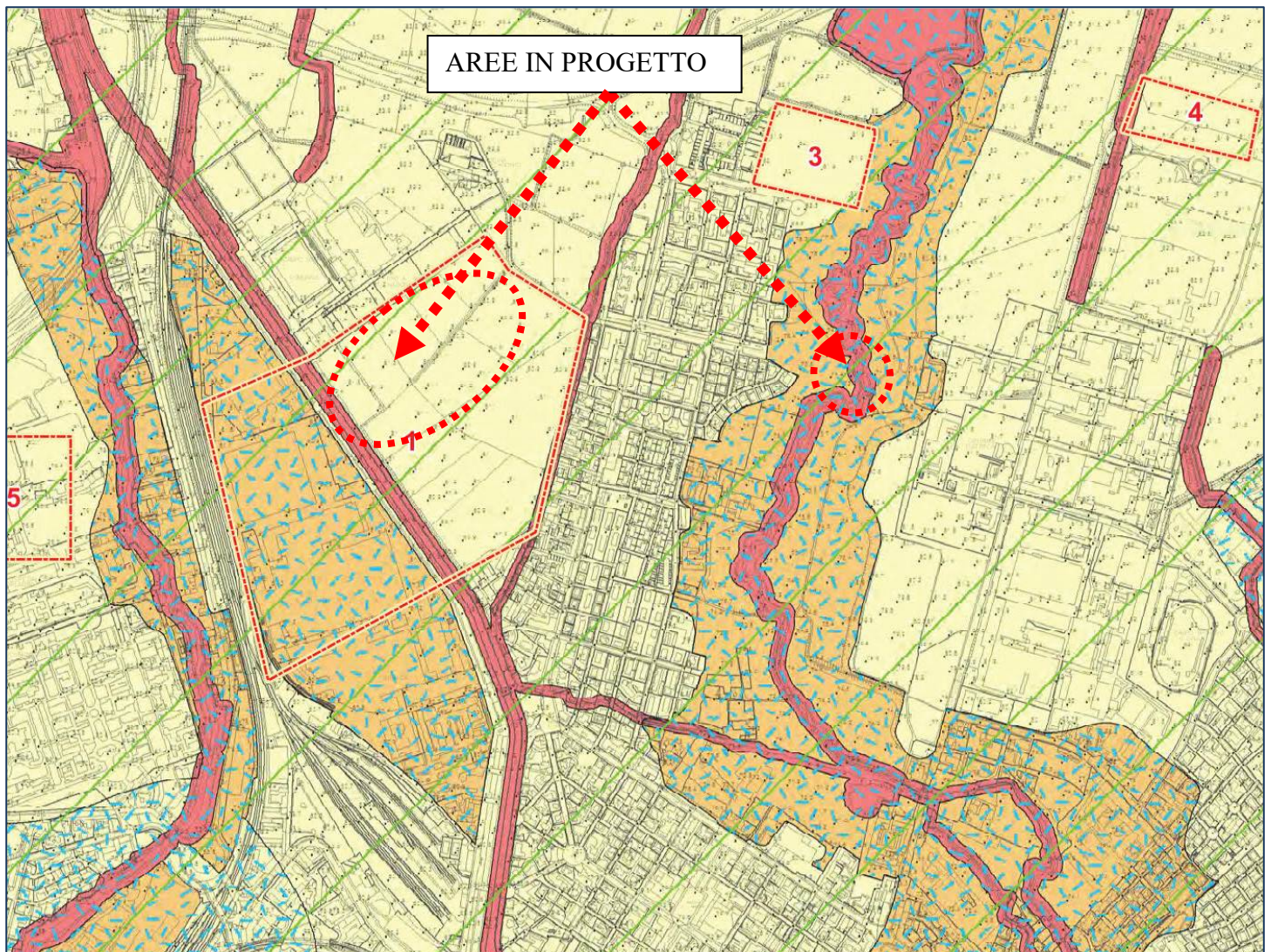
$D_C$  si possono eccezionalmente verificare allagamenti, specialmente in vani seminterrati o scantinati e in concomitanza di eventi gravosi di piena, per rigurgiti del reticolo idrico, degli scarichi e/o della falda. In  $D^3$  sono presenti condizioni morfologico-idrauliche tipo Fascia C.

**L'area d'indagine (futuro ponte ciclabile Roggia Vernavola) appartiene alla unità  $D^3$ .**

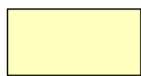
### CARTA DELLA FATTIBILITA' GEOLOGICA - P.G.T. COMUNALE (estratto)

La “Carta di Fattibilità Geologica” del P.G.T. di Pavia – SGP 2012, individua:

- l'area spettacoli viaggianti in classe 2 di fattibilità – fattibilità con modeste limitazioni con scenario di pericolosità sismica  $Z_{4a}$  e valori di  $F_a$  (fattore di amplificazione) inferiore al valore soglia per la categoria di suolo B
- l'area del ponte ciclabile sulla Roggia Vernavola in classe 4 di fattibilità – fattibilità con gravi limitazioni con scenario di pericolosità sismica  $Z_2$  (zona con caratteristiche geotecniche scadenti nei primi metri di profondità).



**Classe 1 (bianca) - Fattibilità senza particolari limitazioni.** Nel territorio comunale non sono state riconosciute aree con caratteristiche tali da essere inserite in questa classe.



**Classe 2 (gialla) - Fattibilità con modeste limitazioni.** La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate modeste limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso, che possono essere superate mediante approfondimenti di indagine e accorgimenti tecnico-costruttivi e senza l'esecuzione di opere di difesa. Sono state inserite in questa classe: le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche **A** e **B** di cui alla TAV. 9.



**Classe 3 (arancione) - Fattibilità con consistenti limitazioni.** La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa. Sono state inserite in questa classe: le unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche **C** e **D** di cui alla TAV. 9; le sotto-unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche **E<sub>B</sub>**, **E<sup>1</sup><sub>B</sub>** e **F<sub>B</sub>** di cui alla TAV. 9; le aree edificate ricadenti nella Fascia fluviale B in classe di rischio idraulico R3; le zone contraddistinte dalla locale presenza di cavità nel sottosuolo (collettori fognari di epoca romana e medioevale) in genere con sommità a quote debolmente inferiori rispetto alle fondazioni dell'edificato esistente, i cui eventuali crolli potrebbero indurre cedimenti o lesioni strutturali più o meno gravi al patrimonio edilizio esistente; i siti contaminati o potenzialmente tali (procedure ex D.M. 471/1999, D. Lgs. 152/2006 e s.m.i. e situazioni confrontabili pre D.M. 471/1999) ad esclusione dei siti già indagati con verifica di assenza di contaminazioni o già bonificati, con area svincolata e/o con certificato provinciale di avvenuta bonifica già emesso.



**Classe 4 (rossa) - Fattibilità con gravi limitazioni.** L'alta pericolosità/vulnerabilità comporta gravi limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso. Deve essere esclusa qualsiasi nuova edificazione, se non opere tese al consolidamento o alla sistemazione idrogeologica per la messa in sicurezza dei siti. Per gli edifici esistenti sono consentite esclusivamente le opere relative a interventi di demolizione senza ricostruzione, manutenzione ordinaria e straordinaria, restauro, risanamento conservativo, come definiti dall'art. 27, comma 1, lettere a), b), c) della L.R. 12/2005, senza aumento di superficie o volume e senza aumento del carico insediativo; sono fatti salvi gli interventi consentiti all'interno delle Fasce fluviali dalle NtA del PAI. Sono inoltre consentite le innovazioni necessarie per l'adeguamento alla normativa antisismica. Sono state inserite in questa classe: le seguenti sotto-unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche **E<sub>A</sub>**, **F<sub>A</sub>** e **G<sub>A</sub>** di cui alla TAV. 9; le aree edificate ricadenti nelle Fasce fluviali A e B in classe di rischio idraulico R4; gli specchi d'acqua, naturali e/o artificiali e relative fasce in scarpata; le fasce di rispetto dei corpi idrici superficiali ex R.D. n. 523/1904.

#### AREE SOGGETTE AD AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE



Z2. Zone con terreni di fondazione con caratteristiche geotecniche potenzialmente scadenti nei primi metri di profondità (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) o con depositi granulari fini saturi, ove gli effetti da sisma possono originare cedimenti e/o liquefazioni. Sono state inserite in questa classe le seguenti unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche (vedi TAV. 9): aree interessate da riporti di varia entità, costituiti da prevalenti sabbie limose, ciottoli, frammenti di laterizi, scorie di fonderia, ecc. (perimetrazione indicativa); A<sup>1</sup><sub>(a)</sub>; A<sup>2</sup><sub>(a)</sub>; B<sup>1</sup><sub>(a)</sub>; B<sup>1</sup><sub>(b)</sub>; C; C<sup>1</sup>; D<sub>B</sub>; D<sub>C</sub>; D<sup>1</sup><sub>C</sub>; D<sup>2</sup>; D<sup>3</sup>; E<sup>1</sup><sub>B</sub>.



Z3a. Ciglio di scarpata di terrazzo, naturale o localmente artificializzata, di altezza superiore ai 10, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni topografiche.



Z4a. Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi, ove gli effetti da sisma possono originare amplificazioni litologiche e geometriche (tutto il territorio comunale ricade in questa zona).



Zona contraddistinta dalla locale presenza di cavità nel sottosuolo (collettori fognari di epoca romana e medioevale) in genere a quote sottostanti le fondazioni dell'edificato, i cui eventuali crolli possono indurre cedimenti e/o danni strutturali al patrimonio edilizio esistente.



**RELAZIONE GEOTECNICA- D.G.R. n IX/2616 del  
30/11/2011 – ELABORATO R3**

## DESCRIZIONE DELL'ATTREZZATURA UTILIZZATA PER LE INDAGINI GEOTECNICHE



**Penetrometro Pagani TG 63-200.**

All'interno dell'area in esame sono state portate a termine un totale di tre prove penetrometriche, con l'obiettivo di descrivere l'assetto globale dei sedimenti terrigeni sui quali insisterà la struttura in progetto.

La realizzazione di tali prove ha previsto l'impiego di un penetrometro impiegato in modalità dinamica, di tipo super-pesante composto di un gruppo d'infissione, montato su semovente cingolato (codice DPSH TG 63-200), le cui principali caratteristiche sono riassunte di seguito.

Principali caratteristiche del penetrometro impiegato per le prove penetrometriche	Penetrometro Pagani TG63-200	
	Peso del maglio [kg]	63,50
	Volata del maglio [m]	0,75
	Peso delle aste [kg/m]	8,00
	Diametro della punta [m]	0,0505
	Peso della testa di battuta [kg]	30,00
	Passo di lettura [m]	0,20

## MODALITÀ ESECUTIVE

Le prove penetrometriche dinamiche DPSH (DYNAMIC PROBING SUPER HEAVY - massa battente da kg 63.5 con tratta di infissione cm 20 e da kg 73.0 con tratta di infissione cm 30) consistono nell'infissione verticale nel terreno di una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste (per tratti consecutivi d) 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  $\alpha$ )
- avanzamento (penetrazione)  $d$
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

L’infissione avviene per battitura, facendo cadere da un’altezza costante un maglio di un dato peso.

Vengono misurati di volta in volta i colpi necessari per la penetrazione di riferimento.

La resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e diretta del numero di colpi per una data penetrazione.

Questo metodo ha il vantaggio di poter essere applicato in qualsiasi tipo di terreno.

E’ indispensabile utilizzare attrezzature e procedure di prova standardizzate per poter utilizzare gli abachi di controllo per la determinazione dei parametri necessari al calcolo della portanza dei terreni.

E’ comunque, come tutte le procedure geotecniche, soggetta ad interpretazione derivante sia dalla valutazione dei dati stratigrafici riscontrati sia dalla previsione del comportamento che i vari livelli, in relazione anche alla profondità dei medesimi rispetto alla struttura-fondazione, possono avere a seguito della costruzione degli edifici.

## STENDIMENTI SISMICI - MASW

La caratterizzazione del terreno dal punto di vista dinamico richiede la conoscenza del profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$  degli strati di terreno presenti nel sito. In particolare si deve avere la conoscenza sino ad almeno 30 metri dal piano campagna ( $V_{s30}$ ).

La conoscenza del profilo delle onde di taglio  $V_s$  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*  $V_{s30}$  rappresentativa del sito in esame. La legge adoperata è la seguente:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} h_i / V_i}$$

Velocità media equivalente

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio <10-6) dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $n$  presenti nei primi 30 metri di profondità.

Tale parametro consente di classificare il sito in categorie di sottosuolo.

La stima della velocità delle onde di taglio  $V_s$  dei vari sismostrati può essere eseguita con la tecnica **MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES** (MASW) che fornisce la stratigrafia e le velocità delle onde di taglio.

Una volta acquisiti gli spessori degli strati e le relative velocità delle onde  $S$ , si calcola la velocità media relativa ai primi trenta metri di sottosuolo, con la formulazione precedente e si classifica il sito secondo i riferimenti normativi.

## INDAGINE MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES

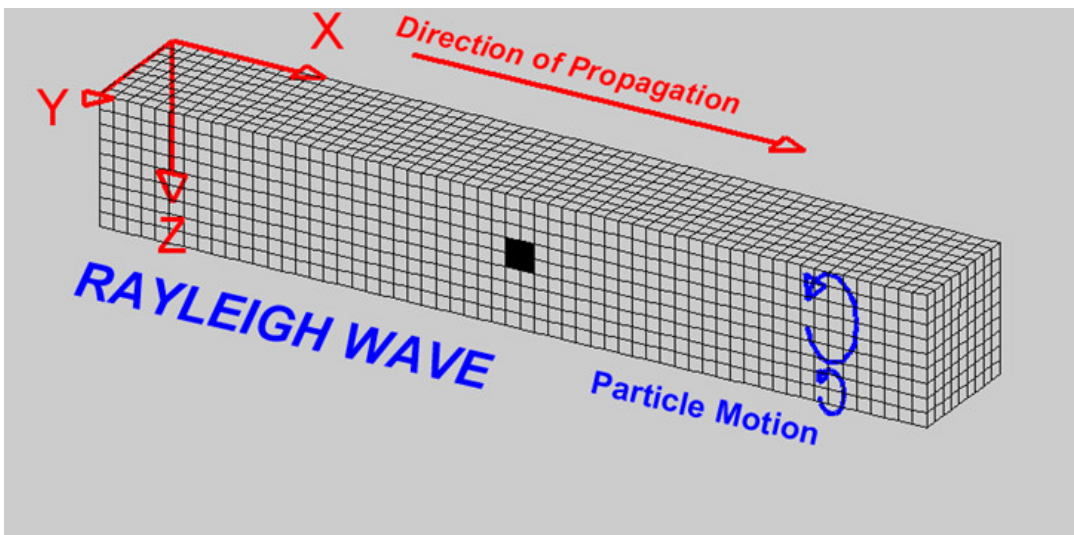
Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde di compressione, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, che è la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga.

Questa proprietà si chiama *dispersione*.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (cioè le indagini a riflessione o rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), ottenuto dall'analisi delle onde piane del modo fondamentale e superiore delle onde di Rayleigh è diventata una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali.

Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale.



Il processo comprende tre step principali:

- l'acquisizione delle onde superficiali;
- la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);
- l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$ .

Per ottenere un profilo Vs bisogna, quindi, produrre un treno d'onde superficiali a banda larga (sismica attiva) e registrarlo minimizzando il rumore di fondo presente nel sito di registrazione.

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati. Per ottenere il profilo verticale delle Vs dalla curva di dispersione sono necessari dei valori approssimati del *Coefficiente di Poisson* e della *densità* del materiale, solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali.

La velocità di propagazione delle onde di Rayleigh in un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo, è indipendente dalla frequenza ed il moto indotto dalla propagazione si smorza rapidamente con la profondità, sino ad estinguersi ad una profondità circa pari ad una lunghezza d'onda.

La profondità raggiunta dalla perturbazione dipende dunque dalla lunghezza d'onda e, in mezzi omogenei, a diverse lunghezze d'onda corrisponde un'unica velocità di fase (VR). 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.

Quindi, nel caso di un mezzo eterogeneo, 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***.

La curva di dispersione gioca un ruolo centrale nell'utilizzo delle onde di Rayleigh ai fini della caratterizzazione dei terreni, infatti, è funzione delle caratteristiche di rigidità del mezzo e può essere utilizzata per un processo inverso avente come obiettivo la stima delle caratteristiche di rigidità stesse.

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

La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura **MASW** sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine di sismica a rifrazione con l'unica eccezione di adoperare tempi di acquisizione significativamente più lunghi e geofoni a bassa frequenza generalmente 4.5 Hz o inferiori.

Quindi, in definitiva l'attrezzatura per eseguire indagini di sismica superficiale attiva con tecnica Multichannel Analysis of Surface Waves è quella per indagini a rifrazione in onde P.

## **METODI DI INTERPRETAZIONE ED ELABORAZIONE DEI DATI**

Uno degli aspetti critici nell'utilizzazione dei dati ricavati da prove sismiche per onde superficiali attive per scopi ingegneristici è infatti dato dalla non-unicità della soluzione.

Diverse combinazioni dei parametri del modello ( $V_s$  – spessore strato) possono essere associate a curve di dispersione molto simili e praticamente equivalenti rispetto ai dati sperimentali disponibili.

Da ciò la buona norma di vincolare uno dei parametri che interviene con indagini o conoscenze diverse.

L'elaborazione dei dati acquisiti può essere agevolmente effettuata utilizzando uno specifico software che consente di gestire il sismogramma digitale, selezionare le tracce utili, eseguire l'analisi spettrale, individuare le curve di dispersione delle onde di superficie ed effettuare le procedure di inversione per l'interpretazione in termini di modello sismostratigrafico di  $V_s$ .

Lo scopo dell'intera procedura è identificare il modello la cui curva di dispersione meno si scosta dai dati osservati. Tale modello sarà, evidentemente, caratterizzato dal minor errore della deviazione standard tra le velocità di fase osservate e calcolate.

Per la complessità del fenomeno fisico e delle eventuali complicazioni che possono sperimentalmente manifestarsi in funzione della litostratigrafia del sito di indagine (presenza di onde canalizzate, problematica distinzione dei differenti modi) è sempre consigliato di procedere con una modellazione diretta in cui si cerca di trovare una sintesi coerente tra la distribuzione di energia nello spettro di velocità (unico dato sperimentale) e la curva di dispersione teorica di un modello ipotizzato sulla base delle conoscenze geologico-geofisiche pregresse.

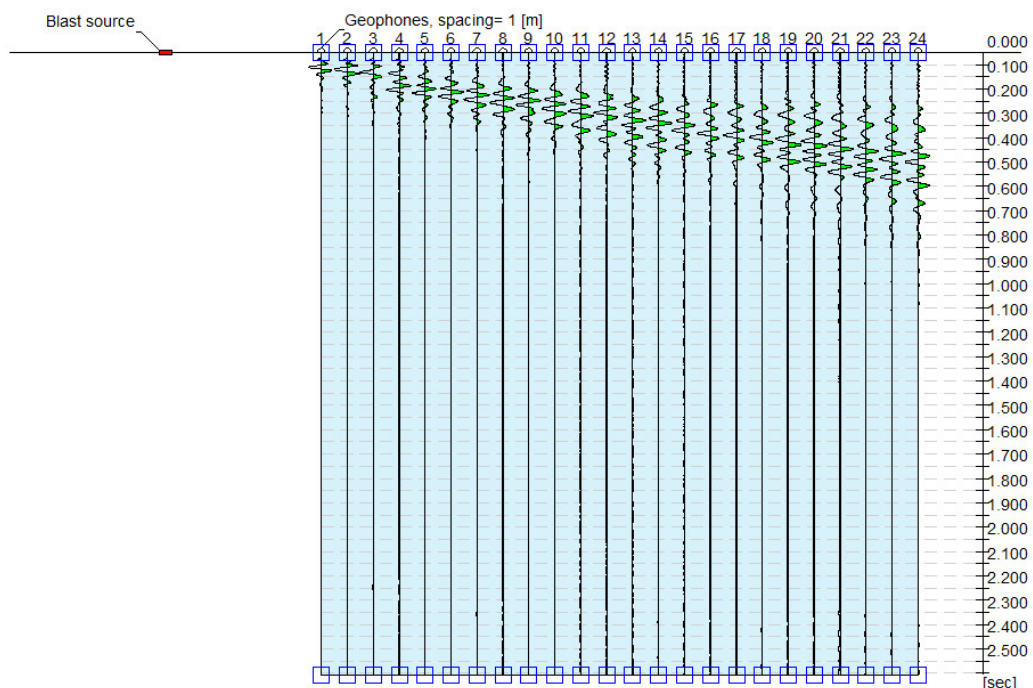
Tale metodo è generalmente preferibile alla procedura di inversione eseguita considerando soltanto il picking dei massimi di ampiezza nello spettro di velocità del modo fondamentale e degli eventuali modi superiori.

I **vantaggi** dell'uso di tale tecnica sono:

- che è particolarmente indicata per suoli fortemente attenuanti ed ambienti rumorosi (la percentuale di energia convertita in onde di Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%), inoltre, l'ampiezza delle onde superficiali dipende dalla radice quadrata della distanza ( $r^{1/2}$ ) e non da  $r$  come per le onde di corpo ( $V_p$ ,  $V_s$ ));
- che riconosce le inversioni di velocità (limite del metodo a rifrazione);
- che ha un costo moderato, tempi rapidi di esecuzione e scarso impatto sui luoghi di indagine.

I **limiti** dell'uso di tale tecnica sono:

- disponibilità di spazi sufficienti per gli stendimenti sismici;
- forniscono un profilo monodimensionale di Vs, non quantificando eventuali variazioni laterali.
- la profondità di penetrazione dipende dalla frequenza più bassa rilevabile nella curva di dispersione (approssimativamente Prof. = LMAX / 2)
- il problema della non-univocità della soluzione del problema inverso (comune a tutti i metodi indiretti).
- 



*Tracce ottenute da un'indagine MASW con 24 geofoni ad interdistanza di 1 m*

A partire dal modello stabilito, il solutore costruisce un insieme di modelli compatibili e per ciascuno di essi confronta la curva di dispersione generata con quella della prova sperimentale.

La generazione dei modelli è formulata in modo da minimizzare il valore di una funzione obiettivo che valuta l'efficienza della soluzione data dal modello.

Il numero massimo di modelli da generare va scelto in modo che vengano processati un numero sufficientemente elevato di tentativi.

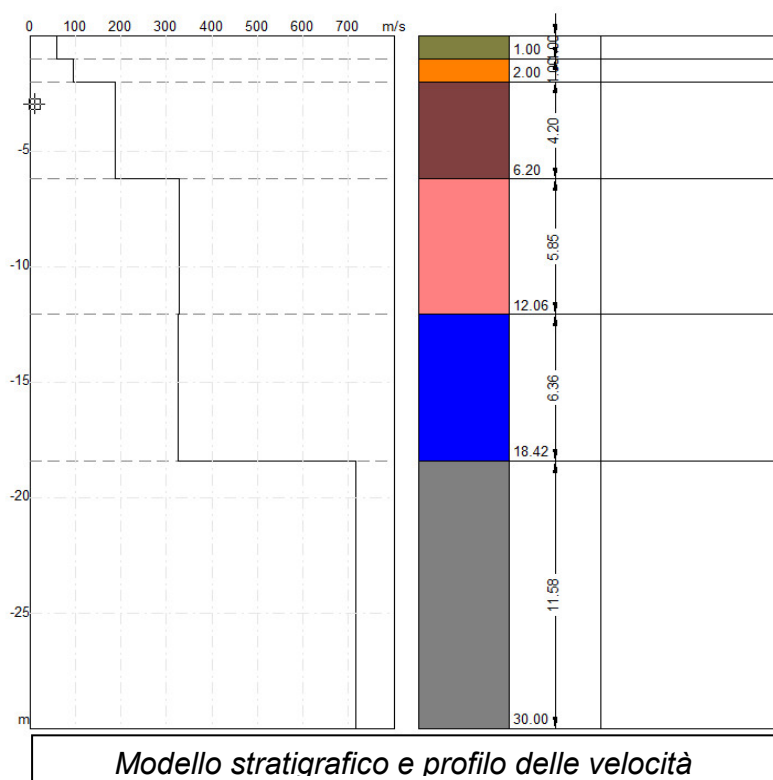
E' possibile valutare direttamente l'andamento del valore della funzione obiettivo; tale parametro può dimostrarsi un indicatore efficace per scegliere il numero di modelli da generare.



Il software consente di visualizzare il modello che ha il fattore di disadattamento più basso, il modello col minimo valore di errore percentuale e fornisce la valutazione parallela di tutti i modelli esaminati permettendo all'utente di scegliere quale utilizzare tra quelli esaminati.

E' possibile, infine, imporre dei vincoli di calcolo al solutore.

Infatti, è possibile scegliere, per ciascuno strato, una velocità o uno spessore fissati che non saranno ottimizzati nel calcolo e utilizzare dei modelli di stratigrafia che non permettano inversione di velocità tra gli strati.



#### INDAGINE GEOFISICA M.A.S.W. (area spettacoli viaggianti – zona stadio Fortunati)

L'acquisizione di campagna è stata effettuata mediante sismografo Pasi GEA24 (24 canali con scheda di acquisizione a 24 bit), geofoni verticali da 4,5 Hz e mazza energizzante da 8 Kg.

A tale scopo, è stato predisposto uno stendimento sismico lineare di lunghezza pari a 48 m con 12 geofoni posti a distanza intergeofonica di 4,0 m e punto di energizzazione posto ad una distanza di 5 metri dal primo geofono.

Di seguito è riportata l'ubicazione e la vista dello stendimento eseguito volto in particolare:

- alla misura diretta della velocità equivalente delle onde di taglio Vs30 e della relativa classificazione della categoria sismica di appartenenza dei terreni del sottosuolo;

- all'acquisizione di dati che permettono di indagare sull'eventuale presenza di cavità sotterranee e che forniscono maggiori informazioni sull'uniformità areale dei depositi presenti in situ.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto necessita una valutazione, oltre che dei parametri relativi alla "Pericolosità Sismica di Base", anche degli effetti della "Risposta Sismica Locale", che dipendono, essenzialmente, dalle caratteristiche litostratigrafiche o morfologiche del sito.

Queste ultime, infatti, risultano esercitare una diretta influenza sulla propagazione e sull'eventuale amplificazione delle onde sismiche nel sottosuolo.

**Secondo le procedure prescritte dalla normativa vigente tali effetti sono valutabili, con buona approssimazione, mediante l'individuazione della categoria di sottosuolo e della categoria topografica in cui ricade il sito di interesse.**

**Da dette categorie deriva poi la definizione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, "SS" e "ST", stabiliti dalle stesse norme, che concorrono nella ricostruzione degli spettri di risposta elastici tipici del sito.**

L'indagine MASW si svolge in tre fasi:

1. acquisizione delle onde superficiali (ground roll)
2. costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza)
3. inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs.

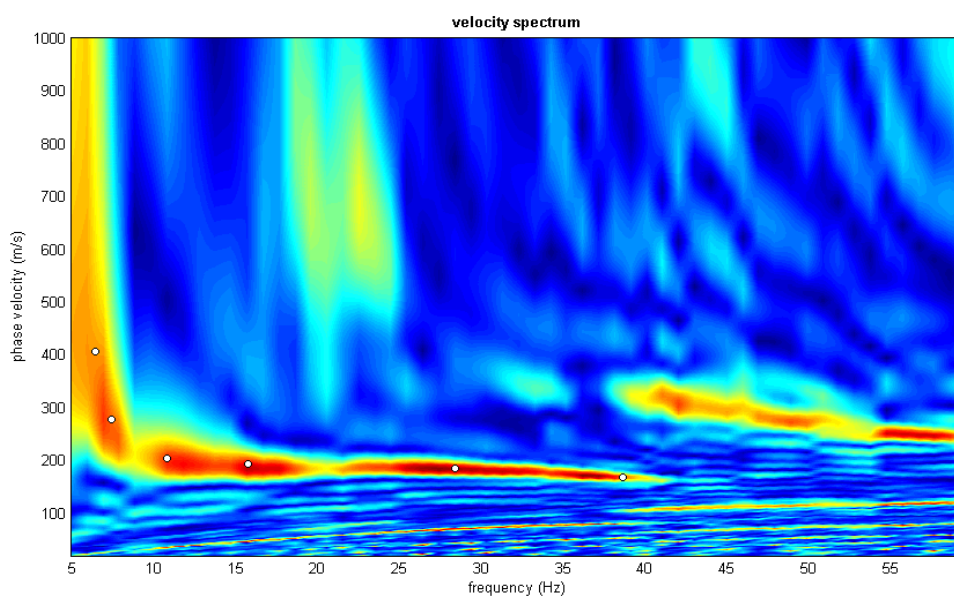
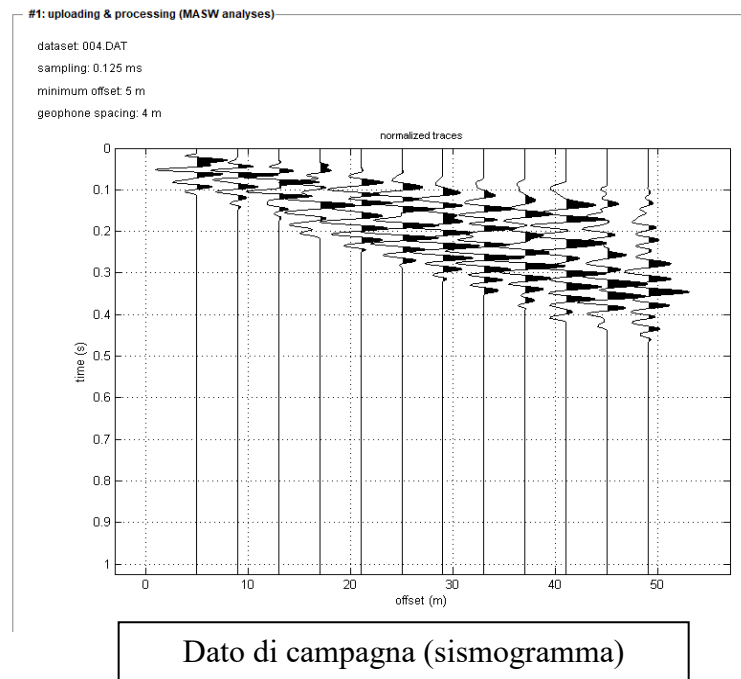


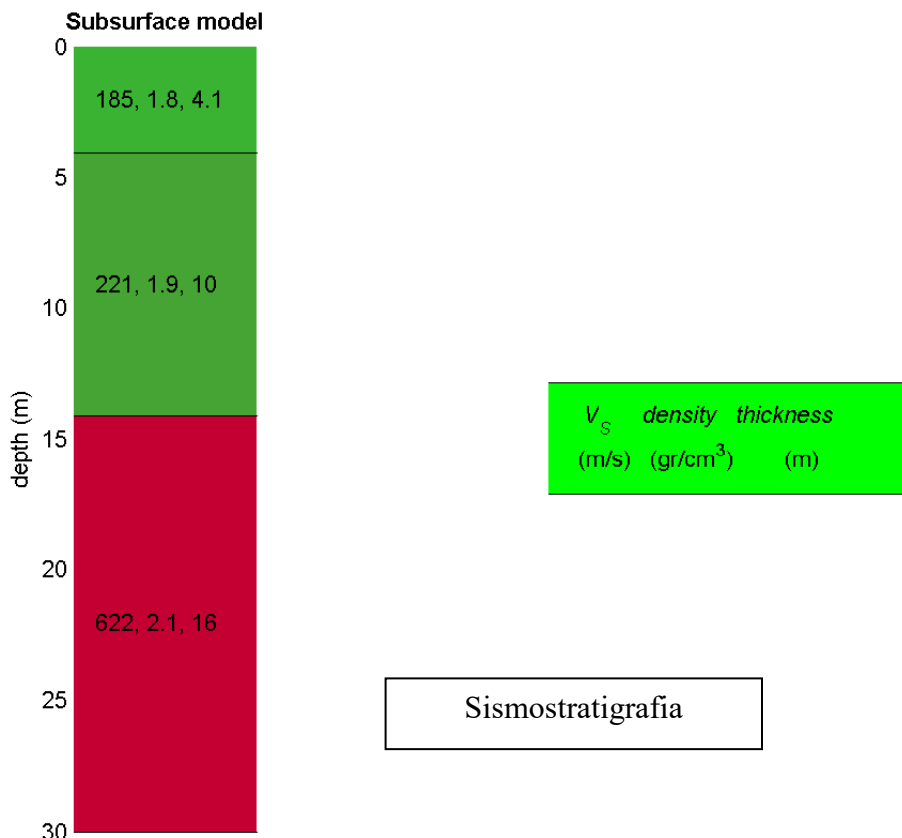
Ubicazione stendimento MASW

Una volta acquisito il dato di campagna, si è proceduto all'elaborazione dello stesso mediante il software winMASW<sup>®</sup>-3C 7.2 (ELIOSOFT geophysical software & services) con cui è stato determinato lo spettro di velocità e la curva di dispersione.

Successivamente, mediante l'inversione di quest'ultima, si è ricostruito il profilo verticale delle velocità delle onde di taglio ottenendo così il valore di  $V_{s30}$ .

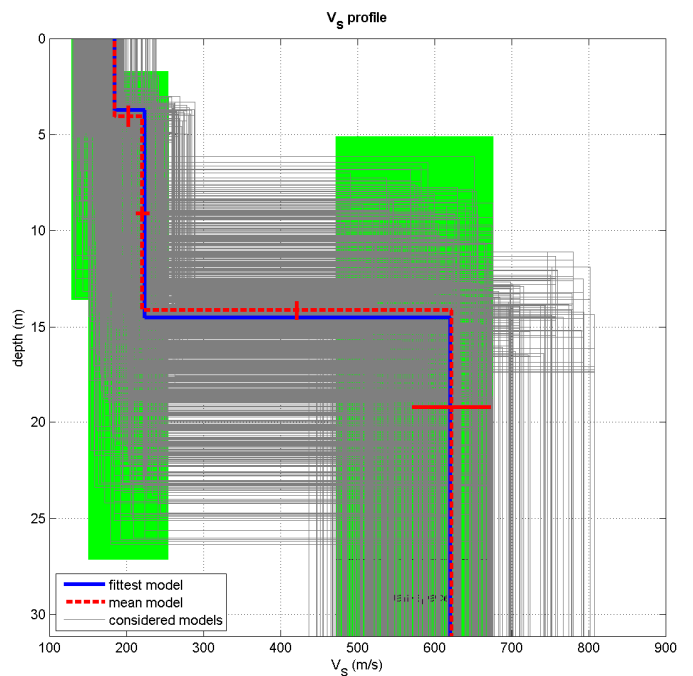
Di seguito si riporta quanto ottenuto.





L'elaborazione del dato di campagna ha fornito una  $V_{s30}$  pari a 322 m/s che, così come riportato dalle NTC 2018, permette di classificare il suolo di fondazione come "tipo C"

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



dataset: 004.DAT  
 dispersion curve: Spazio Concerti Pavia.cdp  
 $V_{s30}$  (best model): 322 m/s  
 $V_{s30}$  (mean model): 322 m/s

## ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO

### Riferimenti normativi e metodologici nazionali e regionali

Vengono di seguito descritte le attività specifiche condotte ai fini dell’attuazione della caratterizzazione sismica di secondo livello del settore territoriale in oggetto secondo quanto previsto dalla normativa regionale di riferimento D.G.R. n° IX / 2616 /2011.

### Valutazione degli effetti sismici di sito

La procedura di cui all’Allegato 5 della D.G.R. n° IX / 2616 /2011 prevede tre livelli di approfondimento con grado di dettaglio in ordine crescente: i primi due livelli sono obbligatori (con le opportune differenze in funzione della zona sismica di appartenenza) in fase di pianificazione, mentre il terzo è obbligatorio in fase di progettazione.

<b>LIVELLI DI APPROFONDIMENTO E FASI DI APPLICAZIONE</b>			
	1° livello fase pianificatoria	2° livello fase pianificatoria	3° livello fase pianificatoria
Zona Sismica 2-3	Obbligatorio	Nelle zone con PSL Z3 e Z4 se interferenti con urbanizzato e urbanizzabile, ad aree già inedificate	Nelle aree indagate con il 2° livello quando Fa calcolato > Fac (valore soglia comunale). Nelle zone PSL Z1 e Z2.
Zona Sismica 4	Obbligatorio	Nelle zone con PSL Z3 e Z4 - solo per edifici strategici e rilevanti di nuova previsione valore soglia comunale (elenco tipologico di cui al - Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti. d.d.u.o. n. 19904/03).	Nelle aree indagate con il 2° livello quando Fa calcolato > Fac (valore soglia comunale). Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti

La recente D.G.R. n. X/2129 dell’ 11 luglio 2014 – “Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)” ha ridefinito la classificazione sismica del territorio lombardo sia in termini di classe sismica di appartenenza, sia in termini di accelerazione massima attesa al sito: in quest’ambito il territorio di Pavia è stato attribuito alla zona sismica 3.

Pertanto nell’ambito delle attività obbligatorie, rientra l’attuazione di indagini specifiche finalizzate alla redazione **dell’approfondimento sismico di II livello.**

## **SINTESI DELLE PROCEDURE**

La metodologia per l'analisi sismica del territorio è basata sulla valutazione dell'influenza delle condizioni stratigrafiche, morfologiche e geotecniche sito specifiche, nella risposta sismica locale e prevede, come in precedenza accennato, tre livelli di approfondimento progressivo:

- il primo è obbligatorio nella pianificazione territoriale di tutti i comuni, indipendentemente dalla loro classificazione sismica;
- il secondo e il terzo vengono implementati solo in presenza di precise situazioni, durante la fase pianificatoria e quella progettuale.

L'analisi di secondo livello consiste nella caratterizzazione semi-quantitativa degli effetti di amplificazione attesi per l'area in oggetto e si concretizza con la stima della risposta sismica dei terreni in termini di Fattore di Amplificazione (Fa).

La valutazione del fattore Fa è stata condotta nello scenario suscettibile di amplificazione di tipo litologico (o stratigrafico); in particolare, è stato “quantificato” l'effetto delle condizioni locali, in grado di modificare l'intensità delle onde sismiche generate da un terremoto (pericolosità di base). La procedura consiste nell'attuare il confronto tra il valore di Fa caratteristico sito specifico dell'area di interesse progettuale ed il valore di Fa caratteristico per il territorio comunale in cui l'area è inserita.

Il valore di Fa caratteristico sito specifico dell'area di interesse progettuale è stato definito attraverso l'indagine sismica MASW svolta.

Il valore di Fa caratteristico per il territorio comunale, detto “valore di soglia”, viene invece fornito dall'apposito elenco redatto a cura della Regione Lombardia.

Nei capitoli successivi e nella determinazione dei valori di Fa si è sempre fatto riferimento a quanto contenuto ed indicato nell'Allegato 5 della D.G.R. n° IX / 2616 del 19 gennaio 2012.

### ***VALUTAZIONI FINALI ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO***

Analisi comparativa tra valori di soglia sito specifici e valori di soglia Regione Lombardia

Per il Comune di Pavia i valori di soglia di Fa riferiti al periodo 0.1-0.5 s, 0.5-1.5 s, per le diverse categorie di suolo soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D e E) sono i seguenti:

	<b>Fa per Suoli B</b>	<b>Fa per Suoli C</b>	<b>Fa per Suoli D</b>	<b>Fa per Suoli E</b>
Periodo 0,1 - 0,5	1,4	1,9	2,2	2,0
Periodo 0,5 - 1,5	1,7	2,4	4,2	3,1

Si è quindi proceduto alla scelta della scheda litologica, (scheda litologia terreni sabbiosa), rappresentativa per l'area di specifico interesse; tale scheda permette di delineare gli effetti litologici con particolare riferimento al calcolo dei valori di Fa.

La scelta della scheda di valutazione di riferimento è stata attuata sulla base della velocità delle onde sismiche di taglio desunte dalle indagini sismiche M.A.S.W. condotte (Scheda litologica terreni sabbiosi).

I valori del periodo T sono stati ricavati mediante la seguente espressione:

$$T = \frac{4 * \sum_1^n h_i}{\frac{\sum_1^n V_{si} * h_i}{\sum_1^n h_i}}$$

Dall'applicazione della formula sopra citata sono stati ottenuti i valori di ingresso di "T" relativi alla scheda litologica prescelta permettendo il calcolo dei valori di Fa (0.1 – 0.5) e Fa (0.5 – 1.5) relativi all'area di specifico interesse.

A seguire vengono riportati i risultati ottenuti.

I valori di **Fa caratteristici sito specifico** dell'area di interesse progettuale ottenuti sono pertanto i seguenti:

<b>SITO</b>	<b>SCHEDA</b>	<b>PERIODO T</b>	<b>Fa (0.1 – 0.5)</b>	<b>Fa (0.5 – 1.5)</b>
Area CONCERTI E SPETTACOLI VIAGGIANTI	sabbiosa	0,280	1,68	1,37

I valori di Fa sito specifici sopra elencati sono stati quindi confrontati con i valori di Fa di soglia definiti per il territorio comunale di Pieve Porto Morone.

Come sopra accennato i valori di Fa da confrontare sono quelli relativi al tipo di suolo (classe categoriale) individuato attraverso le valutazioni effettuate.

In particolare l'analisi sismica condotta individua la classe categoriale di tipo C come quella rappresentativa per l'area di specifico interesse.

Nella tabella riportata nella pagina precedente vengono restituiti i valori di Fa di soglia forniti dalla Regione Lombardia per il territorio comunale di Pieve Porto Morone.

Dall'applicazione della procedura risulta che il valore di Fa sito specifico valutato per la categoria di suolo C risulta inferiore al valore Fa di Soglia, definito dalla Regione Lombardia, sia per il Periodo 0.1-0.5 s. sia per il Periodo 0.5 – 1.5 s.

	Fa area in oggetto	Fac – Pavia - suoli tipo C
<b>Fa (0.1 – 0.5)</b>	<b>1,68</b>	<b>1,9</b>
<b>Fa (0.5 – 1.5)</b>	<b>1,37</b>	<b>2,4</b>


I valori di Fa sito specifici confrontati con i valori di Fa di soglia definiti per il territorio comunale di Pavia, permettono di definire

**Per suoli di “tipo C” → Fa (sito) < Fa Pavia**


**Pertanto, come previsto da normativa, anche mediante l'analisi sismica di 2° livello, viene confermata la classificazione del suolo di fondazione come “tipo C”.**




## CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

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

### ESPRESSIONI DI $S_s$ E $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C 	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

### CATEGORIE TOPOGRAFICHE

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

## PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE



Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare il *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative *probabilità di superamento* è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la **pericolosità sismica di base** per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

### VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nel **DM 17 gennaio 2018**-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

$V_R$  = periodo di riferimento

$V_N$  = vita nominale

$C_U$  = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$ , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.1. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

**Tab. 2.1** – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nel caso specifico  $V_N = 50$  anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.  $C_U = 0.7$ ;

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.  $C_U = 1.0$ ;

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.  $C_U = 1.5$ ;

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti

ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.  $C_U = 2.0$ ;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso II** a cui è associato il coefficiente d'uso  $C_U = 1$ .

Ricavati i valori di  $V_N$  e  $C_U$ , è possibile calcolare il periodo di riferimento  $V_R$ , che qui vale:

$$V_R = 50 * 1 = 50 \text{ anni.}$$

### STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

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

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto

gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento*  $P_{VR}$  (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento  $V_R$ , si verifichi almeno un evento sismico ( $n \geq 1$ ) di  $a_g$  prefissata ( $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza  $\lambda = 1/T_R$  ( $T_R$  = periodo di ritorno).

**Tabella 3.1-** Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento

$V_R$

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	<b><math>P_{VR} = 81\%</math></b>
Stato limite di esercizio: danno	SLD	<b><math>P_{VR} = 63\%</math></b>
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	<b><math>P_{VR} = 10\%</math></b>
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	<b><math>P_{VR} = 5\%</math></b>

Fissati  $V_R$  e  $P_{VR}$  associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

Tale relazione tra  $P_{VR}$  (probabilità) e  $T_R$  (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è  $V_R = 50$  anni, il tempo di ritorno  $T_R$  sarà:

**Tabella 3.2-** Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento  $V_R$

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	<b><math>T_R = 30</math></b>
Stato limite di esercizio: danno	SLD	<b><math>T_R = 50</math></b>
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	<b><math>T_R = 475</math></b>
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	<b><math>T_R = 975</math></b>

### DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima ( $a_g$ ) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno  $T_R$  (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'Allegato A alle NTC08:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima;

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

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

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

$a_g$ , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

$F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (Tabella 4.1), contenuta nell'Allegato B delle NTC08 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

**Tabella 4.1-** Stralcio della tabella contenuta nell'Allegato B delle NTC08, che fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche.

ID	LON	LAT	$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$		
			$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente alla  $V_R$  e  $P_{V_R}$  fissate, il valore del generico parametro  $p$  ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai

tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

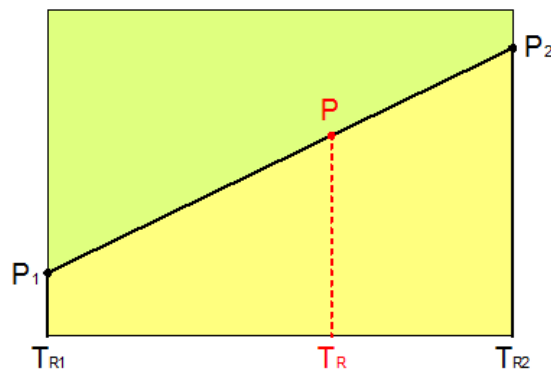
$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale  $p$  è il valore del parametro di interesse ( $a_g, F_o, T_C^*$ ) corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato, mentre  $p_1, 2$  è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno  $T_{R1}, 2$ .

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri  $p$  possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

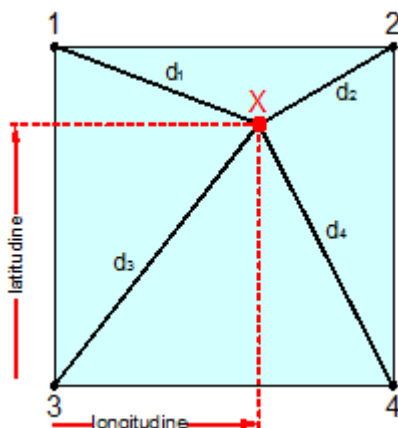
$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 p_i}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

nella quale  $p$  è il valore del parametro di interesse ( $a_g, F_o, T_C^*$ ) corrispondente al punto considerato,  $p_i$  è il valore di tale parametro nell' $i$ -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e  $d_i$  è la distanza del punto in esame dall' $i$ -esimo vertice della suddetta maglia.



**Figura 4.1** - Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella Figura 4.2



**Figura 4.2** - Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza  $d$  tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

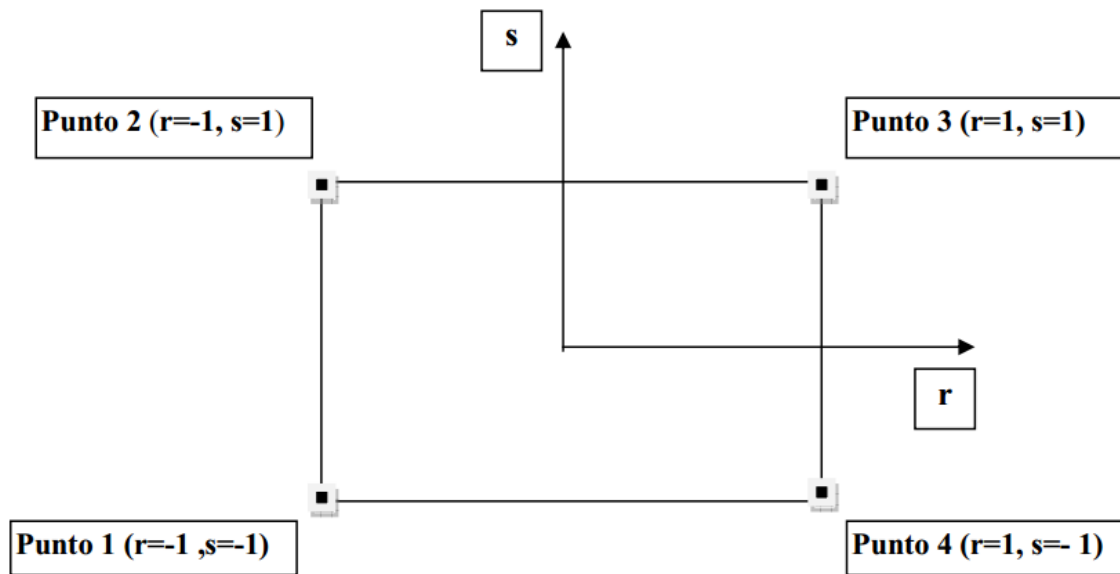
$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)] \quad (4.3)$$

dove  $R = 6371$  è il raggio medio terrestre in km, mentre  $\text{lat}\alpha$ ,  $\text{lon}\alpha$ ,  $\text{lat}\beta$  e  $\text{lon}\beta$  sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di  $\pm 0,01g$  ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.





**Figura 4.3 - Applicazione dell'interpolazione bilineare.**

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1+r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate  $x, y$  di un punto generico e le coordinate  $r, s$  dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot x_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot x_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot x_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot x_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot y_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot y_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot y_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot y_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di  $r$  ed  $s$ , si determinano i parametri  $a_g, F_0, T_c^*$  dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot p_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot p_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot p_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot p_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot p_4] \quad (4.10)$$

Dove  $p$  rappresenta il parametro cercato.

### Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

### Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno ( $T_R$ ) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e  $P_{VR}$  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  $V_R$  non può essere inferiore a 35 anni.

### Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.3)$$

Con

$\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

$g$  accelerazione di gravità.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella tabella 5.1.

**Tabella 5.1-** *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.*

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

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

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

$S_S$  (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). e del rapporto  $a_g/g$ .  $S_T$  (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

$$\mathbf{T1: } S_T = 1.0; \mathbf{T2: } S_T = 1.20; \mathbf{T3: } S_T = 1.20; \mathbf{T4: } S_T = 1.40.$$

### Fronti scavo e rilevati

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come

$$F_H = k_H \cdot W \text{ ed } F_V = k_V \cdot W$$

con  $k_H$  e  $k_V$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e

adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$$\beta_s = 0.38 \text{ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)}$$

$\beta_s = 0.47$  nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ .

Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

### **Muri di sostegno**

Per i muri di sostegno pendii i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono così determinati:

$$k_h = \beta_m \cdot \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.5)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.6)$$

Con:

**$\beta_m$**  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario altrimenti assume i valori riportati di seguito.

**$\beta_m = 0.38$**  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

**$\beta_m = 0.47$**  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

I valori del coefficiente  $\beta_m$  possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di in Figura 5.2.

**$a_{\max}$**  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.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.7)$$

**$S$**  è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica  $S_S$  e di amplificazione topografica  $S_T$ .

**$a_g$**  accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

### Paratie

In mancanza di studi specifici,  $a_h$  (accelerazione orizzontale) può essere legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

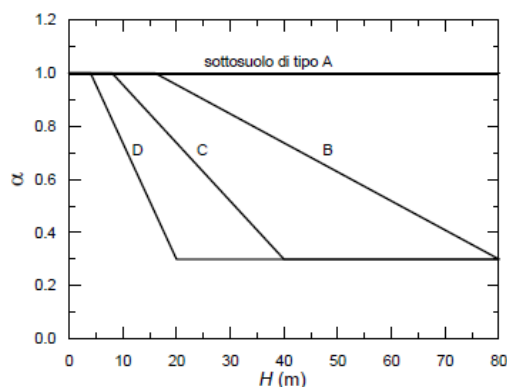
$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (5.8)$$

dove:

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera. Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva  $H$  della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura 5.1:



**Figura 5.1** - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$ .

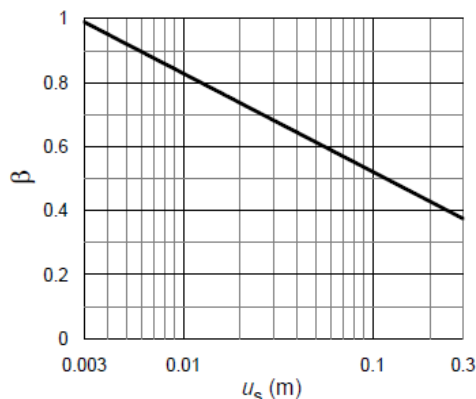
Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente  $V_s$ . Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi  $\alpha = 1$ .

Il valore del coefficiente  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5.2, in funzione del

massimo spostamento  $u_s$  che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per  $u_s = 0$  si ha  $\beta = 1$ ;  $u_s \leq 0.005 \cdot H$

Se  $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$  deve assumersi  $k_h = 0.2 \cdot a_{max}/g$



**Figura 5.2** - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

L'accelerazione di picco  $a_{\max}$  è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.9)$$

dove:

$S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

### PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Data: 14/12/2018

Vita nominale ( $V_n$ ): 50 [anni]  
 Classe d'uso: II  
 Coefficiente d'uso ( $C_u$ ): 1  
 Periodo di riferimento ( $V_r$ ): 50 [anni]

Periodo di ritorno ( $T_r$ ) SLO: 30 [anni]  
 Periodo di ritorno ( $T_r$ ) SLD: 50 [anni]  
 Periodo di ritorno ( $T_r$ ) SLV: 475 [anni]  
 Periodo di ritorno ( $T_r$ ) SLC: 975 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 45,2034721 [°]  
 Longitudine (WGS84): 9,1557608 [°]  
 Latitudine (ED50): 45,2044106 [°]  
 Longitudine (ED50): 9,1568165 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	13369	45,204520	9,093639	4949,67
2	13370	45,207090	9,164435	667,03
3	13592	45,157150	9,168078	5328,93
4	13591	45,154590	9,097291	7242,86

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

**Punto 1**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,021	2,538	0,184
SLD	50	0,027	2,530	0,203
	72	0,031	2,535	0,217
	101	0,036	2,552	0,228
	140	0,040	2,565	0,251
	201	0,046	2,511	0,270
SLV	475	0,062	2,559	0,282
SLC	975	0,080	2,561	0,286
	2475	0,111	2,512	0,295

**Punto 2**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,022	2,538	0,184
SLD	50	0,028	2,521	0,205
	72	0,033	2,542	0,219
	101	0,037	2,557	0,231
	140	0,042	2,538	0,253
	201	0,049	2,516	0,267
SLV	475	0,067	2,517	0,283
SLC	975	0,088	2,508	0,286
	2475	0,124	2,488	0,290

**Punto 3**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,023	2,539	0,183
SLD	50	0,030	2,521	0,208
	72	0,035	2,541	0,222
	101	0,039	2,556	0,244
	140	0,045	2,488	0,262
	201	0,053	2,515	0,264
SLV	475	0,075	2,497	0,278
SLC	975	0,100	2,480	0,283
	2475	0,141	2,476	0,284

**Punto 4**

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,022	2,529	0,184
SLD	50	0,028	2,512	0,206

	72	0,033	2,535	0,220
	101	0,038	2,550	0,231
	140	0,043	2,519	0,253
	201	0,050	2,511	0,265
SLV	475	0,069	2,510	0,280
SLC	975	0,092	2,494	0,284
	2475	0,129	2,482	0,286

### Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,022	2,537	0,184
SLD	50	0,028	2,521	0,205
SLV	475	0,067	2,518	0,282
SLC	975	0,089	2,509	0,286

### PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$ : 1,000

Categoria sottosuolo: C

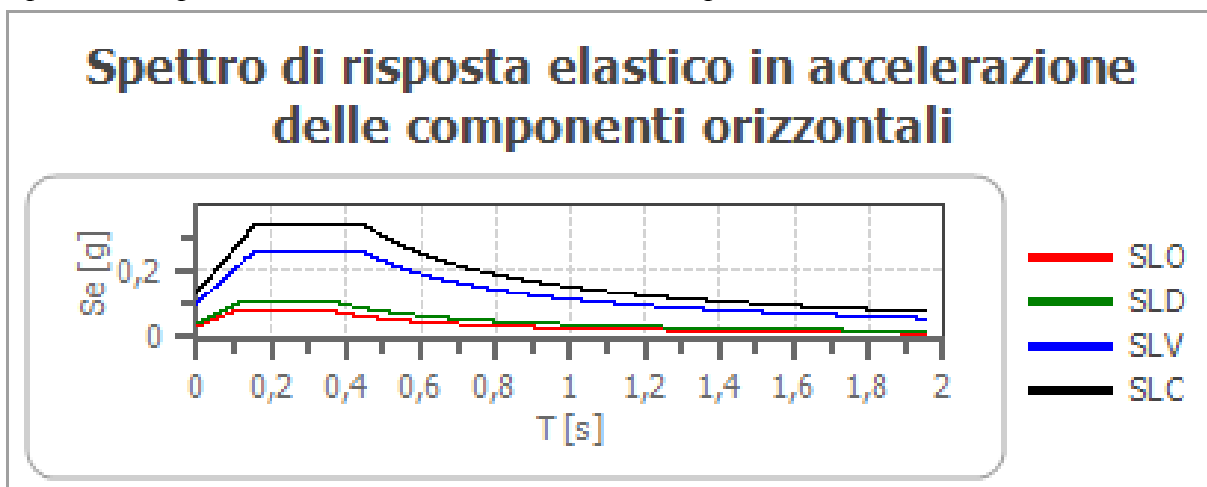
Categoria topografica:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

#### Stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,007	0,008	0,020	0,027
kv	0,003	0,004	0,010	0,013
amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,321	0,416	0,993	1,302
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

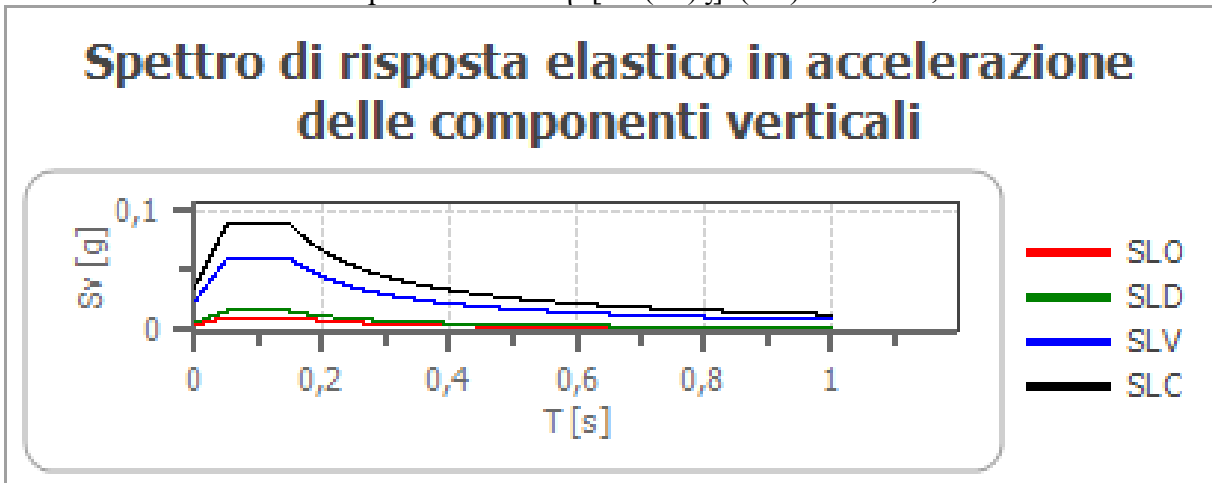




	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	$\eta$ [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	1,0	0,022	2,537	0,184	1,500	1,840	1,000	1,500	1,000	0,113	0,338	1,687	0,033	0,083
SLD	1,0	0,028	2,521	0,205	1,500	1,770	1,000	1,500	1,000	0,121	0,363	1,713	0,042	0,107
SLV	1,0	0,067	2,518	0,282	1,500	1,590	1,000	1,500	1,000	0,150	0,449	1,870	0,101	0,255
SLC	1,0	0,089	2,509	0,286	1,500	1,590	1,000	1,500	1,000	0,151	0,454	1,954	0,133	0,333

*Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali*

Coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ : 5 %  
 Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\eta = [10/(5+\xi)]^{(1/2)}$ : 1,000



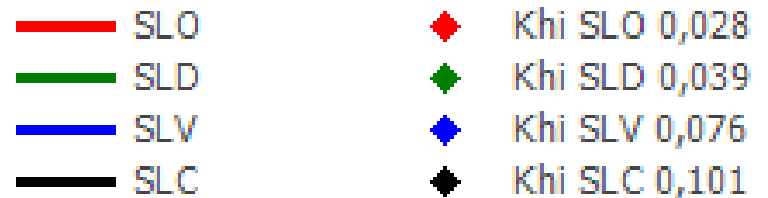
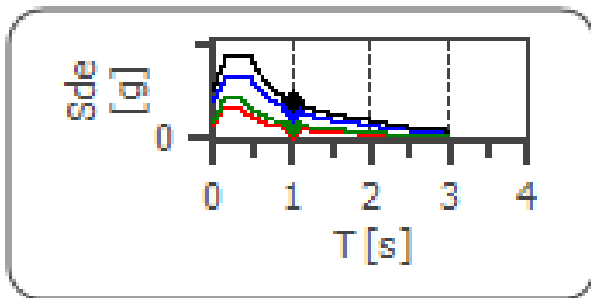
	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	$\eta$ [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	1,0	0,022	2,537	0,184	1	1,840	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,004	0,011
SLD	1,0	0,028	2,521	0,205	1	1,770	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,006	0,016
SLV	1,0	0,067	2,518	0,282	1	1,590	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,024	0,060
SLC	1,0	0,089	2,509	0,286	1	1,590	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,036	0,089

*Spettro di progetto*

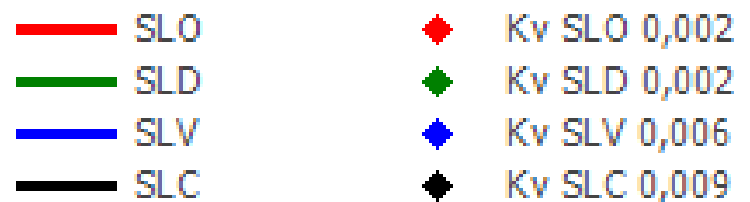
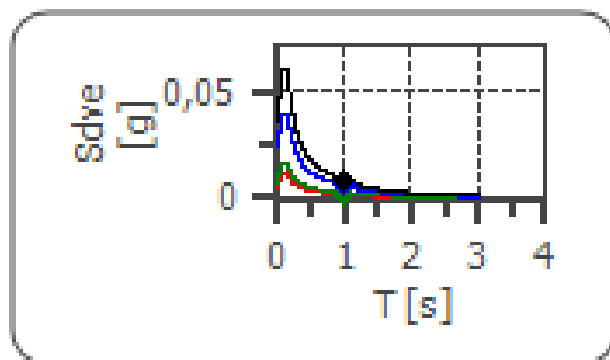
Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1,50  
 Fattore di struttura spettro verticale q: 1,50  
 Periodo fondamentale T: 1,00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0,028	0,039	0,076	0,101
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0,002	0,002	0,006	0,009

## Spettro di progetto delle componenti orizzontali



## Spettro di progetto delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1,0	0,022	2,537	0,184	1,500	1,840	1,000	1,500	1,000	0,113	0,338	1,687	0,033	0,083
SLO verticale	1,0	0,022	2,537	0,184	1,500	1,840	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,004	0,011
SLD orizzontale	1,0	0,028	2,521	0,205	1,500	1,770	1,000	1,500	1,000	0,121	0,363	1,713	0,042	0,107
SLD verticale	1,0	0,028	2,521	0,205	1,500	1,770	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,006	0,016
SLV orizzontale	1,0	0,067	2,518	0,282	1,500	1,590	1,000	1,500	1,500	0,150	0,449	1,870	0,101	0,170
SLV verticale	1,0	0,067	2,518	0,282	1,500	1,590	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,024	0,040
SLC orizzontale	1,0	0,089	2,509	0,286	1,500	1,590	1,000	1,500	1,500	0,151	0,454	1,954	0,133	0,222
SLC verticale	1,0	0,089	2,509	0,286	1,500	1,590	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,036	0,059

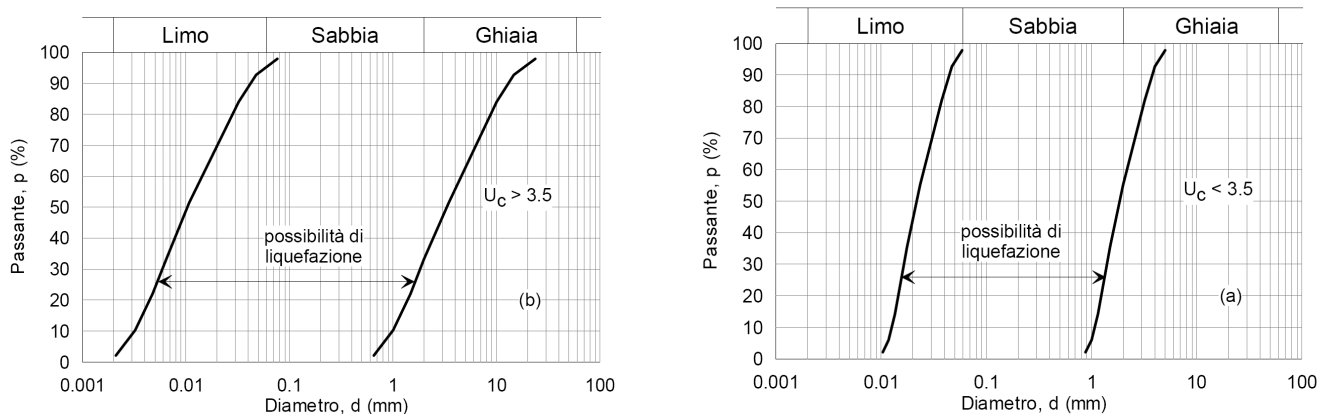
## VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Vengono di seguito riportate le condizioni di Legge previste:

### Esclusione della verifica a liquefazione

**La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:**

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .



**Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione**

**Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.**

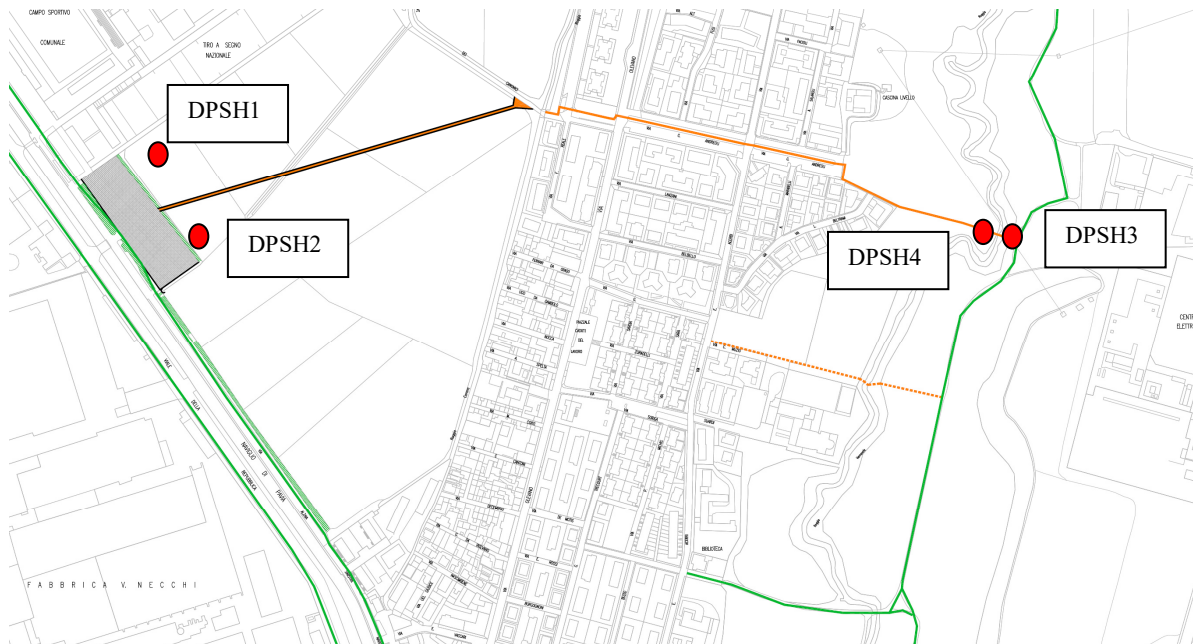
**Si riportano i parametri sismici per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita definiti per il sito di studio:**

- 1. S - Accelerazione massima in superficie=0.067 g**
- 2. F0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = 2,518**
- 3. Tc periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = 0.282**
- 4. Categoria di suolo di tipo “C”**
- 5. Coefficiente di amplificazione litologica Ss=1.5**
- 6. Coefficiente di amplificazione litologica Cc=1,590**
- 7. Categoria topografica “T1”**
- 8. Coefficiente di amplificazione topografica St=1.000.**

**La condizione 1 risulta soddisfatta.**

## RAPPORTO DELL'INDAGINE E CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

Nell'area oggetto della presente relazione, in data 14 dicembre 2018 è stata realizzata una campagna di indagini penetrometriche dinamiche eseguita con penetrometro superpesante – Pagani TG63-200 – DPSH.



Ubicazione delle indagini penetrometriche

L'indagine geotecnica ha permesso di determinare che i depositi alluvionali attraversati nell'area destinata a spettacoli viaggianti presentano litotipi a natura incoerente, limoso sabbiosa, sabbioso-ghiaiosa da sciolta a compatta, normalmente da addensata a ben addensata, mentre presso l'alveo della Roggia Vernavola si riscontrano depositi superficiali fini, a natura per lo più coesiva, per una potenza di 2-2,5 metri a copertura di depositi alluvionali dapprima limoso sabbiosi, quindi francamente sabbioso ghiaiosi a partire da circa 6 metri di profondità.

## AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI

Esecuzione di indagine penetrometrica (DPSH1)



*L'area è stata indagata per una profondità di m. 8,20 dal p.c. con il metodo dinamico:*

*- le prove evidenziano, superato lo strato superficiale (terreno vegetale sabbioso) la presenza dapprima di sedimenti limoso sabbiosi in alternanza con strati sabbioso limosi, quindi gradualmente, con la profondità, più francamente sabbiosi e ghiaioso sabbiosi*

*- la falda acquifera, in periodo di minimo livello freatico, è stata rilevata alla profondità di m. 7,20*

*- dall'interpretazione della Carta idrogeologica allegata al P.G.T. del Comune di Pavia, l'area di studio, avente quota topografica*

*di m. 81 s.l.m., si trova in corrispondenza di un livello freatico massimo posto a m. 75 sul livello del mare, pari a - m. 6,0 dal piano campagna.*

Le elaborazioni ed i calcoli, sono stati eseguiti utilizzando software Geostru applicando la formula di Meyerhof.

Meyerhof modificò l'equazione di Terzaghi inserendo fattori di forma e di profondità e tenendo conto dell'inclinazione del carico. Per fondazioni aventi  $D \geq B$  ( $D$ = profondità di posa plinto –  $B$  = lato del plinto) la capacità portante ottenuta non è molto diversa da quella ricavata dalla formula di Terzaghi; maggiori differenze si riscontrano quando il rapporto  $D/B$  aumenta.

Per carico verticale:

$$cNc scd c+ \delta DNqsqdq+0,5\delta BN\delta s\delta d\delta$$

dove:

$c$  = coesione

$\delta$  = peso di volume

$N_c - N_q - N_{\gamma}$  = coeff. di capacità portante (apposite tabelle)

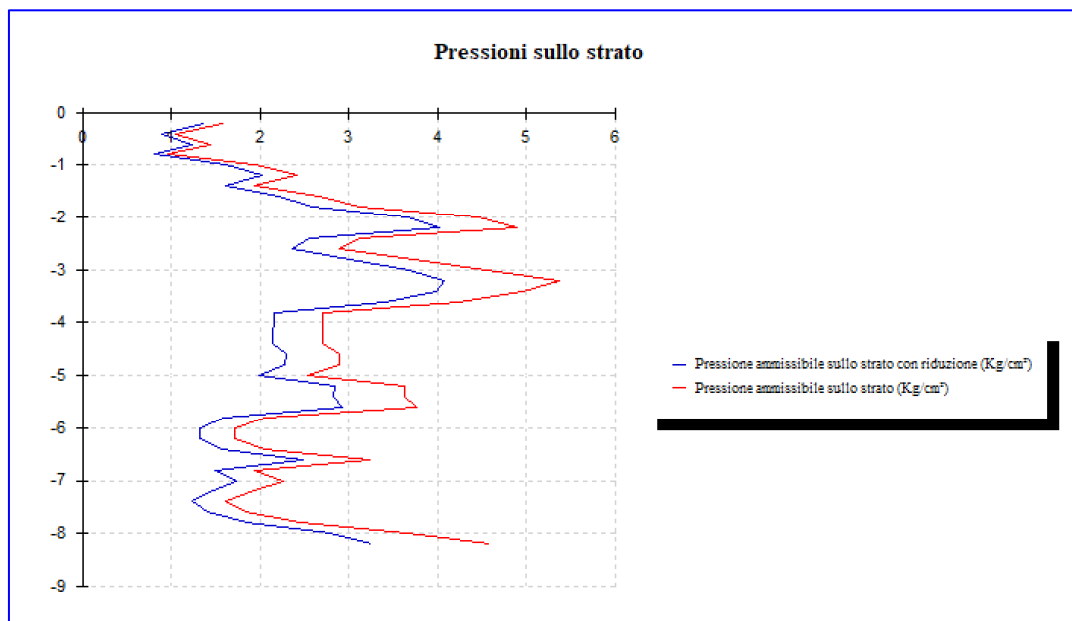
$s_c d c s_q d_q s_{\delta} d_{\delta}$  = fattori di forma e profondità legati a  $\varphi$  (angolo d'attrito) con apposite formule

I risultati delle indagini sono riportati in dettaglio nelle elaborazioni grafiche allegate sviluppate mediante software dedicato Geostru.

## TABELLE RIASSUNTIVA DEI DATI GEOTECNICI PRESSIONI AMMISSIBILI

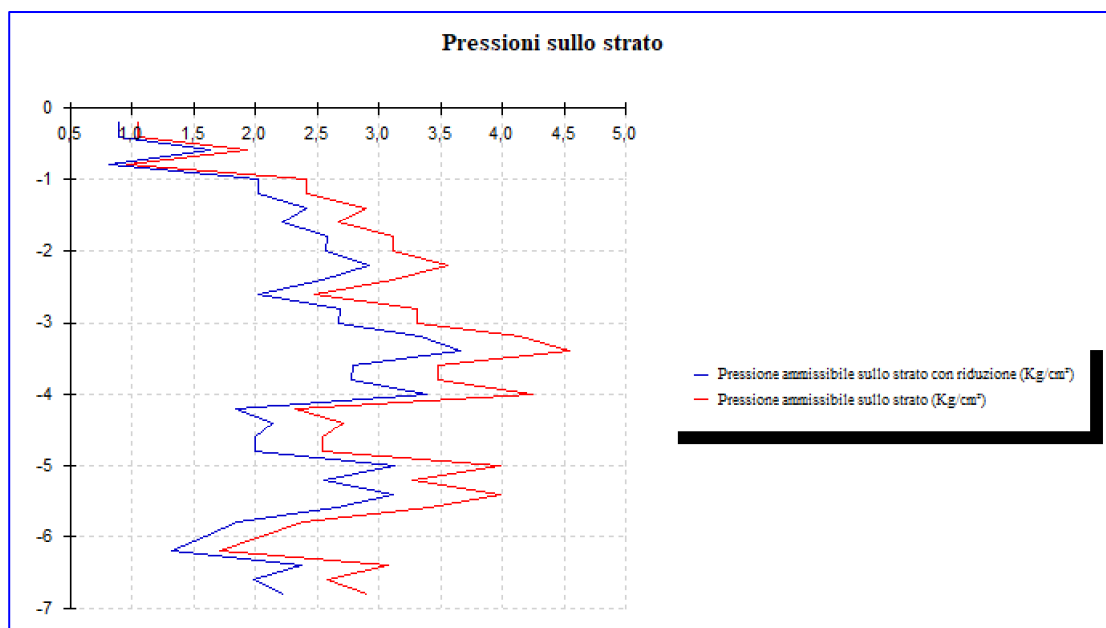
### PROVA DPSH1

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m <sup>3</sup> )	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Elastico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm <sup>2</sup> )	Velocità onde di taglio (m/s)
1	0,8	3,68	Terreno vegetale sabbioso	1,48	1,88	29,03	0	35,02	0	0,35	221,21	71,81
2	3,6	12,29	Sabbia e sabbia limosa	1,8	1,93	31,44	0	52,71	136,45	0,33	687,21	122,94
3	5	10,72	Limo sabbioso	1,75	1,92	31	0	49,48	128,6	0,33	604,36	136,65
4	5,6	15,19	Sabbia limosa	1,88	1,95	32,25	0	58,67	150,95	0,32	838,64	151,12
5	7,8	9,35	Limo sabbioso	1,71	1,91	30,62	0	46,67	0	0,34	531,47	145,38
6	8,2	19,85	Ghiaia fine con sabbia	1,94	1,96	32,88	0	63,26	162,12	0,32	954,15	167,55



### PROVA DPSH2

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m <sup>3</sup> )	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Elastico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm <sup>2</sup> )	Velocità onde di taglio (m/s)
1	0,8	3,68	Terreno vegetale sabbioso	1,48	1,88	29,03	0,23	35,02	0	0,35	221,21	71,81
2	3	9,76	Limo sabbioso	1,72	1,92	30,73	0	47,51	0	0,33	553,35	114,84
3	6,8	12,54	Limo sabbioso / Sabbia limosa	1,81	1,93	31,51	0	53,22	137,7	0,33	700,35	143,99



La determinazione dei parametri caratteristici risulta dalla media pesata degli orizzonti 2-3 che risultano interessati dal bulbo di carico

#### Determinazione parametri caratteristici orizzonte di fondazione

<b>ORIZZONTI</b>	<b>2 (3)</b>
<i>Valore medio di <math>N_{spt}</math> (n° colpi)</i>	10,87
<i>Peso di volume naturale (<math>t/m^3</math>)</i>	1,85
<i>Angolo di attrito (<math>^\circ</math>)</i>	31,20
<i>Coesione non drenata (<math>kg/cm^2</math>)</i>	-
<i>Modulo edometrico (<math>kg/cm^2</math>)</i>	51,34
<i>Modulo elastico (<math>kg/cm^2</math>)</i>	120,2
<i>Modulo di taglio (<math>kg/cm^2</math>)</i>	610,34

In accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni sono stati effettuati i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) (capacità portante) e allo stato limite di esercizio (SLE).

Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per la quale è stata progettata.

Si parla di stato limite ultimo nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la portanza del terreno di fondazione.



Il termine stato limite di esercizio viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non avendosi il collasso, l'opera subisca lesioni tali da renderla inutilizzabile.

Nel caso di una fondazione superficiale ciò può verificarsi, quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

Si parla di criterio semiprobabilistico in quanto, a differenza dell'approccio rigorosamente probabilistico, compare il concetto di coefficiente sicurezza, anche se di tipo differenziato a seconda del parametro preso in esame.

La procedura adottata per calcolare la capacità portante del terreno è la seguente:

1. ipotizzando che sollecitazioni applicate e portanza siano fra loro indipendenti, si determinano i valori caratteristici dei parametri della resistenza al taglio del terreno, coesione e angolo di attrito interno; per valore caratteristico s'intende, se si adotta un approccio statistico, quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento; assumere, per esempio, un valore caratteristico di  $30^\circ$  dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5%, vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore reale dell'angolo di attrito sia inferiore a  $30^\circ$ ;

2. per tenere conto di eventuali altre cause d'indeterminazione, si applicano ai valori caratteristici dei coefficienti di sicurezza parziali in funzione dello stato limite considerato;

3. s'introducono i valori così ridotti di  $c$  e  $\varphi$  in una delle formule di calcolo della portanza disponibili in letteratura (Brinch Hansen, Vesic, Terzaghi, Meyerhof, ecc.), ricavando la portanza della fondazione; al valore ottenuto si applica un ulteriore coefficiente di sicurezza globale, variabile in funzione dell'approccio di calcolo scelto;

4. si confronta il valore del carico di progetto con il valore di portanza ottenuto, controllando che, ovviamente, non sia superiore.

Secondo la normativa la valutazione del grado di sicurezza si ottiene adottando il "Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" e verificando la relazione:

$$R_d > E_d$$

con:

**$R_d$**  = valore di progetto della resistenza del terreno

**$E_d$**  = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di calcolo

A tal fine la normativa impone l'utilizzo dei coefficienti parziali ( $\gamma_m$ ) riduttivi da applicare ai valori caratteristici ( $V_k$ ) dei parametri di resistenza del terreno secondo due combinazioni denominate M1 e M2.

Le valutazioni sono state eseguite in condizioni a lungo termine, carico assiale, momento alla base di appoggio nullo, metodo di Meyerhof .

Per la verifica allo SLE è stata adottata la combinazione M1 dove i coefficienti riduttivi risultano unitari e pertanto i valori di progetto  $V_p$  coincidono con i valori caratteristici  $V_p=V_k$ .

Il fattore limitante nel caso dello SLE è rappresentato dal cedimento massimo e dalle distorsioni massime compatibili con la funzionalità dell'opera.

Il cedimento massimo compatibile della struttura è stato imposto, per sedimenti incoerenti  $\leq 2.5$  cm.

## CALCOLO SLU

In considerazione del progetto visionato e delle caratteristiche geotecniche dell'area (prova DPSH1-DPSH2) il piano posa fondazioni è stato previsto:

- alla profondità di metri - 0,80 dalla quota  $\pm 0,00$  (rif. quota piano campagna) - orizzonte 2.

### Calcolo dei valori caratteristici (fk) con il frattile 2%.

#### (riduzione ritenuta idonea e cautelativa alla luce delle risultanze delle indagini geotecniche)

Per ottenere il valore caratteristico dell'angolo di attrito da inserire nei calcoli  $\phi'k$  è stata applicata la formula;

Valori medi ( $V_m$ )  $\Rightarrow$  Valori Caratteristici( $V_k$ )  $\Rightarrow$  Valori di Progetto ( $V_d$ )

$$\phi'k = \phi'm (1 - 1,645 V \phi'm)$$

dove

$\phi'm$  è il valore medio dell'angolo di attrito del sito

$V$  è lo scostamento medio tra angolo di attrito minimo e massimo

Applicando la riduzione del 2% del valore di  $\phi$  derivante dall'indagine ( $31,20^\circ$ ) si ottiene un valore di  $30,58^\circ$ .

Tale valore minimo di  $\phi$  corrisponde ad uno scostamento medio dei vari  $\phi$  riscontrabili in sito

1.  $V = 0,62^\circ$ .

Ne deriva che il valore caratteristico da introdurre nei calcoli risulta:

Orizzonte 2(3)  $\rightarrow \phi'k = \phi'm (1 - 1,645 V \phi'm) = 30,58^\circ (1 - 1,645 * 0,62^\circ / 30,58^\circ) = 30,58^\circ (0,966) = \underline{29,54^\circ}$ .

Con le NTC 2018 si è deciso di definire univocamente l'Approccio progettuale per la tipologia di opera,

- **Approccio 2 (A1+M1+R3), per le fondazioni (superficiali e profonde) e per i muri di sostegno;**
- **Approccio 1 per tutte le altre opere.**

Per i muri di sostegno, le verifiche strutturali e geotecniche, inclusa la verifica a ribaltamento, verranno condotte attraverso un'unica combinazione: **A1+M1+R3**.

Per le opere che prevedono verifiche SLU con l'Approccio 1 (ad esempio, le paratie) è stato chiarito quando utilizzare la combinazione 1 e quando la combinazione 2.

Combinazione 1 (A1+M1+R1): per tutte le analisi che prevedono lo studio dell'interazione terreno struttura (si tratta di verifiche tipicamente strutturali).

Combinazione 2 (A2+M2+R2): per le analisi che analizzano il meccanismo di collasso.

Per il calcolo della resistenza del sistema geotecnico  $R_d$  si è considerata l'ipotesi:

Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coeff. parziale $\gamma_M$	(M1)	Val. verifica (A1, M1, R3)
			Orizzonte
			2 (3)
$(\tan) \varphi' (^{\circ})$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	29,54
$c' (kg/cm^2)$	$\gamma_{c'}$	1.0	-
$C_u (kg/cm^2)$	$\gamma_{C_u}$	1.0	-
$\gamma_t (t/m^3)$	$\gamma_{\gamma_t}$	1.0	1,85

### Verifica agli stati limite ultimo (SLU)

Per il calcolo della resistenza del sistema geotecnico  $R_d$  si è considerata l'ipotesi:

2. fondazione impostata nei terreni dello STRATO 2 ad una profondità di - 0,80 metri rispetto alla quota indagini.

Trattandosi di terreni incoerenti la  $R_d$  è stata calcolata eseguendo una verifica a lungo termine in condizioni di sforzi effettivi cioè considerando la resistenza al taglio dei terreni definita dai parametri  $> 0$  e valori di coesione minimi = 0.

La fondazione è stata considerata sottoposta solo a carichi centrati.

Nei calcoli si è considerata precauzionalmente la falda coincidente con il piano di posa delle fondazioni.

In presenza di carichi eccentrici il valore della larghezza  $B$  del plinto in c.a. dovrà essere determinato con la seguente relazione:

$$BR = B - 2e$$

$BR$  = larghezza efficace plinto in c.a.

$B$  = larghezza reale del plinto in c.a.

e = eccentricità espressa in metri

La resistenza del terreno  $R_d$  è stata calcolata con la relazione sotto riportata (Terzaghi 1943, Brinch, Meyerhof 1951-63, Vesic 1973-75, Hansen 1970) trascurando il fattore di profondità  $d_q$  e introducendo per la verifica in condizioni sismiche i fattori correttivi  $z$  e  $z_q$  proposti da Paolucci e Pecker, 1997 che tengono conto dell'inerzia del terreno in condizioni sismiche in funzione del coefficiente sismico  $k_h$ .

Al primo termine della relazione di Brinch Hansen è stato inoltre applicato il fattore di riduzione  $r$  proposto da Bowles 1988, valido per fondazioni larghe e platee con  $B > 1.8$  metri.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot [(0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma) + (\gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q)]$$

### **Orizzonte 2 (3) - Verifica agli stati limite ultimo (SLU)**

B = larghezza fondazione in c.a.

$\gamma_1$  = peso di volume del terreno sotto il piano di posa

$\gamma_2$  = peso di volume del terreno sopra il piano di posa

$D_f$  = approfondimento relativo

$s, s_q$  = fattori di forma fondazione = 1 (trascurati a favore di sicurezza)

$N, N_q$  = fattori adimensionali in funzione dell'angolo di attrito (Vesic, 1975)

Considerando in base al D.M. L.L. P.P. 14.01.08 i coefficienti M1 ed M2 della tabella 6.2.II, si avrà:

Orizzonte di appoggio	D (m)	B (m)	L (m)	q.ult. (Kg/cmq) - SLU
				(A1+M1+R3)
2 (3)	0,80	10,0	10,0	11,406

### *Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)*

Le NTC/08 e le relative Istruzioni non contengono indicazioni su come eseguire le verifiche agli stati limite di esercizio per le opere geotecniche, né fissano soglie da rispettare.

Per le fondazioni dirette le NTC/08 (par. 6.4.2.2) recitano: “Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). Analogamente, forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.”

La CIRC/09 (par. C6.4.2.2): “Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti. In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici. I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Nel caso di terreni a grana fine, i parametri che caratterizzano la deformabilità sono di regola ottenuti da prove di laboratorio su campioni indisturbati. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito. I valori delle

proprietà meccaniche da adoperare nell’analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari. Sulla base della previsione dei cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto. Qualora il manufatto in progetto possa influire sul comportamento statico e sulla funzionalità di manufatti adiacenti, il giudizio di ammissibilità deve essere esteso a questi ultimi.”

Sulla base di quanto sopra indicato si è proceduto nel seguente modo: si sono determinati i cedimenti con i criteri di calcolo usuali per i terreni incoerenti e per dare un giudizio sulla loro ammissibilità si è fatto riferimento a numerosi grafici e tabelle di letteratura, che su base statistica e in funzione di parametri diversi, indicano i valori ammissibili.

In tal senso in merito ai cedimenti ammissibili di opere è noto che i cedimenti assoluti influenzano il comportamento di una struttura in misura minore dei cedimenti differenziali ed è ormai ampiamente riconosciuto che esiste una relazione tra i due cedimenti (Grant et al., 1975, Skempton e McDonald, 1956, Polshin e Tokar, 1957, Bjerrum, 1963, Burland & Wroth, 1974).

L’approccio generalmente seguito è quello di adottare un valore di cedimento ammissibile in funzione di un valore prefissato di distorsione angolare massima funzione della tipologia di struttura.

Utilizzando la correlazione  $\beta_{\max}/w_{\max}$  proposta da Grant e altri, 1974 aggiornata da Viggiani, 1992 e quella di Mandolini, 2003 considerando una distorsione angolare massima  $\max$  di  $1/500$  si è assunto come cedimento massimo  $w_{\max}$  il limite di 2.5 cm. In relazione alla natura

$$w_R = K_r \cdot \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} \cdot \left[ \Delta\sigma_z - \mu \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y) \right] \cdot H_i$$

$H_i$  = spessore dello strato comprimibile iesino

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$  = tensioni indotte sotto il centro di un'area di carico flessibile dovuto al carico applicato

$E_i$  = modulo elastico del livello iesino

$\mu$  = coefficiente di Poisson = 0.3

$K_r$  = rapporto tra il cedimento medio della fondazione rigida ed il cedimento della fondazione flessibile  
granulare dei terreni la valutazione dell'entità dei cedimenti è stata eseguita con la relazione basata sulla teoria dell'elasticità, cioè assimilando il terreno a un mezzo elastico e calcolando il contributo di singoli strati di spessore  $h_i$  e modulo di deformazione  $E_i$  con la seguente relazione di calcolo:

Le tensioni normali verticali ed orizzontali  $\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x$  e  $\Delta\sigma_y$  indotte al centro di un plinto quadrato da un carico uniformemente distribuito  $Q_e$  pari alla  $R_d$ , sono state determinate con riferimento alla teoria dell'elasticità, assimilando il terreno ad un mezzo continuo,

lineare, isotropo ed omogeneo (Poulos e Davis, 1974). A causa dell'esistenza di una "soglia" della deformazione il calcolo dei cedimenti è stato limitato allo strato che realisticamente risente della presenza del carico applicato in superficie; prudenzialmente si è adottato  $H = 2B$  essendo  $B$  il lato del plinto. Il volume di terreno significativo così individuato è stato quindi suddiviso in  $n$ -strati di spessore  $h_i$ , con caratteristiche di compressibilità omogenee, dei quali si è determinato il cedimento; infine è stato calcolato il cedimento totale  $w$  come somma dei contributi di ciascun strato.

I calcoli sono indicati nelle tabelle di seguito riportate nelle quali  $W_t$  rappresenta il cedimento totale e  $W_{amm}$  il cedimento ammissibile assunto  $\leq 2,5$  cm..

In relazione al comportamento sostanzialmente elastico dei terreni a grana grossa e media (la deformazione segue in maniera quasi immediata l'applicazione del carico), i cedimenti, se inferiori a 2,5 cm., si esauriranno per buona parte a costruzione ultimata.

## CALCOLO SLE

**CEDIMENTI FONDAZIONE IN C.A. CON CARICO ESERCIZIO  $Q_e$  PARI A  $R_d$**

**QUOTA IMPOSTA FONDAZIONE A -0,8 METRI DA QUOTA ±0,00**

**Confrontando i valori di cedimento trovati con il valore ammissibile assunto pari a 2,5**

Tipo di verifica	BxL (m)	Rd (Kg/cmq)	Wt (cm)	Wamm (cm)	Rd (Kg/cmq) = W=2,5 cm
SLU Approccio 2	10,0 x 10,0	11,406	24,38	2,5	<b>1,2</b>

**cm si conclude che affinché sia soddisfatta anche la verifica agli stati limite di esercizio le**

<b>Resistenza di progetto Rd agli SLE</b>				
prof. (m.)	dim. (m.)	tipo verifica	Rd (Kg/cmq)	K Winkler (Kg/cmc)
<b>0,8</b>	<b>10,0 x 10,0</b>	<b>Appr. 2</b>	<b>1,2</b>	<b>1,15</b>

resistenze di progetto Rd dovranno essere quelle sotto riportate, che rappresentano la resistenza del sistema geotecnico agli SLU e agli SLE questi ultimi nell'ipotesi di cedimenti  $\leq 2.5$  cm per una fondazione impostata a - 0,80 metri da quota  $\pm 0,00$  ((rif. piano campagna area indagini).

Sempre necessarie e consigliabili, per un'omogenea ripartizione dei carichi, operazioni di riporto, al di sopra del piano di fondazione, di almeno 30 centimetri di buon materiale misto-granulare selezionato, da compattare con mezzi idonei.

## ALVEO ROGGIA VERNAVOLA (PONTE CICLABILE)

*L'area è stata indagata per una profondità di m. 9,20 dal p.c. con il metodo dinamico:*

*- le prove evidenziano un orizzonte limoso argilloso di spessore 2 ÷ 2,5 metri da quota alveo Vernavola, seguito da sedimenti limoso sabbiosi con scarse e scadenti caratteristiche geotecniche*

*- a partire da circa 6 metri di profondità si riscontrano sedimenti sabbioso ghiaiosi con buone caratteristiche geotecniche*

*- la falda acquifera, corrispondente al livello invernale della linea idrica, è stata rilevata alla profondità di circa un metro da piano indagini.*

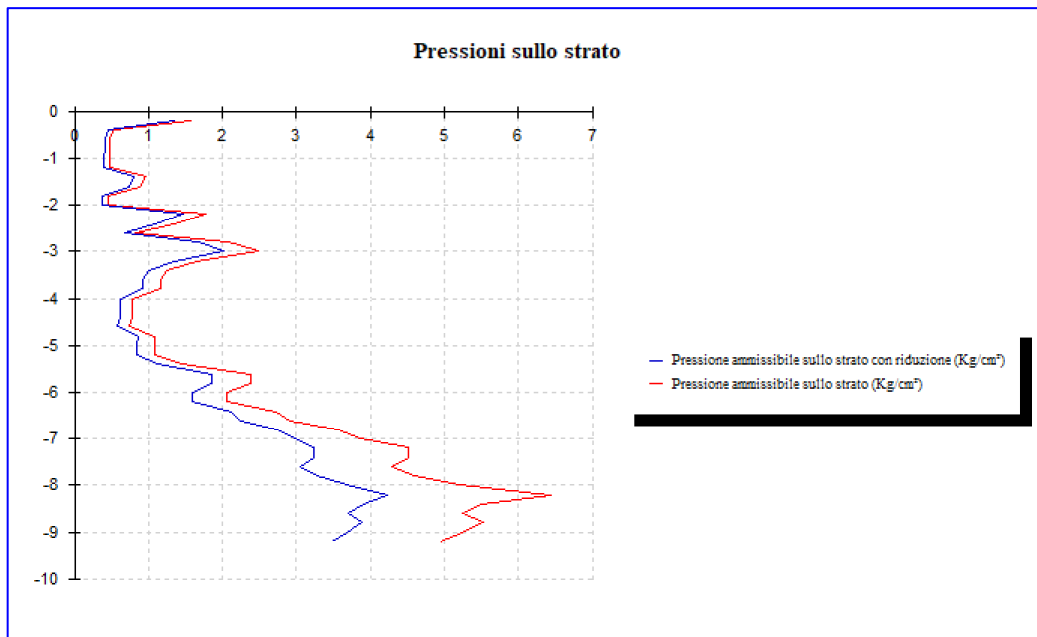


### TABELLE RIASSUNTIVA DEI DATI GEOTECNICI PRESSIONI AMMISSIBILI

#### PROVA DPSH3

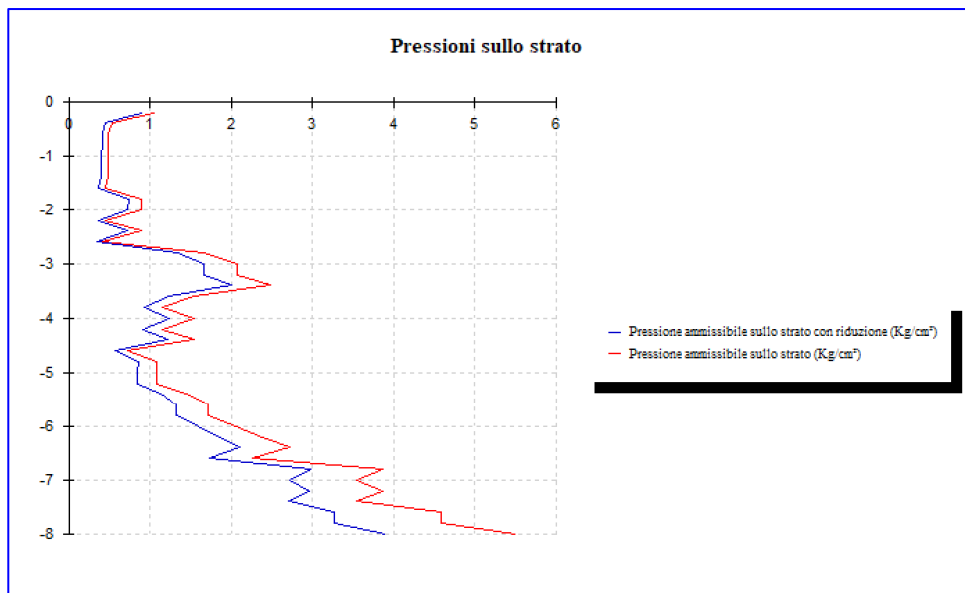
Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m <sup>3</sup> )	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Elastico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm <sup>2</sup> )	Velocità onde di taglio (m/s)
1	2	2,06	Limo argilloso	1,4	1,87	28,58	0,13	31,7	0	0,35	128,22	77,52
2	3,2	5,88	Limo sabbioso	1,58	1,89	29,65	0	39,54	0	0,34	343,66	111,77
3	5,4	4,01	Limo	1,5	1,88	29,12	0	35,7	0	0,35	239,81	115,27
4	6,2	9,56	Sabbia limosa	1,72	1,92	30,68	0	47,1	0	0,34	542,68	141,93
5	9,2	22,05	Sabbia e ghiaia	1,96	1,97	33,19	0	65,52	167,62	0,32	1010,66	168,09





PROVA DPSH4

Strato	Prof. Strato (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 di taglio G (Kg/cm²)	Velocità onde di taglio (m/s)
1	2,6	2,06	Limo argilloso	1,4	1,87	28,58	0	31,7	0	0,35	128,22	81,55
2	5,8	5,79	Limo sabbioso	1,57	1,89	29,62	0	39,36	0	0,34	338,71	122,28
3	8	16,3	Ghiaia fine con sabbia	1,9	1,95	32,38	0	59,61	153,25	0,32	862,5	159,83



Come risulta evidente dalla descrizione delle indagini eseguite presso l'alveo della Roggia Vernavola, la presenza di orizzonti limo argillosi superficiali fino ad una profondità di circa 2-2,5 metri e la presenza della falda corrispondente all'incirca al livello della linea idrica, sconsigliano la realizzazione di fondazioni superficiali, che dovrebbero comunque attestarsi ad una profondità di almeno 2,5 – 3 metri da quota indagini.

Risulta necessario pertanto prevedere la realizzazione di fondazioni su pali.

Di seguito si allegano tabelle di calcolo per micropali di diametro 150-300-500 mm., realizzate con software dedicato, alla profondità di 8 metri da piano indagini.

### Calcolo del carico limite

Per quanto riguarda l'espressione del carico limite del singolo palo ( $Q_{lim}$ ), questo viene convenzionalmente espresso come somma di due contributi, un contributo legato alla capacità portante limite alla base ( $Q_b$ ) ed una capacità portante limite di fusto ( $Q_l$ ).

$$Q_{lim} = Q_b + Q_l$$

Per quanto riguarda la capacità portante limite alla base ( $Q_b$ ), in generale, per un mezzo dotato di coesione e attrito si pone:

$$q_b = N_q \cdot \sigma_v L + N_c \cdot c$$

in cui  $\sigma_v L$  rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità della base del palo ed  $N_q$  e  $N_c$  sono fattori adimensionali funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto  $L/D$ .

Tra i due parametri sussiste la relazione:

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

Per la valutazione del coefficiente  $N_q$  sono state proposte varie teorie, tutte in ipotesi di mezzo omogeneo ed isotropo.

I differenti meccanismi di rottura ipotizzati portano ad ottenere, per un dato valore di  $\phi'$ , valori di  $N_q$  molto diversi.

Per quanto riguarda invece, la capacità portante di fusto, questa assumerà espressioni diverse a seconda che venga valutata in termini di tensioni efficaci o in termini di tensioni totali, in funzione del comportamento dei terreni attraversati.

Per quanto riguarda l'espressione di tale capacità portante limite, in termini di tensioni efficaci, questa sarà valutata con la seguente formulazione:

$$Q_l = \pi \cdot D \int \mu \cdot k \cdot \sigma' \cdot v \cdot dz$$

Dove:

- D = diametro del palo;
- $\mu$  = coefficiente di attrito palo-terreno (per pali trivellati pari a  $\tan \phi'$ );
- k = coefficiente adimensionale che esprime il rapporto tra la tensione normale che agisce alla profondità z sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale alla stessa profondità (nel nostro caso assunto pari a  $k_0$ );
- $\sigma'_v$  = tensione verticale efficace alla profondità z;

L'integrale avrà come estremi di integrazione la profondità dal piano di campagna a cui inizia lo strato in esame (z1) e la profondità alla quale termina lo strato (z2).

Per quanto riguarda l'espressione della medesima capacità portante limite, in termini di tensioni totali, questa sarà espressa attraverso la seguente formulazione:

$$Ql = \pi * D \int \alpha * Cu * dz$$

Dove:

- D = diametro del palo;
- $\alpha$  = coefficiente riduttivo della resistenza al taglio non-drenata;
- Cu = resistenza al taglio non-drenata lungo il fusto del palo;

L'integrale avrà come estremi di integrazione la profondità dal piano di campagna a cui inizia lo strato in esame (z1) e la profondità alla quale termina lo strato (z2).

Le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2008 e NTC 2018 nonché l'Eurocodice 7, forniscono le indicazioni sull'approccio metodologico e sui coefficienti parziali da adottare per le geotecniche con i metodi semiprobabilistici allo stato limite ultimo e di esercizio per le opere geotecniche.

Per dimostrare che la fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, deve verificarsi:

$$Ecd \leq Rcd$$

in cui:

- Ecd è il carico assiale di progetto,
- Rcd è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo della palificata per carichi assiali

L'azione di progetto applicata al palo può esprimersi come:

$$Fcd = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q$$

in cui:

- G e Q sono rispettivamente le azioni caratteristiche permanenti e temporanee variabili,
- $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  sono i coefficienti parziali moltiplicatori dei carichi riportati nelle tabelle 8.1, 8.2, 8.3. (le Norme Tecniche si riferiscono alla condizione di progetto):

Con le NTC 2018 si è deciso di definire univocamente l'Approccio progettuale per la tipologia di opera,

- **Approccio 2** (A1+M1+R3), per le fondazioni (superficiali e profonde) e per i muri di sostegno;
- **Approccio 1** per tutte le altre opere.

Per i muri di sostegno, le verifiche strutturali e geotecniche, inclusa la verifica a ribaltamento, verranno condotte attraverso un'unica combinazione: A1+M1+R3.

Per le opere che prevedono **verifiche SLU** con l'**Approccio 1** (ad esempio, le paratie) è stato chiarito quando utilizzare la combinazione 1 e quando la combinazione 2.

**Combinazione 1** (A1+M1+R1): per tutte le analisi che prevedono lo studio dell'interazione terreno struttura (si tratta di verifiche tipicamente strutturali).

**Combinazione 2** (A2+M2+R2): per le analisi che analizzano il meccanismo di collasso. Si tratta delle verifiche geotecniche (ad esempio, per le paratie libere o con un livello di ancoraggio, quelle verifiche che prevedono un cinematismo di rotazione. Per le paratie multiancorate quelli che prevedono meccanismi di collasso per rotazione che coinvolgano sia il terreno sia gli elementi strutturali).

Fcd in linea di principio dovrebbe includere anche il peso proprio del palo, lo stesso Eurocodice indica che in genere esso può essere trascurato con eccezione dei casi di attrito negativo o di terreno con basso peso di unità di volume.

Il carico limite di progetto Rcd è ricavato come:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd}$$

in cui:

- Rbd è la resistenza alla punta di progetto,
- Rsd è la resistenza laterale di progetto.

## CALCOLO SLU E SLE

Il calcolo è stato eseguito con software dedicato.

Il carico limite verticale viene calcolato attraverso la formula di **Berezantzev** in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno.

Poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

### Per pali infissi

$$\varphi_{corr} = \varphi + 3$$

$$\tan\delta = \tan(0.66 \cdot \varphi_{\text{corr}})$$

### Per pali trivellati

$$\varphi_{\text{corr}} = \varphi - 3$$

$$C = C \cdot 0.9$$

$$\tan\delta = \tan(0.66 \cdot \varphi_{\text{corr}})$$

dove  $\varphi$  è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo.

Ai fini del calcolo, il carico limite  $Q_{\text{Limite}}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $Q_p$  e la resistenza laterale  $Q_l$

$$Q_p = \pi \cdot D^2 / 4 \cdot (\gamma_t \cdot L \cdot N_q + N_c \cdot C)$$

$N_c$  e  $N_q$  fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare)

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo  $\alpha$ , proposto da **Tomlinson (1971)**; la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha \cdot C + \gamma_t \cdot L \cdot K \cdot \tan\delta) \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot f_w$$

$$W_{\text{palo}} = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot L \cdot \gamma_p$$

$$Q_{\text{Limite}} = (Q_p + Q_s - W_{\text{palo}})$$

$\gamma_t$  peso unità di volume del terreno

$L$  lunghezza del palo

$f_w$  fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo

$c$  valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate)

$\sigma'$  pressione verticale efficace del terreno

$K$  coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento

$\gamma_p$  peso unità di volume del materiale con cui è realizzato il palo

**TABELLA RIASSUNTIVA FONDAZIONI SU PALI**

Diametro palo in mm.	N°. prova	Lunghezza in metri	SLU (ton)	SLE (ton)
150	DPSH3	9,2	15,9	3,97

<b>300</b>	<b>DPSH3</b>	<b>9,2</b>	<b>50,47</b>	<b>12,64</b>
<b>500</b>	<b>DPSH3</b>	<b>9,2</b>	<b>125,53</b>	<b>31,41</b>

Vengono allegati a fine relazione i relativi certificati di calcolo.

## **CERTIFICATI E DIAGRAMMI DELLE PROVE PENETROMETRICHE**

## PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: COMUNE DI PAVIA  
Cantiere: AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI  
Località: PAVIA - VIA ALZAIA

Committente: COMUNE DI PAVIA  
Cantiere: PONTE CICLABILE R. VERNAVOLA  
Località: PAVIA - PARCO VERNAVOLA

### Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH TG 63-200 PAGANI

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	0,63 Kg
Diametro punta conica	51,00 mm
Area di base punta	20,43 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,40 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,47
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °



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

**Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici**

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi  $\delta$ ) 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  $\alpha$ )
- avanzamento (penetrazione)  $\delta$
- 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  $A=10$  cm<sup>2</sup> 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  $A=20.27$  cm<sup>2</sup> 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  $A = 20$  cm<sup>2</sup>, 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;

$\delta$  = passo di avanzamento.

### Valutazione resistenza dinamica alla punta $R_{pd}$

Formula Olandesi

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

$R_{pd}$  = resistenza dinamica punta (area  $A$ );

$e$  = infissione media per colpo ( $\delta / N$ );

$M$  = peso massa battente (altezza caduta  $H$ );

$P$  = peso totale aste e sistema battuta.

## Calcolo di $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$  è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \text{ con } C_N = \sqrt{(Pa/\sigma'_{vo})} \quad C_N < 1.7 \quad Pa = 101.32 \text{ kPa (Liao e Whitman 1986)}$$

$$N_{60} = N_{SPT} \times (ER/60) \times C_s \times C_r \times C_d$$

ER/60: Rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.

$C_s$ : Parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).

$C_d$ : Funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).

$C_r$ : Parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

## 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 resistenze 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.

### **Distribuzione normale R.C.**

Il valore di  $N_{spt,k}$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}})$$

dove  $s_{N_{spt}}$  è la deviazione standard di  $N_{spt}$

### **Distribuzione normale R.N.C.**

Il valore di  $N_{spt,k}$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di  $N_{spt}$  distribuiti normalmente:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}}) / \sqrt{n}$$

dove  $n$  è il numero di letture.

### **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 NATIONALE 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)  $s > 15$  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**

- Terzaghi-Peck 1948-1967

#### **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  $\tau$  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 ( $K_0$ )**

- 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/cm<sup>2</sup>) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con  $N_c=20$  e  $Q_c/N_{spt}=2$ .
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cm<sup>2</sup>) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata Cu (Kg/cm<sup>2</sup>), 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 ( $M_0$ )**

- 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 - $M_0$  (Eed) (Kg/cm<sup>2</sup>)-, 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**

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

#### **Peso di volume saturo**

- Meyerhof ed altri.

PROVA ...DPSH1

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI  
 14/12/2018  
 8,20 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	3	0,855	26,94	31,52	1,35	1,58
0,40	2	0,851	17,88	21,01	0,89	1,05
0,60	3	0,847	24,50	28,93	1,23	1,45
0,80	2	0,843	16,27	19,29	0,81	0,96
1,00	4	0,840	32,39	38,57	1,62	1,93
1,20	5	0,836	40,32	48,22	2,02	2,41
1,40	4	0,833	32,13	38,57	1,61	1,93
1,60	6	0,830	44,35	53,47	2,22	2,67
1,80	7	0,826	51,54	62,38	2,58	3,12
2,00	10	0,823	73,35	89,11	3,67	4,46
2,20	11	0,820	80,39	98,02	4,02	4,90
2,40	7	0,817	50,97	62,38	2,55	3,12
2,60	7	0,814	47,20	57,97	2,36	2,90
2,80	9	0,811	60,48	74,54	3,02	3,73
3,00	11	0,809	73,67	91,10	3,68	4,55
3,20	13	0,756	81,39	107,66	4,07	5,38
3,40	12	0,803	79,84	99,38	3,99	4,97
3,60	11	0,801	68,15	85,09	3,41	4,25
3,80	7	0,798	43,23	54,15	2,16	2,71
4,00	7	0,796	43,10	54,15	2,16	2,71
4,20	7	0,794	42,98	54,15	2,15	2,71
4,40	7	0,791	42,86	54,15	2,14	2,71
4,60	8	0,789	45,82	58,06	2,29	2,90
4,80	8	0,787	45,70	58,06	2,28	2,90
5,00	7	0,785	39,88	50,80	1,99	2,54
5,20	10	0,783	56,82	72,57	2,84	3,63
5,40	10	0,781	56,68	72,57	2,83	3,63
5,60	11	0,779	58,57	75,18	2,93	3,76
5,80	6	0,777	31,87	41,00	1,59	2,05
6,00	5	0,775	26,50	34,17	1,32	1,71
6,20	5	0,774	26,44	34,17	1,32	1,71
6,40	6	0,772	31,66	41,00	1,58	2,05
6,60	10	0,770	49,75	64,58	2,49	3,23
6,80	6	0,769	29,79	38,75	1,49	1,94
7,00	7	0,767	34,68	45,20	1,73	2,26
7,20	6	0,766	29,67	38,75	1,48	1,94
7,40	5	0,764	24,67	32,29	1,23	1,61
7,60	6	0,763	28,01	36,73	1,40	1,84
7,80	8	0,761	37,28	48,97	1,86	2,45
8,00	12	0,760	55,82	73,45	2,79	3,67
8,20	15	0,709	65,06	91,81	3,25	4,59

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0,8	2,5	25,19	Incoerente	0	1,48	1,88	0,06	1,47	3,68	Terreno vegetale sabbioso
3,6	8,36	71,89	Incoerente	0	1,8	1,93	0,37	1,47	12,29	Sabbia e sabbia limosa
5	7,29	54,79	Incoerente	0	1,75	1,92	0,74	1,47	10,72	Limo sabbioso

5,6	10,33	73,44	Incoerente	0	1,88	1,95	0,92	1,47	15,19	Sabbia limosa
7,8	6,36	41,42	Incoerente	0	1,71	1,91	1,17	1,47	9,35	Limo sabbioso
8,2	13,5	82,63	Incoerente	0	1,94	1,96	1,33	1,47	19,85	Ghiaia fine con sabbia

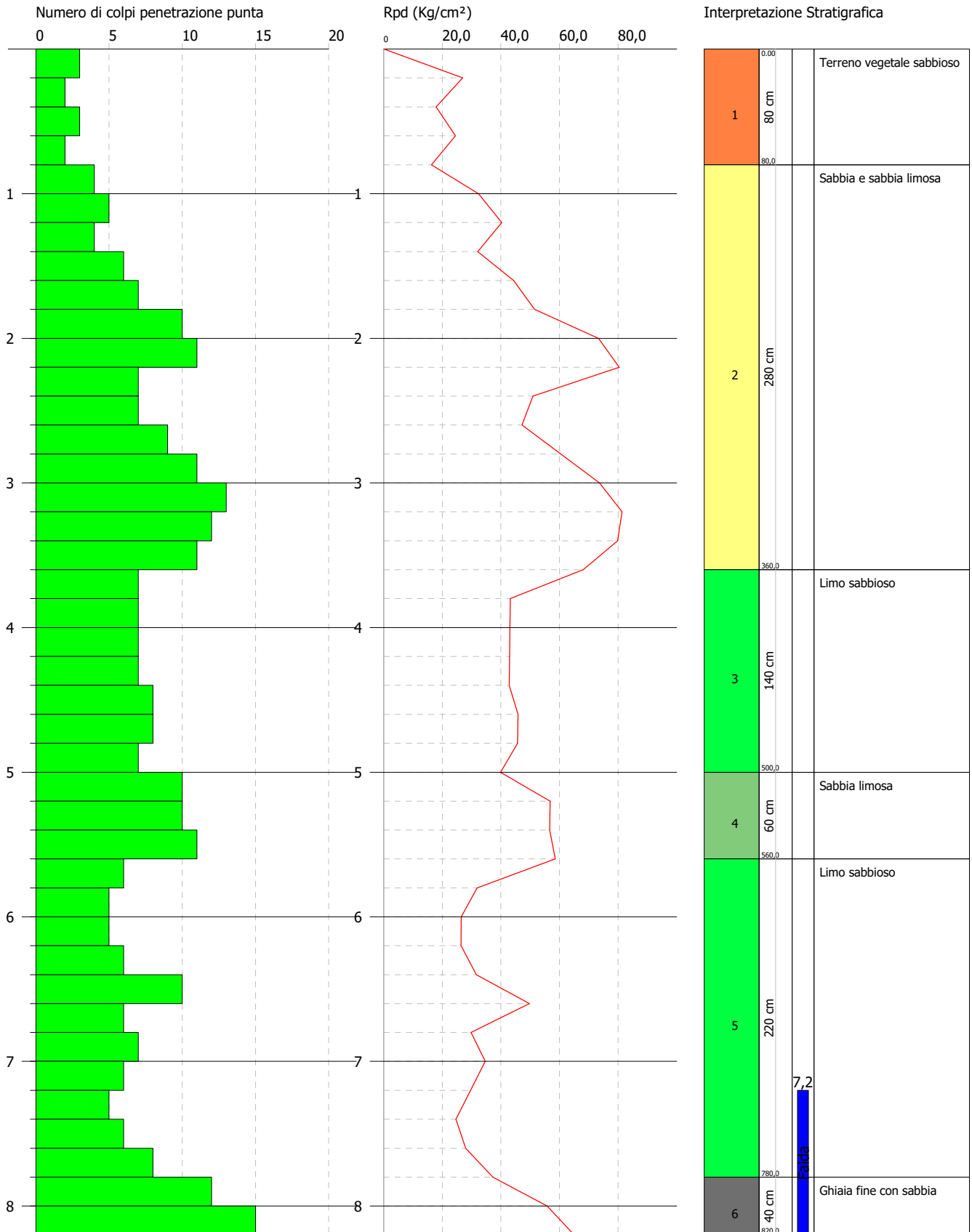


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH1  
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: COMUNE DI PAVIA  
 Cantiere: AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI  
 Località: PAVIA - VIA ALZAIA

Data: 14/12/2018

Scala 1:38



## TERRENI INCOERENTI

### Densità relativa

	Intestazione NSPT \$	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[2] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	20,1	46,23	66,91	17,23
[4] - Sabbia e sabbia limosa	12,29	3,60	37,87	71,16	73,66	37,83
[6] - Limo sabbioso	10,72	5,00	29,22	57,2	57,46	34,56
[4] - Sabbia limosa	15,19	5,60	34,02	64,23	64,15	43,36
[5] - Limo sabbioso	9,35	7,80	21,88	46,98	47,83	31,54
[6] - Ghiaia fine con sabbia	19,85	8,20	32,33	61,56	62,29	47,21

### Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza a falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[2] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	28,05	21,05	29,03	33,25	31,11	0	<30	22,43	28,1	30,15	23,58
[4] - Sabbia e sabbia limosa	12,29	3,60	12,29	30,51	23,51	31,44	31,22	34,52	37,96	30-32	28,58	30,69	39,49	30,68
[6] - Limo sabbioso	10,72	5,00	10,72	30,06	23,06	31	29,48	33,94	36,01	<30	27,68	30,22	36,88	29,64
[4] - Sabbia limosa	15,19	5,60	15,19	31,34	24,34	32,25	29,58	35,53	36,99	30-32	30,09	31,56	39,24	32,43
[5] - Limo sabbioso	9,35	7,80	9,35	29,67	22,67	30,62	28,28	33,42	0	<30	26,84	29,81	34,08	28,67
[6] - Ghiaia fine con sabbia	19,85	8,20	17,425	31,98	24,98	32,88	29,01	36,27	36,62	30-32	31,17	32,23	38,9	33,67

### Modulo di Young (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menz enbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[2] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	---	29,44	---	---	---
[4] - Sabbia e sabbia limosa	12,29	3,60	12,29	250,23	98,32	145,72	272,17	136,45
[6] - Limo sabbioso	10,72	5,00	10,72	233,70	85,76	127,20	260,40	128,60
[4] - Sabbia limosa	15,19	5,60	15,19	278,20	121,52	179,94	293,92	150,95
[5] - Limo sabbioso	9,35	7,80	9,35	---	74,80	111,03	---	---
[6] - Ghiaia fine con sabbia	19,85	8,20	17,425	297,96	139,40	206,31	310,69	162,12

### Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sangler at (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[2] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	---	35,02	26,13	54,41

[4] - Sabbia e sabbia limosa	12,29	3,60	12,29	73,74	52,71	87,26	92,81
[6] - Limo sabbioso	10,72	5,00	10,72	64,32	49,48	76,11	85,81
[4] - Sabbia limosa	15,19	5,60	15,19	91,14	58,67	107,85	105,75
[5] - Limo sabbioso	9,35	7,80	9,35	---	46,67	66,39	79,70
[6] - Ghiaia fine con sabbia	19,85	8,20	17,425	104,55	63,26	123,72	115,72

#### Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[2] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	Classificazione A.G.I.	SCIOLTO
[4] - Sabbia e sabbia limosa	12,29	3,60	12,29	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO
[6] - Limo sabbioso	10,72	5,00	10,72	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO
[4] - Sabbia limosa	15,19	5,60	15,19	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO
[5] - Limo sabbioso	9,35	7,80	9,35	Classificazione A.G.I.	POCO ADDENSATO
[6] - Ghiaia fine con sabbia	19,85	8,20	17,425	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO

#### Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m <sup>3</sup> )
[2] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	Meyerhof ed altri	1,48
[4] - Sabbia e sabbia limosa	12,29	3,60	12,29	Meyerhof ed altri	1,80
[6] - Limo sabbioso	10,72	5,00	10,72	Meyerhof ed altri	1,75
[4] - Sabbia limosa	15,19	5,60	15,19	Meyerhof ed altri	1,88
[5] - Limo sabbioso	9,35	7,80	9,35	Meyerhof ed altri	1,71
[6] - Ghiaia fine con sabbia	19,85	8,20	17,425	Meyerhof ed altri	1,94

#### Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )
[2] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,88
[4] - Sabbia e sabbia limosa	12,29	3,60	12,29	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,93
[6] - Limo sabbioso	10,72	5,00	10,72	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,92
[4] - Sabbia limosa	15,19	5,60	15,19	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,95
[5] - Limo sabbioso	9,35	7,80	9,35	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,91
[6] - Ghiaia fine con sabbia	19,85	8,20	17,425	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,96

#### Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[2] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	(A.G.I.)	0,35
[4] - Sabbia e sabbia limosa	12,29	3,60	12,29	(A.G.I.)	0,33
[6] - Limo sabbioso	10,72	5,00	10,72	(A.G.I.)	0,33
[4] - Sabbia limosa	15,19	5,60	15,19	(A.G.I.)	0,32
[5] - Limo sabbioso	9,35	7,80	9,35	(A.G.I.)	0,34
[6] - Ghiaia fine con sabbia	19,85	8,20	17,425	(A.G.I.)	0,32

**Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm<sup>2</sup>)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[2] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	221,21	277,10
[4] - Sabbia e sabbia limosa	12,29	3,60	12,29	687,21	578,93
[6] - Limo sabbioso	10,72	5,00	10,72	604,36	532,55
[4] - Sabbia limosa	15,19	5,60	15,19	838,64	658,93
[5] - Limo sabbioso	9,35	7,80	9,35	531,47	489,86
[6] - Ghiaia fine con sabbia	19,85	8,20	17,425	954,15	716,58

**Velocità onde di taglio**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[2] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	Ohta & Goto (1978) Limi	71,81
[4] - Sabbia e sabbia limosa	12,29	3,60	12,29	Ohta & Goto (1978) Limi	122,94
[6] - Limo sabbioso	10,72	5,00	10,72	Ohta & Goto (1978) Limi	136,65
[4] - Sabbia limosa	15,19	5,60	15,19	Ohta & Goto (1978) Limi	151,12
[5] - Limo sabbioso	9,35	7,80	9,35	Ohta & Goto (1978) Limi	145,38
[6] - Ghiaia fine con sabbia	19,85	8,20	17,425	Ohta & Goto (1978) Limi	167,55

**Liquefazione**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[2] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	Seed e Idriss (1971)	--
[4] - Sabbia e sabbia limosa	12,29	3,60	12,29	Seed e Idriss (1971)	--
[6] - Limo sabbioso	10,72	5,00	10,72	Seed e Idriss (1971)	--
[4] - Sabbia limosa	15,19	5,60	15,19	Seed e Idriss (1971)	--
[5] - Limo sabbioso	9,35	7,80	9,35	Seed e Idriss (1971)	--
[6] - Ghiaia fine con sabbia	19,85	8,20	17,425	Seed e Idriss (1971)	5,639

**Modulo di reazione Ko**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[2] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	Navfac 1971-1982	0,68
[4] - Sabbia e sabbia limosa	12,29	3,60	12,29	Navfac 1971-1982	2,58
[6] - Limo sabbioso	10,72	5,00	10,72	Navfac 1971-1982	2,26
[4] - Sabbia limosa	15,19	5,60	15,19	Navfac 1971-1982	3,16
[5] - Limo sabbioso	9,35	7,80	9,35	Navfac 1971-1982	1,96
[6] - Ghiaia fine con sabbia	19,85	8,20	17,425	Navfac 1971-1982	3,59

**Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
[2] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	Robertson 1983	7,36
[4] - Sabbia e sabbia limosa	12,29	3,60	12,29	Robertson 1983	24,58
[6] - Limo sabbioso	10,72	5,00	10,72	Robertson 1983	21,44
[4] - Sabbia limosa	15,19	5,60	15,19	Robertson 1983	30,38
[5] - Limo sabbioso	9,35	7,80	9,35	Robertson 1983	18,70
[6] - Ghiaia fine con sabbia	19,85	8,20	17,425	Robertson 1983	34,85

PROVA ...DPSH2

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda non rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI  
 14/12/2018  
 6,80 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	2	0,855	17,96	21,01	0,90	1,05
0,40	2	0,851	17,88	21,01	0,89	1,05
0,60	4	0,847	32,67	38,57	1,63	1,93
0,80	2	0,843	16,27	19,29	0,81	0,96
1,00	5	0,840	40,49	48,22	2,02	2,41
1,20	5	0,836	40,32	48,22	2,02	2,41
1,40	6	0,833	48,19	57,86	2,41	2,89
1,60	6	0,830	44,35	53,47	2,22	2,67
1,80	7	0,826	51,54	62,38	2,58	3,12
2,00	7	0,823	51,35	62,38	2,57	3,12
2,20	8	0,820	58,46	71,29	2,92	3,56
2,40	7	0,817	50,97	62,38	2,55	3,12
2,60	6	0,814	40,46	49,69	2,02	2,48
2,80	8	0,811	53,76	66,25	2,69	3,31
3,00	8	0,809	53,58	66,25	2,68	3,31
3,20	10	0,806	66,75	82,82	3,34	4,14
3,40	11	0,803	73,19	91,10	3,66	4,55
3,60	9	0,801	55,76	69,62	2,79	3,48
3,80	9	0,798	55,59	69,62	2,78	3,48
4,00	11	0,796	67,73	85,09	3,39	4,25
4,20	6	0,794	36,84	46,41	1,84	2,32
4,40	7	0,791	42,86	54,15	2,14	2,71
4,60	7	0,789	40,09	50,80	2,00	2,54
4,80	7	0,787	39,98	50,80	2,00	2,54
5,00	11	0,785	62,67	79,83	3,13	3,99
5,20	9	0,783	51,14	65,31	2,56	3,27
5,40	11	0,781	62,35	79,83	3,12	3,99
5,60	10	0,779	53,25	68,34	2,66	3,42
5,80	7	0,777	37,18	47,84	1,86	2,39
6,00	6	0,775	31,80	41,00	1,59	2,05
6,20	5	0,774	26,44	34,17	1,32	1,71
6,40	9	0,772	47,48	61,51	2,37	3,08
6,60	8	0,770	39,80	51,66	1,99	2,58
6,80	9	0,769	44,68	58,12	2,23	2,91

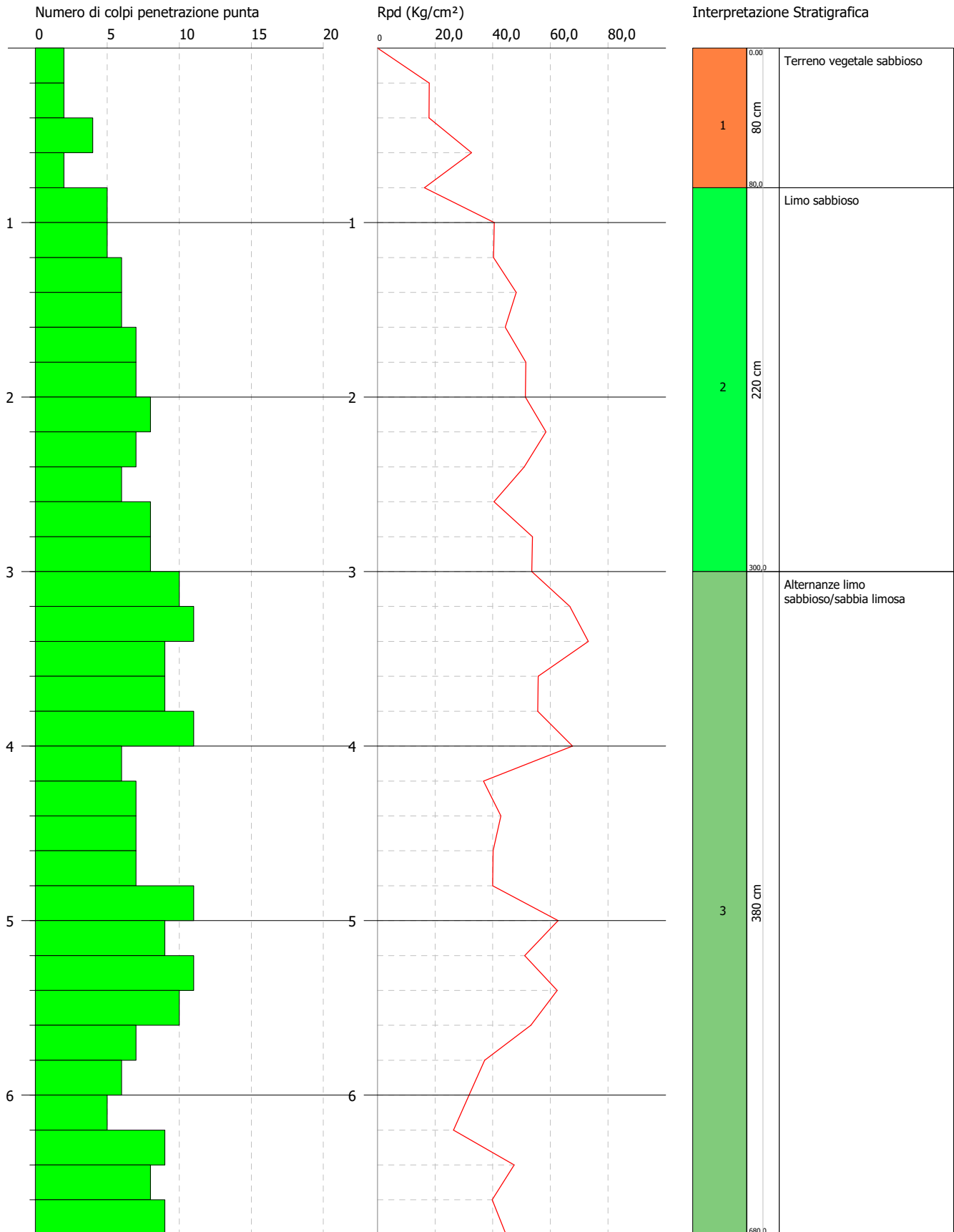
Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
0,8	2,5	24,97	Incoerente - coesivo	0	1,68	1,87	0,07	1,47	3,68	Terreno vegetale sabbioso
3	6,64	58,94	Incoerente	0	1,72	1,92	0,32	1,47	9,76	Limo sabbioso
6,8	8,53	62,53	Incoerente	0	1,81	1,93	0,86	1,47	12,54	Alternanze limo sabbioso/sabbia limosa

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH2  
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: COMUNE DI PAVIA  
 Cantiere: AREA SPETTACOLI VIAGGIANTI  
 Località: PAVIA - VIA ALZAIA

Data: 14/12/2018

Scala 1:31





			a falda	f 1956							BRIDGE SPECIFICATION			
[1] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	28,05	21,05	29,03	32,97	31,11	0	<30	22,43	28,1	30,12	23,58
[2] - Limo sabbioso	9,76	3,00	9,76	29,79	22,79	30,73	31,14	33,58	0	<30	27,1	29,93	37,66	28,97
[3] - Alternanze limo sabbioso/sabbia limosa	12,54	6,80	12,54	30,58	23,58	31,51	29,43	34,61	36,34	30-32	28,71	30,76	37,82	30,84

#### Modulo di Young (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menz enbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	---	29,44	---	---	---
[2] - Limo sabbioso	9,76	3,00	9,76	---	78,08	115,87	---	---
[3] - Alternanze limo sabbioso/sabbia limosa	12,54	6,80	12,54	252,77	100,32	148,67	274,05	137,70

#### Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	---	35,02	26,13	54,41
[2] - Limo sabbioso	9,76	3,00	9,76	---	47,51	69,30	81,53
[3] - Alternanze limo sabbioso/sabbia limosa	12,54	6,80	12,54	75,24	53,22	89,03	93,93

#### Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[2] - Limo sabbioso	9,76	3,00	9,76	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[3] - Alternanze limo sabbioso/sabbia limosa	12,54	6,80	12,54	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

#### Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	Meyerhof ed altri	1,48
[2] - Limo sabbioso	9,76	3,00	9,76	Meyerhof ed altri	1,72
[3] - Alternanze limo sabbioso/sabbia limosa	12,54	6,80	12,54	Meyerhof ed altri	1,81

#### Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Terreno vegetale sabbioso	3,68	0,80	3,68	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,88



[2] - Limo sabbioso	9,76	3,00	9,76	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,92
[3] - Alternanze limo sabbioso/sabbia limo	12,54	6,80	12,54	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,93

#### Modulo di Poisson

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Terreno vegeta sabbioso	3,68	0,80	3,68	(A.G.I.)	0,35
[2] - Limo sabbioso	9,76	3,00	9,76	(A.G.I.)	0,33
[3] - Alternanze limo sabbioso/sabbia limo	12,54	6,80	12,54	(A.G.I.)	0,33

#### Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - Terreno vegeta sabbioso	3,68	0,80	3,68	221,21	277,10
[2] - Limo sabbioso	9,76	3,00	9,76	553,35	502,88
[3] - Alternanze limo sabbioso/sabbia limo	12,54	6,80	12,54	700,35	586,10

#### Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Terreno vegeta sabbioso	3,68	0,80	3,68	Ohta & Goto (1978) Lim	71,81
[2] - Limo sabbioso	9,76	3,00	9,76	Ohta & Goto (1978) Lim	114,84
[3] - Alternanze limo sabbioso/sabbia limo	12,54	6,80	12,54	Ohta & Goto (1978) Lim	143,99

#### Liquefazione

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Terreno vegeta sabbioso	3,68	0,80	3,68	Seed e Idriss (197	--
[2] - Limo sabbioso	9,76	3,00	9,76	Seed e Idriss (197	--
[3] - Alternanze limo sabbioso/sabbia limo	12,54	6,80	12,54	Seed e Idriss (197	--

#### Modulo di reazione Ko

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[1] - Terreno vegeta sabbioso	3,68	0,80	3,68	Navfac 1971-198	0,68
[2] - Limo sabbioso	9,76	3,00	9,76	Navfac 1971-198	2,05
[3] - Alternanze limo sabbioso/sabbia limo	12,54	6,80	12,54	Navfac 1971-198	2,63

#### Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Terreno vegeta sabbioso	3,68	0,80	3,68	Robertson 198	7,36
[2] - Limo sabbioso	9,76	3,00	9,76	Robertson 198	19,52
[3] - Alternanze limo sabbioso/sabbia limo	12,54	6,80	12,54	Robertson 198	25,08

**Calcolo SLU - Meyerhof - approccio 2 - platea 10,0 x 10,0**

**Parametri geotecnici del terreno**

Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	( $\gamma$ )	t/mc	1,85
Angolo di attrito interno	( $\varphi$ )	°	29,54
Coesione	(c')	t/m <sup>2</sup>	0,00
Kp			2,95
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	( $\gamma_r$ )	t/mc	1,60

dati calcolati

**Caratteristiche geometriche della fondazione**

Larghezza fondazione	B	m	10,00
Lunghezza fondazione	L	m	10,00
Eccentricità larghezza	e <sub>x</sub>	m	0,00
Approfondimento	D	m	0,80
Inclinazione carico	i	°	0,00
Larghezza ridotta	B'	m	10,00

**Coefficienti di fondazione**

N <sub>q</sub>	17,4692	$e^{(\pi \cdot \tan \varphi)}$ tg <sup>2</sup> (45° + $\varphi/2$ )
N <sub><math>\gamma</math></sub>	14,4971	(N <sub>q</sub> - 1) tg (1,4 $\varphi$ )
N <sub>c</sub>	29,0618	(N <sub>q</sub> - 1) ctg ( $\varphi$ )

**Fattori di forma**

s <sub>c</sub>	1,5890	1 + 0,2 * Kp (B/L)
s <sub>q</sub> = s <sub><math>\gamma</math></sub>	1,2945	1 + 0,1 * Kp (B/L)

**Fattori di profondità**

d <sub>c</sub>	1,0275	1 + 0,2 Kp <sup>1/2</sup> * D/B
d <sub>q</sub> = d <sub><math>\gamma</math></sub>	1,0137	1 + 0,1 Kp <sup>1/2</sup> * D/B

**Fattori di inclinazione del carico**

i <sub>q</sub> = i <sub>c</sub>	1,0000	(1 - i°/90) <sup>2</sup>
i <sub><math>\gamma</math></sub>	1,0000	(1 - i°/1 $\varphi$ ) <sup>2</sup>

**Calcolo del carico limite**

29,3431	$\gamma_r * D * N_q * s_q * d_q * i_q$
175,9729	$0,5 * B' * \gamma * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$
0,0000	$c' * N_c * s_c * d_c * i_c$

**Compendio di calcolo**

0,51557	$\varphi$ in rad
0,566695	tg $\varphi$
1,780324	$\pi * \tan \varphi$
5,931771	$e^{\pi \tan \varphi}$
1,493031	1 + sen $\varphi$
0,506969	1 - sen $\varphi$
2,945015	$(1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) = K_p$
0,721798	1,4 * $\varphi$
0,880255	tg 1,4 $\varphi$
16,46915	N <sub>q</sub> - 1
1,764618	ctg $\varphi$
0,589003	0,2 Kp*(B/L)
0,294501	0,1 Kp*(B/L)
1,716105	Kp <sup>1/2</sup>
0,027458	0,2 Kp <sup>1/2</sup> * D/B
0,013729	0,1 Kp <sup>1/2</sup> * D/B
1	1 - i°/90
1	1 - i°/1 $\varphi$

**Q<sub>amm</sub>** = (gr \* D \* N<sub>q</sub> \* s<sub>q</sub> \* d<sub>q</sub> \* i<sub>q</sub>) + (c' \* N<sub>c</sub> \* s<sub>c</sub> \* d<sub>c</sub> \* i<sub>c</sub>) + (0,5 \* B' \* g \* N<sub>g</sub> \* s<sub>g</sub> \* d<sub>g</sub> \* i<sub>g</sub>)

Q ult	t/m <sup>2</sup>	205,3160	TOTALE
Q ult	Kg/cm <sup>2</sup>	20,5316	
SLU	$\gamma_R = 1,8$	11,4064	

PROVA ...DPSH3

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI  
 14/12/2018  
 9,20 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Ch	Res. dinamica ridott (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile riduzione Herminier Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	3	0,855	26,94	31,52	1,35	1,58
0,40	1	0,851	8,94	10,51	0,45	0,53
0,60	1	0,847	8,17	9,64	0,41	0,48
0,80	1	0,843	8,13	9,64	0,41	0,48
1,00	1	0,840	8,10	9,64	0,40	0,48
1,20	1	0,836	8,06	9,64	0,40	0,48
1,40	2	0,833	16,06	19,29	0,80	0,96
1,60	2	0,830	14,78	17,82	0,74	0,89
1,80	1	0,826	7,36	8,91	0,37	0,45
2,00	1	0,823	7,34	8,91	0,37	0,45
2,20	4	0,820	29,23	35,64	1,46	1,78
2,40	3	0,817	21,84	26,73	1,09	1,34
2,60	2	0,814	13,49	16,56	0,67	0,83
2,80	5	0,811	33,60	41,41	1,68	2,07
3,00	6	0,809	40,18	49,69	2,01	2,48
3,20	4	0,806	26,70	33,13	1,34	1,66
3,40	3	0,803	19,96	24,85	1,00	1,24
3,60	3	0,801	18,59	23,21	0,93	1,16
3,80	3	0,798	18,53	23,21	0,93	1,16
4,00	2	0,796	12,32	15,47	0,62	0,77
4,20	2	0,794	12,28	15,47	0,61	0,77
4,40	2	0,791	12,24	15,47	0,61	0,77
4,60	2	0,789	11,45	14,51	0,57	0,73
4,80	3	0,787	17,14	21,77	0,86	1,09
5,00	3	0,785	17,09	21,77	0,85	1,09
5,20	3	0,783	17,05	21,77	0,85	1,09
5,40	4	0,781	22,67	29,03	1,13	1,45
5,60	7	0,779	37,27	47,84	1,86	2,39
5,80	7	0,777	37,18	47,84	1,86	2,39
6,00	6	0,775	31,80	41,00	1,59	2,05
6,20	6	0,774	31,73	41,00	1,59	2,05
6,40	8	0,772	42,21	54,67	2,11	2,73
6,60	9	0,770	44,77	58,12	2,24	2,91
6,80	11	0,769	54,61	71,04	2,73	3,55
7,00	12	0,767	59,45	77,49	2,97	3,87
7,20	14	0,716	64,70	90,41	3,24	4,52
7,40	14	0,714	64,57	90,41	3,23	4,52
7,60	14	0,713	61,07	85,69	3,05	4,28
7,80	15	0,711	65,31	91,81	3,27	4,59
8,00	17	0,710	73,87	104,05	3,69	5,20
8,20	21	0,659	84,65	128,54	4,23	6,43
8,40	18	0,707	77,92	110,18	3,90	5,51
8,60	18	0,706	73,92	104,71	3,70	5,24
8,80	19	0,705	77,89	110,53	3,89	5,53
9,00	18	0,703	73,66	104,71	3,68	5,24
9,20	17	0,702	69,45	98,89	3,47	4,94

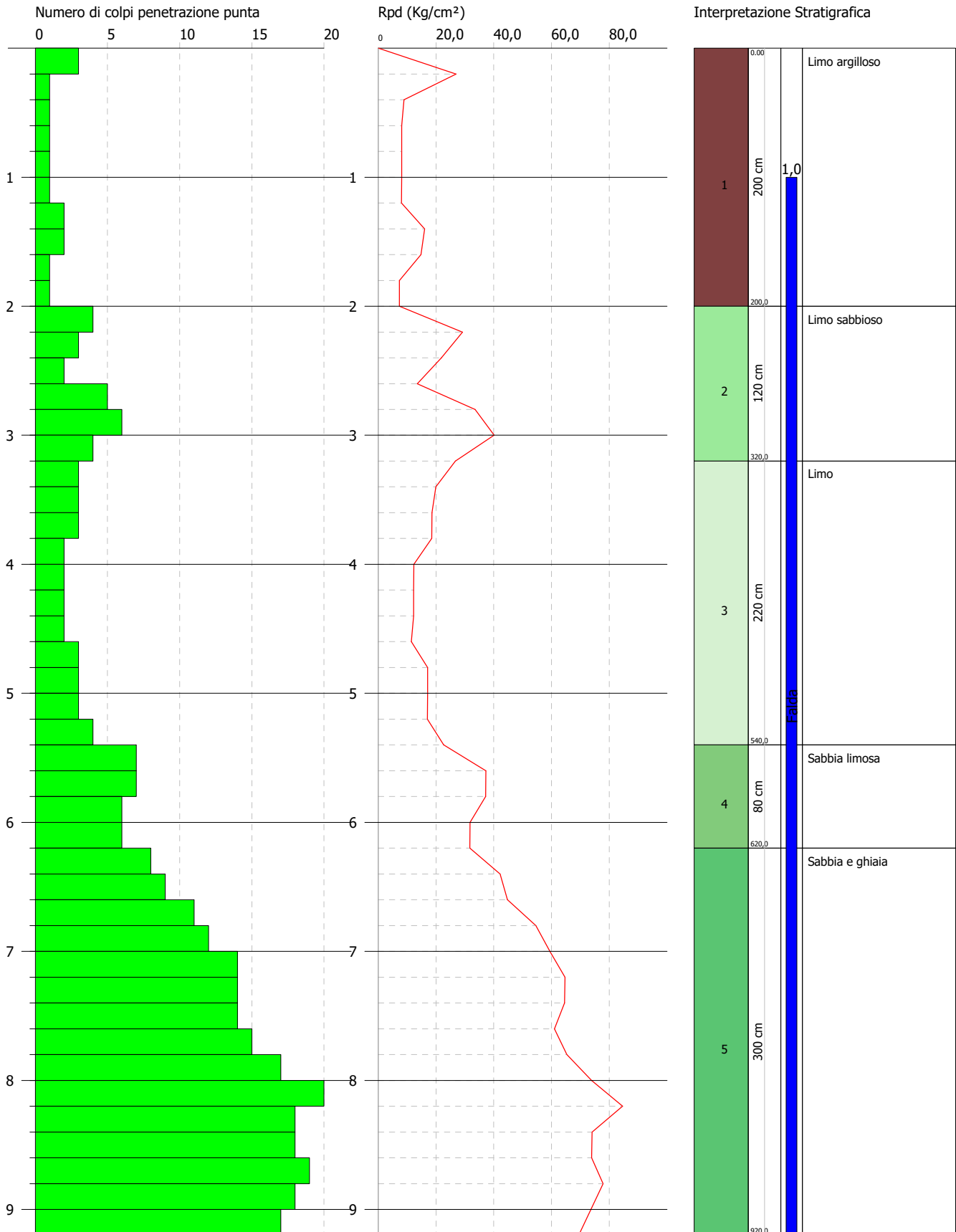
Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità d volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità d volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. cor Nspt	Nspt	Descrizione
2	1,4	13,55	Incoerente - coesivo	0	1,57	1,85	0,16	1,47	2,06	Limo argilloso
3,2	4	33,86	Incoerente	0	1,74	1,92	0,3	1,47	5,88	Limo sabbioso
5,4	2,73	20,59	Incoerente	0	1,71	1,91	0,45	1,47	4,01	Limo
6,2	6,5	44,42	Incoerente	0	1,8	1,93	0,59	1,47	9,56	Sabbia limosa
9,2	15	92,08	Incoerente	0	1,96	1,97	0,77	1,47	22,05	Sabbia e ghiaia

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH3  
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: COMUNE DI PAVIA  
 Cantiere: ALVEO ROGGIA VERNAVOLA - PONTE PISTA CICLABILE  
 Località: PAVIA

Data: 14/12/2018

Scala 1:42



**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH3**

**TERRENI COESIVI**

**Coesione non drenata (Kg/cm<sup>2</sup>)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi-Peck	Sanglerat	Terzaghi-Peck (1948)	U.S.D.M. S.M	Schmertmann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begeman	De Beer
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	0,13	0,26	0,15	0,08	0,20	0,41	0,19	0,59	0,10	0,14	0,26

**Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	Robertson (1983)	4,12

**Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	9,45	30,90	22,80	25,75

**Modulo di Young (Kg/cm<sup>2</sup>)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	3,29	20,60

**Classificazione AGI**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE

**Peso unità di volume**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	Meyerhof ed altri	1,57

**Peso unità di volume saturo**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	Meyerhof ed altri	1,85

**Velocità onde di taglio**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	Ohta & Goto (1978) Limi	77,52

**TERRENI INCOERENTI**

**Densità relativa**

	Intestazione NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	8,8	32,56	39,27	12,56
[2] - Limo sabbioso	5,88	3,20	24,29	50,99	54,86	23,14
[3] - Limo	4,01	5,40	15,19	39,17	40,92	18,15
[4] - Sabbia limosa	9,56	6,20	29,09	57,17	57,83	32,01
[5] - Sabbia e ghiaia	22,05	9,20	40,34	74,49	73,92	48,98

**Angolo di resistenza al taglio**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thomburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukui 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	2,06	27,59	20,59	28,58	30,19	30,4	0	<30	20,56	27,62	24,71	21,42
[2] - Limo sabbioso	5,88	3,20	5,88	28,68	21,68	29,65	30,5	32,04	0	<30	24,39	28,76	33,34	25,84
[3] - Limo	4,01	5,40	4,01	28,15	21,15	29,12	28,97	31,25	0	<30	22,76	28,2	29,4	23,96

[4] - Sabbia limosa	9,56	6,20	9,56	29,73	22,73	30,68	29,8	33,5	0	<30	26,97	29,87	36,47	28,83
[5] - Sabbia e ghiaia	22,05	9,20	18,525	32,29	25,29	33,19	30,29	36,62	38,43	30-32	31,67	32,56	41,55	34,25

#### Modulo di Young (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzel (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	2,06	---	16,48	---	---	---
[2] - Limo sabbioso	5,88	3,20	5,88	---	47,04	---	---	---
[3] - Limo	4,01	5,40	4,01	---	32,08	---	---	---
[4] - Sabbia limosa	9,56	6,20	9,56	---	76,48	113,51	---	---
[5] - Sabbia e ghiaia	22,05	9,20	18,525	307,22	148,20	219,29	318,94	167,62

#### Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglera (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	2,06	---	31,70	14,63	47,19
[2] - Limo sabbioso	5,88	3,20	5,88	---	39,54	41,75	64,22
[3] - Limo	4,01	5,40	4,01	---	35,70	28,47	55,88
[4] - Sabbia limosa	9,56	6,20	9,56	---	47,10	67,88	80,64
[5] - Sabbia e ghiaia	22,05	9,20	18,525	111,15	65,52	131,53	120,62

#### Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	2,06	Classificazione A.G	SCIOLTO
[2] - Limo sabbioso	5,88	3,20	5,88	Classificazione A.G	POCO ADDENSATO
[3] - Limo	4,01	5,40	4,01	Classificazione A.G	POCO ADDENSATO
[4] - Sabbia limosa	9,56	6,20	9,56	Classificazione A.G	POCO ADDENSATO
[5] - Sabbia e ghiaia	22,05	9,20	18,525	Classificazione A.G	MODERATAMENTE ADDENSATO

#### Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	2,06	Meyerhof ed altri	1,40
[2] - Limo sabbioso	5,88	3,20	5,88	Meyerhof ed altri	1,58
[3] - Limo	4,01	5,40	4,01	Meyerhof ed altri	1,50
[4] - Sabbia limosa	9,56	6,20	9,56	Meyerhof ed altri	1,72
[5] - Sabbia e ghiaia	22,05	9,20	18,525	Meyerhof ed altri	1,96

#### Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	2,06	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,87
[2] - Limo sabbioso	5,88	3,20	5,88	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,89
[3] - Limo	4,01	5,40	4,01	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,88
[4] - Sabbia limosa	9,56	6,20	9,56	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,92
[5] - Sabbia e ghiaia	22,05	9,20	18,525	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,97

**Modulo di Poisson**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	2,06	(A.G.I.)	0,35
[2] - Limo sabbioso	5,88	3,20	5,88	(A.G.I.)	0,34
[3] - Limo	4,01	5,40	4,01	(A.G.I.)	0,35
[4] - Sabbia limosa	9,56	6,20	9,56	(A.G.I.)	0,34
[5] - Sabbia e ghiaia	22,05	9,20	18,525	(A.G.I.)	0,32

**Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm<sup>2</sup>)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	2,06	128,22	194,39
[2] - Limo sabbioso	5,88	3,20	5,88	343,66	368,98
[3] - Limo	4,01	5,40	4,01	239,81	292,03
[4] - Sabbia limosa	9,56	6,20	9,56	542,68	496,56
[5] - Sabbia e ghiaia	22,05	9,20	18,525	1010,66	743,89

**Velocità onde di taglio**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	2,06	Ohta & Goto (1978) Lim	77,52
[2] - Limo sabbioso	5,88	3,20	5,88	Ohta & Goto (1978) Lim	111,77
[3] - Limo	4,01	5,40	4,01	Ohta & Goto (1978) Lim	115,27
[4] - Sabbia limosa	9,56	6,20	9,56	Ohta & Goto (1978) Lim	141,93
[5] - Sabbia e ghiaia	22,05	9,20	18,525	Ohta & Goto (1978) Lim	168,09

**Liquefazione**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	2,06	Seed e Idriss (197)	--
[2] - Limo sabbioso	5,88	3,20	5,88	Seed e Idriss (197)	2,755
[3] - Limo	4,01	5,40	4,01	Seed e Idriss (197)	1,925
[4] - Sabbia limosa	9,56	6,20	9,56	Seed e Idriss (197)	2,823
[5] - Sabbia e ghiaia	22,05	9,20	18,525	Seed e Idriss (197)	6,8

**Modulo di reazione Ko**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	2,06	Navfac 1971-198	0,28
[2] - Limo sabbioso	5,88	3,20	5,88	Navfac 1971-198	1,19
[3] - Limo	4,01	5,40	4,01	Navfac 1971-198	0,75
[4] - Sabbia limosa	9,56	6,20	9,56	Navfac 1971-198	2,01
[5] - Sabbia e ghiaia	22,05	9,20	18,525	Navfac 1971-198	3,79

**Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Limo argilloso	2,06	2,00	2,06	Robertson 198	4,12
[2] - Limo sabbioso	5,88	3,20	5,88	Robertson 198	11,76
[3] - Limo	4,01	5,40	4,01	Robertson 198	8,02
[4] - Sabbia limosa	9,56	6,20	9,56	Robertson 198	19,12
[5] - Sabbia e ghiaia	22,05	9,20	18,525	Robertson 198	37,05

## PALI TRIVELLATI - massimo nove strati differenti

### DATI DI INGRESSO

D	diametro del palo	0,15	[m]	FS	coeff. sicurezza	4,00	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	9,20	[m]				
$z_w$	profondità della falda dal p.c.	1,00	[m]				
$f_{cd}$	resistenza di calcolo del c.l.s.	13,20	[Mpa]				

**NOTA**  
Devono essere compilati tutti i campi in azzurro

NOTA: è sempre necessario inserire uno strato avente profondità uguale alla falda

n° strato	tipo terreno	$\Delta H_i$ [m]	$H_f$ [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_{SPT}$ [-]	$\phi$ [°]	$K$ [-]	$c_u$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$c_a$ [kPa]
1	limo arg.	2,00	2,00	18,00	8,00	2,06	28,58	0,70	0,13	0,70	0,09
2	limo sabb.	1,20	3,20	17,00	7,00	5,88	29,65	0,70	0,00	0,00	0,00
3	limo	2,20	5,40	16,00	6,00	4,01	29,12	0,70	0,00	0,00	0,00
4	sabbia lim.	0,80	6,20	18,00	8,00	9,56	30,68	0,70	0,00	0,00	0,00
5	sabb/ghiaia	3,00	9,20	20,00	10,00	22,05	33,19	0,70	0,00	0,00	0,00

LEGENDA	
$\Delta H_i$	spessore dello strato
$H_f$	profondità dello strato dal p.c.
$\gamma_n$	peso specifico del terreno naturale
$\gamma'$	peso specifico efficace
$N_{SPT}$	Numero colpi al piede (solo granulari)
$\phi$	angolo di attrito (solo granulari)
$K$	rapporto tra $\sigma_v/\sigma_v$
$c_u$	coesione non drenata (solo coesivi)
$c_a$	adesione (solo coesivi)

### Congruenza dei dati

Congruenza sulla lunghezza: OK  
 Congruenza sulla stratigrafia: OK

### PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzanizev

n° strato	tipo terreno	$\Delta H_i$ [m]	$H_f$ [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_{SPT}$ [-]	$\phi$ [°]	$K$ [-]	$c_u$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$c_a$ [kPa]
5		3,00	9,20	20,00	10,00	22,05	33,19	0,70	0,00	0,00	0,00

$A_b$	Area della base del palo	0,02	[m <sup>2</sup> ]			
$\sigma_{vl}$	Pressione geostatica di base	74	[kPa]	$\phi$	26	30
$N_c = v \cdot B_k$	Coef. di pressione geostatica	73		$B_k$	20,00	33,00
$c$	Coesione alla base	0,00	[kPa]		34	37
$N_c$	Coef. di coesione	9			37	40
$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	95,46	[kN]		34	37
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	23,87	[kN]		37	40

Tabella per il calcolo di  $B_k$

Tabella per il calcolo di  $v$

### PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

$\sigma_{n,i}$	$\sigma_{v,j}$	$\sigma_{v,j+1}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{n,med}$	$c_a$	$s$
$\sigma_{n,1}$	0	16	8	5,6	0,09	3,14
$\sigma_{n,2}$	16	24,4	20,2	14,14	0,00	8,05
$\sigma_{n,3}$	24,4	37,6	31	21,7	0,00	12,09
$\sigma_{n,4}$	37,6	44	40,8	28,56	0,00	16,94
$\sigma_{n,5}$	44	74	59	41,3	0,00	27,02
$\sigma_{n,6}$	0	0	0	0	0,00	0,00
$\sigma_{n,7}$	0	0	0	0	0,00	0,00
$\sigma_{n,8}$	0	0	0	0	0,00	0,00
$\sigma_{n,9}$	0	0	0	0	0,00	0,00

$$s = c_{a,i} + \sigma_{n,med,i} \tan \phi$$

$Q_{l,lim}$	Portata limite laterale	64,62	[kN]	<b>Peso proprio palo</b>	4,06	[kN]	• tenere in conto nel calcolo della portata
$Q_{l,amm}$	Portata amm. laterale	16,16	[kN]				◦ non tenere in conto nel calcolo della portata

PORTATA TOTALE LIMITE	156	[kN]
PORTATA TOTALE AMMISSIBILE	39	[kN]



## PALI TRIVELLATI - massimo nove strati differenti

### DATI DI INGRESSO

D	diametro del palo	0,30	[m]	FS	coeff. sicurezza	4,00	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	9,20	[m]				
$z_w$	profondità della falda dal p.c.	1,00	[m]				
$f_{cd}$	resistenza di calcolo del c.l.s.	13,20	[Mpa]				

**NOTA**  
Devono essere compilati tutti i campi in azzurro

NOTA: è sempre necessario inserire uno strato avente profondità uguale alla falda

n° strato	tipo terreno	$\Delta H_i$ [m]	$H_f$ [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_{SPT}$ [-]	$\phi$ [°]	$K$ [-]	$c_u$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$c_a$ [kPa]
1	limo arg.	2,00	2,00	18,00	8,00	2,06	28,58	0,70	0,13	0,70	0,09
2	limo sabb.	1,20	3,20	17,00	7,00	5,88	29,65	0,70	0,00	0,00	0,00
3	limo	2,20	5,40	16,00	6,00	4,01	29,12	0,70	0,00	0,00	0,00
4	sabbia lim.	0,80	6,20	18,00	8,00	9,56	30,68	0,70	0,00	0,00	0,00
5	sabb/ghiaia	3,00	9,20	20,00	10,00	22,05	33,19	0,70	0,00	0,00	0,00

LEGENDA	
$\Delta H_i$	spessore dello strato
$H_f$	profondità dello strato dal p.c.
$\gamma_n$	peso specifico del terreno naturale
$\gamma'$	peso specifico efficace
$N_{SPT}$	Numero colpi al piede (solo granulari)
$\phi$	angolo di attrito (solo granulari)
$K$	rapporto tra $\sigma_v/\sigma_v$
$c_u$	coesione non drenata (solo coesivi)
$c_a$	adesione (solo coesivi)

### Congruenza dei dati

Congruenza sulla lunghezza: OK  
 Congruenza sulla stratigrafia: OK

### PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzanizev

n° strato	tipo terreno	$\Delta H_i$ [m]	$H_f$ [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_{SPT}$ [-]	$\phi$ [°]	$K$ [-]	$c_u$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$c_a$ [kPa]
5		3,00	9,20	20,00	10,00	22,05	33,19	0,70	0,00	0,00	0,00

$A_b$	Area della base del palo	0,07	[m <sup>2</sup> ]						
$\sigma_{vl}$	Pressione geostatica di base	74	[kPa]	$\phi$	26	30	34	37	40
$N_c = v \cdot B_k$	Coef. di pressione geostatica	73		$B_k$	20,00	33,00	63,00	104,00	186,00
$c$	Coesione alla base	0,00	[kPa]	$H/D$	26	30	34	37	40
$N_c$	Coef. di coesione	9		5,00	0,75	0,77	0,81	0,83	0,85
				10,00	0,62	0,67	0,73	0,76	0,79
				15,00	0,55	0,61	0,68	0,73	0,77
$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	381,84	[kN]	20,00	0,49	0,57	0,65	0,71	0,75
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	95,46	[kN]	25,00	0,44	0,53	0,63	0,70	0,74

Tabella per il calcolo di  $B_k$

Tabella per il calcolo di  $v$

### PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

$\sigma_{n,i}$	$\sigma_{v,j}$	$\sigma_{v,j+1}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{n,med}$	$c_a$	$s$
$\sigma_{n,1}$	0	16	8	5,6	0,09	3,14
$\sigma_{n,2}$	16	24,4	20,2	14,14	0,00	8,05
$\sigma_{n,3}$	24,4	37,6	31	21,7	0,00	12,09
$\sigma_{n,4}$	37,6	44	40,8	28,56	0,00	16,94
$\sigma_{n,5}$	44	74	59	41,3	0,00	27,02
$\sigma_{n,6}$	0	0	0	0	0,00	0,00
$\sigma_{n,7}$	0	0	0	0	0,00	0,00
$\sigma_{n,8}$	0	0	0	0	0,00	0,00
$\sigma_{n,9}$	0	0	0	0	0,00	0,00

$$s = c_{a,i} + \sigma_{n,med,i} \tan \phi$$

$Q_{l,lim}$	Portata limite laterale	129,25	[kN]	<b>Peso proprio palo</b>	16,26	[kN]	•	tenere in conto nel calcolo della portata
$Q_{l,amm}$	Portata amm. laterale	32,31	[kN]				◦	non tenere in conto nel calcolo della portata

PORTATA TOTALE LIMITE	495	[kN]
PORTATA TOTALE AMMISSIBILE	124	[kN]

## PALI TRIVELLATI - massimo nove strati differenti

### DATI DI INGRESSO

D	diametro del palo	0,50	[m]	FS	coeff. sicurezza	4,00	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	9,20	[m]				
$z_w$	profondità della falda dal p.c.	1,00	[m]				
$f_{cd}$	resistenza di calcolo del c.l.s.	13,20	[Mpa]				

**NOTA**  
Devono essere compilati tutti i campi in azzurro

NOTA: è sempre necessario inserire uno strato avente profondità uguale alla falda

n° strato	tipo terreno	$\Delta H_i$ [m]	$H_f$ [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_{SPT}$ [-]	$\phi$ [°]	$K$ [-]	$c_u$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$c_a$ [kPa]
1	limo arg.	2,00	2,00	18,00	8,00	2,06	28,58	0,70	0,13	0,70	0,09
2	limo sabb.	1,20	3,20	17,00	7,00	5,88	29,65	0,70	0,00	0,00	0,00
3	limo	2,20	5,40	16,00	6,00	4,01	29,12	0,70	0,00	0,00	0,00
4	sabbia lim.	0,80	6,20	18,00	8,00	9,56	30,68	0,70	0,00	0,00	0,00
5	sabb/ghiaia	3,00	9,20	20,00	10,00	22,05	33,19	0,70	0,00	0,00	0,00

LEGENDA	
$\Delta H_i$	spessore dello strato
$H_f$	profondità dello strato dal p.c.
$\gamma_n$	peso specifico del terreno naturale
$\gamma'$	peso specifico efficace
$N_{SPT}$	Numero colpi al piede (solo granulari)
$\phi$	angolo di attrito (solo granulari)
$K$	rapporto tra $\sigma_v/\sigma_v$
$c_u$	coesione non drenata (solo coesivi)
$c_a$	adesione (solo coesivi)

### Congruenza dei dati

Congruenza sulla lunghezza: OK  
 Congruenza sulla stratigrafia: OK

### PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzanizev

n° strato	tipo terreno	$\Delta H_i$ [m]	$H_f$ [m]	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_{SPT}$ [-]	$\phi$ [°]	$K$ [-]	$c_u$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$c_a$ [kPa]
5		3,00	9,20	20,00	10,00	22,05	33,19	0,70	0,00	0,00	0,00

$A_b$	Area della base del palo	0,20	[m <sup>2</sup> ]						
$\sigma_{vl}$	Pressione geostatica di base	74	[kPa]	$\phi$	26	30	34	37	40
$N_c = v \cdot B_k$	Coef. di pressione geostatica	73		$B_k$	20,00	33,00	63,00	104,00	186,00
$c$	Coesione alla base	0,00	[kPa]	$H/D$	26	30	34	37	40
$N_c$	Coef. di coesione	9		5,00	0,75	0,77	0,81	0,83	0,85
				10,00	0,62	0,67	0,73	0,76	0,79
$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	1060,68	[kN]	15,00	0,55	0,61	0,68	0,73	0,77
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	265,17	[kN]	20,00	0,49	0,57	0,65	0,71	0,75
				25,00	0,44	0,53	0,63	0,70	0,74

Tabella per il calcolo di  $B_k$

Tabella per il calcolo di  $v$

### PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

$\sigma_{n,i}$	$\sigma_{v,j}$	$\sigma_{v,j+1}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{n,med}$	$c_a$	$s$
$\sigma_{n,1}$	0	16	8	5,6	0,09	3,14
$\sigma_{n,2}$	16	24,4	20,2	14,14	0,00	8,05
$\sigma_{n,3}$	24,4	37,6	31	21,7	0,00	12,09
$\sigma_{n,4}$	37,6	44	40,8	28,56	0,00	16,94
$\sigma_{n,5}$	44	74	59	41,3	0,00	27,02
$\sigma_{n,6}$	0	0	0	0	0,00	0,00
$\sigma_{n,7}$	0	0	0	0	0,00	0,00
$\sigma_{n,8}$	0	0	0	0	0,00	0,00
$\sigma_{n,9}$	0	0	0	0	0,00	0,00

$$s = c_{a,i} + \sigma_{n,med,i} \tan \phi$$

$Q_{l,lim}$	Portata limite laterale	215,42	[kN]	<b>Peso proprio palo</b>	45,16	[kN]	•	tenere in conto nel calcolo della portata
$Q_{l,amm}$	Portata amm. laterale	53,85	[kN]				°	non tenere in conto nel calcolo della portata

PORTATA TOTALE LIMITE	1231	[kN]
PORTATA TOTALE AMMISSIBILE	308	[kN]

PROVA ...DPSH4

Strumento utilizzato...  
 Prova eseguita in data  
 Profondità prova  
 Falda rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI  
 14/12/2018  
 8,00 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Ch	Res. dinamica ridott (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile riduzione Herminier Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	2	0,855	17,96	21,01	0,90	1,05
0,40	1	0,851	8,94	10,51	0,45	0,53
0,60	1	0,847	8,17	9,64	0,41	0,48
0,80	1	0,843	8,13	9,64	0,41	0,48
1,00	1	0,840	8,10	9,64	0,40	0,48
1,20	1	0,836	8,06	9,64	0,40	0,48
1,40	1	0,833	8,03	9,64	0,40	0,48
1,60	1	0,830	7,39	8,91	0,37	0,45
1,80	2	0,826	14,73	17,82	0,74	0,89
2,00	2	0,823	14,67	17,82	0,73	0,89
2,20	1	0,820	7,31	8,91	0,37	0,45
2,40	2	0,817	14,56	17,82	0,73	0,89
2,60	1	0,814	6,74	8,28	0,34	0,41
2,80	4	0,811	26,88	33,13	1,34	1,66
3,00	5	0,809	33,49	41,41	1,67	2,07
3,20	5	0,806	33,38	41,41	1,67	2,07
3,40	6	0,803	39,92	49,69	2,00	2,48
3,60	4	0,801	24,78	30,94	1,24	1,55
3,80	3	0,798	18,53	23,21	0,93	1,16
4,00	4	0,796	24,63	30,94	1,23	1,55
4,20	3	0,794	18,42	23,21	0,92	1,16
4,40	4	0,791	24,49	30,94	1,22	1,55
4,60	2	0,789	11,45	14,51	0,57	0,73
4,80	3	0,787	17,14	21,77	0,86	1,09
5,00	3	0,785	17,09	21,77	0,85	1,09
5,20	3	0,783	17,05	21,77	0,85	1,09
5,40	4	0,781	22,67	29,03	1,13	1,45
5,60	5	0,779	26,62	34,17	1,33	1,71
5,80	5	0,777	26,56	34,17	1,33	1,71
6,00	6	0,775	31,80	41,00	1,59	2,05
6,20	7	0,774	37,01	47,84	1,85	2,39
6,40	8	0,772	42,21	54,67	2,11	2,73
6,60	7	0,770	34,82	45,20	1,74	2,26
6,80	12	0,769	59,57	77,49	2,98	3,87
7,00	11	0,767	54,50	71,04	2,72	3,55
7,20	12	0,766	59,33	77,49	2,97	3,87
7,40	11	0,764	54,28	71,04	2,71	3,55
7,60	15	0,713	65,44	91,81	3,27	4,59
7,80	15	0,711	65,31	91,81	3,27	4,59
8,00	18	0,710	78,21	110,18	3,91	5,51

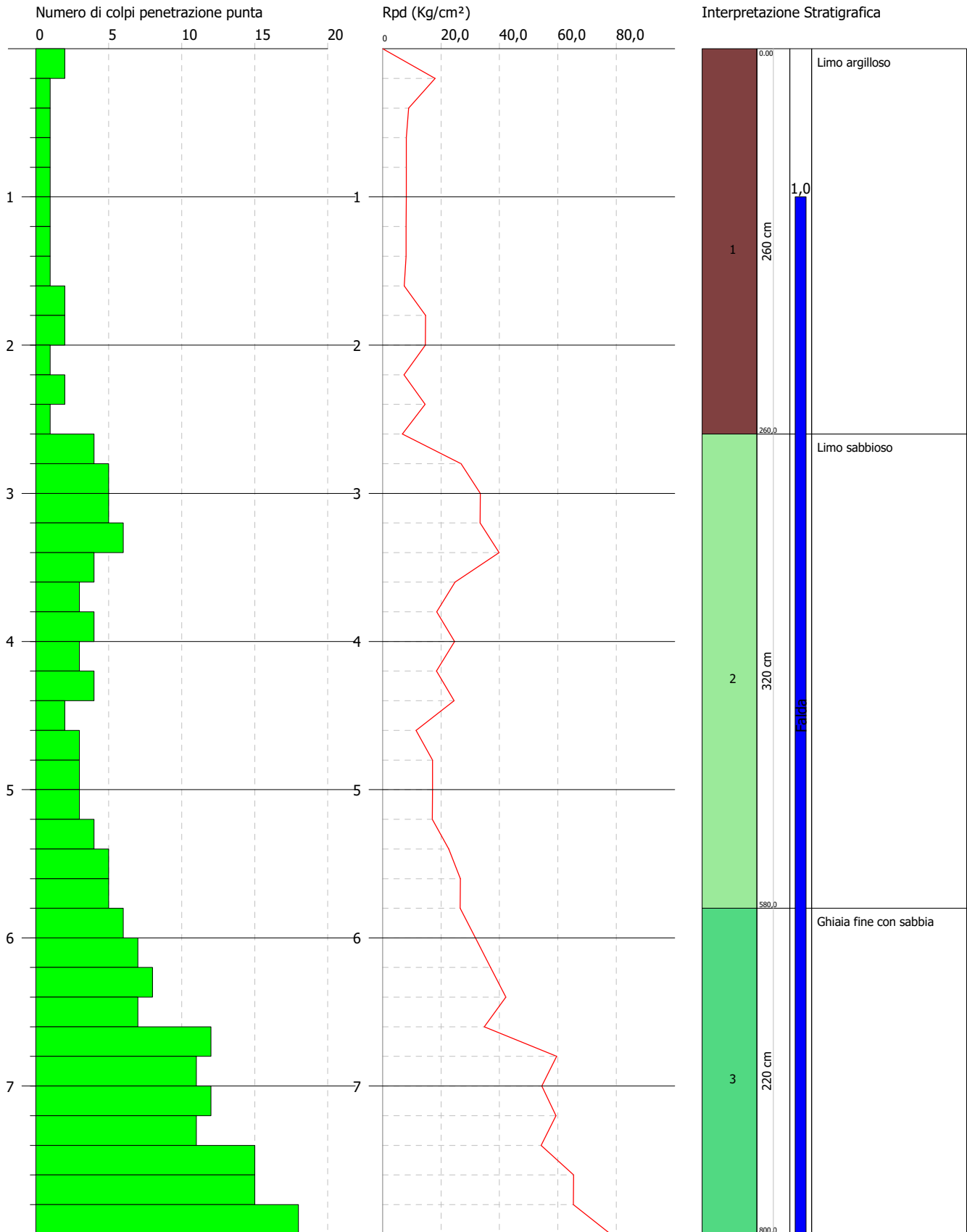
Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità d volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità d volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. cor Nspt	Nspt	Descrizione
2,6	1,4	13,04	Incoerente	0	1,4	1,87	0,17	1,47	2,06	Limo argilloso
5,8	3,94	30,13	Incoerente	0	1,74	1,92	0,43	1,47	5,79	Limo sabbioso
8	11,09	70,87	Incoerente	0	1,9	1,95	0,68	1,47	16,3	Ghiaia fine con sabbia

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH4  
 Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: COMUNE DI PAVIA  
 Cantiere: ALVEO ROGGIA VERNAVOLA - PONTE PISTA CICLABILE  
 Località: PAVIA

Data: 14/12/2018

Scala 1:37



## TERRENI INCOERENTI

### Densità relativa

	Intestazione NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Limo argilloso	2,06	2,60	8,66	32,39	38,7	12,56
[2] - Limo sabbioso	5,79	5,80	21,96	47,61	49,54	22,91
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,3	8,00	38,02	70,77	70,56	44,18

### Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanes National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - Limo argilloso	2,06	2,60	2,06	27,59	20,59	28,58	30,07	30,4	0	<30	20,56	27,62	24,68	21,42
[2] - Limo sabbioso	5,79	5,80	5,79	28,65	21,65	29,62	29,7	32	0	<30	24,32	28,74	32,71	25,76
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,3	8,00	15,65	31,47	24,47	32,38	30,3	35,69	37,91	30-32	30,32	31,69	40,43	32,69

### Modulo di Young (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzelnbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Limo argilloso	2,06	2,60	2,06	---	16,48	---	---	---
[2] - Limo sabbioso	5,79	5,80	5,79	---	46,32	---	---	---
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,3	8,00	15,65	282,38	125,20	185,37	297,38	153,25

### Modulo Edometrico (Kg/cm<sup>2</sup>)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglera (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Limo argilloso	2,06	2,60	2,06	---	31,70	14,63	47,19
[2] - Limo sabbioso	5,79	5,80	5,79	---	39,36	41,11	63,82
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,3	8,00	15,65	93,90	59,61	111,11	107,80

### Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Limo argilloso	2,06	2,60	2,06	Classificazione A.G	SCIOLTO
[2] - Limo sabbioso	5,79	5,80	5,79	Classificazione A.G	POCO ADDENSATO
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,3	8,00	15,65	Classificazione A.G	MODERATAMENTE ADDENSATO

### Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Limo argilloso	2,06	2,60	2,06	Meyerhof ed altri	1,40
[2] - Limo sabbioso	5,79	5,80	5,79	Meyerhof ed altri	1,57
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,3	8,00	15,65	Meyerhof ed altri	1,90

**Peso unità di volume saturo**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Limo argilloso	2,06	2,60	2,06	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,87
[2] - Limo sabbioso	5,79	5,80	5,79	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,89
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,3	8,00	15,65	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,95

**Modulo di Poisson**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Limo argilloso	2,06	2,60	2,06	(A.G.I.)	0,35
[2] - Limo sabbioso	5,79	5,80	5,79	(A.G.I.)	0,34
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,3	8,00	15,65	(A.G.I.)	0,32

**Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm<sup>2</sup>)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - Limo argilloso	2,06	2,60	2,06	128,22	194,39
[2] - Limo sabbioso	5,79	5,80	5,79	338,71	365,52
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,3	8,00	15,65	862,50	671,06

**Velocità onde di taglio**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Limo argilloso	2,06	2,60	2,06	Ohta & Goto (1978) Lim	81,55
[2] - Limo sabbioso	5,79	5,80	5,79	Ohta & Goto (1978) Lim	122,28
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,3	8,00	15,65	Ohta & Goto (1978) Lim	159,83

**Liquefazione**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Limo argilloso	2,06	2,60	2,06	Seed e Idriss (197)	2,069
[2] - Limo sabbioso	5,79	5,80	5,79	Seed e Idriss (197)	2,313
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,3	8,00	15,65	Seed e Idriss (197)	4,902

**Modulo di reazione Ko**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[1] - Limo argilloso	2,06	2,60	2,06	Navfac 1971-198	0,28
[2] - Limo sabbioso	5,79	5,80	5,79	Navfac 1971-198	1,17
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,3	8,00	15,65	Navfac 1971-198	3,25

**Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Limo argilloso	2,06	2,60	2,06	Robertson 198	4,12
[2] - Limo sabbioso	5,79	5,80	5,79	Robertson 198	11,58
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,3	8,00	15,65	Robertson 198	31,30