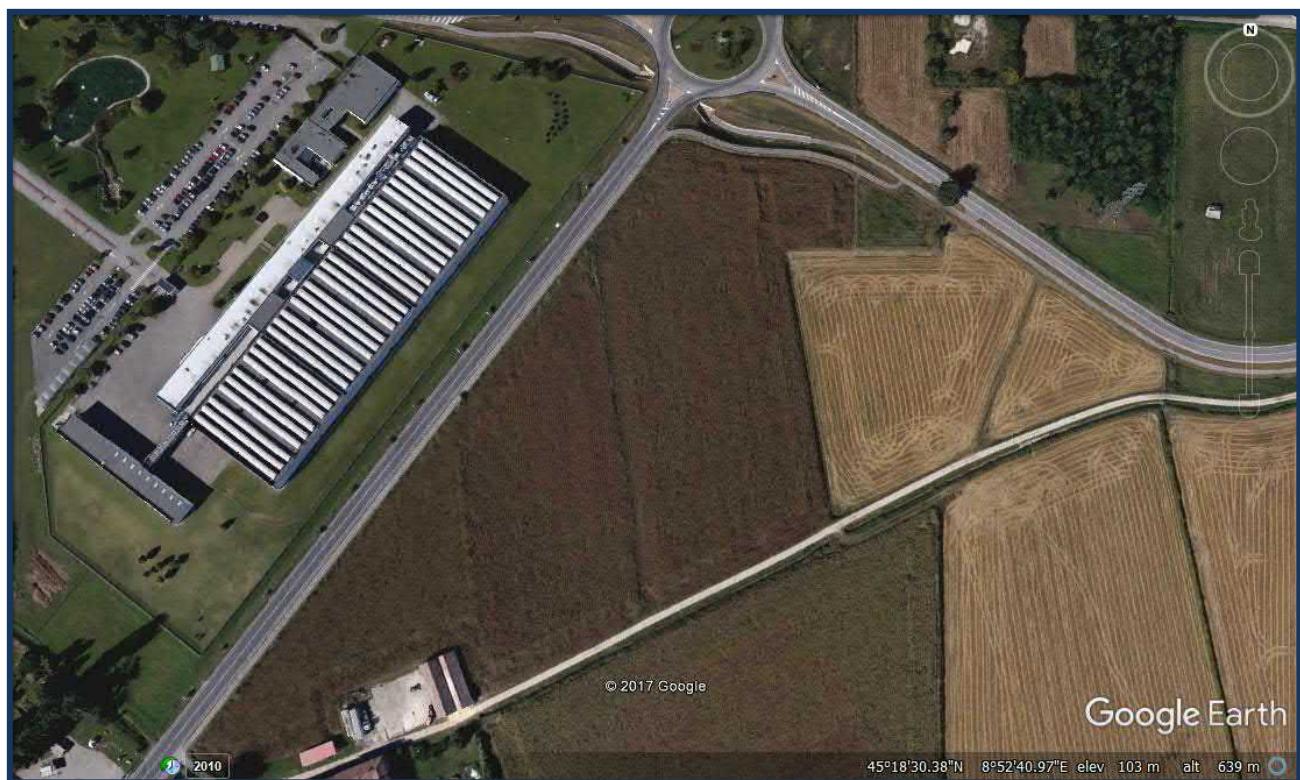


**PIANO DI LOTTIZZAZIONE DELL'AREA PROSSIMA ALLA CASCINA  
COLOMBAROLA, FRA VIA INDUSTRIA (EX S.S.494) E IL RACCORDO  
ALLA VIA CARAROLA - VIGEVANO (PV)**

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

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

**PROGETTO PRELIMINARE**



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



**OTTOBRE 2017 rev. Febbraio 2019**

## Sommario

<b>PREMESSA E QUADRO NORMATIVO.....</b>	<b>3</b>
<b>RELAZIONE GEOLOGICA - ELABORATO R1 - D.M. 17-01-2018 – ELABORATO R3 - D.G.R. n IX/2616 del 30/11/2011 .....</b>	<b>5</b>
<b>CENNI DI GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA, IDROGEOLOGIA .....</b>	<b>6</b>
GEOLOGIA.....	6
GEOMORFOLOGIA.....	7
IDROGEOLOGIA E PIEZOMETRIA .....	8
<b>CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....</b>	<b>10</b>
DATI DELLA COMPONENTE GEOLOGICA P.G.T. COMUNALE – FATTIBILITÀ GEOLOGICA .....	13
Indicazioni generali per la tutele dei suoli.....	13
Classe I - Fattibilità senza particolari limitazioni (bianca).....	13
Classe II Fattibilità con modeste limitazioni (gialla).....	13
Sottoclasse 2A.....	14
Sottoclasse 2B:.....	14
Parere geologico sulla edificabilità .....	14
Indagini preventive necessarie .....	15
Interventi da prevedere in fase progettuale .....	15
<b>RELAZIONE GEOTECNICA- D.G.R. n IX/2616 del 30/11/2011 – ELABORATO R3 .....</b>	<b>17</b>
<b>DESCRIZIONE DELL'ATTREZZATURA UTILIZZATA PER LE INDAGINI GEOTECNICHE .....</b>	<b>18</b>
<b>MODALITÀ ESECUTIVE .....</b>	<b>18</b>
<b>STENDIMENTI SISMICI - MASW .....</b>	<b>20</b>
INDAGINE MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES .....	21
METODI DI INTERPRETAZIONE ED ELABORAZIONE DEI DATI.....	23
INDAGINE GEOFISICA M.A.S.W. – area Cascina Colombarola .....	25
ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO .....	31
SINTESI DELLE PROCEDURE.....	32
VALUTAZIONI FINALI ANALISI SIMICA DI SECONDO LIVELLO.....	33
<b>VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>37</b>
<b>STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO .....</b>	<b>38</b>
<b>DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....</b>	<b>40</b>
Pericolosità sismica di sito.....	43
Coefficients sismici .....	44
Stabilità dei pendii e fondazioni.....	44
Fronti scavo e rilevati .....	45
Muri di sostegno .....	46
Paratie .....	46
<b>PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE .....</b>	<b>48</b>
<b>PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO.....</b>	<b>50</b>
Coefficients sismici stabilità di pendii e fondazioni .....	50
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali .....	50
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali .....	51
Spettro di progetto SLO .....	52
Spettro di progetto SLD .....	52
Spettro di progetto SLV .....	53
Spettro di progetto SLC .....	54
<b>VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE.....</b>	<b>55</b>
Esclusione della verifica a liquefazione .....	55
Determinazione parametri caratteristici orizzonte di fondazione .....	59
CALCOLO SLU .....	61
Verifica agli stati limite ultimo (SLU) .....	62
Orizzonte 2 (3-4-5-6-7-8) - Verifica agli stati limite ultimo (SLU) .....	63
Verifica agli stati limite di esercizio (SLE).....	64
<b>CERTIFICATI DI ELABORAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE.....</b>	<b>67</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).

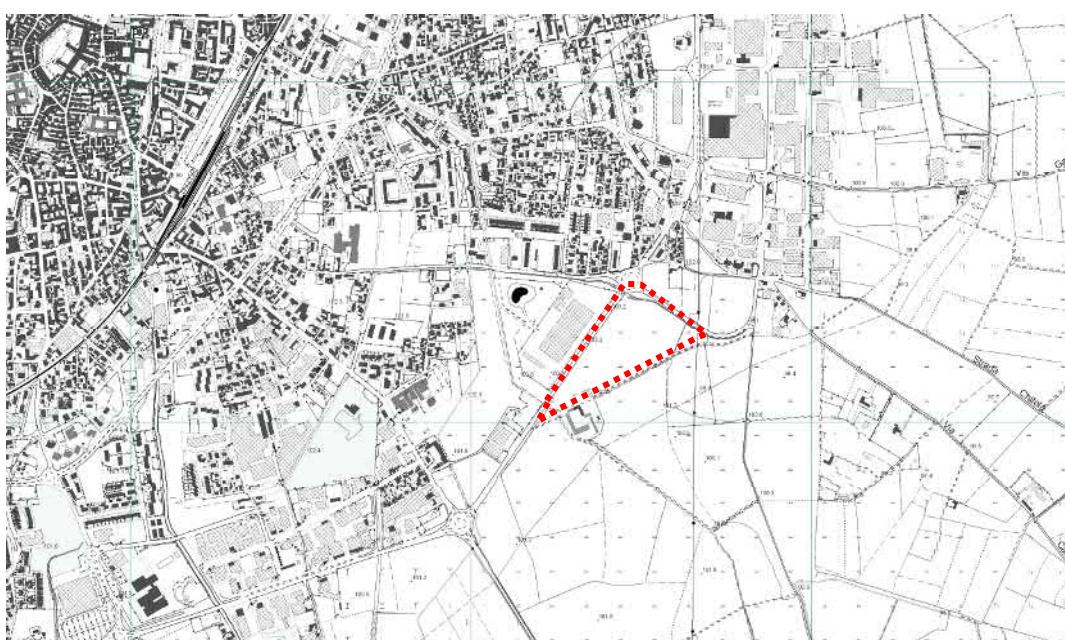
Tale campagna di indagini, per ragione di tempi e di costi, è di norma unica per opere edilizie normali (classe d'uso I e II punto 2.4.2 delle NTC) di tipo puntuale e localizzato, anche se la norma non vieta eventuali indagini mirate, svolte preliminarmente alla redazione della Relazione Geotecnica, 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. 17 gennaio 2018.**



La presente relazione è relativa al progetto preliminare del Piano di Lottizzazione dell'area prossima alla Cascina Colombarola, fra via Industria (ex S.S.494) e il raccordo alla via

Cararola - Vigevano.

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 27 settembre 2017, sono state eseguite:

- N° 1 indagine sismica a rifrazione MASW finalizzata alla misura diretta della velocità equivalente delle onde di taglio Vs
- n° 2 indagini penetrometriche (indagine penetrometrica dinamica - penetrometro pesante) spinta alla profondità massima di 8,00 metri dal piano campagna posto a quota m. 102,50 s.l.m., elaborando i dati con software Geostru Dynamic Probing, valutati secondo le normative vigenti.

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

## CENNI DI GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA, IDROGEOLOGIA

### GEOLOGIA

Per quanto riguarda l’aspetto geologico, il territorio in esame è costituito esclusivamente da depositi quaternari, che possono essere distinti in rapporto alla loro ubicazione rispetto alla scarpata principale che funge da raccordo tra i terreni Pleistocenici (*Piano Generale Terrazzato*) e quelli sottostanti di età Olocenica, sui quali è impostato l’alveo attuale del fiume Ticino.

I depositi affioranti ad Ovest della scarpata, posti a quote topografiche più elevate, sono di genesi fluvioglaciale e sono attribuibili al *Fluvioglaciale Wurm*.

Essi rappresentano la frazione medio-grossolana della coltre di sedimenti depositisi nella Valle Padana durante la fase parossistica dell’ultima glaciazione (Glaciazione Wurmiana) e risalenti al Pleistocene Superiore.

Tali depositi costituiscono il livello principale della Pianura Padana, definito in letteratura come ***Piano Generale Terrazzato (PGT)***.

Ad Est della scarpata principale i materiali appaiono di natura prevalentemente sabbiosa o sabbioso-ghiaiosa; la loro origine deve essere ricondotta a fasi successive di alluvionamento e di erosione operate dall’azione fluviale del Ticino (*Alluvium antico e recente*).

Dal punto di vista geolitologico, con riferimento alle distinzioni che figurano nella cartografia ufficiale (Foglio n. 58 “Mortara” della Carta Geologica d’Italia - scala 1:25.000), la serie presente nel nostro settore è rappresentata dalle seguenti unità dalla più antica alla più recente:

- Testimoni erosi e dilavati di un antico terrazzo, costituiti prevalentemente da materiali sabbiosi alterati in sabbie ocracee, talora sabbioso-limosi e/o argillosi, depositatisi durante le fasi arida Rissiana. – (***Fluviale Riss*** - Pleistocene medio)
- Alluvioni fluviali deposte durante la glaciazione Wurmiana, costituite prevalentemente da materiali sabbiosi, sabbioso-ghiaiosi e limoso-sabbiosi, talora con intercalazioni di livelli argillosi.

Tali depositi definiscono il *Livello Principale della Pianura Padana (P.G.T.)*. (***Fluviale Wurm*** - Pleistocene Recente).

- Alluvioni fluviali sabbioso-ghiaiose, riferibili ad antichi alvei abbandonati del Fiume Ticino. (***Alluvium Medio*** -Olocene Medio)

- Alluvioni fluviali sabbioso-ghiaiose, riferibili ad antichi alvei abbandonati del Fiume Ticino. (**Alluvium Recente ed Attuale** -Olocene Recent).

Mancano le Alluvioni Antiche dell'Olocene Antico che compaiono invece in sponda orografica sinistra del Fiume Ticino, in territorio milanese.

La litologia rilevata durante l'indagine penetrometrica, costituita da sedimenti sabbiosi e sabbioso ghiaiosi con rare intercalazioni limoso argillose, rispecchia le condizioni generali del Fluviale Würm (Diluvium recente- Pleistocene recente) delle aree che caratterizzano il ripiano fondamentale della pianura (Piano Generale Terrazzato) allontanandosi dall'alveo fluviale.

## GEOMORFOLOGIA

Sotto l'aspetto geomorfologico il territorio manifesta un carattere eminentemente pianeggiante, tuttavia esso è impostato su due distinti ripiani morfologici, separati da altrettante scarpate, di origine fluviale, che si snodano in direzione Nord ovest – Sud est.

La prima, posta nel settore centrale del territorio comunale, interessa gran parte del nucleo abitato di Vigevano, ha una altezza compresa fra i 9 ed gli 8 metri, costituisce un fenomeno secondario conseguente ad una locale fase stadiale wurmiana di escavazione e di successivo colmamento.

L'altra, che rappresenta invece la scarpata principale è localizzata nel settore più orientale dell'ambito comunale, nei pressi del Fiume Ticino, del quale segue l'andamento e manifesta altezze comprese tra i 18 ed i 10 metri.

Essa funge da raccordo tra i soprastanti terreni Pleistocenici (*Piano Generale Terrazzato*) e quelli sottostanti di età Olocenica, sui quali è impostato l'alveo attuale del fiume.

Le suddette scarpate sono il risultato della attività erosiva sulla coltre di depositi Fluvioglaciali (risalenti all'ultima glaciazione Wurmiana), esercitata dal Fiume Ticino con le sue divagazioni nell'ambito della pianura alluvionale.

Allo stato attuale entrambe le scarpate sono profondamente rimodellate, a seguito degli interventi antropici che si sono succeduti nel corso degli anni.

Da segnalare inoltre la presenza di alcuni elementi geomorfologici e geologici caratteristici, rappresentati dai cosiddetti *Dossi della Lomellina*, individuabili principalmente in lembi relitti nella porzione centrale del centro abitato.

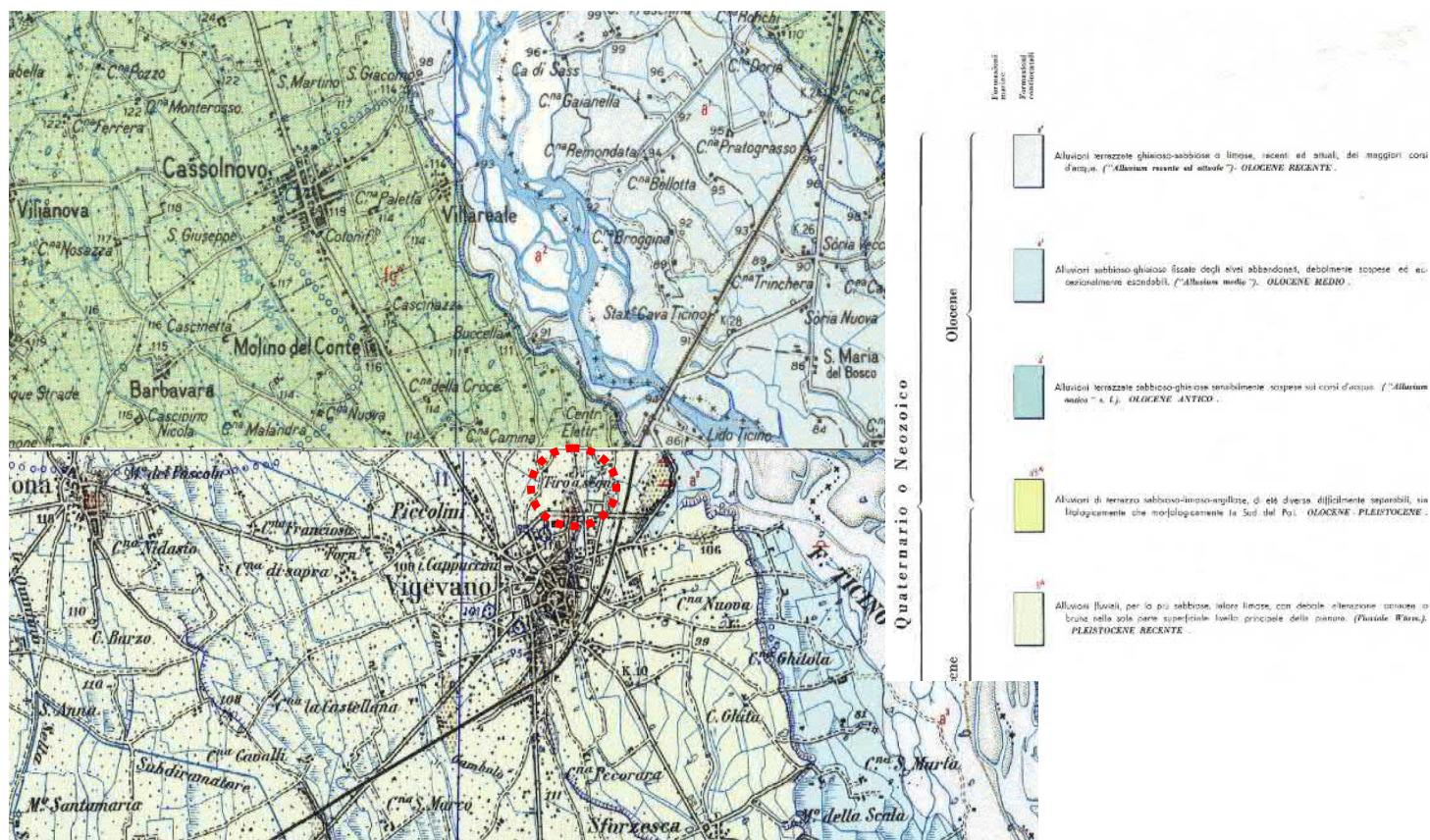
Essi sono costituiti da modesti rilievi, testimoni dello smantellamento dell'originario livello rissiano, che emergono dalla piana alluvionale wurmiana ed olocenica sotto forma di piccoli dossi, molto appiattiti.

Interpretati per lungo tempo come dune sabbiose continentali (*Depositi sabbiosi eolici* di F. Sacco, 1892), i *Dossi* - costituiti da paleosuolo sabbioso ed a tratti argilloso di colore giallo ocraceo (Note Illustrative della Carta Geologica d'Italia, Fogli 44 e 58 Novara - Mortara) - sono oggi riconosciuti come ondulazioni dei depositi rissiani.

Altro elemento di rilevanza dal punto di vista geomorfologico sono i *paleomeandri* riferibili al decorso sinuoso del Ticino ed alla sua stessa propensione al divagamento in occasione delle piene.

Allo stato attuale essi appaiono per il più colmati da materiale fine (argille e limi) e da resti vegetali; sono ben riconoscibili nella porzione della piana più prossima al Ticino e lungo il corso del Torrente Terdoppio, ove si osserva ancora un parziale collegamento con il suo alveo attivo.

#### *Estratto della Carta Geologica d'Italia - Foglio 58 - Mortara*



#### IDROGEOLOGIA E PIEZOMETRIA

Per la ricostruzione delle condizioni idrogeologiche del territorio in esame si è fatto riferimento allo studio geologico-idrogeologico a supporto della variante generale del P.G.T. di Vigevano.

Nei primi 100 metri di profondità sono presenti livelli argillosi che risultano arealmente discontinui e, pertanto, l'acquifero sotterraneo, seppure apparentemente multifalda, può essere considerato di tipo freatico.

Al di sotto dei 100 - 120 metri i livelli argillosi appaiono assai più estesi e conferiscono alla falda sottostante un carattere decisamente artesiano.

La disposizione delle linee isofreatiche individua un flusso preferenziale di insieme della prima falda da NO verso SE.

La presenza della valle incisa del Ticino ha una forte influenza anche sulle ricche falde idriche presenti nel sottosuolo della pianura e la falda freatica risente direttamente dell' azione drenante operata dal fiume.

Le linee di flusso sotterraneo dell'acqua sono dirette perpendicolaramente al fiume, che è così alimentato dalla falda in modo sia occulto sia palese, attraverso l'apporto delle numerose risorgenze idriche interne alla Valle.

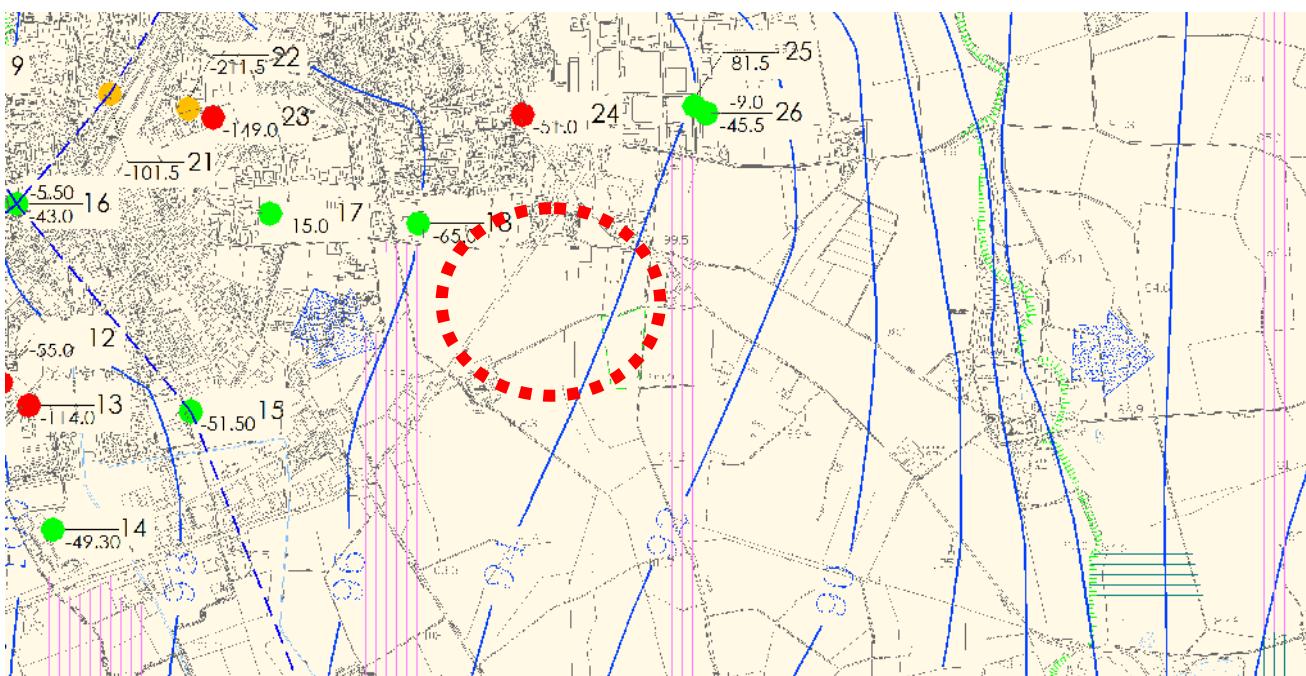
Si assiste ad un generale approfondimento del suo livello statico presso l'orlo del terrazzo principale, per la necessità di raccordarsi bruscamente con la base della scarpata.

Tuttavia la caratteristica principale è la forte variabilità stagionale della profondità del livello acquifero, in relazione con la periodicità irrigua, e una forte variabilità locale per l'influenza esercitata da canali e rogge.

L' oscillazione annuale della falda è compresa tra 1 m e più di 2 metri, con il livello massimo tra giugno e ottobre, corrispondenti al periodo di massima colturale durante il quale i terreni direttamente interessati rimangono a lungo in condizioni di saturazione fino alla superficie o poco al di sotto di essa, e il minimo invernale-primaverile (minimo secondario autunnale).

Diversa la situazione nella valle del Ticino ove la falda è prossima alla superficie del suolo nelle fasce di terreno più depresse, ad esclusione della sola fascia boscosa più prossima al fiume.

Qui, salvo eccezioni, il livello freatico può trovarsi a profondità leggermente maggiori per l'effetto drenante del solco dell'alveo fluviale attivo del Ticino in condizioni di portata ordinaria o di magra.



Estratto da PGT geologico Comune di Vigevano – Tav. 3 - Idrogeologia

**Dall’analisi della Carta idrogeologica allegata al P.G.T. del Comune di Vigevano, l’area di studio, avente quota topografica di m. 102,50 s.l.m si trova in corrispondenza ad un livello freatico massimo posto a circa m. 94,0 sul livello del mare, pari a - m. 8,0 dal piano delle indagini.**

**Durante le indagini penetrometriche, spinte alla massima profondità di 8,0 metri, in periodo di livello freatico medio, il livello di falda non è stato intercettato.**

## CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Sulla Carta Tecnica Regionale della Lombardia in scala 1:10.000 l’area è individuata alla Sezione A7d1 – VIGEVANO.

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 198N.C.)	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)
03018177	Vigevano	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
03018177	PV	Vigevano	3	0,05036

**In tale quadro il comune di Vigevano, con la nuova normativa, 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.	$a_g < 0,05g$

## **DATI DELLA COMPONENTE GEOLOGICA P.G.T. COMUNALE – FATTIBILITÀ GEOLOGICA**

(estratto dalla Relazione Tecnica della componente geologica PGT di Vigevano – 2009 – Dr. Geol. M. Fasani)

Si riportano qui di seguito stralci delle Norme Geologiche di Piano ed estratti cartografici della Carta della Fattibilità Geologica relativi alle classi di interesse.

### **Indicazioni generali per la tutela dei suoli**

Indipendentemente dalla classe di fattibilità di appartenenza, in considerazione del fatto che una grossa porzione del territorio comunale è caratterizzata da terreni permeabili con bassa soggiacenza della falda freatica, l’Amministrazione Comunale là dove è previsto la realizzazione di insediamenti produttivi, ha facoltà di richiedere la predisposizione di sistemi di controllo ambientale per gli insediamenti con scarichi industriali, stoccaggio temporaneo di rifiuti e/o materie prime che possono dar luogo a rifiuti pericolosi dell’insediamento produttivo, il tecnico incaricato della progettazione dovrà proporre uno o più sistemi di controllo. Nel caso di ristrutturazione e ridestinazione di insediamenti produttivi, qualora questi abbiano delle interazioni con la qualità del suolo, sottosuolo e delle risorse idriche, potranno essere richieste dall’Amministrazione Comunale ai fini del rilascio di concessione edilizia o al nulla osta dell’esercizio di attività opportune indagine atte a verificare la salubrità dell’area.

### **Classe I - Fattibilità senza particolari limitazioni (bianca)**

In questa classe ricadono le aree per le quali lo studio geologico non ha individuato specifiche controindicazioni all’urbanizzazione o alla modifica di destinazione delle particelle. Si sottolinea tuttavia che in tali aree devono essere rispettate le norme previste sull’edificazione imposte dal D.M. 17/01/2018 e quelle stabilite dal Piano Territoriale del Parco Lombardo della Valle del Ticino.

### **Classe II Fattibilità con modeste limitazioni (gialla)**

In questa classe ricadono le aree nelle quali sono state rilevate condizioni limitative alla modifica di destinazione d’uso dei terreni, quali la modesta soggiacenza della falda e la locale presenza di materiale con scadenti caratteristiche geotecniche. Per superare tali problematiche si rende necessario realizzare ulteriori indagini geologico - tecniche e idrogeologiche. All’interno di tale classe sono state individuate due sottoclassi derivanti

dall’analisi sismica del territorio. Si sottolinea che in tali aree devono essere rispettate le norme previste sull’edificazione imposte dal D.M. 17/01/2018 e quelle stabilite dal Piano Territoriale del Parco Lombardo della Valle del Ticino.

### **Sottoclasse 2A**

in questa sottoclasse ricadono le aree nelle quali sono state rilevati terreni con caratteristiche scadenti potenzialmente interessabili da cedimenti in caso di evento sismico. Per tali aree valgono le prescrizioni relative alle aree ricadenti in classe 2, con particolare riguardo alla valutazione di eventuali cedimenti in condizioni dinamiche.

### **Sottoclasse 2B:**

in questa sottoclasse ricadono le aree nelle quali sono state rilevati terreni con possibile presenza di depositi granulari fini saturi, potenzialmente interessabili da liquefazioni o cedimenti in caso di evento sismico. Per tali aree valgono le prescrizioni relative alle aree ricadenti in classe 2, con particolare riguardo alla valutazione di eventuali fenomeni di liquefazione o cedimenti in condizioni dinamiche.

### **Parere geologico sulla edificabilità**

Sono ammissibili tutte le categorie di opere edificatorie; l’edificabilità in queste aree dovranno essere, supportate da indagini puntuali di carattere geologico- tecnico ed idrogeologico atte a verificare la compatibilità degli interventi di progetto con l’assetto locale. Per quanto riguarda gli edifici produttivi, se non altrove destinabili, dovrà essere ben valutata l’impatto che tale insediamento avrà sulla falda. In particolare, le indagini, dovranno essere mirate al controllo delle condizioni di stabilità degli scavi, dell’efficacia delle opere di sostegno, dell’interazione struttura-terreno ed all’interferenza con la sottostante falda.

Gli studi dovranno porre particolare attenzione alle soluzioni idrogeologiche più idonee incaricato dovrà proporre razionali soluzioni tecniche alle varie problematiche geologiche ed idrogeologiche che dovranno essere illustrate in una apposita “Relazione geologica e geologico-tecnica”, che farà parte integrante degli atti progettuali.

Per quanto riguarda gli edifici strategici la relazione tecnica dovrà comprendere, nel caso questi ricadano nella sottoclasse 2A e 2B, un approfondimento di indagine di secondo livello mediante la valutazione:

- dei fenomeni di addensamento in condizioni sismiche e dei cedimenti indotti (sottoclasse 2A)
- dei fenomeni di liquefazione (sottoclasse 2B)

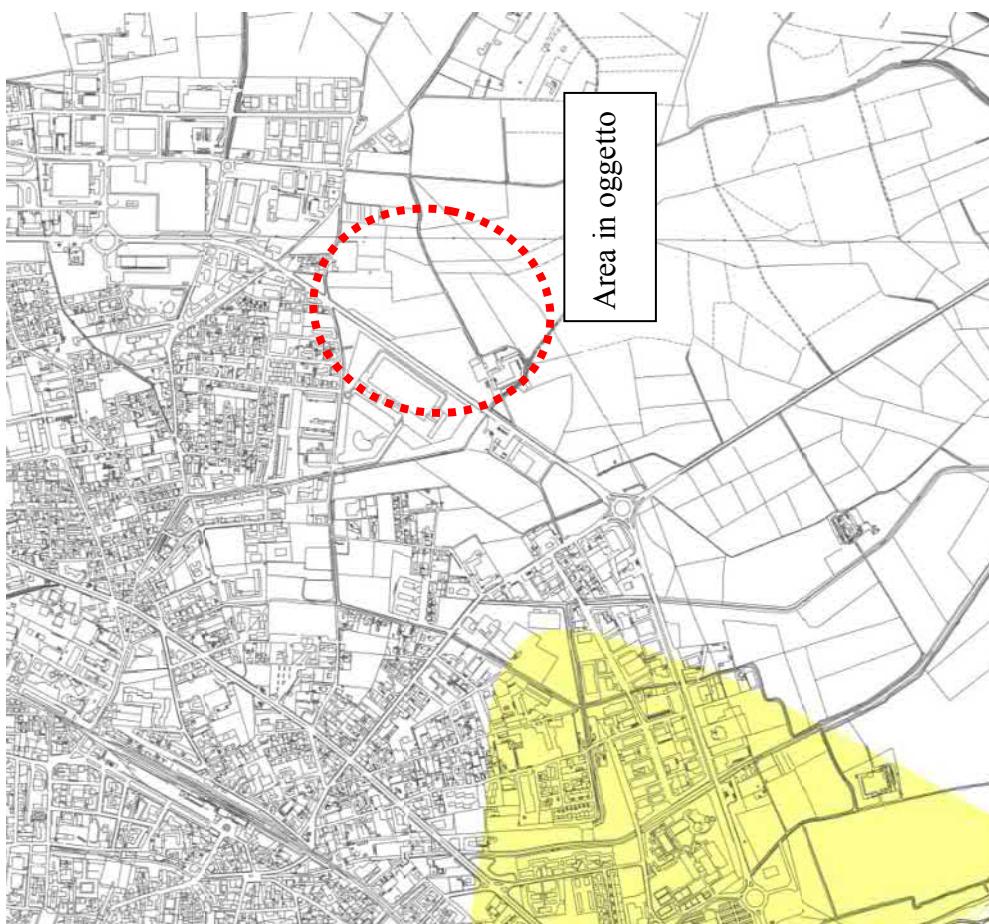
### **Indagini preventive necessarie**

Sono necessarie puntuale valutazioni ed indagini geotecniche, attraverso apertura di trincee, sondaggi geognostici e/o altre misure di tipo diretto da valutare di volta in volta a secondo della struttura che si andrà a realizzare. Nel caso di insediamenti produttivi dovrà essere valutata la soggiacenza della falda nel corso dell'anno. Queste indagini inoltre avranno lo scopo di valutare la reale profondità della falda. Per quanto riguarda gli edifici strategici la progettazione dovrà essere condotta adottando i criteri antisismici di cui al D.M. 14 settembre 2005. In ogni caso tutti gli interventi dovranno essere effettuate nel rispetto delle prescrizioni contenute nelle normative vigenti, con particolare riferimento al D.M. 17/01/2018 durante la fase attuativa di ogni singolo progetto.

### **Interventi da prevedere in fase progettuale**

In tutti i casi, e soprattutto in occasione di insediamenti di tipo produttivo, nel caso in cui questi non possano essere altrove ubicati, dovranno essere previste opere di salvaguardia alla falda tramite la realizzazione di idonee fognature atte allo smaltimento delle acque superficiali e non; ciò, in considerazione del grado di permeabilità dei depositi alluvionali al fine di evitare possibili inquinamenti. Inoltre è consigliabile prevedere la realizzazione una rete di monitoraggi mediante l'esecuzione di piezometri posizionati in modo idoneo secondo il flusso di falda.

**L'area in oggetto, come rilevabile dalla Carta di fattibilità Geologica del PGT comunale, appartiene alla classe di fattibilità 1 - fattibilità senza particolari limitazioni (bianca).**



STRALCIO DELLA CARTA DELLA  
FATTIBILITA' GEOLOGICA DEL PGT  
COMUNALE

## Legenda

Classe 1: Fattibilità senza particolari limitazioni. In questa classe ricadono le aree per le quali lo studio geologico non ha individuato specifiche controindicazioni all'urbanizzazione o alla modifica di destinazione delle particelle. Si sovrappone tuttavia che in tali aree devono essere rispettate le norme previste sull'edificazione imposte dal D.M. 14/01/2008 e quelle stabilite dal Piano Territoriale del Parco Lombardo della Valle del Ticino

Classe 2: Fattibilità con modeste limitazioni, in questa classe ricadono le aree nelle quali sono state rilevate condizioni limitative alla modifica di destinazione d'uso dei terreni, quali la modesta soggiacenza della falda e la locale presenza di materiale con scadenti caratteristiche geotecniche. Per superare tali problematiche si rende necessario realizzare ulteriori indagini geologico - tecniche e idrogeologiche. Si sovrappone che in tali aree devono essere rispettate le norme previste sull'edificazione imposte dal D.M. 14/01/2008 e quelle stabilite dal Piano Territoriale del Parco Lombardo della Valle del Ticino.

Sottoclasse 2a: Fattibilità con modeste limitazioni, in questa sottoclasse ricadono le aree nelle quali sono state rilevati terreni con caratteristiche scadenti potenzialmente interessabili da cedimenti in caso di evento sismico. Per tali aree valgono le prescrizioni relative alle aree ricadenti in classe 2, con particolare riguardo alla valutazione di eventuali cedimenti in condizioni dinamiche.

Sottoclasse 2b: Fattibilità con modeste limitazioni, in questa sottoclasse ricadono le aree nelle quali sono state rilevati terreni con possibile presenza di depositi granulari fini saturi, potenzialmente interessabili da liquefazioni o cedimenti in caso di evento sismico. Per tali aree valgono le prescrizioni relative alle aree ricadenti in classe 2, con particolare riguardo alla valutazione di eventuali fenomeni di liquefazione o cedimenti in condizioni dinamiche.



**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 due 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.

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 a)
- 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 attrezature 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 Vs degli strati di terreno presenti nel sito. In particolare si deve avere la conoscenza sino ad almeno 30 metri dal piano campagna (Vs30).

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

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

Sulla base del profilo di velocità delle onde di taglio dei primi 30 m di profondità, si determina una *velocità media equivalente Vs30* rappresentativa del sito in esame. La legge adoperata è la seguente:

$$V_{S30} = \sqrt{\frac{30}{\sum_{i=1,N} h_i / V_i}}$$

Velocità media equivalente

dove **hi** e **Vi** 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 Vs 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

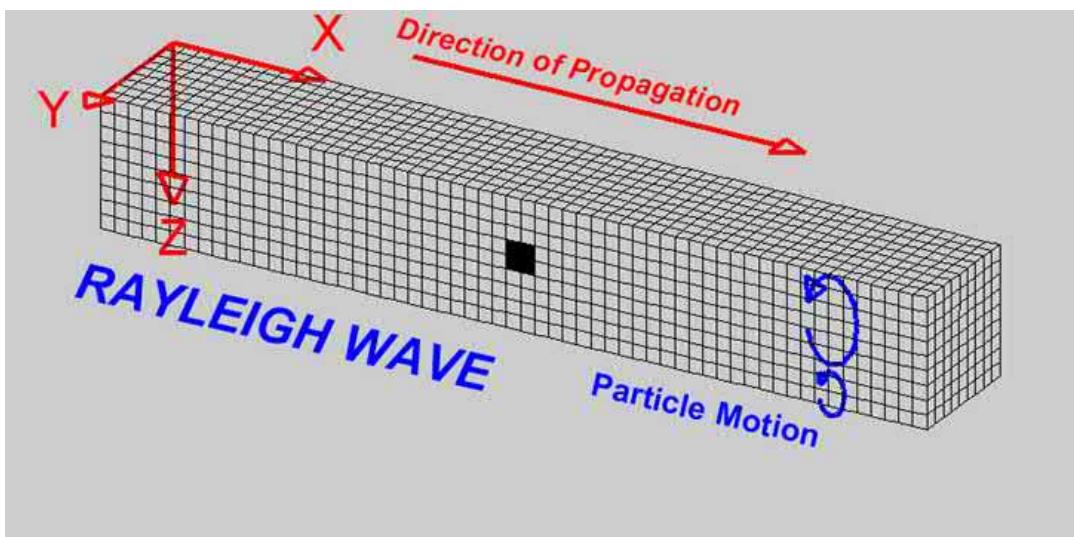
Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde di compressione, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, che è la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni 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 rigidezza 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 rigidezza del mezzo e può essere utilizzata per un processo inverso avente come obiettivo la stima delle caratteristiche di rigidezza 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 Analisys 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.

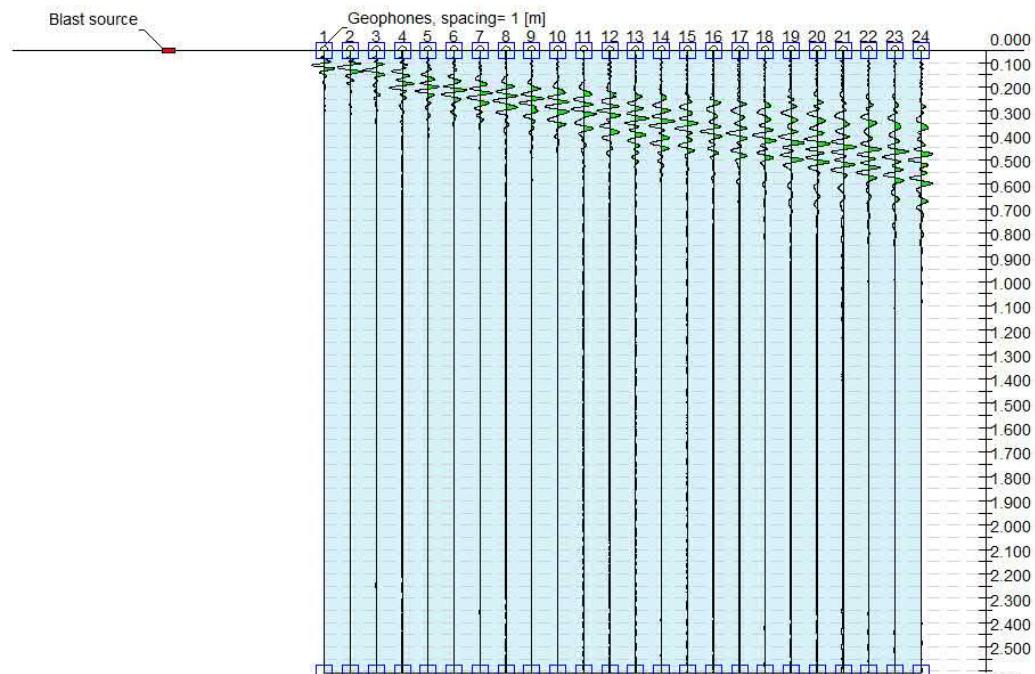
Tale metodo è generalmente preferibile alla procedura di inversione eseguita considerando soltanto il picking dei massimi di ampiezza nello spettro di velocità del modo fondamentale e degli eventuali modi superiori.

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. =  $L_{MAX} / 2$ )
- 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.

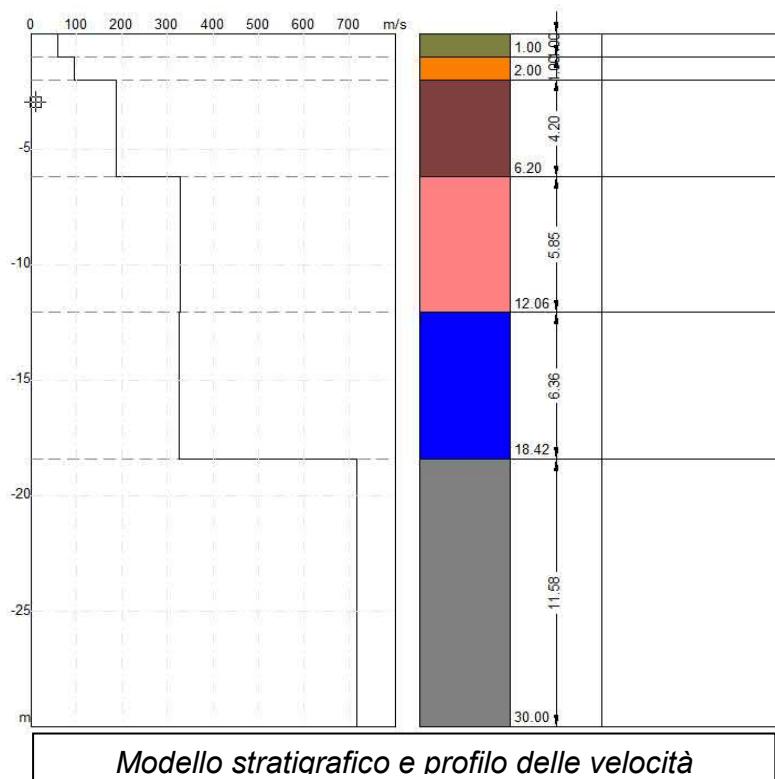
Il numero massimo di modelli da generare va scelto in modo che vengano processati un numero sufficientemente elevato di tentativi.

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, impostare 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 Cascina Colombarola

La definizione del tipo di suolo ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni, è stata possibile mediante l'esecuzione di un'indagine sismica tipo MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves che ha permesso di individuare il valore di  $V_{s30}$  (valore medio delle velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità) mediante la seguente relazione:

Momenti dell’indagine sismica svolta presso la Cascina Colombarola



$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n H_i / V_i}$$

dove  $H_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $N$  strati presenti nei primi 30 m.

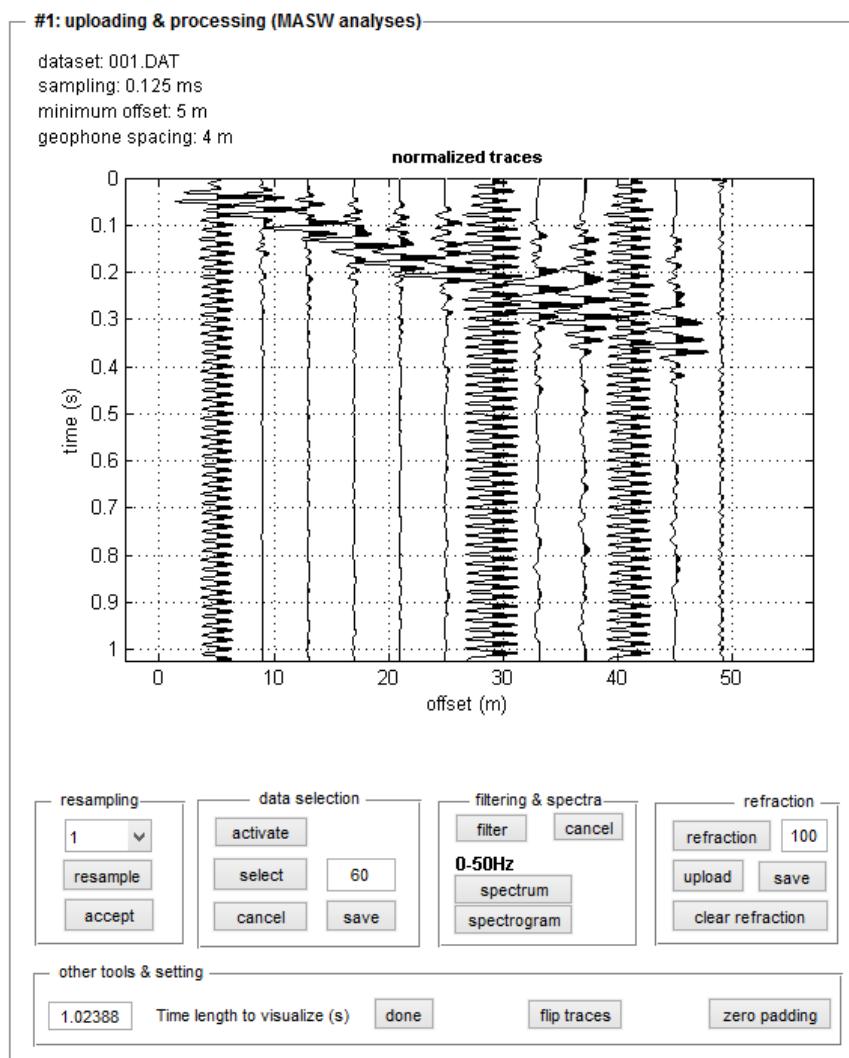
L’acquisizione di campagna è stata effettuata mediante sismografo Pasi GEA24 (24 canali con scheda di acquisizione a 24 bit), geofoni verticali da 4,5 Hz e mazza energizzante da 8 Kg.

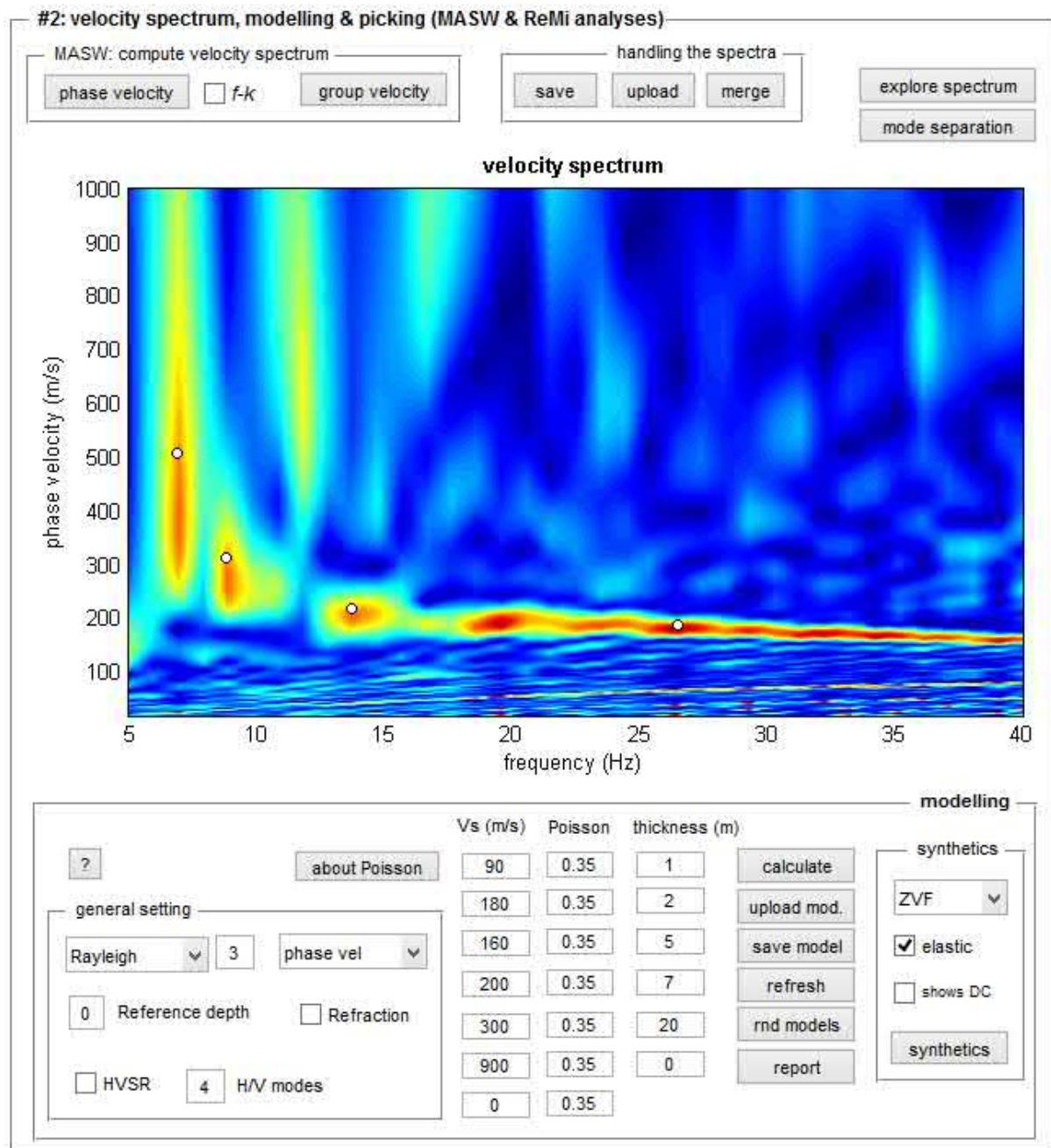
A tale scopo, è stato predisposto uno stendimento sismico lineare di lunghezza pari a **48 m** con 24 geofoni a distanza intergeofonica di 4,0 m e punto di energizzazione posto ad una distanza di 5 m dal primo geofono.

Una volta acquisito il dato di campagna, si è proceduto all’elaborazione dello stesso mediante il software winMASW® 7.0 (ELIOSOFT geophysical software & services) con cui si è determinato lo spettro di velocità e la curva di dispersione.

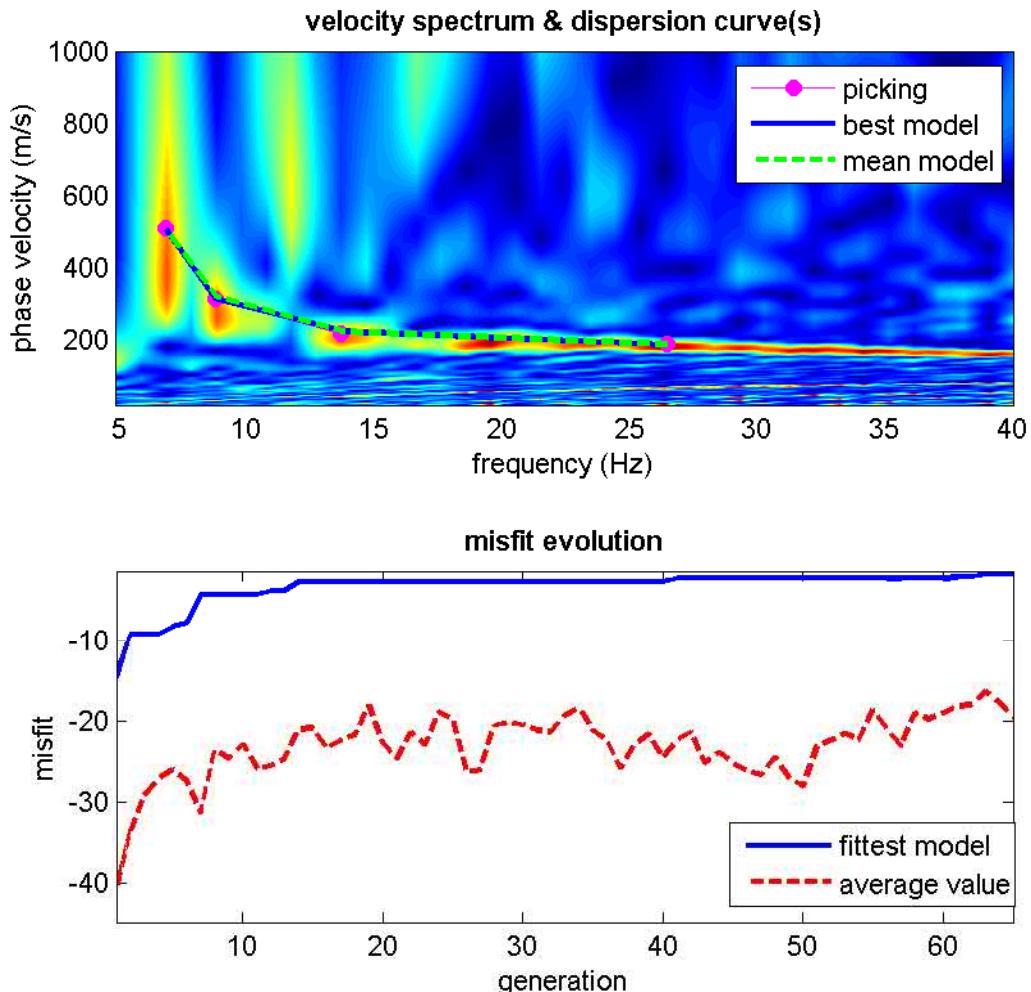
Successivamente, mediante l’inversione di quest’ultima, si è ricostruito il profilo verticale delle velocità delle onde di taglio ottenendo così il valore di Vs<sub>30</sub>.

Di seguito si riporta quanto ottenuto.





Spettro di velocità e picking della curva di dispersione



[www.winmasw.com](http://www.winmasw.com)

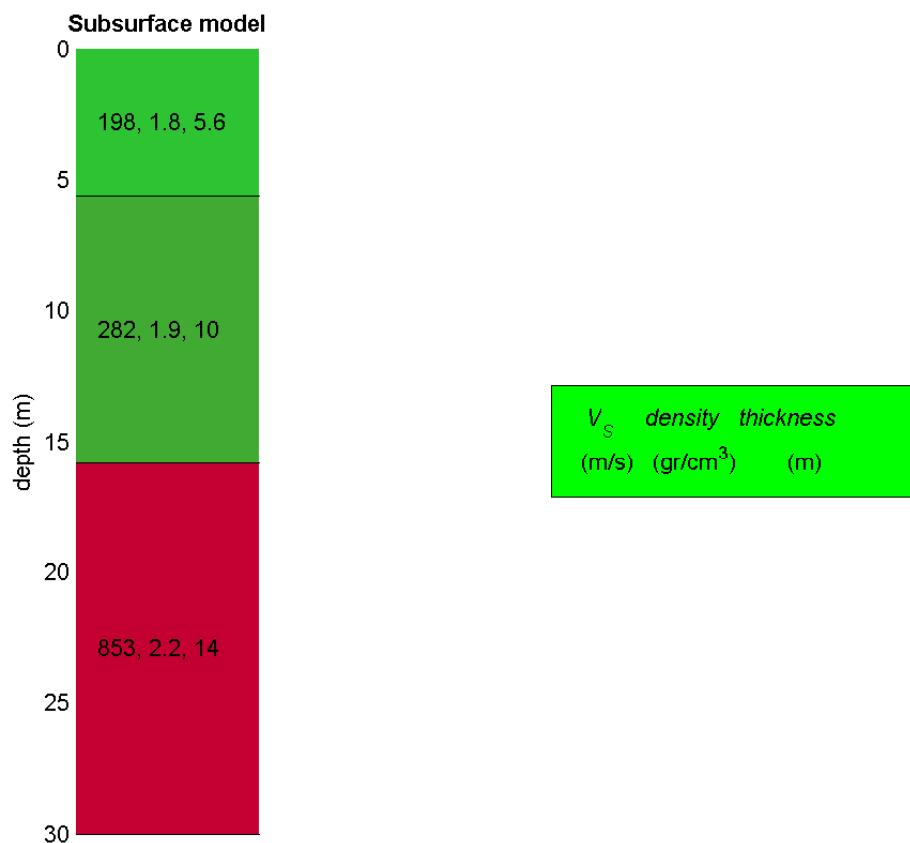
#### Risultati dell’inversione della curva di dispersione

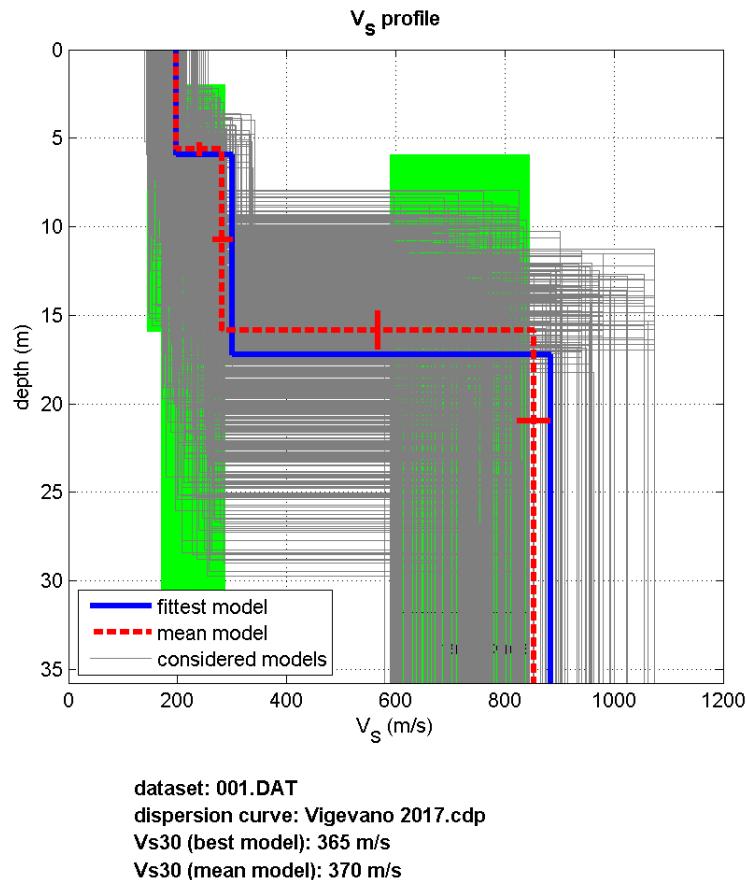
In alto: spettro osservato, curve di dispersione piccate e curve del modello individuato dall’inversione.

In basso: l’evolversi del modello al passare delle “generazioni”  
(l’algoritmo utilizzato per l’inversione delle curve  
di dispersione appartiene alla classe degli Algoritmi  
Genetici - Dal Moro et al., 2007).

Spessore [m]	Vs [m/sec]
5,6	198
10	282
14	853

Modello medio individuato





### Profilo verticale Vs

L’elaborazione del dato di campagna ha fornito una Vs pari a 365 m/s che, così come riportato dalle NTC 2018, permette di classificare il suolo di fondazione come “**tipo B**”

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

## 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.

LIVELLI DI APPROFONDIMENTO E FASI DI APPLICAZIONE			
	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 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 Vigevano 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 SIMICA DI SECONDO LIVELLO**

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

Per il Comune di Vigevano 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	1,8	2,2	1,9
Periodo 0,5 - 1,5	1,7	2,4	4,1	3,0

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:

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

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:

SITO	SCHEDA	PERIODO T	Fa (0.1 – 0.5)	Fa (0.5 – 1.5)
Cascina Colombarola	sabbiosa	0,220	1,59	1,24

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 Vigevano.

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 B 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 Vigevano.

Dall’applicazione della procedura risulta che il valore di Fa sito specifico valutato per la categoria di suolo B 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	Fa Vigevano Suoli Tipo B
Fa (0.1 – 0.5)	1,59	1,4

<b>Fa (0.5 – 1.5)</b>	<b>1,24</b>	<b>1,7</b>
-----------------------	-------------	------------

Come già evidente dall’indagine sismica il risultato ottenuto **permette di classificare il suolo di fondazione come “tipo B” con un valore di Vs appena superiore ad un suolo di “tipo C”.**

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 B” → Fa (sito) > Fa Vigevano**

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

**quindi è necessario in fase di progettazione edilizia utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore.**

**Mediante l’analisi sismica di 2° livello il suolo di fondazione viene pertanto ridefinito di “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.*

## **MODELЛАZIONE SISMICA DEL SITO E PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE**

### CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

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

Categoria sottosuolo	S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

### 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 $i > 30^\circ$

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<sub>R</sub>** = periodo di riferimento

**V<sub>N</sub>** = vita nominale

**C<sub>U</sub>** = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale **V<sub>N</sub>**, 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<sub>N</sub>** 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<sub>N</sub>** di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di <b>V<sub>N</sub></b> (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<sub>N</sub> = 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<sub>U</sub> = 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<sub>U</sub> = 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<sub>U</sub> = 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<sub>U</sub> = 2.0;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d’uso II** a cui è associato il coefficiente d’uso **C<sub>U</sub> = 1.**

Ricavati i valori di V<sub>N</sub> e C<sub>U</sub>, è possibile calcolare il periodo di riferimento V<sub>R</sub>, 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 rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **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<sub>VR</sub>* (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V<sub>R</sub>, si verifichi almeno un evento sismico ( $n \geq 1$ ) di **ag** prefissata (**ag** = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza  $\lambda = 1/T_R$  (**T<sub>R</sub>** = periodo di ritorno).

**Tabella 3.1- Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V<sub>R</sub>**

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

Fissati V<sub>R</sub> e P<sub>VR</sub> associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T<sub>R</sub>, espresso in anni, mediante l'espressione:

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

Tale relazione tra P<sub>VR</sub> (probabilità) e T<sub>R</sub> (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 VR**

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>
Stato limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	<b><math>T_R = 475</math></b>
Stato 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.**

<b>ID</b>	<b>LON</b>	<b>LAT</b>	<b><math>T_R = 30</math></b>			<b><math>T_R = 50</math></b>			<b><math>T_R = 72</math></b>			<b><math>T_R = 101</math></b>		
			<b><math>a_g</math></b>	<b><math>F_0</math></b>	<b><math>T^*_c</math></b>	<b><math>a_g</math></b>	<b><math>F_0</math></b>	<b><math>T^*_c</math></b>	<b><math>a_g</math></b>	<b><math>F_0</math></b>	<b><math>T^*_c</math></b>	<b><math>a_g</math></b>	<b><math>F_0</math></b>	<b><math>T^*_c</math></b>
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  $P_{VR}$  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:

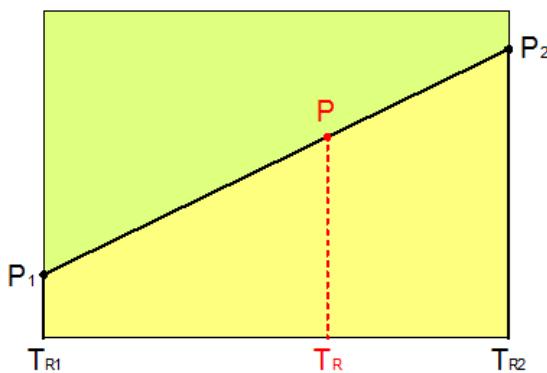
$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \left[ \log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \right]^{-1} \quad (4.1)$$

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:

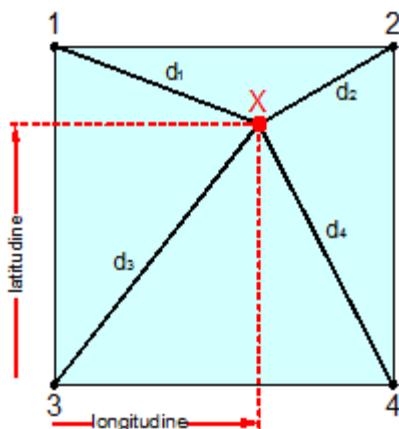
$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 p_i}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

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.**

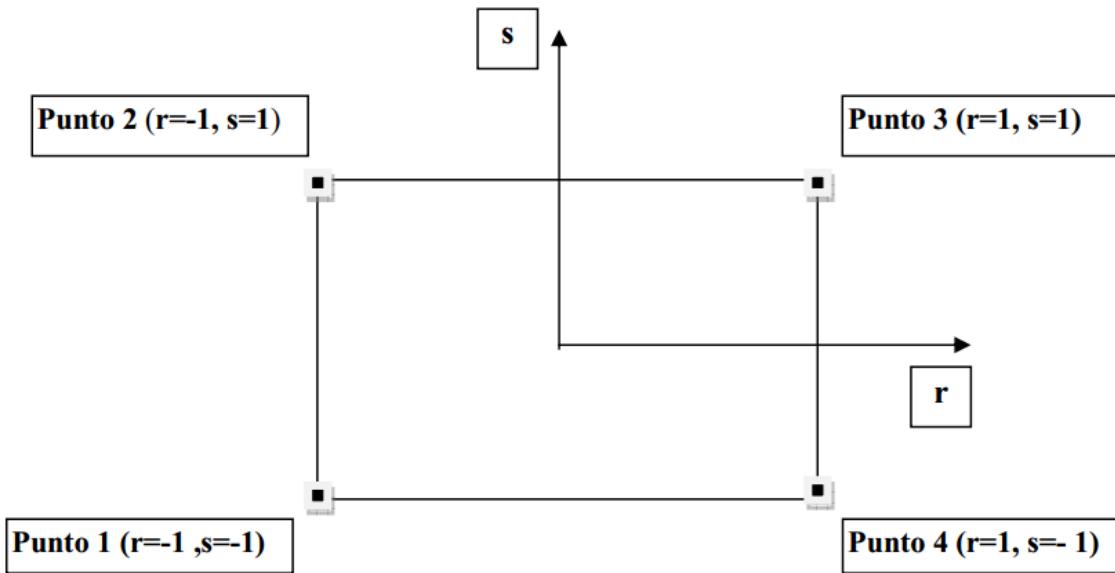
Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria 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:

**T1:**  $S_T = 1.0$ ; **T2:**  $S_T = 1.20$ ; **T3:**  $S_T = 1.20$ ; **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:

$\beta_s = 0.38$  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:

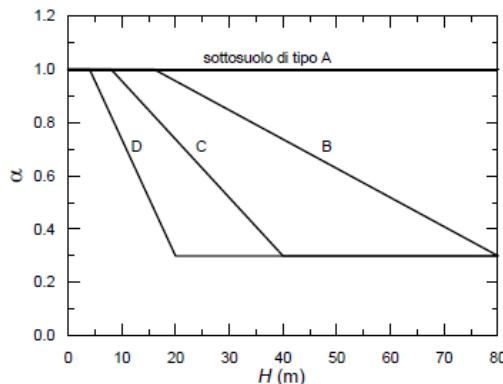
$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} \quad (5.8)$$

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:



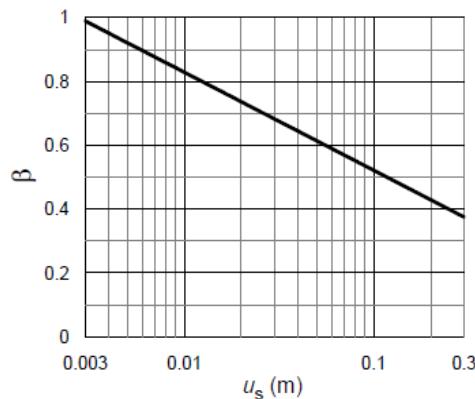
**Figura 5.1 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$ .**

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: 27/09/2017

Vita nominale (Vn): 50 [anni]

Classe d'uso: II

Coefficiente d'uso (Cu): 1

Periodo di riferimento (Vr): 50 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLO: 30 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLD: 50 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLV: 475 [anni]

Periodo di ritorno (Tr) SLC: 975 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

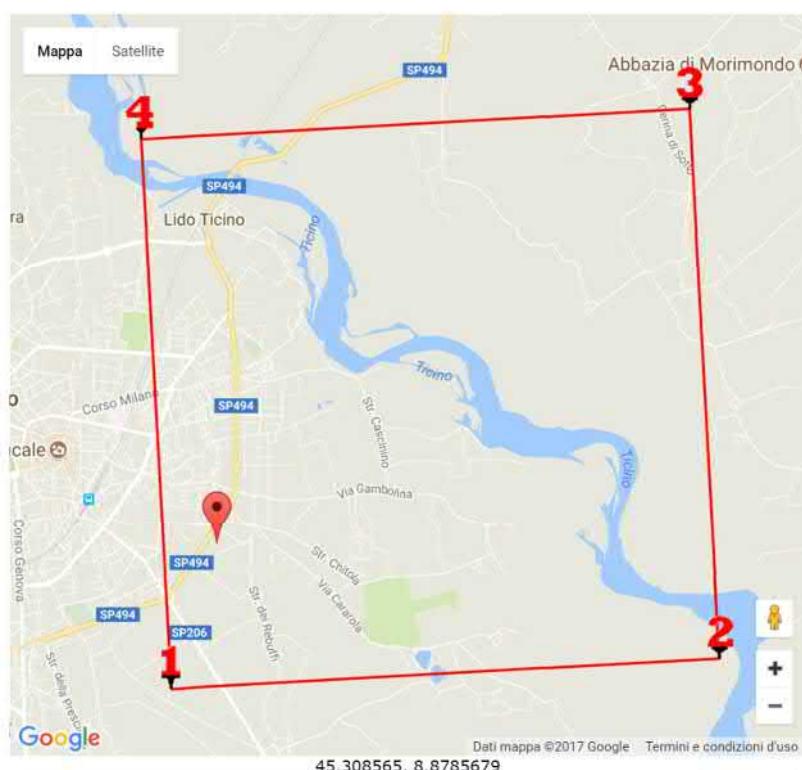
Latitudine (WGS84): 45,3085700 [°]

Longitudine (WGS84): 8,8785680 [°]

Latitudine (ED50): 45,3095100 [°]

Longitudine (ED50): 8,8796310 [°]

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	12922	45,296420	8,873647	1528,45
2	12923	45,299120	8,944521	5204,64
3	12701	45,349050	8,940677	6489,12
4	12700	45,346360	8,869749	5204,64

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC08, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

#### Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,017	2,530	0,160
SLD	50	0,021	2,498	0,192
SLV	475	0,044	2,655	0,283
SLC	975	0,053	2,708	0,300

#### Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,018	2,536	0,161
SLD	50	0,022	2,510	0,191
SLV	475	0,047	2,640	0,282
SLC	975	0,056	2,688	0,299

#### Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,017	2,537	0,160
SLD	50	0,022	2,508	0,191
SLV	475	0,044	2,664	0,283
SLC	975	0,053	2,715	0,302

#### Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,017	2,530	0,160
SLD	50	0,021	2,506	0,191
SLV	475	0,042	2,654	0,286

SLC	975	0,051	2,730	0,304
-----	-----	-------	-------	-------

### Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0,017	2,532	0,160
SLD	50	0,021	2,502	0,192
SLV	475	0,044	2,653	0,283
SLC	975	0,053	2,710	0,301

## 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:

B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 maggiore di 50 nei terreni a grana grossa e cu30 maggiore di 250 kPa nei terreni a grana fine).

Categoria topografica:

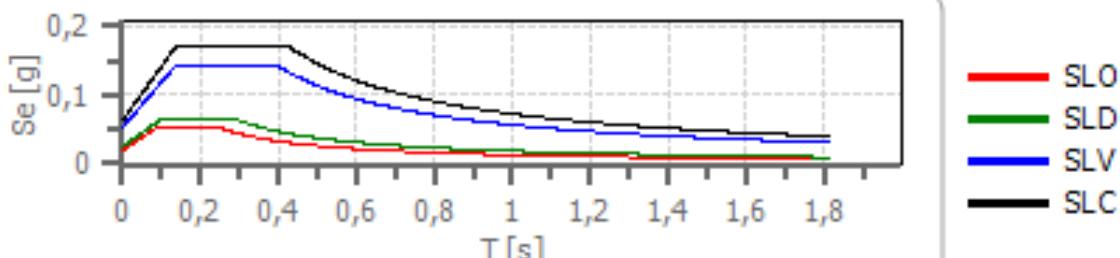
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

### *Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni*

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,004	0,005	0,011	0,013
kv	0,002	0,003	0,005	0,006
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,201	0,253	0,523	0,627
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

### *Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali*

## Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



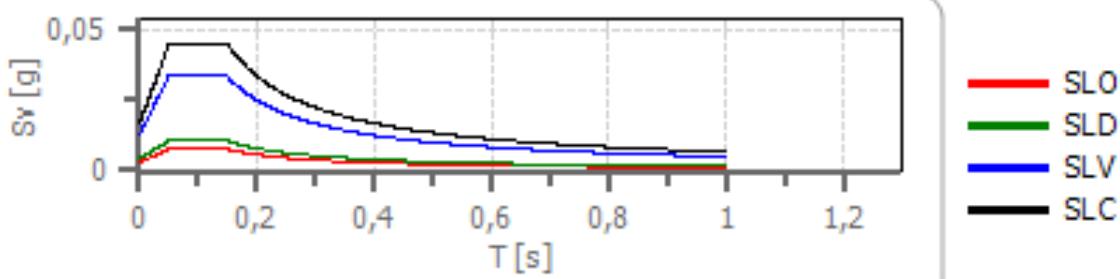
	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1	0,017	2,532	0,160	1,200	1,590	1,000	1,200	1,000	0,085	0,255	1,668	0,021	0,052
SLD	1	0,021	2,502	0,192	1,200	1,530	1,000	1,200	1,000	0,098	0,293	1,686	0,026	0,064
SLV	1	0,044	2,653	0,283	1,200	1,420	1,000	1,200	1,000	0,134	0,402	1,778	0,053	0,141
SLC	1	0,053	2,710	0,301	1,200	1,400	1,000	1,200	1,000	0,140	0,421	1,813	0,064	0,173

## 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

## Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

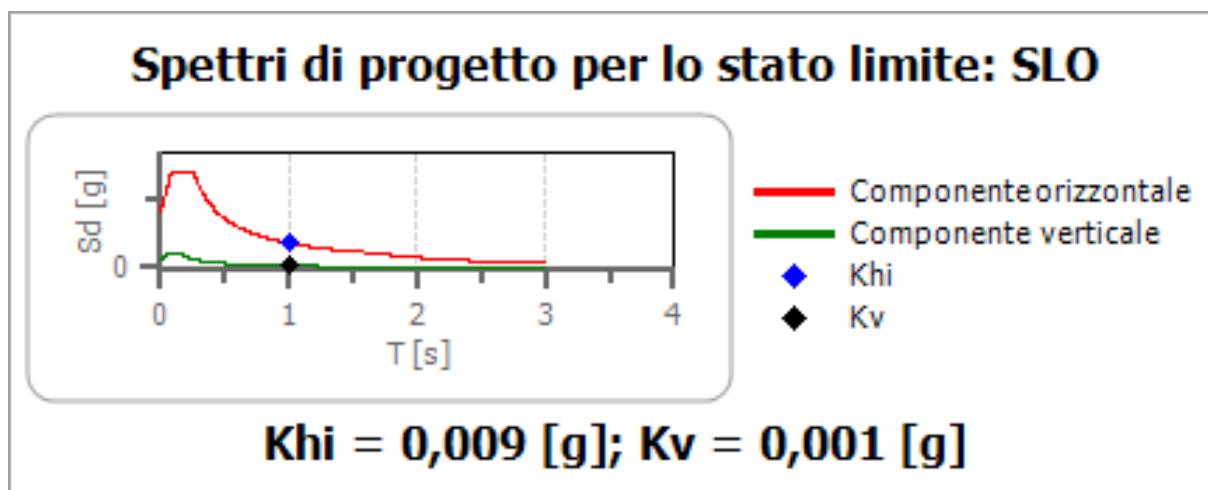


	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1	0,017	2,532	0,160	1,200	1,590	1,000	1,200	1,000	0,085	0,255	1,668	0,021	0,052

SLO	1	0,017	2,532	0,160	1,200	1,590	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,003	0,008
SLD	1	0,021	2,502	0,192	1,200	1,530	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,004	0,011
SLV	1	0,044	2,653	0,283	1,200	1,420	1,000	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000	0,013	0,034
SLC	1	0,053	2,710	0,301	1,200	1,400	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,017	0,045

### Spettro di progetto SLO

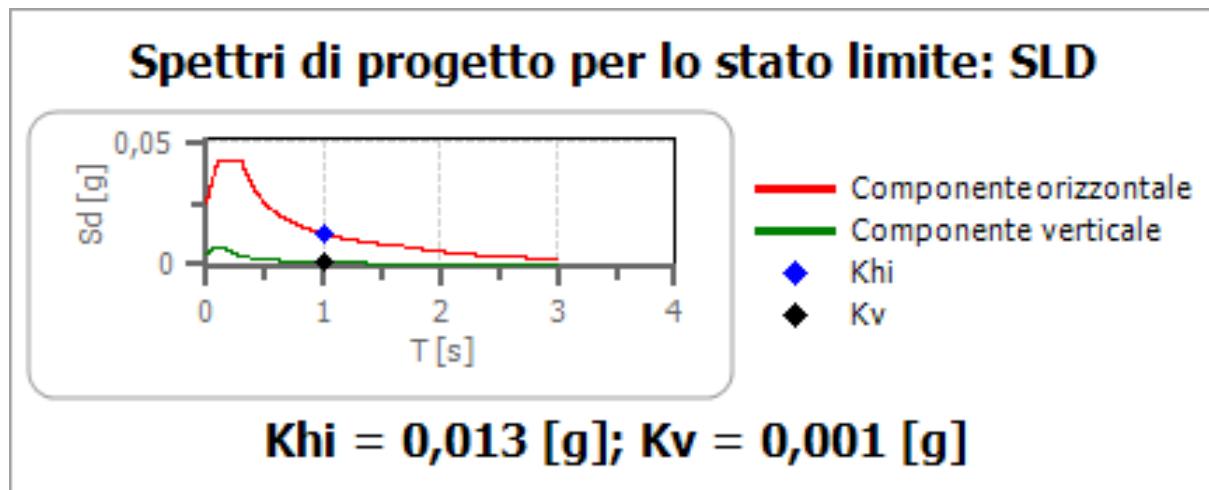
Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1,50  
 Fattore di struttura spettro verticale q: 1,50  
 Periodo fondamentale T: 1,00 [s]  
 khi = Se(T) Orizzontale: 0,009 [s]  
 kv = Se(T) Verticale: 0,001 [s]



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(T B) [g]
SLO orizzontale	1	0,017	2,532	0,160	1,200	1,590	1,000	1,200	1,500	0,085	0,255	1,668	0,021	0,035
SLO verticale	1	0,017	2,532	0,160	1,200	1,590	1,000	1,000	1,500	0,005	0,150	1,000	0,003	0,035

### Spettro di progetto SLD

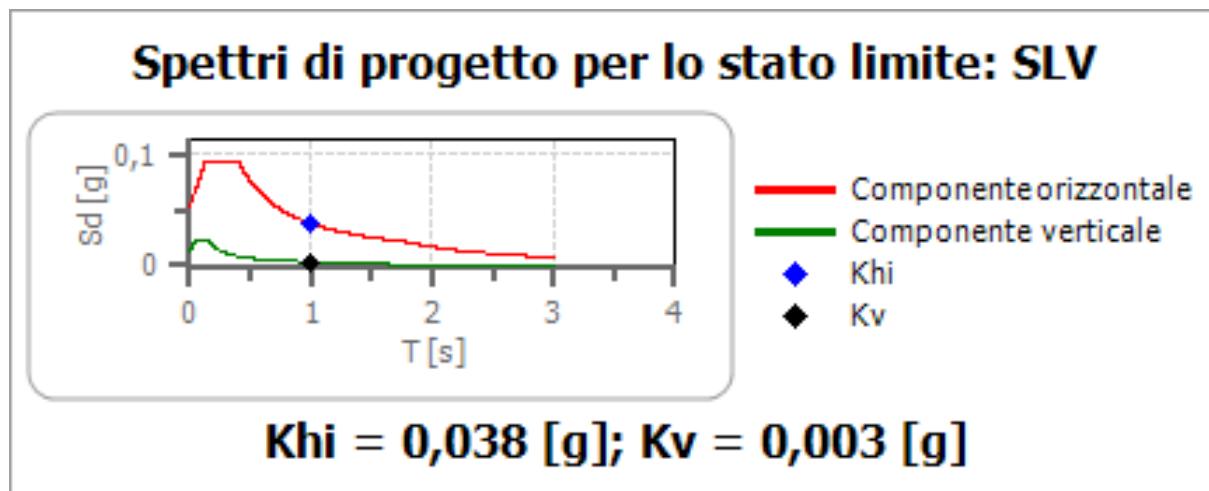
Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1,50  
 Fattore di struttura spettro verticale q: 1,50  
 Periodo fondamentale T: 1,00 [s]  
 khi = Se(T) Orizzontale: 0,013 [s]  
 kv = Se(T) Verticale: 0,001 [s]



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(T B) [g]
SLD orizzontale	1	0,021	2,502	0,192	1,200	1,530	1,000	1,200	1,500	0,098	0,293	1,686	0,026	0,043
SLD verticale	1	0,021	2,502	0,192	1,200	1,530	1,000	1,000	1,500	0,007	0,150	1,000	0,004	0,043

### Spettro di progetto SLV

Fattore di struttura spettro orizzontale q: 1,50  
 Fattore di struttura spettro verticale q: 1,50  
 Periodo fondamentale T: 1,00 [s]  
 khi = Se(T) Orizzontale: 0,038 [s]  
 kv = Se(T) Verticale: 0,003 [s]



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(T B) [g]
SLV orizzontale	1	0,044	2,653	0,283	1,200	1,420	1,000	1,200	1,500	0,134	0,402	1,778	0,053	0,094
SLV verticale	1	0,044	2,653	0,283	1,200	1,420	1,000	1,000	1,500	0,022	0,150	1,000	0,013	0,094

### Spettro di progetto SLC

Fattore di struttura spettro orizzontale q:

1,50

Fattore di struttura spettro verticale q:

1,50

Periodo fondamentale T:

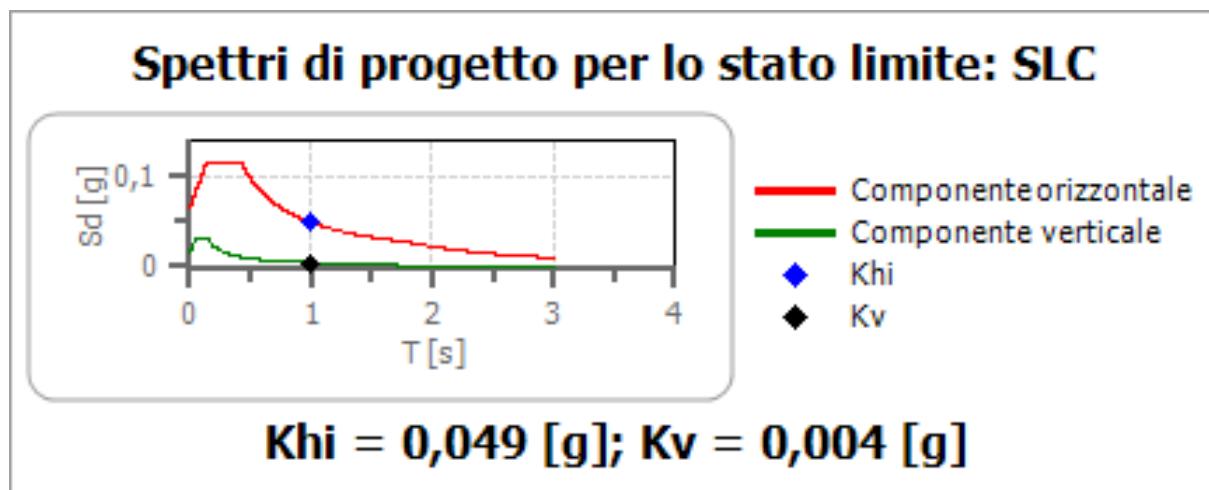
1,00 [s]

khi = Se(T) Orizzontale:

0,049 [s]

kv = Se(T) Verticale:

0,004 [s]



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(T B) [g]
SLC orizzontale	1	0,053	2,710	0,301	1,200	1,400	1,000	1,200	1,500	0,140	0,421	1,813	0,064	0,115
SLC verticale	1	0,053	2,710	0,301	1,200	1,400	1,000	1,000	1,500	0,030	0,150	1,000	0,017	0,115

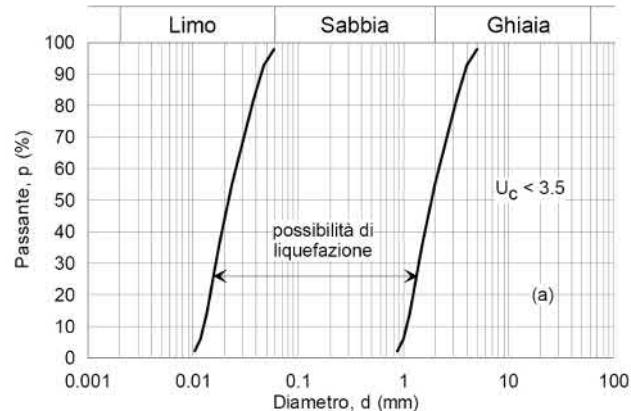
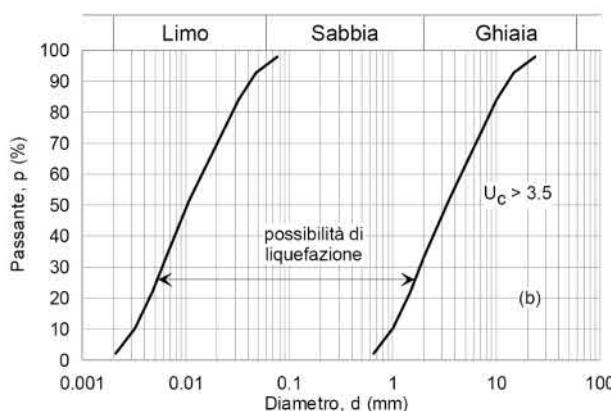
## VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

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  $qc1N > 180$  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  $qc1N$  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**

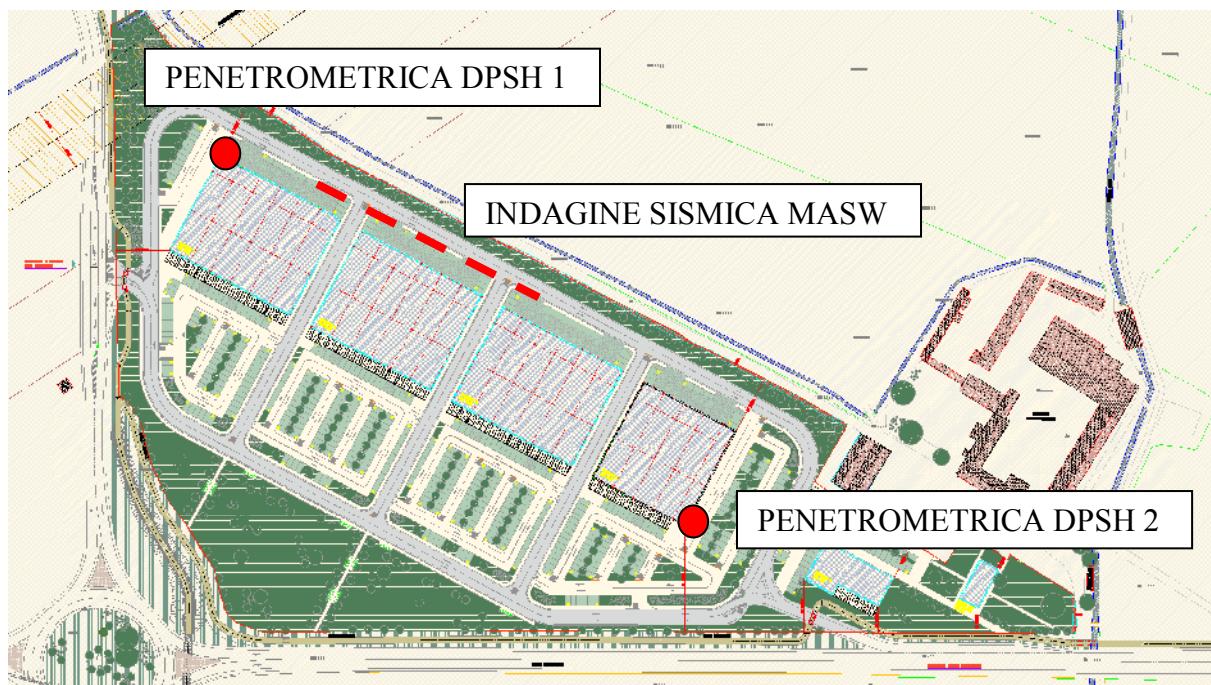
**Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.**

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

- S - Accelerazione massima in superficie=0.044 g

- **F0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = 2.653**
- **Tc periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = 0.283**
- **Categoria di suolo di tipo “B”**
- **Coefficiente di amplificazione litologica Ss=1.2**
- **Coefficiente di amplificazione litologica Cc=1.42**
- **Categoria topografica “T1”**
- **Coefficiente di amplificazione topografica St=1.000.**

**Le condizione 1 risulta soddisfatta.**



Esecuzione indagini penetrometriche

## **RAPPORTO DELL'INDAGINE E CALCOLO DELLA PORTANZA**

Nell'area oggetto della presente relazione, in data 27 settembre 2017, si è svolta la campagna di indagini geotecniche relativa allo progetto preliminare del Piano di Lottizzazione in oggetto mediante n° 2 prove penetrometriche dinamiche eseguite con penetrometro superpesante – Pagani TG63-200 – DPSH.

L'indagine ha permesso di determinare che i depositi alluvionali attraversati presentano litotipi a natura prevalentemente incoerente, sabbiosa e sabbioso limosa, talora sabbioso-ghiaiosa da sciolta a compatta, ben addensata.

I dati ottenuti sono così riassumibili:

- l'area è stata indagata per una profondità di per una profondità di m. 8,0 dal p.c. con il metodo dinamico.
- le prove evidenziano un'alternanza di sedimenti sabbiosi, limoso sabbioso e sabbioso-ghiaiosi con caratteristiche geotecniche da discrete a buone che migliorano in genere con la profondità
- la falda acquifera non è stata rilevata, è comunque ipotizzabile l'escursione massima estiva della medesima a quota prossima ad 8 metri di profondità da piano campagna
- le valutazioni effettuate sulla base delle necessità progettuali e dei dati ricavati dall'indagine eseguita, evidenziano capacità geotecniche del terreno idonee alla realizzazione delle strutture in progetto a partire dalla quota di metri – 0,5 rispetto a quota indagini DPSH1 e DPSH2 (rif. quota strada carraia verso Cascina Colombarola).

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:

$$cN_c scd c + \delta DN_q sqd q + 0,5 \delta BN \delta s \delta d \delta$$

dove:

$c$  = coesione

$\delta$  = peso di volume

$N_c - N_q - N_d$  = coeff. di capacità portante (apposite tabelle)

$sc$   $d$   $c$   $sq$   $dq$   $s\delta$   $d\delta$  = 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.

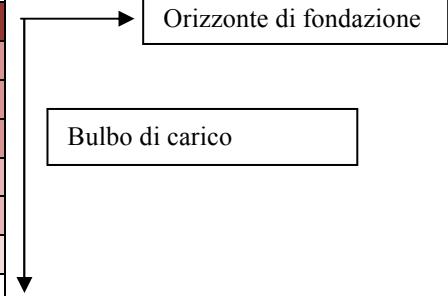
## **DATI GEOTECNICI**

## PROVA DPSH1

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Gamma (t/m³)	Gamma Sature (t/m³)	Φ (°)	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	0,4	7,35	Incoerente	1,63	1,9	32,63	0	42,56	58,8	0,34	423,86	70,81
2	1,4	10,58	Incoerente	1,75	1,92	33,89	0	49,2	84,64	0,33	596,94	100,82
3	2,2	7,35	Incoerente	1,63	1,9	32,63	0	42,56	58,8	0,34	423,86	108,21
4	2,8	10,29	Incoerente	1,74	1,92	33,78	0	48,6	82,32	0,33	581,55	122,2
5	3,2	8,09	Incoerente	1,66	1,91	32,93	0	44,08	64,72	0,34	463,86	121,42
6	3,8	14,21	Incoerente	1,86	1,94	35,20	0	56,65	113,68	0,33	787,68	137,89
7	4,2	10,29	Incoerente	1,74	1,92	33,78	0	48,6	82,32	0,33	581,55	133,8
8	4,6	5,14	Incoerente	1,54	1,89	31,73	0	38,02	41,12	0,34	302,84	120,87
9	5,4	15,07	Incoerente	1,88	1,95	35,49	0	58,42	120,56	0,32	832,41	149,22
10	6,4	9,11	Incoerente	1,7	1,91	33,33	0	46,18	72,88	0,34	518,63	141,22
11	6,8	13,23	Incoerente	1,83	1,94	34,86	0	54,64	105,84	0,33	736,51	153,93
12	7,4	8,82	Incoerente	1,69	1,91	33,22	0	45,58	70,56	0,34	503,1	145,54
13	8,0	17,15	Incoerente	1,93	1,96	36,18	0	62,69	137,2	0,32	939,99	165,86

### Stratigrafia-tipo

ORIZZONTE	Profondità (m)	Descrizione
1	p.c. ÷ 0,40	Terreno agrario
2	0,40 ÷ 1,40	Limo sabbioso
3	1,40 ÷ 2,20	Limo
4	2,20 ÷ 2,80	Limo sabbioso
5	2,80 ÷ 3,20	Limo
6	3,20 ÷ 3,80	Ghiaia fine con sabbia
7	3,80 ÷ 4,20	Limo sabbioso
8	4,20 ÷ 4,60	Limo
9	4,60 ÷ 5,40	Ghiaia fine con sabbia
10	5,40 ÷ 6,40	Limo
11	6,40 ÷ 6,80	Ghiaia fine con sabbia
12	6,80 ÷ 7,40	Limo
13	7,40 ÷ 8,00	Ghiaia fine con sabbia



La determinazione dei parametri caratteristici risulta dalla media pesata degli orizzonti 2(3-4-5-6-7-8) che risultano principalmente interessati dal bulbo di carico

### Determinazione parametri caratteristici orizzonte di fondazione

ORIZZONTI	2 (3-4-5-6-7-8)
Valore medio di $N_{spt}$ (n° colpi)	9,21
Peso di volume naturale (t/m³)	1,91
Angolo di attrito (°)	33,35
Coesione non drenata (kg/cm²)	-
Modulo edometrico (kg/cm²)	46,39

Modulo elastico ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	73,71
Modulo di taglio ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	515,36

**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 sedimenti 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  $\phi$  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:

## Rd>Ed

con:

**Rd** = valore di progetto della resistenza del terreno

**Ed** = 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) il piano posa fondazioni è stato previsto:

- alla profondità di metri – 0,50 dalla quota  $\pm 0,00$  (rif. quota strada carraia verso Cascina Colombarola) - 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  $\varphi'k$  è stata applicata la formula;

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

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

dove

$\varphi'm$  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  $\varphi$  derivante dall'indagine ( $33,35^\circ$ ) si ottiene un valore di  $32,68^\circ$ .

Tale valore minimo di  $\varphi$  corrisponde ad uno scostamento medio dei vari  $\varphi$  riscontrabili in sìto

$$- V = 0,67^\circ.$$

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

Orizzonte 3(4-5) →  $\varphi' k = \varphi' m (1 - 1,645 V \varphi' m) = 32,68^\circ (1 - 1,645 * 0,67^\circ / 32,68^\circ) = 32,68^\circ (0,966) = \underline{\underline{31,58^\circ}}$ .

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 Rd si è considerata l'ipotesi:

Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coeff. parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)	Val. verifica (A1, M1, R3)
				Orizzonte
				2(3-4-5-6-7-8)
(tan) $\varphi'$ (°)	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25	31,58
$c'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25	-
$C_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_{C_u}$	1.0	1.4	-
$\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{\gamma_t}$	1.0	1.0	1,91

### Verifica agli stati limite ultimo (SLU)

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

- fondazione impostata nei terreni dello STRATO 2 ad una profondità di – 0,50 metri rispetto alla quota indagini (*rif. quota strada carraia verso Cascina Colombarola*).

Trattandosi di terreni incoerenti la Rd 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.

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.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot [(0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_y \cdot s_y \cdot r_y) + (\gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q)]$$

### **Orizzonte 2 (3-4-5-6-7-8) - 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  $M_1$  ed  $M_2$  della tabella 6.2.II, si avrà:

<b>Orizzonte di appoggio</b>	<b>D (m)</b>	<b>B (m)</b>	<b>L (m)</b>	<b>q.ult. (Kg/cmq) - SLU</b>
				<b>(A1+M1+R3)</b>
2	0,5	2,0	20	3,222

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

Le NTC 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 (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 rigidezza 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 ampliamente 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 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:

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

$H_i$  = 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

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

<b>CEDIMENTI FONDAZIONE IN C.A. CON CARICO ESERCIZIO Qe PARI A Rd</b>					
<b>QUOTA IMPOSTA FONDAZIONE A -0,5 METRI DA QUOTA ±0,00</b>					

Tipo di verifica	BxL (m)	Rd (Kg/cmq)	Wt (cm)	Wamm (cm)	Rd (Kg/cmq) = W=2,5 cm
SLU Approccio 2	2,0 x 20	3,639	6,95	2,5	<b>1,25</b>
SLU Approccio 1	2,0 x 20	1,906	5,15	2,5	<b>1,1</b>

**Confrontando i valori di cedimento trovati con il valore ammissibile assunto pari a 2,5 cm si conclude che affinché sia soddisfatta anche la verifica agli stati limite di esercizio le 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 ≤2,5 cm per una fondazione impostata a – 0,50 metri da quota ± 0,00 ((rif. quota strada carraia verso Cascina Colombarola).**

<b>Resistenza di progetto Rd agli SLE</b>				
<b>prof. (m.)</b>	<b>dim. (m.)</b>	<b>tipo verifica</b>	<b>Rd (Kg/cmq)</b>	<b>K Winkler (Kg/cmc)</b>
<b>0,50</b>	<b>2,0 x 20,0</b>	<b>Appr. 2</b>	<b>1,25</b>	<b>2,05</b>
<b>0,50</b>	<b>2,0 x 20,0</b>	<b>Appr. 1</b>	<b>1,10</b>	<b>1,90</b>

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.

## **CERTIFICATI DI ELABORAZIONE DELLE INDAGINI GEOTECNICHE**

## **PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**

Committente: FI.MA SRL  
Cantiere: CASCINA COLOMBAROLA  
Località: VIGEVANO

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 ( $\alpha= 60\text{--}90^\circ$ ), 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 ( $\alpha = 60^\circ\text{--}90^\circ$ ) diametro D = 50.5 mm, area base cono A = 20 cm<sup>2</sup>, rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

### **Correlazione con Nspt**

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 Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$Nspt = \beta_t N$$

Dove:

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

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Qspt 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 Rpd**

Formula Olandesi

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

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

## **Calcolo di (N<sub>1</sub>)<sub>60</sub>**

(N<sub>1</sub>)<sub>60</sub> è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \text{ con } C_N = \sqrt{(Pa/\sigma' v_0)} \quad C_N < 1.7 \quad Pa = 101.32 \text{ kPa} \quad (Liao e Whitman 1986)$$

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

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

C<sub>s</sub>: Parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).

C<sub>d</sub>: Funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).

C<sub>r</sub>: 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 resistenza alla punta.

## **Valutazioni statistiche e correlazioni**

### **Elaborazione Statistica**

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

#### **Media**

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

#### **Media minima**

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

#### **Massimo**

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

#### **Minimo**

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

#### **Scarto quadratico medio**

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

#### **Media deviata**

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

#### **Media + s**

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

### **Media - s**

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

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

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

$$Nspt_{,k} = Nspt_{,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{Nspt})$$

dove  $sNspt$  è la deviazione standard di  $Nspt$

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

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

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

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 immorsamento d = 1 mt..

### **Correlazioni geotecniche terreni incoerenti**

#### **Liquefazione**

Permette di calcolare utilizzando dati  $Nspt$  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  $Nspt$  dello strato considerato risulta inferiore a  $Nspt$  critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

#### **Correzione $Nspt$ in presenza di falda**

$Nspt$  corretto =  $15 + 0.5 \times (Nspt - 15)$

$Nspt$  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 argilosì-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 Dr %.
- 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 Dr 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 Dr % 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 Dr % 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/cm<sup>2</sup>.

#### **Modulo di reazione ( $K_o$ )**

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

#### **Resistenza alla punta del Penetrometro Statico ( $Q_c$ )**

- Robertson 1983  $Q_c$

### **Correlazioni geotecniche terreni coesivi**

#### **Coesione non drenata**

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con  $N_spt < 8$  , argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948).  $C_u$  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 , ( $C_u$ - $N_spt$ -grado di plasticità).
- Schmertmann 1975  $C_u$  (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  $C_u$  (Kg/cm<sup>2</sup>) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata  $C_u$  (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 ( $M_o$ )**

Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.

- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - $M_o$  ( $E_{ed}$ ) (Kg/cm<sup>2</sup>), valida per litotipi argillosi e limosi-argilosì (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 non rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI  
 27/09/2017  
 8,00 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

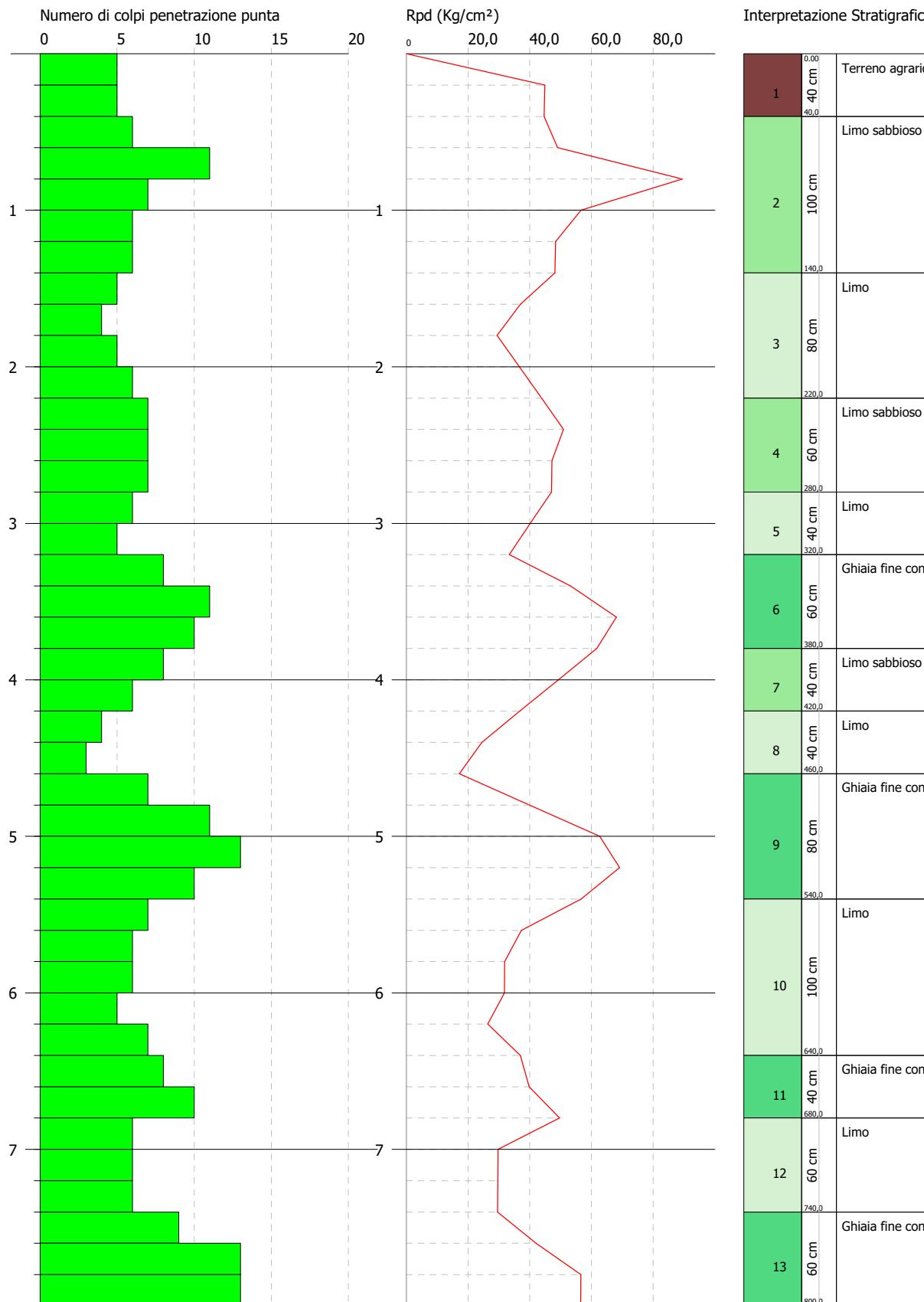
Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	5	0,855	44,90	52,54	2,24	2,63
0,40	5	0,851	44,70	52,54	2,23	2,63
0,60	6	0,847	49,01	57,86	2,45	2,89
0,80	11	0,843	89,46	106,08	4,47	5,30
1,00	7	0,840	56,69	67,50	2,83	3,38
1,20	6	0,836	48,39	57,86	2,42	2,89
1,40	6	0,833	48,19	57,86	2,41	2,89
1,60	5	0,830	36,96	44,55	1,85	2,23
1,80	4	0,826	29,45	35,64	1,47	1,78
2,00	5	0,823	36,68	44,55	1,83	2,23
2,20	6	0,820	43,85	53,47	2,19	2,67
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	7	0,811	47,04	57,97	2,35	2,90
3,00	6	0,809	40,18	49,69	2,01	2,48
3,20	5	0,806	33,38	41,41	1,67	2,07
3,40	8	0,803	53,23	66,25	2,66	3,31
3,60	11	0,801	68,15	85,09	3,41	4,25
3,80	10	0,798	61,76	77,36	3,09	3,87
4,00	8	0,796	49,26	61,88	2,46	3,09
4,20	6	0,794	36,84	46,41	1,84	2,32
4,40	4	0,791	24,49	30,94	1,22	1,55
4,60	3	0,789	17,18	21,77	0,86	1,09
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	13	0,733	69,15	94,34	3,46	4,72
5,40	10	0,781	56,68	72,57	2,83	3,63
5,60	7	0,779	37,27	47,84	1,86	2,39
5,80	6	0,777	31,87	41,00	1,59	2,05
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	7	0,772	36,93	47,84	1,85	2,39
6,60	8	0,770	39,80	51,66	1,99	2,58
6,80	10	0,769	49,64	64,58	2,48	3,23
7,00	6	0,767	29,73	38,75	1,49	1,94
7,20	6	0,766	29,67	38,75	1,48	1,94
7,40	6	0,764	29,61	38,75	1,48	1,94
7,60	9	0,763	42,02	55,09	2,10	2,75
7,80	13	0,711	56,60	79,57	2,83	3,98
8,00	13	0,710	56,49	79,57	2,82	3,98

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

Committente: FI.MA SRL  
Cantiere: CASCINA COLOMBAROLA  
Località: VIGEVANO

Data: 27/09/2017

Scala 1:37



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
0,4	5	52,54	Incoerente	0	1,63	1,9	0,03	1,47	7,35	Terreno agrario
1,4	7,2	69,43	Incoerente	0	1,75	1,92	0,15	1,47	10,58	Limo sabbioso
2,2	5	44,55	Incoerente	0	1,63	1,9	0,31	1,47	7,35	Limo
2,8	7	59,44	Incoerente	0	1,74	1,92	0,42	1,47	10,29	Limo sabbioso
3,2	5,5	45,55	Incoerente	0	1,66	1,91	0,51	1,47	8,09	Limo
3,8	9,67	76,23	Incoerente	0	1,86	1,94	0,6	1,47	14,21	Ghiaia fine con sabbia
4,2	7	54,15	Incoerente	0	1,74	1,92	0,69	1,47	10,29	Limo sabbioso
4,6	3,5	26,36	Incoerente	0	1,54	1,89	0,75	1,47	5,14	Limo
5,4	10,25	74,38	Incoerente	0	1,88	1,95	0,86	1,47	15,07	Ghiaia fine con sabbia
6,4	6,2	42,37	Incoerente	0	1,7	1,91	1,02	1,47	9,11	Limo
6,8	9	58,12	Incoerente	0	1,83	1,94	1,14	1,47	13,23	Ghiaia fine con sabbia
7,4	6	38,75	Incoerente	0	1,69	1,91	1,23	1,47	8,82	Limo
8	11,67	71,41	Incoerente	0	1,93	1,96	1,34	1,47	17,15	Ghiaia fine con sabbia

## TERRENI INCOERENTI

### Densità relativa

	Intestazione NSPT \$	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Terreno agrario	7,35	0,40	34,03	66,52	100	26,83
[2] - Limo sabbioso	10,58	1,40	39,03	73,97	86,48	34,26
[3] - Limo	7,35	2,20	28,42	56,78	60,6	26,83
[4] - Limo sabbioso	10,29	2,80	33,18	63,57	65,36	33,63
[5] - Limo	8,09	3,20	27,02	54,34	55,52	28,62
[6] - Ghiaia fine con sabbia	14,21	3,80	37,16	69,5	69,66	41,56
[7] - Limo sabbioso	10,29	4,20	29,17	57,18	57,53	33,63
[8] - Limo	5,14	4,60	15,7	39,49	40,31	21,21
[9] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	5,40	34,68	65,28	65,13	43,14
[10] - Limo	9,11	6,40	22,9	48,34	48,96	30,99
[11] - Ghiaia fine con sabbia	13,23	6,80	28,72	56,29	56,82	39,69
[12] - Limo	8,82	7,40	20,26	44,91	45,91	30,33
[13] - Ghiaia fine con sabbia	17,15	8,00	31,91	60,93	61,7	46,75

### Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhoff 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
[1] - Terreno agrario	7,35	0,40	7,35	29,1	22,1	30,06	35,67	32,63	0	<30	25,5	29,2	36,29	27,12
[2] - Limo sabbioso	10,58	1,40	10,58	30,02	23,02	30,96	32,9	33,89	38,36	<30	27,6	30,17	39,01	29,55
[3] - Limo	7,35	2,20	7,35	29,1	22,1	30,06	30,81	32,63	0	<30	25,5	29,2	35,25	27,12
[4] - Limo sabbioso	10,29	2,80	10,29	29,94	22,94	30,88	30,65	33,78	36,9	<30	27,42	30,09	37,74	29,35
[5] - Limo	8,09	3,20	8,09	29,31	22,31	30,27	29,86	32,93	0	<30	26,02	29,43	35,32	27,72
[6] - Ghiaia fine con sabbia	14,21	3,80	14,21	31,06	24,06	31,98	30,42	35,2	37,73	30-32	29,6	31,26	39,9	31,86
[7] - Limo sabbioso	10,29	4,20	10,29	29,94	22,94	30,88	29,59	33,78	36,01	<30	27,42	30,09	36,74	29,35
[8] - Limo	5,14	4,60	5,14	28,47	21,47	29,44	28,27	31,73	0	<30	23,78	28,54	30,43	25,14
[9] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	5,40	15,07	31,31	24,31	32,22	29,72	35,49	37,14	30-32	30,03	31,52	39,42	32,36
[10] - Limo	9,11	6,40	9,11	29,6	22,6	30,55	28,54	33,33	0	<30	26,69	29,73	34,41	28,5
[11] - Ghiaia fine con sabbia	13,23	6,80	13,23	30,78	23,78	31,7	28,9	34,86	35,88	30-32	29,09	30,97	37,21	31,27
[12] - Limo	8,82	7,40	8,82	29,52	22,52	30,47	28,08	33,22	0	<30	26,5	29,65	33,34	28,28
[13] - Ghiaia fine con sabbia	17,15	8,00	17,15	31,9	24,9	32,8	28,97	36,18	36,53	30-32	31,04	32,15	38,73	33,52

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

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzelbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Terreno agrario	7,35	0,40	7,35	---	58,80	---	---	---
[2] - Limo sabbioso	10,58	1,40	10,58	232,17	84,64	125,54	259,35	127,90
[3] - Limo	7,35	2,20	7,35	---	58,80	---	---	---
[4] - Limo sabbioso	10,29	2,80	10,29	228,97	82,32	122,12	257,17	126,45
[5] - Limo	8,09	3,20	8,09	---	64,72	96,16	---	---
[6] - Ghiaia fine con sabbia	14,21	3,80	14,21	269,07	113,68	168,38	286,58	146,05
[7] - Limo sabbioso	10,29	4,20	10,29	228,97	82,32	122,12	257,17	126,45
[8] - Limo	5,14	4,60	5,14	---	41,12	---	---	---
[9] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	5,40	15,07	277,09	120,56	178,53	293,02	150,35
[10] - Limo	9,11	6,40	9,11	---	72,88	108,20	---	---
[11] - Ghiaia fine con sabbia	13,23	6,80	13,23	259,63	105,84	156,81	279,23	141,15
[12] - Limo	8,82	7,40	8,82	---	70,56	104,78	---	---
[13] - Ghiaia fine con sabbia	17,15	8,00	17,15	295,60	137,20	203,07	308,62	160,75

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

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sangler (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Terreno agrario	7,35	0,40	7,35	---	42,56	52,18	70,78
[2] - Limo sabbioso	10,58	1,40	10,58	63,48	49,20	75,12	85,19
[3] - Limo	7,35	2,20	7,35	---	42,56	52,18	70,78
[4] - Limo sabbioso	10,29	2,80	10,29	61,74	48,60	73,06	83,89
[5] - Limo	8,09	3,20	8,09	---	44,08	57,44	74,08
[6] - Ghiaia fine con sabbia	14,21	3,80	14,21	85,26	56,65	100,89	101,38
[7] - Limo sabbioso	10,29	4,20	10,29	61,74	48,60	73,06	83,89
[8] - Limo	5,14	4,60	5,14	---	38,02	36,49	60,92
[9] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	5,40	15,07	90,42	58,42	107,00	105,21
[10] - Limo	9,11	6,40	9,11	---	46,18	64,68	78,63
[11] - Ghiaia fine con sabbia	13,23	6,80	13,23	79,38	54,64	93,93	97,01
[12] - Limo	8,82	7,40	8,82	---	45,58	62,62	77,34
[13] - Ghiaia fine con sabbia	17,15	8,00	17,15	102,90	62,69	121,76	114,49

**Classificazione AGI**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Terreno agrario	7,35	0,40	7,35	Classificazione A.G	POCO ADDENSATO
[2] - Limo sabbioso	10,58	1,40	10,58	Classificazione A.G	MODERATAMENTE ADDENSATO
[3] - Limo	7,35	2,20	7,35	Classificazione A.G	POCO ADDENSATO
[4] - Limo sabbioso	10,29	2,80	10,29	Classificazione A.G	MODERATAMENTE ADDENSATO
[5] - Limo	8,09	3,20	8,09	Classificazione A.G	POCO ADDENSATO
[6] - Ghiaia fine con sabbia	14,21	3,80	14,21	Classificazione A.G	MODERATAMENTE ADDENSATO
[7] - Limo sabbioso	10,29	4,20	10,29	Classificazione A.G	MODERATAMENTE ADDENSATO
[8] - Limo	5,14	4,60	5,14	Classificazione A.G	POCO ADDENSATO
[9] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	5,40	15,07	Classificazione A.G	MODERATAMENTE ADDENSATO
[10] - Limo	9,11	6,40	9,11	Classificazione A.G	POCO ADDENSATO
[11] - Ghiaia fine con sabbia	13,23	6,80	13,23	Classificazione A.G	MODERATAMENTE ADDENSATO
[12] - Limo	8,82	7,40	8,82	Classificazione A.G	POCO ADDENSATO
[13] - Ghiaia fine con sabbia	17,15	8,00	17,15	Classificazione A.G	MODERATAMENTE ADDENSATO

**Peso unità di volume**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[1] - Terreno agrario	7,35	0,40	7,35	Meyerhof ed altr	1,63
[2] - Limo sabbioso	10,58	1,40	10,58	Meyerhof ed altr	1,75
[3] - Limo	7,35	2,20	7,35	Meyerhof ed altr	1,63
[4] - Limo sabbioso	10,29	2,80	10,29	Meyerhof ed altr	1,74
[5] - Limo	8,09	3,20	8,09	Meyerhof ed altr	1,66
[6] - Ghiaia fine con sabbia	14,21	3,80	14,21	Meyerhof ed altr	1,86
[7] - Limo sabbioso	10,29	4,20	10,29	Meyerhof ed altr	1,74
[8] - Limo	5,14	4,60	5,14	Meyerhof ed altr	1,54
[9] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	5,40	15,07	Meyerhof ed altr	1,88
[10] - Limo	9,11	6,40	9,11	Meyerhof ed altr	1,70
[11] - Ghiaia fine con sabbia	13,23	6,80	13,23	Meyerhof ed altr	1,83
[12] - Limo	8,82	7,40	8,82	Meyerhof ed altr	1,69
[13] - Ghiaia fine con sabbia	17,15	8,00	17,15	Meyerhof ed altr	1,93

**Peso unità di volume saturo**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Sastro (t/m³)
[1] - Terreno agrario	7,35	0,40	7,35	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,90
[2] - Limo sabbioso	10,58	1,40	10,58	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,92
[3] - Limo	7,35	2,20	7,35	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,90
[4] - Limo sabbioso	10,29	2,80	10,29	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,92
[5] - Limo	8,09	3,20	8,09	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,91
[6] - Ghiaia fine con sabbia	14,21	3,80	14,21	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,94
[7] - Limo sabbioso	10,29	4,20	10,29	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,92
[8] - Limo	5,14	4,60	5,14	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,89
[9] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	5,40	15,07	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,95
[10] - Limo	9,11	6,40	9,11	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,91
[11] - Ghiaia fine con sabbia	13,23	6,80	13,23	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,94
[12] - Limo	8,82	7,40	8,82	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,91
[13] - Ghiaia fine con sabbia	17,15	8,00	17,15	Terzaghi-Pec 1948-1967	1,96

**Modulo di Poisson**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Terreno agrario	7,35	0,40	7,35	(A.G.I.)	0,34
[2] - Limo sabbioso	10,58	1,40	10,58	(A.G.I.)	0,33
[3] - Limo	7,35	2,20	7,35	(A.G.I.)	0,34
[4] - Limo sabbioso	10,29	2,80	10,29	(A.G.I.)	0,33
[5] - Limo	8,09	3,20	8,09	(A.G.I.)	0,34
[6] - Ghiaia fine con sabbia	14,21	3,80	14,21	(A.G.I.)	0,33
[7] - Limo sabbioso	10,29	4,20	10,29	(A.G.I.)	0,33
[8] - Limo	5,14	4,60	5,14	(A.G.I.)	0,34
[9] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	5,40	15,07	(A.G.I.)	0,32
[10] - Limo	9,11	6,40	9,11	(A.G.I.)	0,34
[11] - Ghiaia fine con sabbia	13,23	6,80	13,23	(A.G.I.)	0,33
[12] - Limo	8,82	7,40	8,82	(A.G.I.)	0,34
[13] - Ghiaia fine con sabbia	17,15	8,00	17,15	(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] - Terreno agrario	7,35	0,40	7,35	423,86	422,87
[2] - Limo sabbioso	10,58	1,40	10,58	596,94	528,29
[3] - Limo	7,35	2,20	7,35	423,86	422,87
[4] - Limo sabbioso	10,29	2,80	10,29	581,55	519,39
[5] - Limo	8,09	3,20	8,09	463,86	448,40
[6] - Ghiaia fine con sabbia	14,21	3,80	14,21	787,68	632,62
[7] - Limo sabbioso	10,29	4,20	10,29	581,55	519,39
[8] - Limo	5,14	4,60	5,14	302,84	339,87
[9] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	5,40	15,07	832,41	655,75
[10] - Limo	9,11	6,40	9,11	518,63	482,14
[11] - Ghiaia fine con sabbia	13,23	6,80	13,23	736,51	605,60
[12] - Limo	8,82	7,40	8,82	503,10	472,71
[13] - Ghiaia fine con sabbia	17,15	8,00	17,15	939,99	709,65

**Velocità onde di taglio**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Terreno agrario	7,35	0,40	7,35	Ohta & Goto (1978) Limi	70,81
[2] - Limo sabbioso	10,58	1,40	10,58	Ohta & Goto (1978) Limi	100,82
[3] - Limo	7,35	2,20	7,35	Ohta & Goto (1978) Limi	108,21
[4] - Limo sabbioso	10,29	2,80	10,29	Ohta & Goto (1978) Limi	122,2
[5] - Limo	8,09	3,20	8,09	Ohta & Goto (1978) Limi	121,42
[6] - Ghiaia fine con sabbia	14,21	3,80	14,21	Ohta & Goto (1978) Limi	137,89
[7] - Limo sabbioso	10,29	4,20	10,29	Ohta & Goto (1978) Limi	133,8
[8] - Limo	5,14	4,60	5,14	Ohta & Goto (1978) Limi	120,87
[9] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	5,40	15,07	Ohta & Goto (1978) Limi	149,22
[10] - Limo	9,11	6,40	9,11	Ohta & Goto (1978) Limi	141,22
[11] - Ghiaia fine con sabbia	13,23	6,80	13,23	Ohta & Goto (1978) Limi	153,93
[12] - Limo	8,82	7,40	8,82	Ohta & Goto (1978) Limi	145,54
[13] - Ghiaia fine con sabbia	17,15	8,00	17,15	Ohta & Goto (1978) Limi	165,86

**Liquefazione**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Terreno agrario	7,35	0,40	7,35	Seed e Idriss (1971)	--
[2] - Limo sabbioso	10,58	1,40	10,58	Seed e Idriss (1971)	--
[3] - Limo	7,35	2,20	7,35	Seed e Idriss (1971)	--
[4] - Limo sabbioso	10,29	2,80	10,29	Seed e Idriss (1971)	--
[5] - Limo	8,09	3,20	8,09	Seed e Idriss (1971)	--
[6] - Ghiaia fine con sabbia	14,21	3,80	14,21	Seed e Idriss (1971)	--
[7] - Limo sabbioso	10,29	4,20	10,29	Seed e Idriss (1971)	--
[8] - Limo	5,14	4,60	5,14	Seed e Idriss (1971)	--
[9] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	5,40	15,07	Seed e Idriss (1971)	--
[10] - Limo	9,11	6,40	9,11	Seed e Idriss (1971)	--
[11] - Ghiaia fine con sabbia	13,23	6,80	13,23	Seed e Idriss (1971)	--
[12] - Limo	8,82	7,40	8,82	Seed e Idriss (1971)	--
[13] - Ghiaia fine con sabbia	17,15	8,00	17,15	Seed e Idriss (1971)	--

**Modulo di reazione Ko**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[1] - Terreno agrario	7,35	0,40	7,35		---
[2] - Limo sabbioso	10,58	1,40	10,58		---
[3] - Limo	7,35	2,20	7,35		---
[4] - Limo sabbioso	10,29	2,80	10,29		---
[5] - Limo	8,09	3,20	8,09		---

[6] - Ghiaia fine con sabbia	14,21	3,80	14,21		---
[7] - Limo sabbioso	10,29	4,20	10,29		---
[8] - Limo	5,14	4,60	5,14		---
[9] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	5,40	15,07		---
[10] - Limo	9,11	6,40	9,11		---
[11] - Ghiaia fine con sabbia	13,23	6,80	13,23		---
[12] - Limo	8,82	7,40	8,82		---
[13] - Ghiaia fine con sabbia	17,15	8,00	17,15		---

**Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Terreno agrario	7,35	0,40	7,35		---
[2] - Limo sabbioso	10,58	1,40	10,58		---
[3] - Limo	7,35	2,20	7,35		---
[4] - Limo sabbioso	10,29	2,80	10,29		---
[5] - Limo	8,09	3,20	8,09		---
[6] - Ghiaia fine con sabbia	14,21	3,80	14,21		---
[7] - Limo sabbioso	10,29	4,20	10,29		---
[8] - Limo	5,14	4,60	5,14		---
[9] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	5,40	15,07		---
[10] - Limo	9,11	6,40	9,11		---
[11] - Ghiaia fine con sabbia	13,23	6,80	13,23		---
[12] - Limo	8,82	7,40	8,82		---
[13] - Ghiaia fine con sabbia	17,15	8,00	17,15		---

### Calcolo SLU - Meyerhof - approccio 1 platea 2,0 x 20

Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	( $\gamma$ )	t/mc	1,91
Angolo di attrito interno	( $\varphi$ )	°	25,26
Coesione	( $c'$ )	t/m <sup>2</sup>	0,00
K <sub>p</sub>			2,49
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	( $\gamma_r$ )	t/mc	1,60
			dati calcolati
Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	2,00
Lunghezza fondazione	L	m	20,00
Eccentricità larghezza	e <sub>x</sub>	m	0,00
Approfondimento	D	m	1,00
Inclinazione carico	i	°	0,00
Larghezza ridotta	B'	m	2,00
Coefficenti di fondazione			
N <sub>q</sub>			10,9585 e <sup>v * q * l / tg^2 (45° + φ/2)</sup>
N <sub>γ</sub>			7,0677 (N <sub>q</sub> - 1) tg (1,4 φ)
N <sub>c</sub>			21,1055 (N <sub>q</sub> - 1) ctg (φ)
Fattori di forma			
s <sub>c</sub>			1,0498 1 + 0,2 * K <sub>p</sub> (B/L)
s <sub>q</sub> = s <sub>γ</sub>			1,0249 1 + 0,1 * K <sub>p</sub> (B/L)
Fattori di profondità			
d <sub>c</sub>			1,1578 1 + 0,2 K <sub>p</sub> <sup>1/2</sup> * D/B
d <sub>q</sub> = d <sub>γ</sub>			1,0789 1 + 0,1 K <sub>p</sub> <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>+</sup>
i <sub>γ</sub>			1,0000 (1 - i°/φ) <sup>+</sup>
Calcolo del carico limite			
			19,3874 γ <sub>r</sub> * D * N <sub>q</sub> * s <sub>q</sub> * d <sub>q</sub> * i <sub>q</sub>
			14,9266 0,5 * B' * γ * N <sub>γ</sub> * s <sub>γ</sub> * d <sub>γ</sub>
			0,0000 c' * N <sub>c</sub> * s <sub>c</sub> * d <sub>c</sub> * i <sub>c</sub>
<b>Qamm = (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>γ</sub> * s<sub>γ</sub> * d<sub>γ</sub> * i<sub>γ</sub> )</b>			
Q ult	t/m <sup>2</sup>	34,3141	TOTALE
Q ult	Kg/cm <sup>2</sup>	3,4314	
SLU	γR = 1,8	1,9063	

### Calcolo SLU - Meyerhof - approccio 2 - platea 2,0 x 20

Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	( $\gamma$ )	t/mc	1,91
Angolo di attrito interno	( $\varphi$ )	°	31,58
Coesione	( $c'$ )	t/m <sup>2</sup>	0,00
K <sub>p</sub>	( $\gamma_r$ )	t/mc	3,20
Peso dell'unità di volume terreno di riporto			1,60
			dati calcolati
Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	2,00
Lunghezza fondazione	L	m	20,00
Eccentricità larghezza	e <sub>x</sub>	m	0,00
Approfondimento	D	m	1,00
Inclinazione carico	i	°	0,00
Larghezza ridotta	B'	m	2,00
Coeffienti di fondazione			
N <sub>q</sub>			22,0657 e <sup>i<sub>γ</sub> * N<sub>q</sub> * φ</sup> / tg <sup>2</sup> (45° + φ/2)
N <sub>γ</sub>			20,4941 (N <sub>q</sub> - 1) tg (1,4 φ)
N <sub>c</sub>			34,2686 (N <sub>q</sub> - 1) ctg (φ)
Fattori di forma			
s <sub>c</sub>			1,0640 1 + 0,2 * K <sub>p</sub> (B/L)
s <sub>q</sub> = s <sub>γ</sub>			1,0320 1 + 0,1 * K <sub>p</sub> (B/L)
Fattori di profondità			
d <sub>c</sub>			1,1789 1 + 0,2 K <sub>p</sub> <sup>1/2</sup> * D/B
d <sub>q</sub> = d <sub>γ</sub>			1,0894 1 + 0,1 K <sub>p</sub> <sup>1/2</sup> * D/B
Fattori di inclinazione del carico			
i <sub>q</sub> = i <sub>c</sub>			1,0000 (1 - i <sup>o</sup> /90) <sup>c</sup>
i <sub>γ</sub>			1,0000 (1 - i <sup>o</sup> /φ) <sup>c</sup>
Calcolo del carico limite			
			39,6928 γ <sub>r</sub> * D * N <sub>q</sub> * s <sub>q</sub> * d <sub>q</sub> * i <sub>q</sub>
			44,0084 0,5 * B' * γ * N <sub>γ</sub> * s <sub>γ</sub> * d <sub>γ</sub> * i <sub>γ</sub>
			0,0000 c' * N <sub>c</sub> * s <sub>c</sub> * d <sub>c</sub> * i <sub>c</sub>
<b>Qamm = (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' * γ * N<sub>γ</sub> * s<sub>γ</sub> * d<sub>γ</sub> * i<sub>γ</sub>)</b>			
Q ult	t/m <sup>2</sup>	83,7013	TOTALE
Q ult	Kg/cm <sup>2</sup>	8,3701	
SLU	γR = 2,3	3,6392	

## PROVA ...DPSH2

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

DPSH TG 63-200 PAGANI  
 27/09/2017  
 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 cd riduzione Herminier Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	5	0,855	44,90	52,54	2,24	2,63
0,40	4	0,851	35,76	42,03	1,79	2,10
0,60	6	0,847	49,01	57,86	2,45	2,89
0,80	7	0,843	56,93	67,50	2,85	3,38
1,00	7	0,840	56,69	67,50	2,83	3,38
1,20	12	0,836	96,77	115,72	4,84	5,79
1,40	11	0,833	88,35	106,08	4,42	5,30
1,60	8	0,830	59,14	71,29	2,96	3,56
1,80	8	0,826	58,91	71,29	2,95	3,56
2,00	7	0,823	51,35	62,38	2,57	3,12
2,20	6	0,820	43,85	53,47	2,19	2,67
2,40	6	0,817	43,69	53,47	2,18	2,67
2,60	6	0,814	40,46	49,69	2,02	2,48
2,80	6	0,811	40,32	49,69	2,02	2,48
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	11	0,803	73,19	91,10	3,66	4,55
3,60	10	0,801	61,95	77,36	3,10	3,87
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	5	0,794	30,70	38,68	1,53	1,93
4,40	5	0,791	30,61	38,68	1,53	1,93
4,60	6	0,789	34,36	43,54	1,72	2,18
4,80	4	0,787	22,85	29,03	1,14	1,45
5,00	8	0,785	45,57	58,06	2,28	2,90
5,20	11	0,783	62,50	79,83	3,13	3,99
5,40	10	0,781	56,68	72,57	2,83	3,63
5,60	9	0,779	47,92	61,51	2,40	3,08
5,80	10	0,777	53,12	68,34	2,66	3,42
6,00	7	0,775	37,10	47,84	1,85	2,39
6,20	7	0,774	37,01	47,84	1,85	2,39
6,40	7	0,772	36,93	47,84	1,85	2,39
6,60	6	0,770	29,85	38,75	1,49	1,94
6,80	8	0,769	39,72	51,66	1,99	2,58
7,00	6	0,767	29,73	38,75	1,49	1,94
7,20	7	0,766	34,61	45,20	1,73	2,26
7,40	11	0,764	54,28	71,04	2,71	3,55
7,60	11	0,763	51,35	67,33	2,57	3,37
7,80	13	0,711	56,60	79,57	2,83	3,98
8,00	15	0,710	65,18	91,81	3,26	4,59

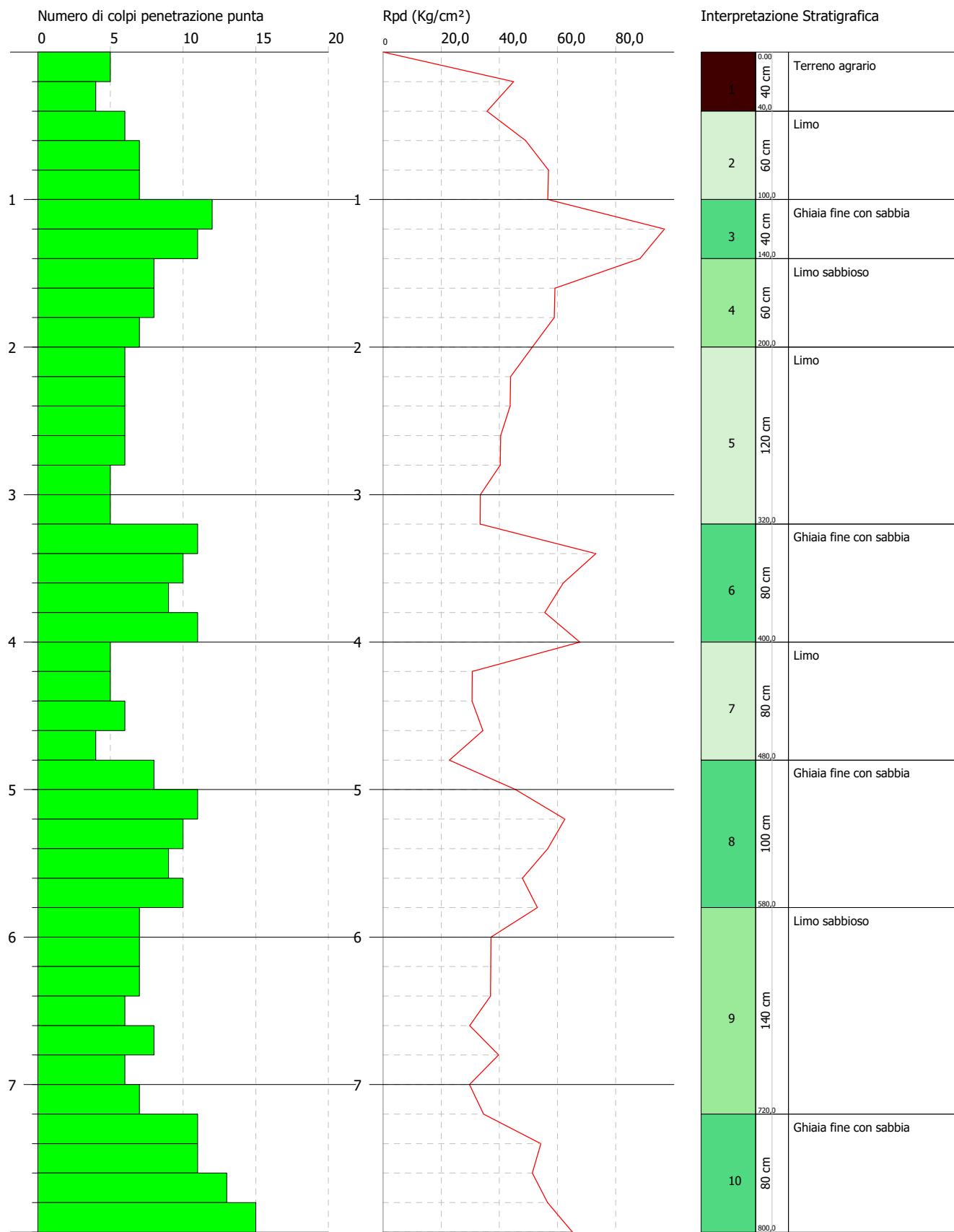
ESSEVI STUDIO VISCONTI SNC  
CORSO MILANO 2  
27029 VIGEVANO PV  
essevi@studio-visconti.it

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

Committente: FI.MA SRL  
Cantiere: CASCINA COLOMBAROLA  
Località: VIGEVANO

Data: 27/09/2017

Scala 1:37



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
0,4	4,5	47,28	Incoerente	0	1,61	1,9	0,03	1,47	6,62	Terreno agrario
1	6,67	64,29	Incoerente	0	1,72	1,92	0,12	1,47	9,8	Limo
1,4	11,5	110,9	Incoerente	0	1,93	1,96	0,21	1,47	16,91	Ghiaia fine con sabbia
2	7,67	68,32	Incoerente	0	1,77	1,93	0,3	1,47	11,27	Limo sabbioso
3,2	5,67	48,19	Incoerente	0	1,67	1,91	0,45	1,47	8,33	Limo
4	10,25	80,79	Incoerente	0	1,88	1,95	0,63	1,47	15,07	Ghiaia fine con sabbia
4,8	5	37,48	Incoerente	0	1,63	1,9	0,77	1,47	7,35	Limo
5,8	9,6	68,06	Incoerente	0	1,86	1,94	0,93	1,47	14,11	Ghiaia fine con sabbia
7,2	6,86	45,41	Incoerente	0	1,73	1,92	1,14	1,47	10,08	Limo sabbioso
8	12,5	77,44	Incoerente	0	1,96	1,97	1,34	1,47	18,38	Ghiaia fine con sabbia

## TERRENI INCOERENTI

### Densità relativa

	Intestazione NSPT \$	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Terreno agrario	6,62	0,40	31,88	63,14	100	25,03
[2] - Limo	9,8	1,00	38,19	72,78	89,6	32,55
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,91	1,40	48,6	90,71	100	46,35
[4] - Limo sabbioso	11,27	2,00	37,37	70,57	74,82	35,73
[5] - Limo	8,33	3,20	28,46	56,49	58,08	29,18
[6] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	4,00	37,98	70,78	70,75	43,14
[7] - Limo	7,35	4,80	21,79	47,01	47,61	26,83
[8] - Ghiaia fine con sabbia	14,11	5,80	32,48	61,88	61,9	41,37
[9] - Limo sabbioso	10,08	7,20	23,54	49,16	49,91	33,17
[10] - Ghiaia fine con sabbia	18,38	8,00	33,31	63,05	63,76	48,75

### Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhoff 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
[1] - Terreno agrario	6,62	0,40	6,62	28,89	21,89	29,85	35,52	32,34	0	<30	24,96	28,99	35,38	26,51
[2] - Limo	9,8	1,00	9,8	29,8	22,8	30,74	33,37	33,59	0	<30	27,12	29,94	38,48	29
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,91	1,40	16,91	31,83	24,83	32,73	33,01	36,1	40,7	30-32	30,93	32,07	42,9	33,39
[4] - Limo sabbioso	11,27	2,00	11,27	30,22	23,22	31,16	31,55	34,15	37,88	<30	28	30,38	39,01	30,01
[5] - Limo	8,33	3,20	8,33	29,38	22,38	30,33	30,16	33,02	0	<30	26,18	29,5	35,79	27,91
[6] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	4,00	15,07	31,31	24,31	32,22	30,41	35,49	37,91	30-32	30,03	31,52	40,3	32,36
[7] - Limo	7,35	4,80	7,35	29,1	22,1	30,06	28,81	32,63	0	<30	25,5	29,2	33,5	27,12
[8] - Ghiaia fine con sabbia	14,11	5,80	14,11	31,03	24,03	31,95	29,46	35,16	36,66	30-32	29,55	31,23	38,59	31,8
[9] - Limo sabbioso	10,08	7,20	10,08	29,88	22,88	30,82	28,46	33,7	34,88	<30	27,3	30,02	34,84	29,2
[10] - Ghiaia fine con sabbia	18,38	8,00	18,38	32,25	25,25	33,15	29,08	36,57	36,83	30-32	31,6	32,51	39,33	34,17

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

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Terreno agrario	6,62	0,40	6,62	---	52,96	---	---	---
[2] - Limo	9,8	1,00	9,8	---	78,40	116,34	---	---
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,91	1,40	16,91	293,52	135,28	200,24	306,83	159,55
[4] - Limo sabbioso	11,27	2,00	11,27	239,63	90,16	133,69	264,52	131,35
[5] - Limo	8,33	3,20	8,33	---	66,64	98,99	---	---
[6] - Ghiaia fine	15,07	4,00	15,07	277,09	120,56	178,53	293,02	150,35

con sabbia								
[7] - Limo	7,35	4,80	7,35	---	58,80	---	---	---
[8] - Ghiaia fine con sabbia	14,11	5,80	14,11	268,12	112,88	167,20	285,83	145,55
[9] - Limo sabbioso	10,08	7,20	10,08	226,62	80,64	119,64	255,60	125,40
[10] - Ghiaia fine con sabbia	18,38	8,00	18,38	306,02	147,04	217,58	317,85	166,90

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

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrant 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Terreno agrario	6,62	0,40	6,62	---	41,06	47,00	67,53
[2] - Limo	9,8	1,00	9,8	---	47,59	69,58	81,71
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,91	1,40	16,91	101,46	62,20	120,06	113,42
[4] - Limo sabbioso	11,27	2,00	11,27	67,62	50,61	80,02	88,26
[5] - Limo	8,33	3,20	8,33	---	44,57	59,14	75,15
[6] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	4,00	15,07	90,42	58,42	107,00	105,21
[7] - Limo	7,35	4,80	7,35	---	42,56	52,18	70,78
[8] - Ghiaia fine con sabbia	14,11	5,80	14,11	84,66	56,45	100,18	100,93
[9] - Limo sabbioso	10,08	7,20	10,08	60,48	48,17	71,57	82,96
[10] - Ghiaia fine con sabbia	18,38	8,00	18,38	110,28	65,22	130,50	119,97

#### Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Terreno agrario	6,62	0,40	6,62	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[2] - Limo	9,8	1,00	9,8	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,91	1,40	16,91	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[4] - Limo sabbioso	11,27	2,00	11,27	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[5] - Limo	8,33	3,20	8,33	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[6] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	4,00	15,07	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[7] - Limo	7,35	4,80	7,35	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[8] - Ghiaia fine con sabbia	14,11	5,80	14,11	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[9] - Limo sabbioso	10,08	7,20	10,08	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[10] - Ghiaia fine con sabbia	18,38	8,00	18,38	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 agrario	6,62	0,40	6,62	Meyerhof ed altri	1,61
[2] - Limo	9,8	1,00	9,8	Meyerhof ed altri	1,72
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,91	1,40	16,91	Meyerhof ed altri	1,93
[4] - Limo sabbioso	11,27	2,00	11,27	Meyerhof ed altri	1,77
[5] - Limo	8,33	3,20	8,33	Meyerhof ed altri	1,67
[6] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	4,00	15,07	Meyerhof ed altri	1,88
[7] - Limo	7,35	4,80	7,35	Meyerhof ed altri	1,63
[8] - Ghiaia fine con sabbia	14,11	5,80	14,11	Meyerhof ed altri	1,86
[9] - Limo sabbioso	10,08	7,20	10,08	Meyerhof ed altri	1,73
[10] - Ghiaia fine con sabbia	18,38	8,00	18,38	Meyerhof ed altri	1,96

**Peso unità di volume satura**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[1] - Terreno agrario	6,62	0,40	6,62	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,90
[2] - Limo	9,8	1,00	9,8	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,92
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,91	1,40	16,91	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,96
[4] - Limo sabbioso	11,27	2,00	11,27	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,93
[5] - Limo	8,33	3,20	8,33	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,91
[6] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	4,00	15,07	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,95
[7] - Limo	7,35	4,80	7,35	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,90
[8] - Ghiaia fine con sabbia	14,11	5,80	14,11	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,94
[9] - Limo sabbioso	10,08	7,20	10,08	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,92
[10] - Ghiaia fine con sabbia	18,38	8,00	18,38	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,97

**Modulo di Poisson**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Terreno agrario	6,62	0,40	6,62	(A.G.I.)	0,34
[2] - Limo	9,8	1,00	9,8	(A.G.I.)	0,33
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,91	1,40	16,91	(A.G.I.)	0,32
[4] - Limo sabbioso	11,27	2,00	11,27	(A.G.I.)	0,33
[5] - Limo	8,33	3,20	8,33	(A.G.I.)	0,34
[6] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	4,00	15,07	(A.G.I.)	0,32
[7] - Limo	7,35	4,80	7,35	(A.G.I.)	0,34
[8] - Ghiaia fine con sabbia	14,11	5,80	14,11	(A.G.I.)	0,33
[9] - Limo sabbioso	10,08	7,20	10,08	(A.G.I.)	0,33
[10] - Ghiaia fine con sabbia	18,38	8,00	18,38	(A.G.I.)	0,32

**Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - Terreno agrario	6,62	0,40	6,62	384,17	396,69
[2] - Limo	9,8	1,00	9,8	555,48	504,14
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,91	1,40	16,91	927,62	703,57
[4] - Limo sabbioso	11,27	2,00	11,27	633,46	549,08
[5] - Limo	8,33	3,20	8,33	476,78	456,48
[6] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	4,00	15,07	832,41	655,75
[7] - Limo	7,35	4,80	7,35	423,86	422,87
[8] - Ghiaia fine con sabbia	14,11	5,80	14,11	782,47	629,90
[9] - Limo sabbioso	10,08	7,20	10,08	570,38	512,89
[10] - Ghiaia fine con sabbia	18,38	8,00	18,38	1003,22	740,33

**Velocità onde di taglio**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Terreno agrario	6,62	0,40	6,62	Ohta & Goto (1978) Limi	69,54
[2] - Limo	9,8	1,00	9,8	Ohta & Goto (1978) Limi	94,78
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,91	1,40	16,91	Ohta & Goto (1978) Limi	115,58
[4] - Limo sabbioso	11,27	2,00	11,27	Ohta & Goto (1978) Limi	115,23
[5] - Limo	8,33	3,20	8,33	Ohta & Goto (1978) Limi	118,71
[6] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	4,00	15,07	Ohta & Goto (1978) Limi	140,06
[7] - Limo	7,35	4,80	7,35	Ohta & Goto (1978) Limi	128,58

[8] - Ghiaia fine con sabbia	14,11	5,80	14,11	Ohta & Goto (1978) Limi	149,2
[9] - Limo sabbioso	10,08	7,20	10,08	Ohta & Goto (1978) Limi	146,42
[10] - Ghiaia fine con sabbia	18,38	8,00	18,38	Ohta & Goto (1978) Limi	167,44

#### Liquefazione

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Terreno agrario	6,62	0,40	6,62	Seed e Idriss (1971)	--
[2] - Limo	9,8	1,00	9,8	Seed e Idriss (1971)	--
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,91	1,40	16,91	Seed e Idriss (1971)	--
[4] - Limo sabbioso	11,27	2,00	11,27	Seed e Idriss (1971)	--
[5] - Limo	8,33	3,20	8,33	Seed e Idriss (1971)	--
[6] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	4,00	15,07	Seed e Idriss (1971)	--
[7] - Limo	7,35	4,80	7,35	Seed e Idriss (1971)	--
[8] - Ghiaia fine con sabbia	14,11	5,80	14,11	Seed e Idriss (1971)	--
[9] - Limo sabbioso	10,08	7,20	10,08	Seed e Idriss (1971)	--
[10] - Ghiaia fine con sabbia	18,38	8,00	18,38	Seed e Idriss (1971)	--

#### Modulo di reazione Ko

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[1] - Terreno agrario	6,62	0,40	6,62	Navfac 1971-1982	1,36
[2] - Limo	9,8	1,00	9,8	Navfac 1971-1982	2,06
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,91	1,40	16,91	Navfac 1971-1982	3,49
[4] - Limo sabbioso	11,27	2,00	11,27	Navfac 1971-1982	2,37
[5] - Limo	8,33	3,20	8,33	Navfac 1971-1982	1,74
[6] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	4,00	15,07	Navfac 1971-1982	3,14
[7] - Limo	7,35	4,80	7,35	Navfac 1971-1982	1,52
[8] - Ghiaia fine con sabbia	14,11	5,80	14,11	Navfac 1971-1982	2,95
[9] - Limo sabbioso	10,08	7,20	10,08	Navfac 1971-1982	2,12
[10] - Ghiaia fine con sabbia	18,38	8,00	18,38	Navfac 1971-1982	3,76

#### Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Terreno agrario	6,62	0,40	6,62	Robertson 1983	13,24
[2] - Limo	9,8	1,00	9,8	Robertson 1983	19,60
[3] - Ghiaia fine con sabbia	16,91	1,40	16,91	Robertson 1983	33,82
[4] - Limo sabbioso	11,27	2,00	11,27	Robertson 1983	22,54
[5] - Limo	8,33	3,20	8,33	Robertson 1983	16,66
[6] - Ghiaia fine con sabbia	15,07	4,00	15,07	Robertson 1983	30,14
[7] - Limo	7,35	4,80	7,35	Robertson 1983	14,70
[8] - Ghiaia fine con sabbia	14,11	5,80	14,11	Robertson 1983	28,22
[9] - Limo sabbioso	10,08	7,20	10,08	Robertson 1983	20,16
[10] - Ghiaia fine con sabbia	18,38	8,00	18,38	Robertson 1983	36,76