



COMUNE DI PAVIA
Provincia di Pavia

**RIQUALIFICAZIONE SOCIALE E ARCHITETTONICA DELL'AREA URBANA
DELL'EX MONASTERO DI SAN DALMAZIO IN PAVIA (POP297)**

CUI S00296180185202100032 CUP G15F21000090001
CIG 87209324C0

PROGETTO ESECUTIVO
RELAZIONE GEOLOGICA

IL SINDACO
Mario Fabrizio Fracassi

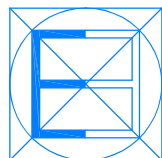
IL RUP
Ing. Adriano Sora

ASS. LAVORI PUBBLICI
Dott. Antonio Bobbio Pallavicini

DIRIGENTE SETTORE 6
Arch. Mara Latini

PROGETTISTI
COORDINAMENTO PROGETTUALE: ING. ROBERTO MONTAGNA

R.T.P.:



Ebner srl

Società Unipersonale Capitale sociale € 50.000 i.v.

Sede operativa: Via G. Mazzini 1, 27043 Broni (PV)

Tel/Fax 0385.51584

e-mail: direttivo@ebnersas.it - ebner@pec.it

Sito web: www.ebnersas.it

Progettista: Ing. Roberto Montagna
(capogruppo mandataria)



UNI EN ISO 9001-2015
SGQ Certificato n. C2019-02916



ARCH. PAOLO MARCHESI
(mandante)

DOTT. MAURIZIO VISCONTI
(mandante)

ING. DANIELE GRAMEGNA
(mandante)

Elaborato:	RGEO	Pagine:	82	Disegnatore:	M.V.	N. progetto:	1221EBS	Nome file:	1221EBS-E-RGEO.docx
------------	-------------	---------	----	--------------	------	--------------	---------	------------	---------------------

PIANO DI SVILUPPO CONTROLLO E REGISTRAZIONE DELLA PROGETTAZIONE

FASI DELLA PROGETTAZIONE	CONTROLLI E MODIFICHE			
	Rev. 0	Rev. 1	Rev. 2	Rev. 3
Progetto fattibilità tecnica economica	Novembre 2015-Marzo 2021			
Progetto Definitivo	Dicembre 2021			
Progetto Esecutivo	Agosto 2022			
As. Built e Validazione e collaudo				
Perizia di variante				

A norma di legge il presente disegno non potrà essere riprodotto né consegnato a terzi né utilizzato per scopi diversi da quello di destinazione senza l'autorizzazione scritta di questa società che ne detiene la proprietà

Sommario

PREMESSA E QUADRO NORMATIVO	3
RELAZIONE GEOLOGICA - ELABORATO R1 - D.M. 17-01-2018 – ELABORATO R3 - D.G.R. n IX/2616 del 30/11/2011.....	6
GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA.....	7
Geomorfologia	7
Geologia e Litologia.....	7
Idrogeologia.....	9
CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	11
CARTA DEI VINCOLI E DI SINTESI - P.G.T. COMUNALE (estratto).....	13
CARTA DELLA FATTIBILITA' GEOLOGICA - P.G.T. COMUNALE (estratto)	15
RELAZIONE GEOTECNICA- D.G.R. n IX/2616 del 30/11/2011 – ELABORATO R2	17
DESCRIZIONE DELL'ATTREZZATURA UTILIZZATA PER LE INDAGINI GEOTECNICHE	18
MODALITÀ ESECUTIVE	18
STENDIMENTI SISMICI - MASW	20
INDAGINE MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES.....	21
METODI DI INTERPRETAZIONE ED ELABORAZIONE DEI DATI.....	23
ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO	30
SINTESI DELLE PROCEDURE	31
VALUTAZIONI FINALI ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO.....	31
PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....	35
VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	35
STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO	36
DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	38
Pericolosità sismica di sito.....	41
Coefficienti sismici	42
Stabilità dei pendii e fondazioni.....	42
Fronti scavo e rilevati.....	43
Muri di sostegno	43
Paratie	44
PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....	46
VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE.....	48
Esclusione della verifica a liquefazione	48
RAPPORTO DELL'INDAGINE E CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE	50
TABELLE RIASSUNTIVA DEI DATI GEOTECNICI	51
Determinazione parametri caratteristici orizzonte di fondazione	52
CALCOLO SLU	53
Verifica agli stati limite ultimo (SLU)	55
Orizzonte 3(4-5-6) - Verifica agli stati limite ultimo (SLU)	55
Verifica agli stati limite di esercizio (SLE).....	56
CALCOLO SLE.....	58
CERTIFICATI E DIAGRAMMI DELLE PROVE PENETROMETRICHE	59

PREMESSA E QUADRO NORMATIVO

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

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

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

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

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

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

inoltre deve illustrare:

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

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

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

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

Il presente documento, pertanto, si compone di:

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

La presente relazione è relativa alla progettazione della riqualificazione sociale ed architettonica dell'area urbana dell'ex monastero di San Dalmazio – Pavia.



Estratto della Carta Tecnica Regionale.

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 8 ottobre 2021, sono state eseguite:

- N° 1 indagine sismica a rifrazione MASW finalizzata alla misura diretta della **velocità equivalente** delle onde di taglio Vs
- n° 3 indagini penetrometriche (indagini penetrometriche dinamiche DPSH) spinte alla profondità massima di 7,20 metri da piano campagna (rifiuto alla penetrazione), elaborando i dati con software Geostru Dynamic Probing 2018, valutati secondo le normative vigenti.

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

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

GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA

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

Geomorfologia

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

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

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

L'area di studio, che verrà interessata dalla realizzazione del sottopasso ferroviario, occupa un ripiano alluvionale, posto a quote medie di 71-72 m. s.l.m., intermedio tra il Livello Principale della Pianura (Diluvium Recente Pleistocenico) ed il piano di fondovalle del fiume Ticino (Alluvioni recenti oloceniche).

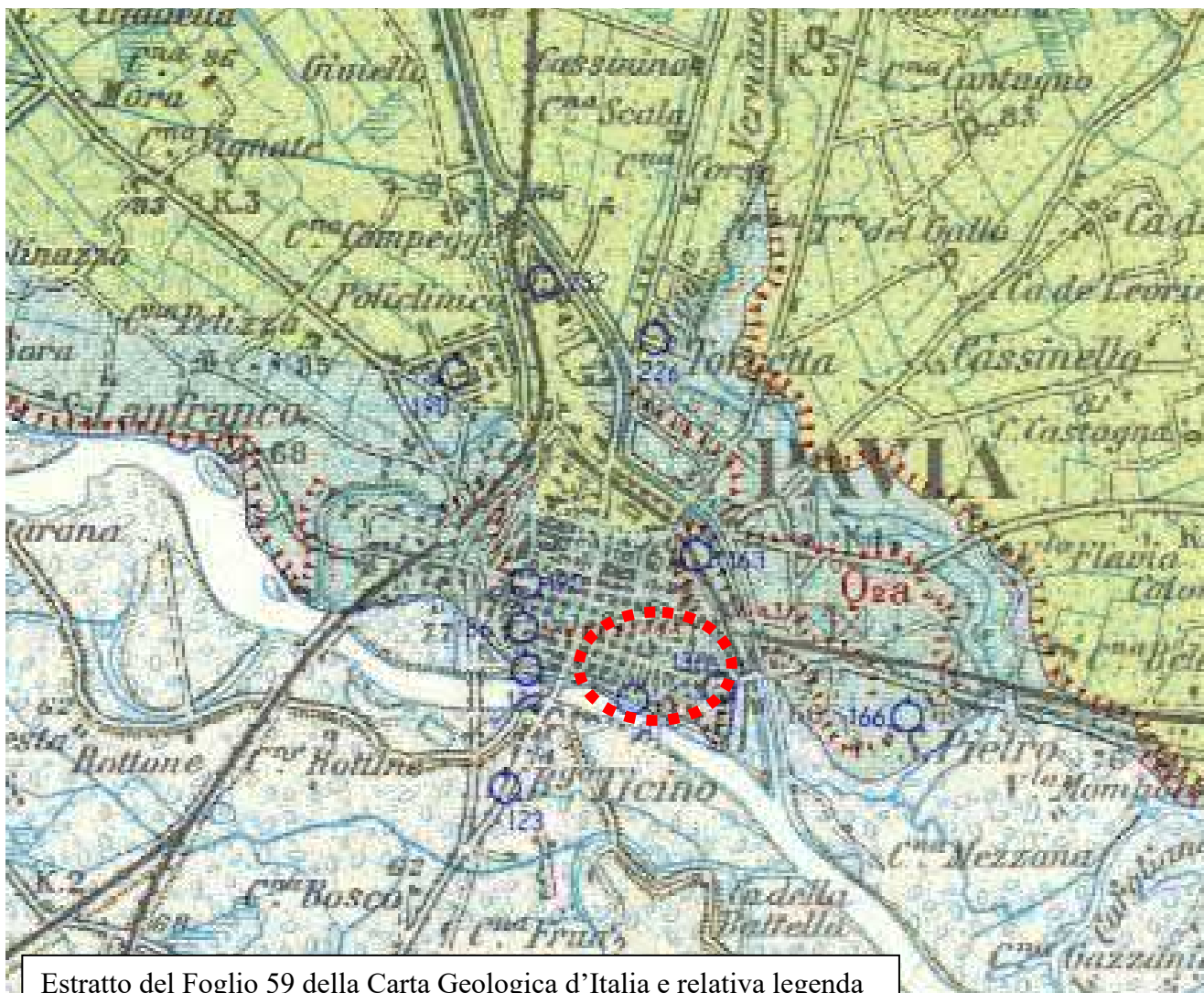
Geologia e Litologia

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

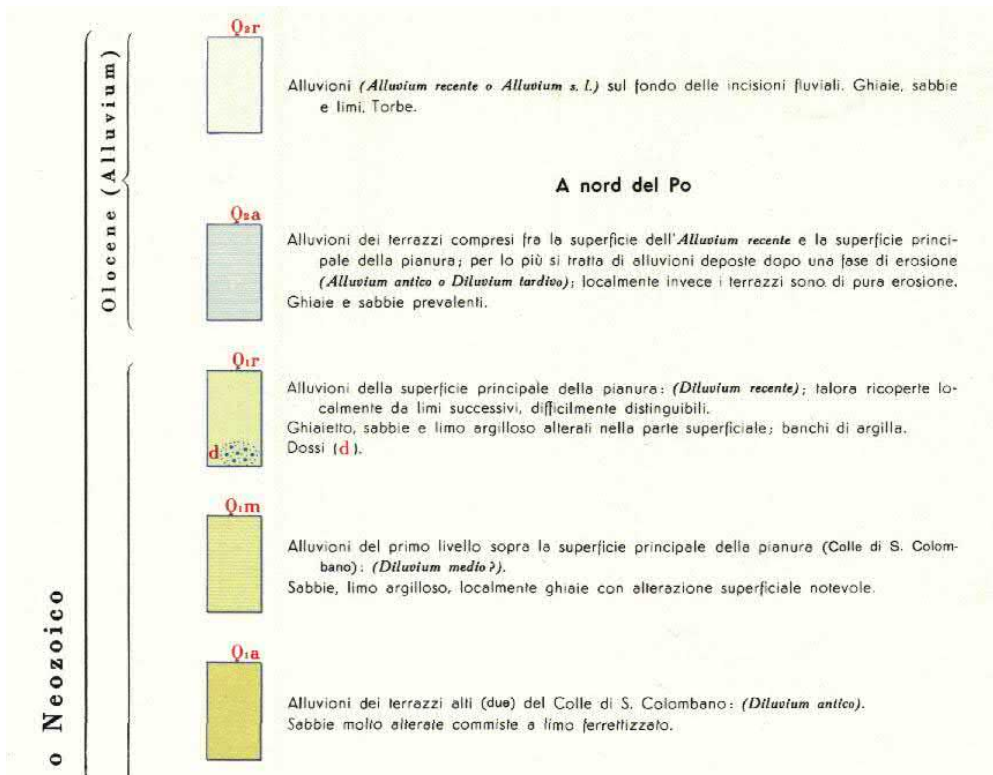
La notevole profondità delle strutture terziarie ha contribuito ad un intenso e regolare sviluppo dei depositi fluviali pleistocenici che superano i 250 metri e si presentano a giacitura blandamente monoclinale, con pendenze del 2-3 ‰ verso l'asse padano.

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

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



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



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

L'area oggetto della presente indagine è caratterizzata da depositi del l'Alluvium Antico olocenico, caratterizzato da sabbie prevalenti in associazione ad intercalazioni limose, argillose e ghiaiose.

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

Idrogeologia

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

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

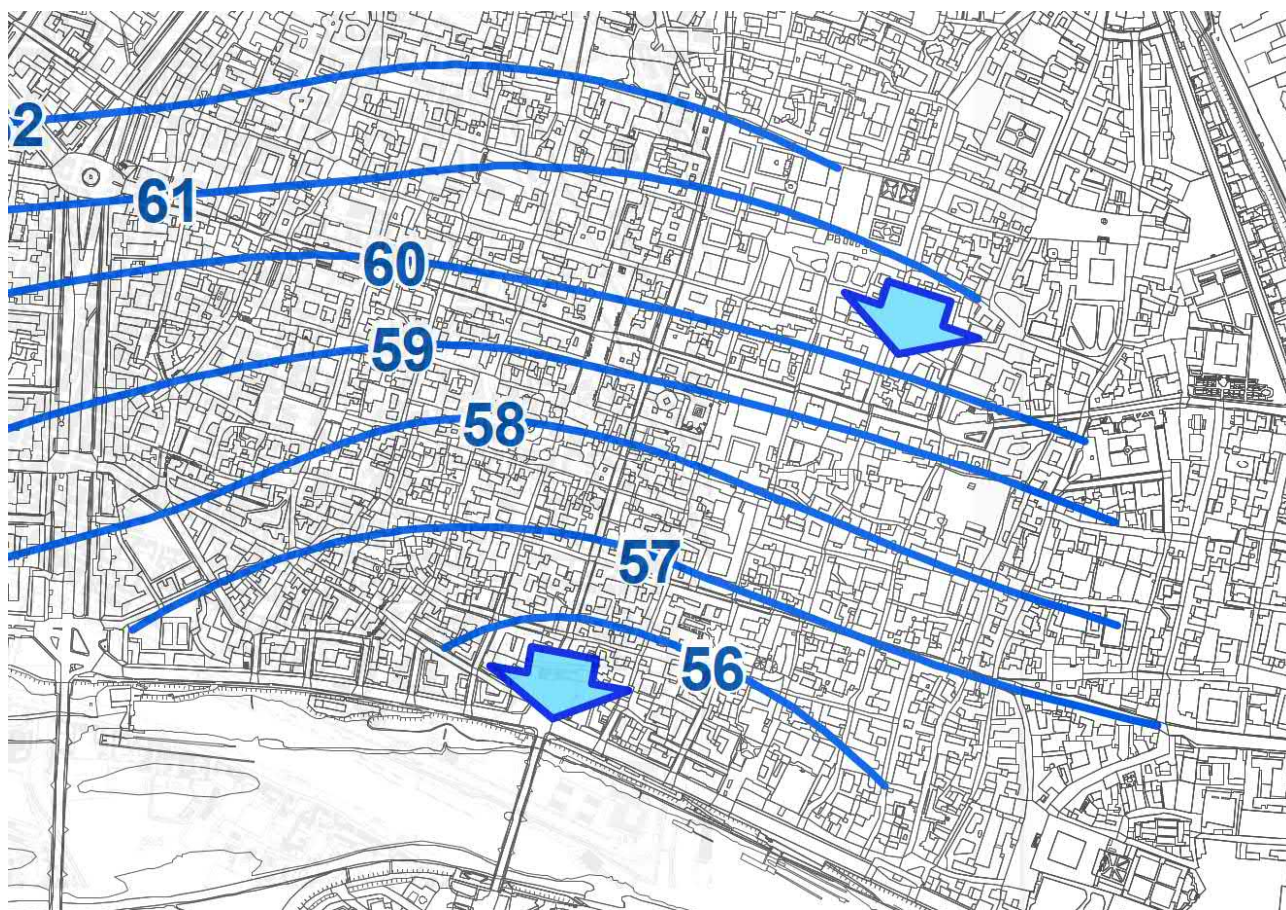
Nel territorio di Pavia sono in linea di massima individuabili, fino alle profondità raggiunte dai pozzi terebrati per l'approvvigionamento idrico ad uso umano, quattro acquiferi, dei quali non è certa a tutt'oggi con i dati a disposizione stabilire con certezza una loro reciproca indipendenza idrologica.

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

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

Il livello piezometrico nella zona (margine meridionale del Piano Generale Terrazzato) subisce un progressivo abbassamento per raccordarsi con quello del piano alluvionale delle alluvioni oloceniche, ribassato di circa 9-10 metri rispetto al Livello Principale della Pianura würmiana e la falda ha un senso di flusso preferenziale da N-NE a S-SW, verso la valle del Ticino.

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



Carta delle isofreatiche (seconda falda libera)

Nell'area di progetto non ci sono riscontri relativamente alla presenza di una prima falda sospesa, che invece è presente più a nord e ad ovest all'interno del territorio cittadino.

Anche durante le indagini svolte, pur riscontrando litologie fini superficiali non si è avuta alcuna evidenza freatica superficiale.

Peraltro non è stata riscontrata neppure la falda freatica più profonda (seconda falda freatica), in quanto le indagini sono terminate per rifiuto alla penetrazione a 5 e 7 metri da piano campagna.

La cartografia idrogeologica indica per la zona una profondità di tale falda intorno ai 7 metri.

CARATTERIZZAZIONE SISMICA

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

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

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

Secondo quanto previsto dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 “ Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, il territorio comunale, interessato dalla presente relazione è così classificato:

ALLEGATO A – CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI COMUNI ITALIANI

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

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

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

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

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

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

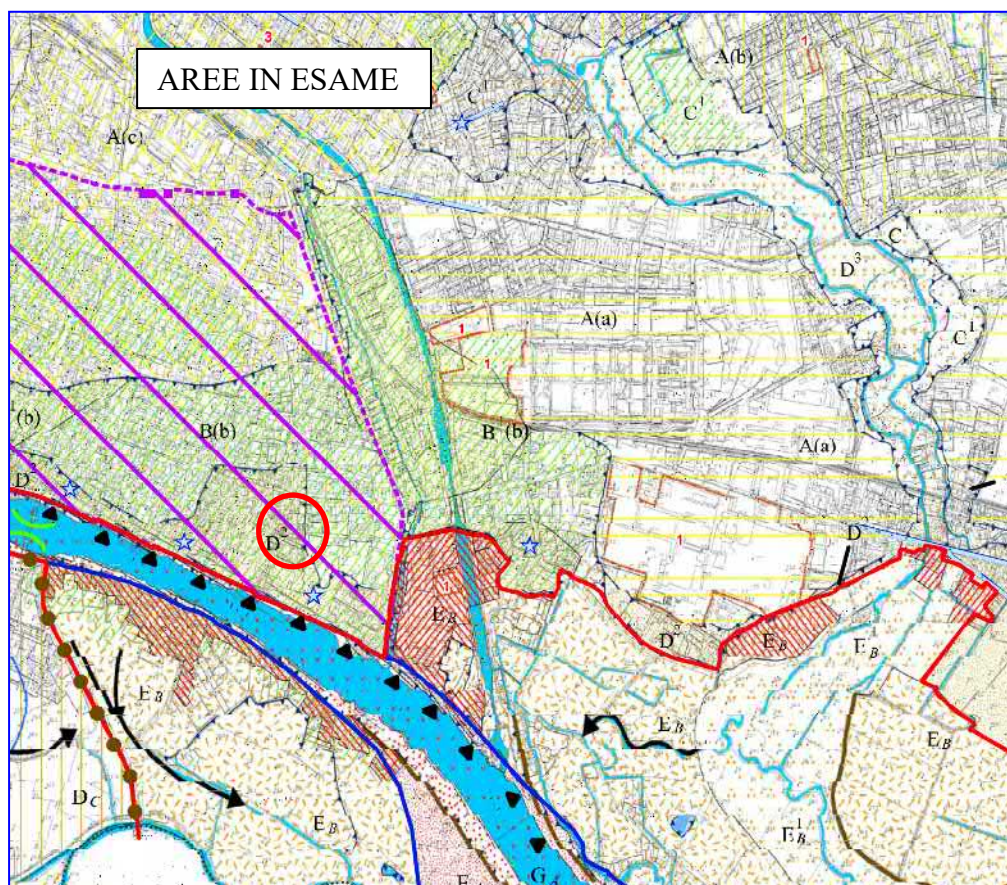
ESTRATTO DALL'ELENCO DEI COMUNI CON INDICAZIONE DELLE RELATIVE ZONE SISMICHE E DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA (AGMAX) PRESENTE ALL'INTERNO DEL TERRITORIO COMUNALE (O.P.C.M. 3519/06 E DECRETO MIN. INFRASTRUTTURE 14/01/08)

<i>ISTAT</i>	Provincia	Comune	Zona Sismica	Ag max
03018110	PV	PAVIA	3	0,077778

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

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

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



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

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

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

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

UNITA' B (estratto da relazione geologica – SGP 2012)

MORFOLOGIA: ripiani impostati su depositi alluvionali antichi, sopraelevati di almeno 8 ÷ 16 m rispetto agli alvei attivi (ivi comprese le zone attualmente con quote confrontabili a tale ripiano in quanto interessate da riporti antropici effettuati su ex ripiani delle alluvioni recenti).

LITOLOGIA: risultano costituiti prevalentemente da sabbie sciolte in superficie, maggiormente addensate in profondità. Localmente sono presenti intercalazioni limose e argillose, a profondità variabile da 2 a 9 m dal piano campagna (vedi sottounità B1(a) e B1(b)). Intercalate nella porzione più superficiale della successione sono localmente segnalati orizzonti torbosi. Nel centro storico

sono spesso presenti riporti superficiali costituiti da sabbie limose con ciottoli, frammenti di manufatti e, saltuariamente, scorie di fonderia.

IDROGEOLOGIA: nel centro storico il primo livello acquifero saturo è posto normalmente a profondità maggiore di 5 ÷ 6 m dal piano campagna (B(b)), mentre nelle aree periferiche e nelle zone agricole intorno all'abitato (o, comunque, meno drenate) può essere situato a profondità minore (B(a)). La permeabilità e la vulnerabilità sono in genere elevate.

IDRAULICA: aree non inondabili.

L'area oggetto del presente studio appartiene alla unità B1(b).

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

MORFOLOGIA: aree ex golenali arginate (in sponda destra del Ticino = DB, DC e D1C); ripiani sopraelevati rispetto all'unità precedente e zone ex-golenali in corrispondenza di paleomeandri del Ticino (in sponda sinistra del Ticino) e **fasce in scarpata delle unità A e B a ridosso delle golene in sponda sinistra del Ticino (D2)**; golene dei corsi d'acqua minori (Vernavola e Navigliaccio = D3).

LITOLOGIA: sono presenti generalmente sabbie fini uniformi, con sporadiche intercalazioni di ghiaia e ghiaietto fino alla profondità indicativa di 13 ÷ 15 m dal piano campagna; localmente sono presenti corpi lenticolari e discontinui di limi e limi argillosi, in superficie e/o intercalati nella successione. Questi ultimi litotipi denotano un comportamento non drenato e compressibile (soprattutto in D1).

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

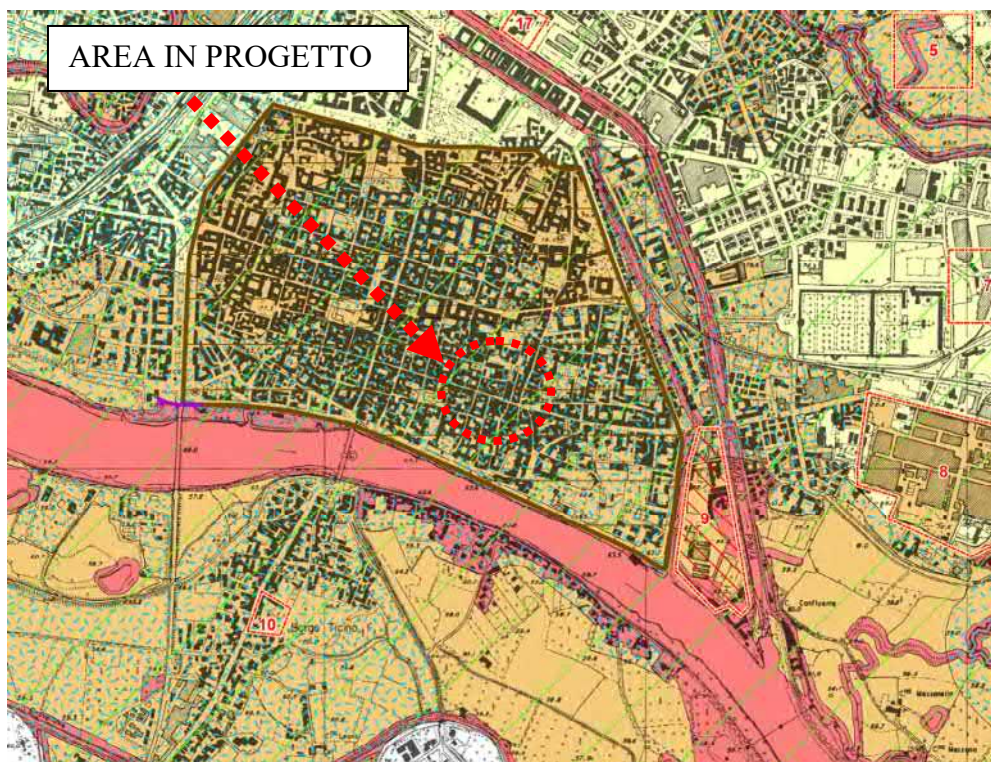
IDRAULICA: aree in sponda destra Ticino (Siccomario) difese dall'argine maestro ma inserite in fascia B, di esondazione (DB) o C, di esondazione per piena catastrofica (DC e D1C) del PAI. In D2 e DC si possono eccezionalmente verificare allagamenti, specialmente in vani seminterrati o scantinati e in concomitanza di eventi gravosi di piena, per rigurgiti del reticolo idrico, degli scarichi e/o della falda. In D3 sono presenti condizioni morfologico-idrauliche tipo Fascia C.

L'area oggetto del presente studio appartiene alla unità D2 in area prossima all'unità B(b).

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

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

- l'area di progetto è classificata in classe 3 di fattibilità – fattibilità con consistenti limitazioni con scenario di pericolosità sismica Z2 (caratteristiche geotecniche scadenti nei primi metri di profondità).



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

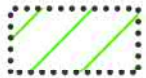
AREE SOGGETTE AD AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE



Z2. Zone con terreni di fondazione con caratteristiche geotecniche potenzialmente scadenti nei primi metri di profondità (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.) o con depositi granulari fini saturi, ove gli effetti da sisma possono originare cedimenti e/o liquefazioni. Sono state inserite in questa classe le seguenti unità idro-geo-morfologiche, geotecniche e idrauliche (vedi TAV. 9): aree interessate da riporti di varia entità, costituiti da prevalenti sabbie limose, ciottoli, frammenti di laterizi, scorie di fonderia, ecc. (perimetrazione indicativa); A¹_(a); A²_(a); B¹_(a); B¹_(b); C; C¹; D_B; D_C; D¹_C; D²; D³; E¹_B.



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



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



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

**RELAZIONE GEOTECNICA- D.G.R. n IX/2616 del
30/11/2011 – ELABORATO R2**

DESCRIZIONE DELL'ATTREZZATURA UTILIZZATA PER LE INDAGINI GEOTECNICHE



Penetrometro Pagani TG 63-200.

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

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

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

MODALITÀ ESECUTIVE

Le prove penetrometriche dinamiche DPSH (DYNAMIC PROBING SUPER HEAVY - massa battente da kg 63.5 con tratta di infissione cm 20 e da kg 73.0 con tratta di infissione cm 30) consistono nell'infissione verticale nel terreno di una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste (per tratti consecutivi d) misurando il numero di colpi N necessari.

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

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto

sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

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

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

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

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

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

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

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

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

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

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

STENDIMENTI SISMICI - MASW

La caratterizzazione del terreno dal punto di vista dinamico richiede la conoscenza del profilo di velocità delle onde di taglio degli strati di terreno presenti nel sito.

In particolare si deve avere la conoscenza della "Velocità equivalente".

Questa è calcolata in modo perfettamente analogo alla V_s (DM 2018), ma invece di estendere la media pesata fino ai rigorosi 30 m di profondità, viene portata fino ad una profondità H (che può essere pari a 30 metri, ma anche ad un valore minore).

A decretare il valore di questa profondità H è il raggiungimento del "substrato", caratterizzato da velocità superiori agli 800 m/s.

Per la categoria A non si parla di confrontare la velocità equivalente con la soglia di 800 m/s, ma di usare direttamente le velocità di taglio degli strati; questo perché altrimenti, con questi tipi di terreno, sarebbe facile avere una profondità H pari a 0m, per cui non sarebbe possibile calcolare la "Velocità equivalente".

Per la categoria di suolo D è stata introdotta una soglia minima sulla velocità media, pari a 100 m/s, mentre tutte le altre soglie numeriche sono state conservate inalterate.

La conoscenza del profilo delle onde di taglio 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 si determina una *velocità media equivalente* V_s rappresentativa del sito in esame. La legge adoperata è la seguente:

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

H = profondità substrato ($V_s \geq 800$ m/s)
per $H > 30$ m $V_{S,eq} = V_{S,30}$ ($H = 30$ m)

Velocità media equivalente

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

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

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

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

INDAGINE MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES

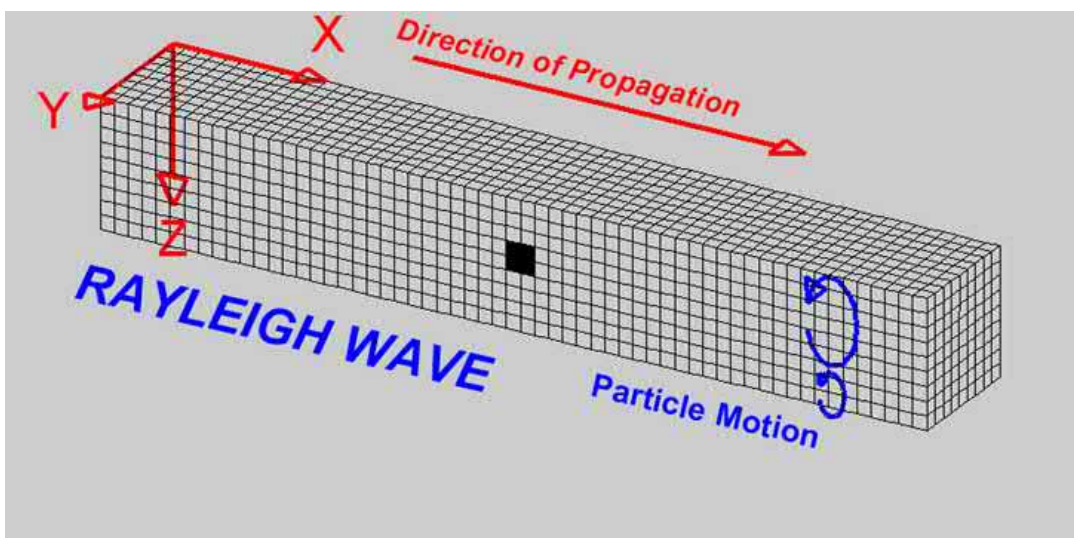
Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde di compressione, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, che è la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni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

Questa proprietà si chiama *dispersione*.

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

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

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



Il processo comprende tre step principali:

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

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

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

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

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

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

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

METODI DI INTERPRETAZIONE ED ELABORAZIONE DEI DATI

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

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

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

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

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

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

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

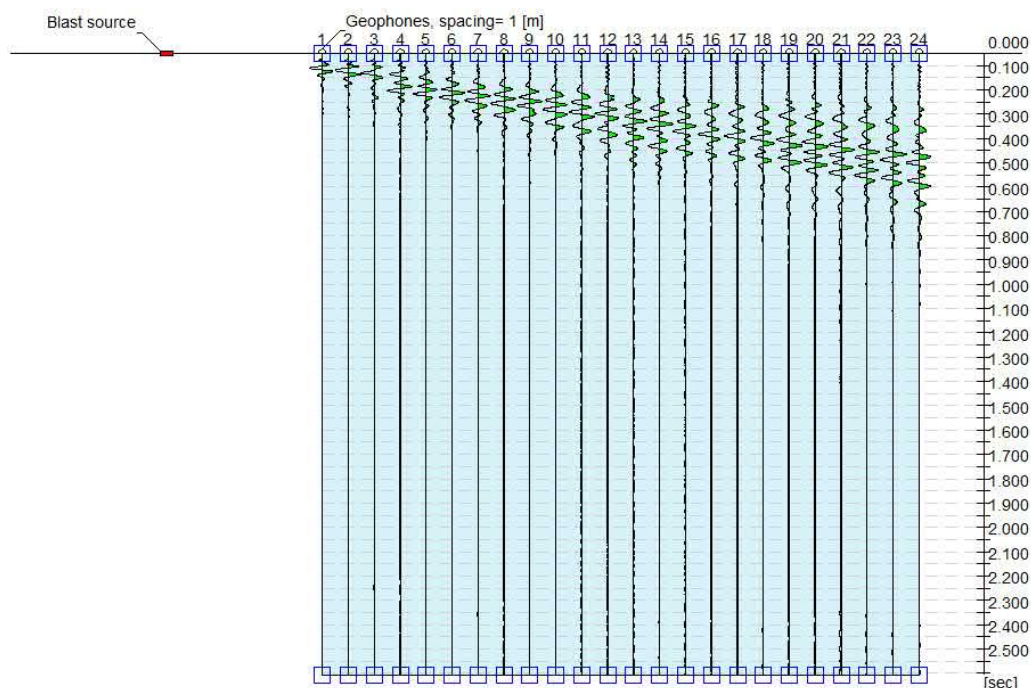
I **vantaggi** dell'uso di tale tecnica sono:

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

- che ha un costo moderato, tempi rapidi di esecuzione e scarso impatto sui luoghi di indagine.

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

- disponibilità di spazi sufficienti per gli stendimenti sismici;
- forniscono un profilo monodimensionale di Vs, non quantificando eventuali variazioni laterali.
- la profondità di penetrazione dipende dalla frequenza più bassa rilevabile nella curva di dispersione (approssimativamente $\text{Prof.} = L_{\text{MAX}} / 2$)
- 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.

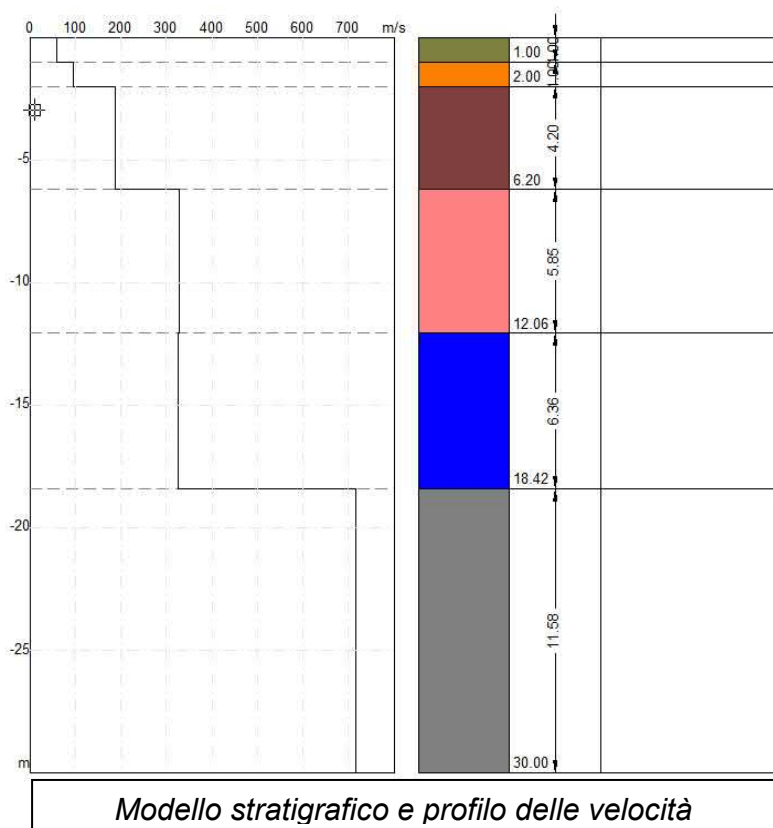
Il numero massimo di modelli da generare va scelto in modo che vengano processati un numero sufficientemente elevato di tentativi.

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, imporre dei vincoli di calcolo al solutore.

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



INDAGINE GEOFISICA M.A.S.W. (area Vicolo San Dalmazio – Vai Luigi Porta - Pavia)



Ubicazione stendimento MASW

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 36 m con 12 geofoni posti a distanza intergeofonica di 3,0 m e punto di energizzazione posto ad una distanza di 3 metri dal primo geofono.

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

- alla misura diretta della velocità equivalente delle onde di taglio V_{s30} e della relativa classificazione della categoria sismica di appartenenza dei terreni del sottosuolo;
- all'acquisizione di dati che permettono di indagare sull'eventuale presenza di cavità sotterranee e che forniscono maggiori informazioni sull'uniformità areale dei depositi presenti in situ.

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

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

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

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

L'indagine MASW si svolge in tre fasi:

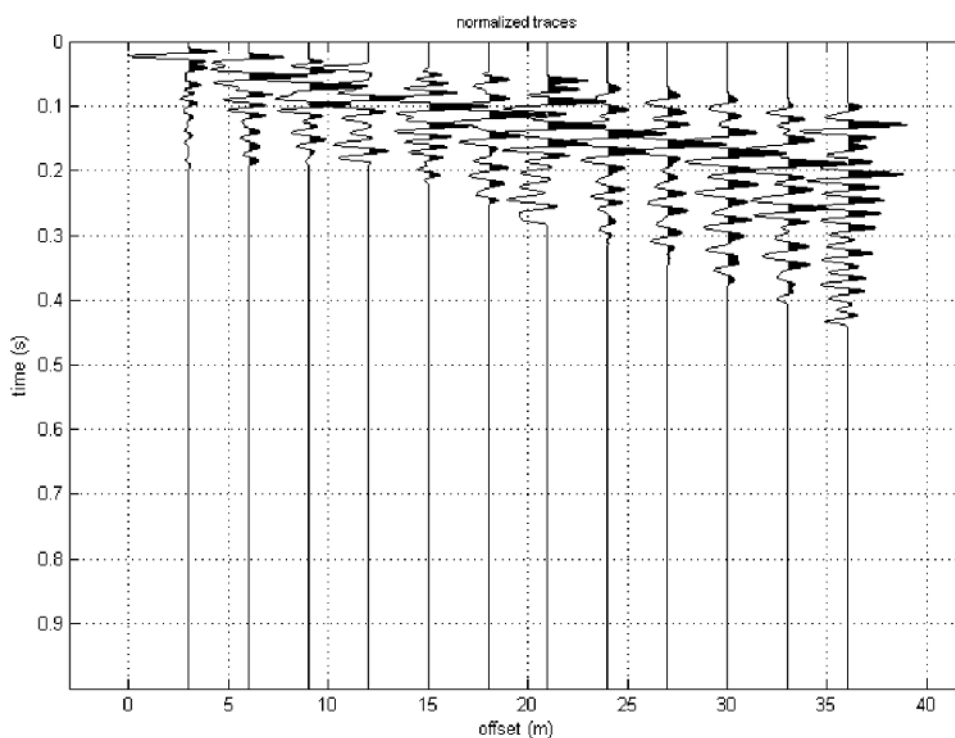
1. acquisizione delle onde superficiali (ground roll)
2. costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza)
3. inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs.

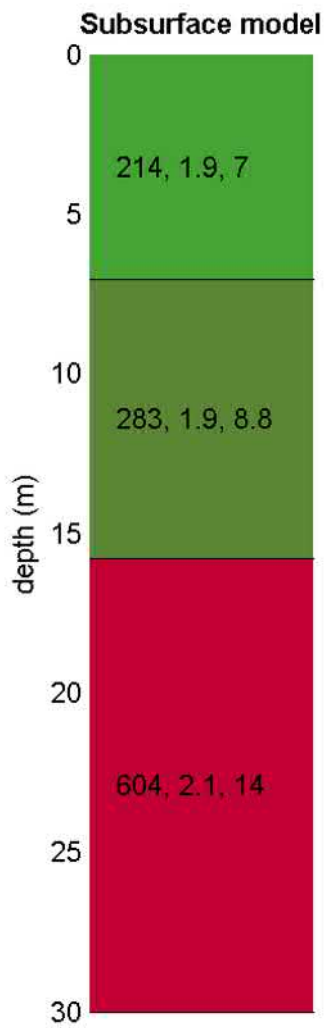
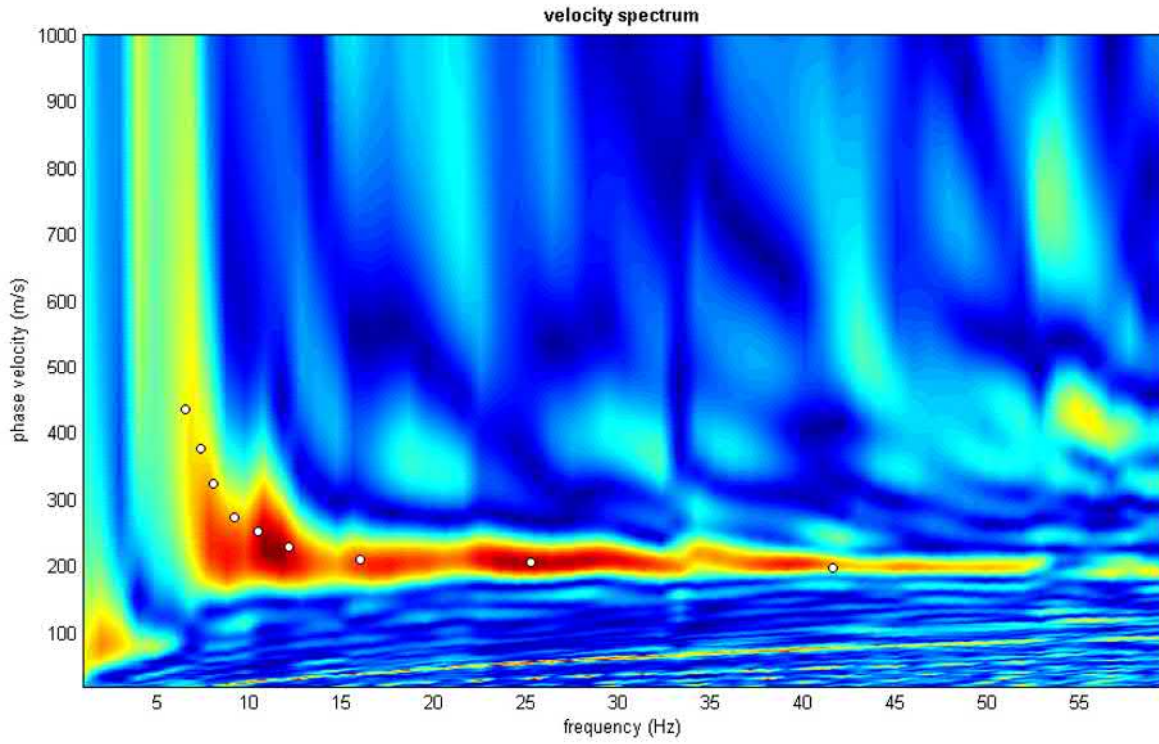
Una volta acquisito il dato di campagna, si è proceduto all'elaborazione dello stesso mediante il software winMASW®-3C 7.2 (ELIOSOFT geophysical software & services) con cui è stato determinato lo spettro di velocità e la curva di dispersione.

Successivamente, mediante l'inversione di quest'ultima, si è ricostruito il profilo verticale delle velocità delle onde di taglio ottenendo così il valore di Vs.

Di seguito si riporta quanto ottenuto.

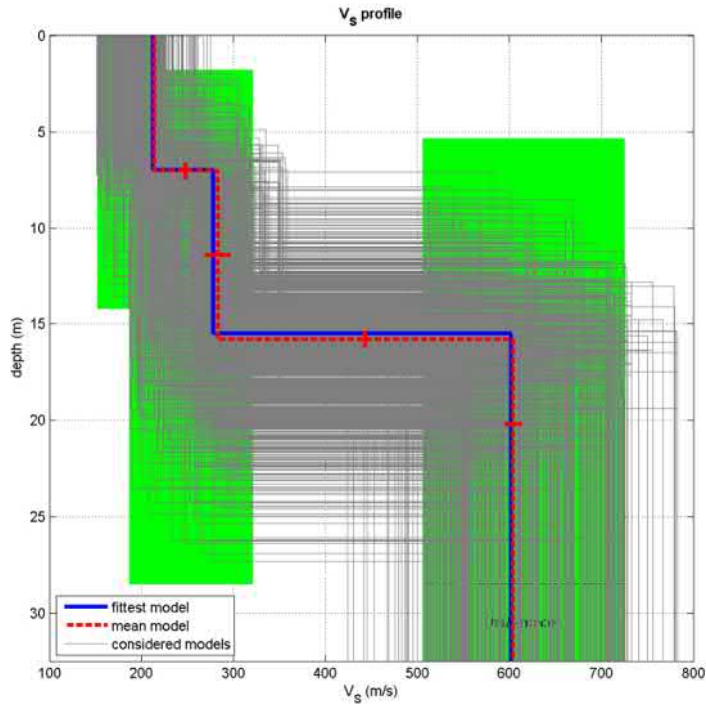
dataset: 2021-10-08_0-38_086.dat
sampling: 0.125 ms
minimum offset: 3 m
geophone spacing: 3 m





Sismostratigrafia

Spessore [m]	Vs [m/sec]
7,0	214
8,8	283
14,0	604



dataset: 2021-10-08_0-38_096.dat
dispersion curve: Pavia San Dalmazio 2021.cdp
Vs30 (best model): 343 m/s
Vs30 (mean model): 343 m/s

L'elaborazione del dato di campagna ha fornito una Vs₃₀ pari a 343 m/s che, così come riportato dalle NTC 2018, permette di classificare il suolo di fondazione come “tipo C”

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

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 F_a calcolato > F_{ac} (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 F_a calcolato > F_{ac} (valore soglia comunale). Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti

La recente D.G.R. n. X/2129 dell' 11 luglio 2014 – “Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)” ha ridefinito la classificazione sismica del territorio lombardo sia in termini di classe sismica di appartenenza, sia in termini di accelerazione massima attesa al sito: in quest'ambito il territorio di Pavia è stato attribuito alla zona sismica 3. Pertanto nell'ambito delle attività obbligatorie, rientra l'attuazione di indagini specifiche finalizzate alla redazione **dell'approfondimento sismico di II livello.**

SINTESI DELLE PROCEDURE

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

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

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

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

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

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

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

VALUTAZIONI FINALI ANALISI SIMICA DI SECONDO LIVELLO

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

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

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

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

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

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

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

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

A seguire vengono riportati i risultati ottenuti.

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

SITO	SCHEDA	PERIODO T	Fa (0.1 – 0.5)	Fa (0.5 – 1.5)
San Dalmazio / Via Porta	sabbiosa	0,285	1,69	1,41

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 Pavia.

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

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

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

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


	Fa area in oggetto	Fac – Pavia - suoli tipo C
Fa (0.1 – 0.5)	1,69	1,9
Fa (0.5 – 1.5)	1,41	2,4

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


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

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


CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

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

ESPRESSIONI DI S_s E C_c

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

CATEGORIE TOPOGRAFICHE

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

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

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

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

VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

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

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

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale

C_U = coefficiente d'uso

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

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

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

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

	elevati	
--	---------	--

Nel caso specifico $V_N = 50$ anni.

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

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $C_U = 2.0$;

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

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

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

STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

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

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

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di 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_{VR} (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

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

V_R

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

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

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

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

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

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

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

DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

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

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

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

a_g = accelerazione orizzontale massima;

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

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

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

a_g , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

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

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

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

ID	LON	LAT	$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$		
			a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240

13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{V_R} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

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

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.

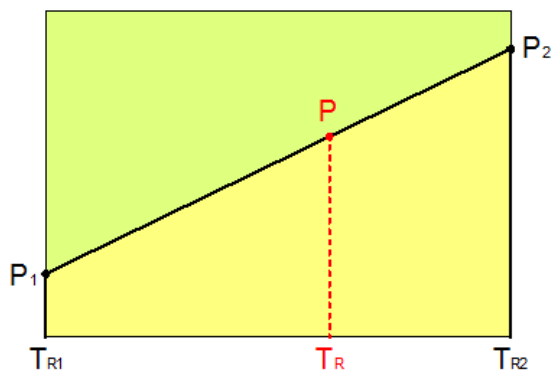


Figura 4.1 - Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

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

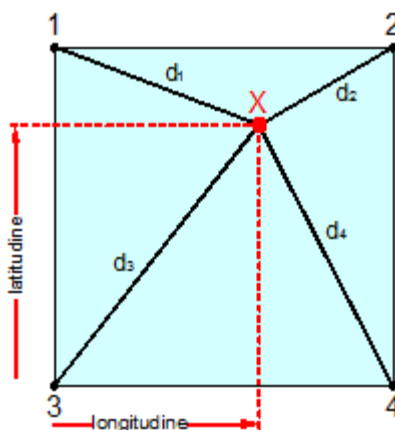


Figura 4.2 - Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

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.

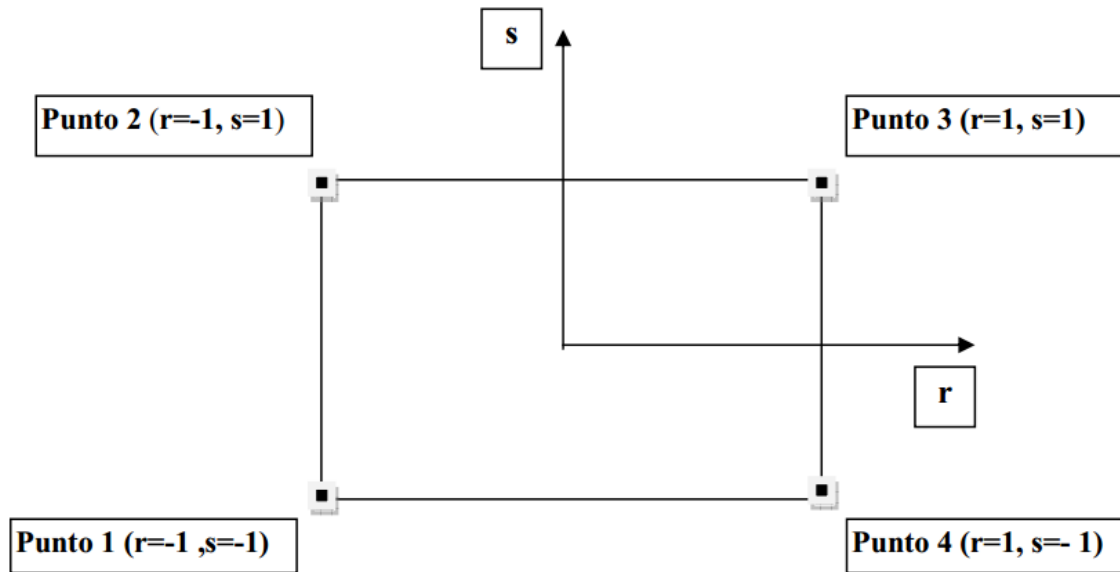


Figura 4.3 - Applicazione dell'interpolazione bilineare.

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

β_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 β_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
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

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

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

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq S_S \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E). e del rapporto a_g/g . S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

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

Fronti scavo e rilevati

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

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

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

$$F_h = k_h \cdot W \text{ ed } F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e

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

$\beta_s = 0.38$ 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:

β_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 β_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:

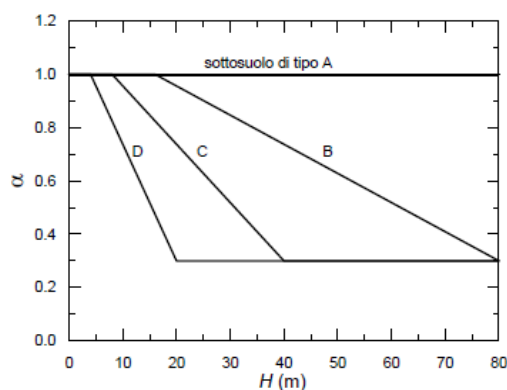


Figura 5.1 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α .

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 β 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 β .

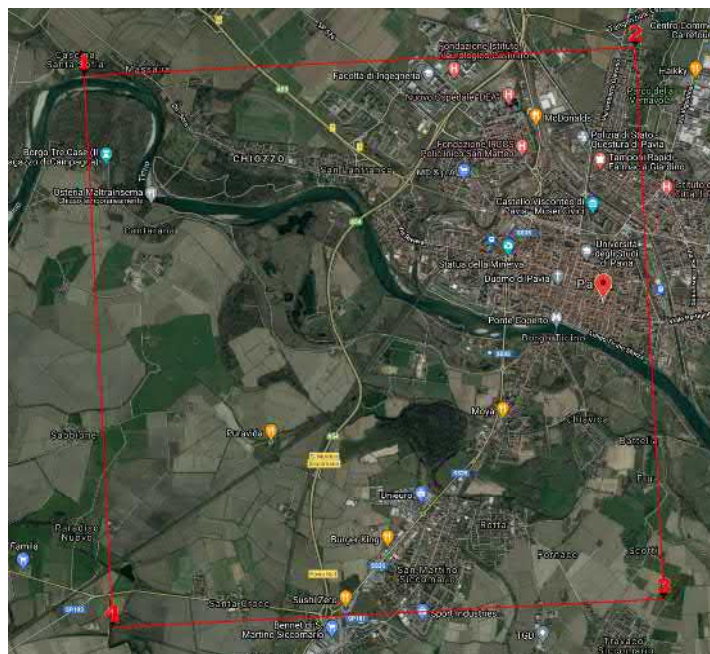
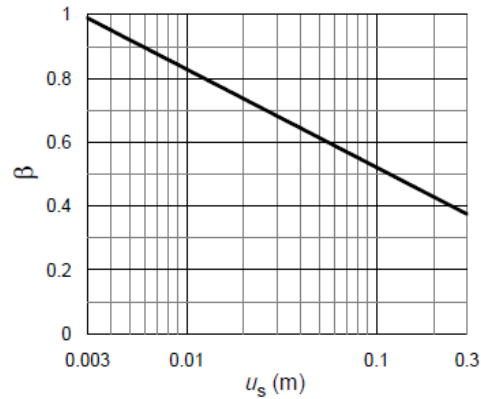
L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

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

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.



vertici della maglia sismica di appartenenza

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Sito in esame.

latitudine: 45,184032 [°]

longitudine: 9,160395 [°]

Classe d'uso: 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.

Vita nominale: 50 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	13369	45,204520	9,093639	5705,5
Sito 2	13370	45,207090	9,164435	2583,4
Sito 3	13592	45,157150	9,168078	3049,2
Sito 4	13591	45,154590	9,097291	5932,1

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,022	2,537	0,184
Danno (SLD)	63	50	0,029	2,521	0,206
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,069	2,516	0,281
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,091	2,506	0,285

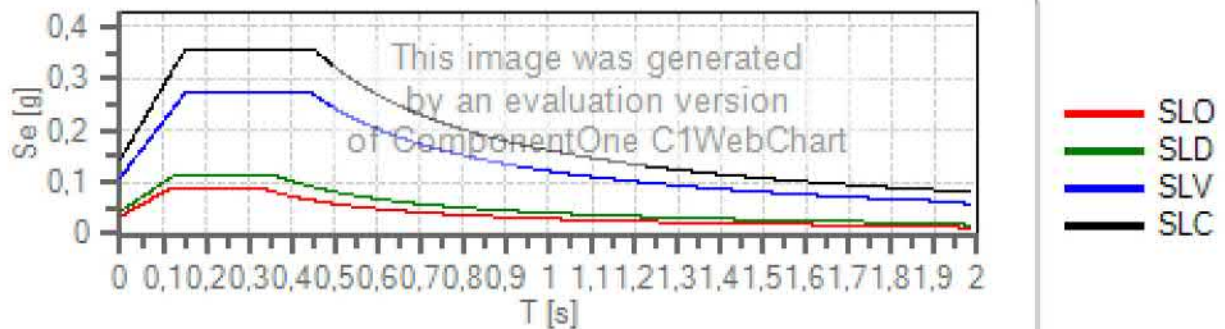
Spettri di risposta

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso = 5 %

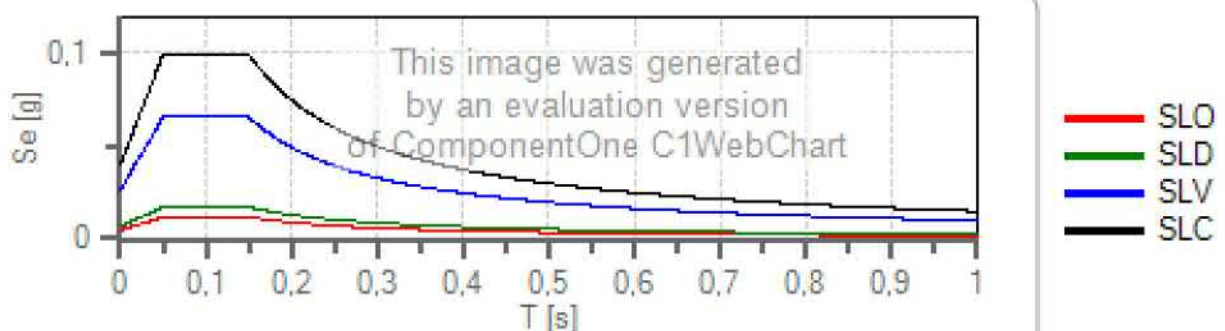
Fattore che altera lo spettro elastico = 1,000

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S		TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,023	2,537	0,184	1,500	1,840	1,000	1,500	1,000	0,113	0,338	1,691
SLD	1	0,029	2,524	0,207	1,500	1,770	1,000	1,500	1,000	0,122	0,366	1,717
SLV	1	0,072	2,505	0,280	1,500	1,600	1,000	1,500	1,000	0,150	0,449	1,888
SLC	1	0,096	2,487	0,285	1,500	1,590	1,000	1,500	1,000	0,151	0,453	1,983

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S		TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,023	2,537	0,184	1,000	1,840	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLD	1	0,029	2,524	0,207	1,000	1,770	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLV	1	0,072	2,505	0,280	1,000	1,600	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLC	1	0,096	2,487	0,285	1,000	1,590	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000

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

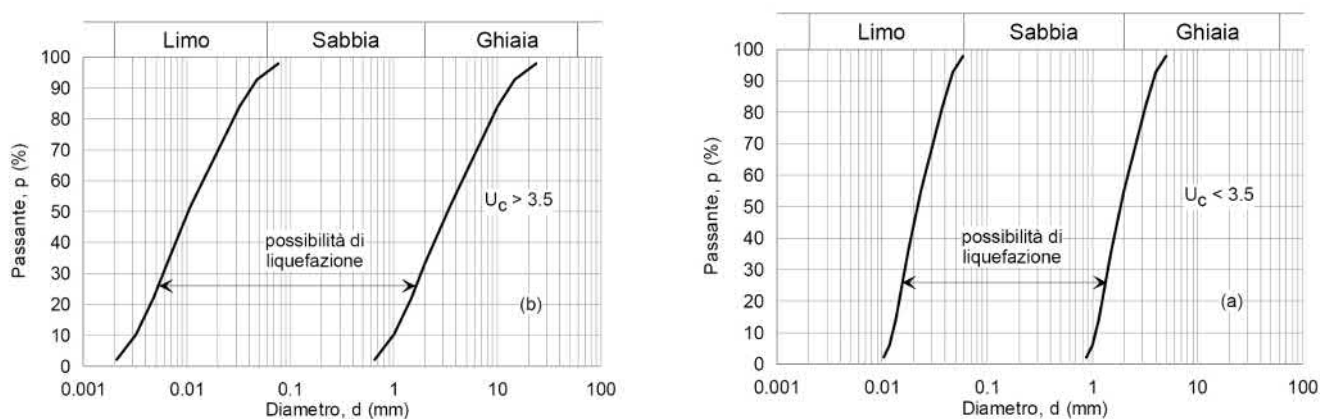


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

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

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

1. S - Accelerazione massima in superficie=0.072 g

2. **F0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = 2,505**
3. **Tc periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = 0.280**
4. **Categoria di suolo di tipo "C"**
5. **Coefficiente di amplificazione litologica Ss=1.5**
6. **Coefficiente di amplificazione litologica Cc=1,600**
7. **Categoria topografica "T1"**
8. **Coefficiente di amplificazione topografica St=1.000.**

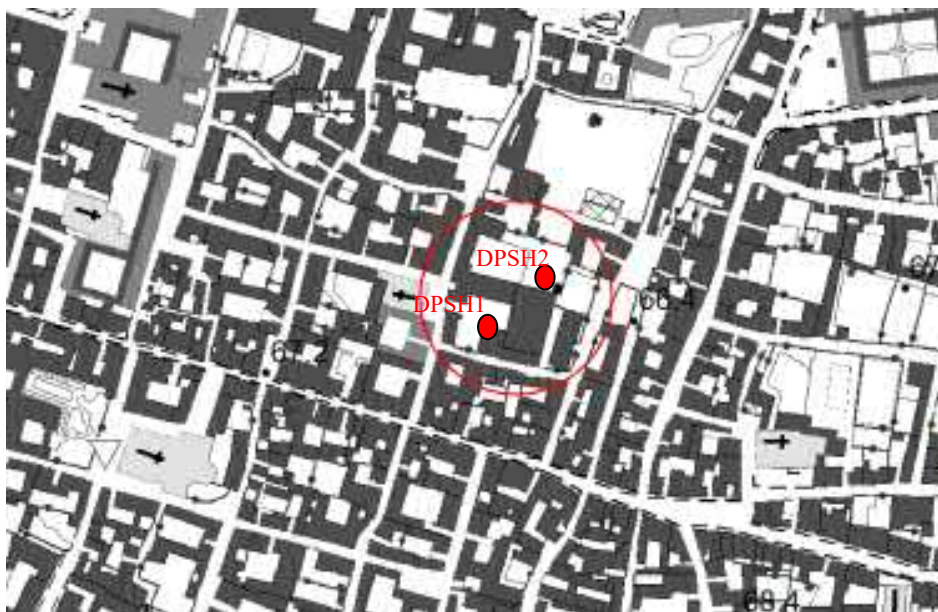
La condizione 1 risulta soddisfatta.



Indagine penetrometrica

RAPPORTO DELL'INDAGINE E CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

Nell'area oggetto della presente relazione, in data 8 ottobre 2021 è stata realizzata una campagna di indagini penetrometriche dinamiche eseguita con penetrometro superpesante – Pagani TG63-200 – DPSH.



Ubicazione delle indagini penetrometriche

L'indagine geotecnica ha permesso di determinare che i depositi alluvionali attraversati presentano litotipi a natura incoerente, limoso sabbiosa, sabbioso-ghiaiosa da sciolta a compatta, normalmente da addensata a ben addensata, con depositi superficiali fini, talora a natura coesiva, a copertura di depositi alluvionali dapprima limoso sabbiosi, quindi francamente sabbioso ghiaiosi a partire da circa 4-5 metri di profondità.

L'area è stata indagata per una profondità massima di m. 7,00 dal p.c. con il metodo dinamico:

- le prove evidenziano, superati gli orizzonti superficiali, la presenza dapprima di sedimenti limoso sabbiosi in alternanza con strati sabbioso limosi, quindi gradualmente, con la profondità, più francamente sabbiosi e ghiaioso sabbiosi*
- la falda acquifera non è stata rilevata*
- pur riscontrando litologie fini superficiali non si è avuta alcuna evidenza freatica superficiale*
- non è stata riscontrata neppure la falda freatica più profonda (seconda falda freatica), in quanto le indagini sono terminate per rifiuto alla penetrazione a 5 e 7 metri da piano campagna; la cartografia idrogeologica indica per la zona una profondità di tale falda intorno ai 7 metri.*

Nella tabella sottostante si incrociano i dati delle indagini con le quote di progetto (quota d'imposta delle fondazioni).

Cautelativamente, viste le litologie fini superficiali riscontrate durante le indagini penetrometriche e le relative scadenti risposte geotecniche, nei calcoli è stato considerato un piano di fondazione posto ad una profondità di – 1,60 metri.

Da tale quota si potrà eventualmente raggiungere una quota di fondazione più superficiale mediante riporto di materiale inerte misto granulare da compattare con mezzi idonei.

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

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

Per carico verticale:

$$cNc scd c + \delta Nq sq dq + 0,5 \delta B N \delta s \delta d \delta$$

dove:

c = coesione

δ = peso di volume

$Nc - Nq - N\delta$ = coeff. di capacità portante (apposite tabelle)

$sc d c sq dq s \delta d \delta$ = fattori di forma e profondità legati a φ (angolo d'attrito) con apposite formule

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

TABELLE RIASSUNTIVA DEI DATI GEOTECNICI

Strato	Profondità	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (t/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu Kg/cmq	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	5,88	Terreno superficiale	1,42	1,89	32,04	0	39,54	0	0,34	343,66	68,13
2	1,6	3,43	Limo	1,39	1,87	31	0	34,51	0	0,35	207,06	84,67
3	4,4	8,29	Sabbia limosa/limo sabbioso	1,46	1,91	33,01	0	44,49	0	0,34	474,63	121,93
4	4,8	14,7	Sabbia deb. ghiaiosa	1,54	1,96	35,37	0	57,66	148,5	0,33	813,19	146,21
5	5,4	3,92	Limo	1,4	1,87	31,21	0	35,52	0	0,35	234,75	118,66
6	5,8	13,23	Sabbia deb. ghiaiosa	1,52	1,94	34,86	0	54,64	141,15	0,33	736,51	149,13
7	6,2	8,82	Limo	1,46	1,91	33,22	0	45,58	0	0,34	503,1	140,89

8	7	52,19	Ghiaia sabbiosa addensata	1,87	2,16	42,58	0	134,66	335,95	0,25	2675,75	195,18
---	---	-------	---------------------------------	------	------	-------	---	--------	--------	------	---------	--------

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

Determinazione parametri caratteristici orizzonte di fondazione

ORIZZONTI	3(4-5-6)
<i>Valore medio di N_{spt} (n° colpi)</i>	<i>8,99</i>
<i>Peso di volume naturale (t/m^3)</i>	<i>1,95</i>
<i>Angolo di attrito ($^\circ$)</i>	<i>33,25</i>
<i>Coazione non drenata (kg/cm^2)</i>	<i>0,1</i>

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

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

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

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

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

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

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

1. ipotizzando che sollecitazioni applicate e portanza siano fra loro indipendenti, si determinano i valori caratteristici dei parametri della resistenza al taglio del terreno, coazione 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° 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° ;

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 φ in una delle formule di calcolo della portanza disponibili in letteratura (Brinch Hansen, Vesic, Terzaghi, Meyerhof, ecc.), ricavando la portanza della fondazione; al valore ottenuto si applica un ulteriore coefficiente di sicurezza globale, variabile in funzione dell'approccio di calcolo scelto;

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

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

$$R_d > E_d$$

con:

R_d = valore di progetto della resistenza del terreno

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

A tal fine la normativa impone l'utilizzo dei coefficienti parziali (γ_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 ≤ 2.5 cm.

CALCOLO SLU

In considerazione delle caratteristiche geotecniche dell'area (prova DPSH1-DPSH2) il piano di appoggio e posa fondazioni è stato precauzionalmente previsto a partire:

- dalla profondità di metri – 1,60 dalla quota piano calpestio (aree cortilizie).

Calcolo dei valori caratteristici (f_k) con il frattile 5%.

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

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

$$\text{Valori medi (Vm)} \Rightarrow \text{Valori Caratteristici(Vk)} \Rightarrow \text{Valori di Progetto (Vd)}$$

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

dove

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

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

Applicando la riduzione del 5% del valore di ϕ derivante dall'indagine ($33,25^\circ$) si ottiene un valore di $31,58^\circ$.

Tale valore minimo di ϕ corrisponde ad uno scostamento medio dei vari ϕ riscontrabili in sito

$$1. V = 1,67^\circ.$$

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

$$\text{Orizzonte 3(4-5-6)} \rightarrow \phi'k = \phi'm (1 - 1,645 V \phi'm) = 31,58^\circ (1 - 1,645 * 1,67^\circ / 31,58^\circ) = 31,58^\circ (0,913) = \underline{\underline{28,83^\circ}}$$

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

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

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

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

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

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

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

Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coeff. parziale γ_M	(M1)	Val. verifica (A1, M1, R3)
			Orizzonte
			3 (4-5-6)
$(\tan) \phi' (^\circ)$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	28,83
$c' (kg/cm^2)$	$\gamma_{c'}$	1.0	-
$C_u (kg/cm^2)$	γ_{C_u}	1.0	0,1

γ_t (t/m ³)	γ_{yt}	1.0	1,95
--------------------------------	---------------	-----	------

Verifica agli stati limite ultimo (SLU)

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

2. fondazione impostata nei terreni dello STRATO 5 ad una profondità media di – 5 metri rispetto alla quota indagini.

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

La fondazione è stata considerata sottoposta solo a carichi centrati.

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

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

$$BR = B - 2e$$

BR = larghezza efficace plinto in c.a.

B = larghezza reale del plinto in c.a.

e = eccentricità espressa in metri

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

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

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

Orizzonte 3(4-5-6) - Verifica agli stati limite ultimo (SLU)

B = larghezza fondazione in c.a.

γ_1 = peso di volume del terreno sotto il piano di posa

γ_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:

Orizzonte di appoggio	Tipologia fondaz.	D (m)	B (m)	L (m)	q.ult. (Kg/cmq) - SLU
					(A1+M1+R3)
3(4-5-6)	Fond. continua	1,60	1,0	20,0	3,833

Verifica agli stati limite di esercizio (SLE)

Le NTC/18 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/18 (par. 6.4.2.2) recitano: “Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). Analogamente, forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.”

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

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

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

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

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

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

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

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

μ = coefficiente di Poisson = 0.3

K_r = rapporto tra il cedimento medio della fondazione rigida ed il cedimento della fondazione flessibile

granulare dei terreni la valutazione dell'entità dei cedimenti è stata eseguita con la relazione basata sulla teoria dell'elasticità, cioè assimilando il terreno a un mezzo elastico e calcolando il contributo di singoli strati di spessore h_i e modulo di deformazione E_i con la seguente relazione di calcolo:

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

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

cedimento; infine è stato calcolato il cedimento totale w come somma dei contributi di ciascun strato.

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

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

CALCOLO SLE

CEDIMENTI FONDAZIONE IN C.A. CON CARICO ESERCIZIO Q_e PARI A R_d
QUOTA IMPOSTA FONDAZIONE A - 1,6 METRI medi da piano campagna

Tipo di verifica	BxL (m)	R_d (Kg/cm ²)	W_t (cm)	W_{amm} (cm)	R_d (Kg/cm ²) = $W=2,5$ cm
SLU Approccio 2	1,0 x 20,0	3,833	8,47	2,5	1,2

Confrontando i valori dei cedimenti calcolati con il valore ammissibile assunto pari a 2.5 cm si conclude che affinché sia soddisfatta anche la verifica agli stati limite di esercizio la resistenza di progetto R_d dovrà essere quella sotto riportata, che rappresenta la resistenza del sistema geotecnico nell'ipotesi di cedimenti ≤ 2.5 cm per fondazioni impostate a - 1,6 da piano delle indagini.

Resistenza di progetto R_d agli SLE				
prof. (m.)	dim. (m.)	tipo verifica	R_d (Kg/cm ²)	K Winkler (Kg/cm ²)
1,60	1,0 x 20,0	Appr. 2	1,2	1,13

Si ritiene possibile fondare le strutture edilizie ad una quota di fondazione più superficiale solo a seguito di operazioni di riporto di materiale misto granulare (naturale o da impianto di frantumazione) costipato e rullato fino alla quota di imposta progettuale.

Sempre necessarie e consigliabili comunque, 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 E DIAGRAMMI DELLE PROVE PENETROMETRICHE

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: COMUNE DI PAVIA Descrizione: Riqualificazione sociale e architettonica dell'area urbana dell'ex monastero di San Dalmazio in Pavia [POP297] Località: VICOLO SAN DALMAZIO/VIA LUIGI PORTA	
--	--

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 ²
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 δ) misurando il numero di colpi N necessari.

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

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

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

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

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

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

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

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

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof. max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8

Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

penetrometri in uso in Italia

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

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha=60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A=10$ cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H=0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha= 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A=10$ cm² 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 $A=20.27$ cm² rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
 massa battente $M=63.5$ kg, altezza caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20$ cm², rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

Correlazione con N_{spt}

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

$$N_{SPT} = \beta_t \cdot N$$

Dove:

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

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

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

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

in cui

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

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

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

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

Calcolo di $(N_1)_{60}$

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

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

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

ER/60	rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.
C_s	parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).
C_d	funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).
C_r	parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

Metodologia di Elaborazione.

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

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

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

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di

laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle 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 $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

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

dove σ_{Nspt} 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 m ed immersione $d = 1$ m.

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

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

$Nspt$ 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 m; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 m per terreni sopra falda e < 8 m per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof (1956) - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).

- Sowers (1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 m. sopra falda e < 7 m 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 m sopra falda e > 15 m 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 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $s > 15$ t/mq.
- Meyerhof (1965) - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 m e con (%) di limo > 5% a profondità < 3 m.
- 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

- 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 τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/s)

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

Modulo di deformazione di taglio (G)

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

Modulo di reazione (K_0)

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

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA (1983).
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). 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/cmq) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con $N_c = 20$ e $Q_c/N_{spt} = 2$.
- Schmertmann (1975), C_u (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher (1965), (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata C_u (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni (1982), valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

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

Modulo Di Young (E_Y)

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

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977.

Peso di Volume

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

Peso di volume saturo

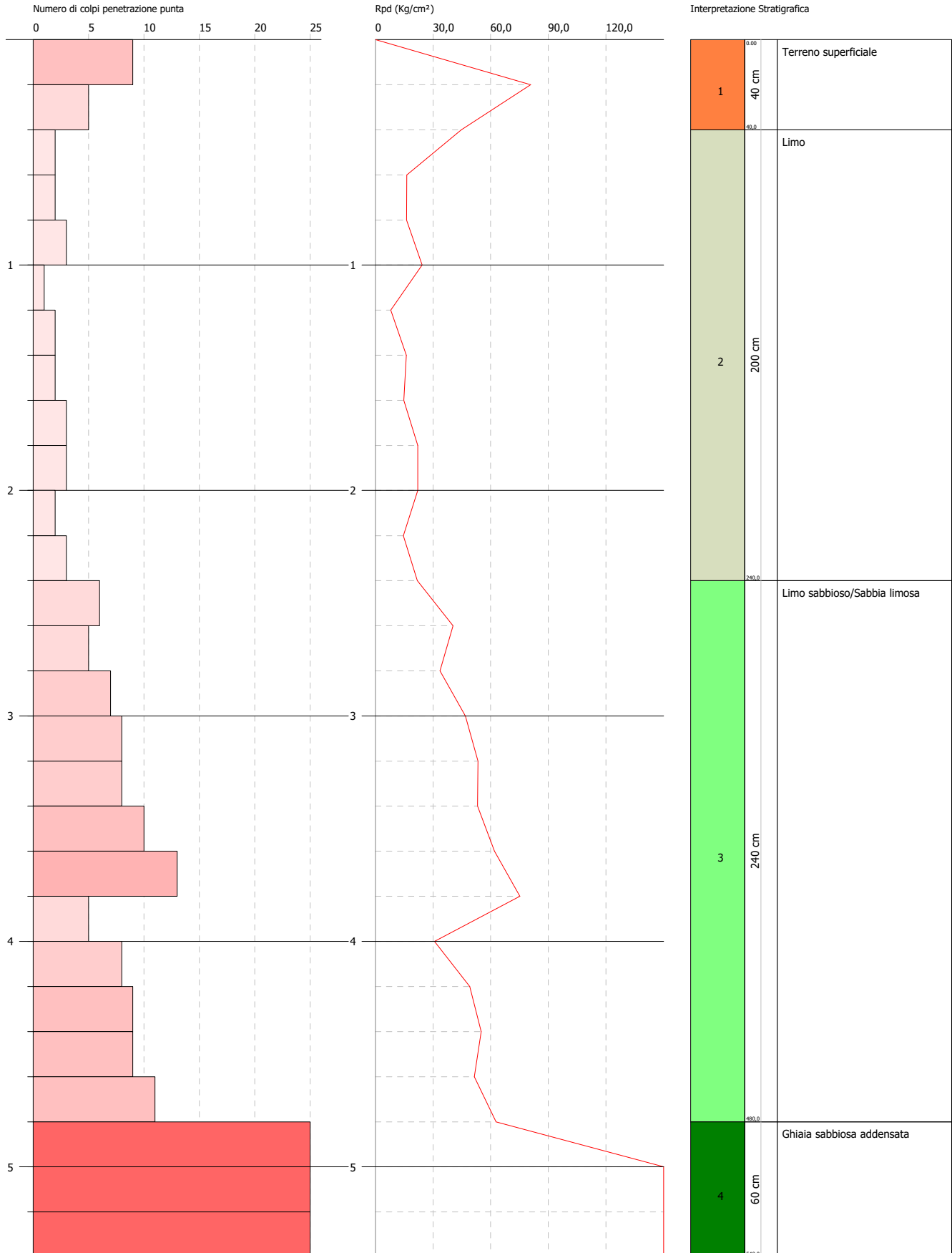
- Meyerhof ed altri.

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

Committente: COMUNE DI PAVIA
 Descrizione: Riqualificazione sociale e architettonica dell'area urbana dell'ex monastero di San Dalmazio in Pavia [POP297]
 Località: VICOLO SAN DALMAZIO/VIA LUIGI PORTA

Data: 08/10/2021

Scala 1:24



PROVA ...DPSH1

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI
 Prova eseguita in data 08/10/2021
 Profondità prova 5,40 mt
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	9	0,855	80,82	94,57	3,67	4,30
0,40	5	0,851	44,70	52,54	2,03	2,39
0,60	2	0,847	16,34	19,29	0,74	0,88
0,80	2	0,843	16,27	19,29	0,74	0,88
1,00	3	0,840	24,29	28,93	1,10	1,32
1,20	1	0,836	8,06	9,64	0,37	0,44
1,40	2	0,833	16,06	19,29	0,73	0,88
1,60	2	0,830	14,78	17,82	0,67	0,81
1,80	3	0,826	22,09	26,73	1,00	1,22
2,00	3	0,823	22,01	26,73	1,00	1,22
2,20	2	0,820	14,62	17,82	0,66	0,81
2,40	3	0,817	21,84	26,73	0,99	1,22
2,60	6	0,814	40,46	49,69	1,84	2,26
2,80	5	0,811	33,60	41,41	1,53	1,88
3,00	7	0,809	46,88	57,97	2,13	2,64
3,20	8	0,806	53,40	66,25	2,43	3,01
3,40	8	0,803	53,23	66,25	2,42	3,01
3,60	10	0,801	61,95	77,36	2,82	3,52
3,80	13	0,748	75,26	100,56	3,42	4,57
4,00	5	0,796	30,79	38,68	1,40	1,76
4,20	8	0,794	49,12	61,88	2,23	2,81
4,40	9	0,791	55,10	69,62	2,50	3,16
4,60	9	0,789	51,55	65,31	2,34	2,97
4,80	11	0,787	62,83	79,83	2,86	3,63
5,00	33	0,635	152,07	239,48	6,91	10,89
5,20	43	0,583	181,93	312,05	8,27	14,18
5,40	50	0,581	210,83	362,85	9,58	16,49

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0,4	7	73,56	Incoerente	0	1,74	1,92	0,03	1,47	10,29	Terreno superficiale

2,4	2,3	21,23	Incoerente	0	1,47	1,88	0,22	1,47	3,38	Limo
4,8	8,25	64,57	Incoerente	0	1,8	1,93	0,58	1,47	12,13	Limo sabbioso / Sabbia limosa
5,4	42	304,79	Incoerente	0	2,3	2,17	0,86	1,47	61,74	Ghiaia sabbiosa addensata

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Terreno superficiale	10,29	0,40	41,26	78,59	100	33,63
[2] - Limo	3,38	2,40	15,79	40,33	45,74	16,38
[3] - Limo sabbioso/Sabbia limosa	12,13	4,80	34,08	64,66	65,09	37,5
[4] - Ghiaia sabbiosa addensata	61,74	5,40	69,39	100	100	92,09

Angolo di resistenza al taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - Terreno superficiale	10,29	0,40	10,29	29,94	22,94	30,88	36,07	33,78	39	<30	27,42	30,09	39,22	29,35
[2] - Limo	3,38	2,40	3,38	27,97	20,97	28,95	30,29	30,98	0	<30	22,12	28,01	28,81	23,22
[3] - Limo sabbioso/Sabbia limosa	12,13	4,80	12,13	30,47	23,47	31,4	30,23	34,46	37,05	30-32	28,49	30,64	38,58	30,58
[4] - Ghiaia sabbiosa addensata	61,74	5,40	61,74	44,64	37,64	45,29	31,99	42,62	42	>38	45,43	45,52	51,71	50,14

Modulo di Young (Kg/cm²)

	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 superficiale	10,29	0,40	10,29	228,97	82,32	122,12	257,17	126,45
[2] - Limo	3,38	2,40	3,38	---	27,04	---	---	---
[3] - Limo sabbioso/Sabbia limosa	12,13	4,80	12,13	248,60	97,04	143,83	270,98	135,65
[4] - Ghiaia sabbiosa	61,74	5,40	61,74	560,86	493,92	729,23	643,05	383,70

addensata							
-----------	--	--	--	--	--	--	--

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Terreno superficiale	10,29	0,40	10,29	61,74	48,60	73,06	83,89
[2] - Limo	3,38	2,40	3,38	---	34,41	24,00	53,07
[3] - Limo sabbioso/Sabbia limosa	12,13	4,80	12,13	72,78	52,38	86,12	92,10
[4] - Ghiaia sabbiosa addensata	61,74	5,40	61,74	370,44	154,28	438,35	313,36

Classificazione AGI

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Terreno superficiale	10,29	0,40	10,29	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO
[2] - Limo	3,38	2,40	3,38	Classificazione A.G.I.	SCIOLTO
[3] - Limo sabbioso/Sabbia limosa	12,13	4,80	12,13	Classificazione A.G.I.	MODERATAMENTE ADDENSATO
[4] - Ghiaia sabbiosa addensata	61,74	5,40	61,74	Classificazione A.G.I.	MOLTO ADDENSATO

Peso unità di volume

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
[1] - Terreno superficiale	10,29	0,40	10,29	Terzaghi-Peck 1948	1,48
[2] - Limo	3,38	2,40	3,38	Terzaghi-Peck 1948	1,39
[3] - Limo sabbioso/Sabbia limosa	12,13	4,80	12,13	Terzaghi-Peck 1948	1,50
[4] - Ghiaia sabbiosa addensata	61,74	5,40	61,74	Terzaghi-Peck 1948	1,91

Peso unità di volume saturo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m ³)
[1] - Terreno superficiale	10,29	0,40	10,29	Terzaghi-Peck 1948	1,92
[2] - Limo	3,38	2,40	3,38	Terzaghi-Peck 1948	1,87
[3] - Limo sabbioso/Sabbia limosa	12,13	4,80	12,13	Terzaghi-Peck 1948	1,94
[4] - Ghiaia sabbiosa addensata	61,74	5,40	61,74	Terzaghi-Peck 1948	2,19

Modulo di Poisson

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Terreno superficiale	10,29	0,40	10,29	(A.G.I.)	0,33
[2] - Limo	3,38	2,40	3,38	(A.G.I.)	0,35
[3] - Limo sabbioso/Sabbia limosa	12,13	4,80	12,13	(A.G.I.)	0,33
[4] - Ghiaia sabbiosa addensata	61,74	5,40	61,74	(A.G.I.)	0,23

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato	Nspt corretto per	Ohsaki (Sabbie)	Robertson e
--	------	--------------	-------------------	-----------------	-------------

		(m)	presenza falda	pulite)	Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] - Terreno superficiale	10,29	0,40	10,29	581,55	519,39
[2] - Limo	3,38	2,40	3,38	204,22	263,07
[3] - Limo sabbioso/Sabbia limosa	12,13	4,80	12,13	678,80	574,31
[4] - Ghiaia sabbiosa addensata	61,74	5,40	61,74	3133,62	1552,19

Velocità onde di taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Terreno superficiale	10,29	0,40	10,29	Ohta & Goto (1978) Limi	75,05
[2] - Limo	3,38	2,40	3,38	Ohta & Goto (1978) Limi	90,12
[3] - Limo sabbioso/Sabbia limosa	12,13	4,80	12,13	Ohta & Goto (1978) Limi	134,89
[4] - Ghiaia sabbiosa addensata	61,74	5,40	61,74	Ohta & Goto (1978) Limi	191,18

Liquefazione

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Terreno superficiale	10,29	0,40	10,29	Seed e Idriss (1971)	--
[2] - Limo	3,38	2,40	3,38	Seed e Idriss (1971)	--
[3] - Limo sabbioso/Sabbia limosa	12,13	4,80	12,13	Seed e Idriss (1971)	--
[4] - Ghiaia sabbiosa addensata	61,74	5,40	61,74	Seed e Idriss (1971)	--

Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \sigma_{H0} / P_0$

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K_0
[1] - Terreno superficiale	10,29	0,40	10,29	Navfac 1971-1982	2,16
[2] - Limo	3,38	2,40	3,38	Navfac 1971-1982	0,60
[3] - Limo sabbioso/Sabbia limosa	12,13	4,80	12,13	Navfac 1971-1982	2,55
[4] - Ghiaia sabbiosa addensata	61,74	5,40	61,74	Navfac 1971-1982	10,31

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

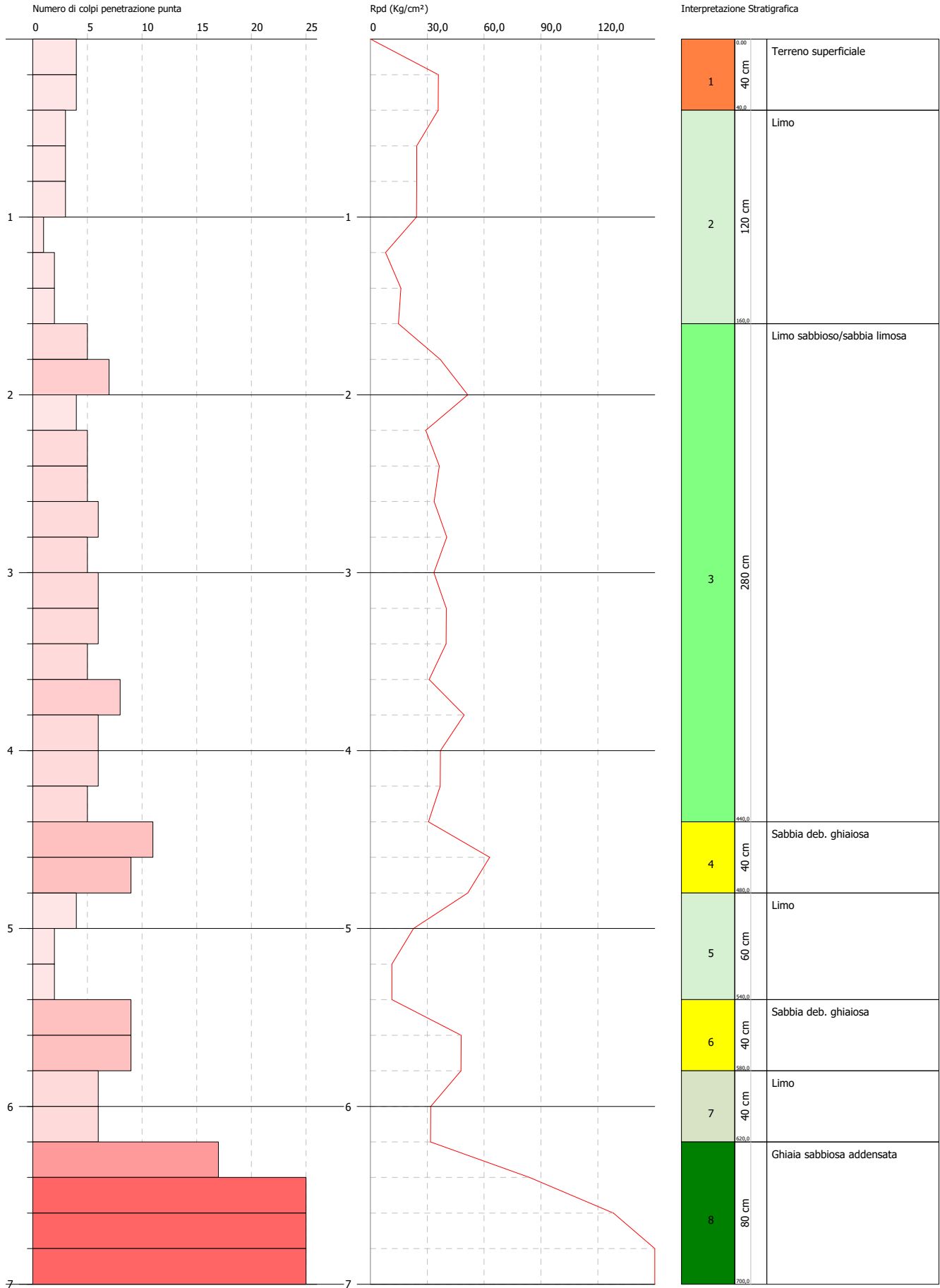
	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] - Terreno superficiale	10,29	0,40	10,29	Robertson 1983	20,58
[2] - Limo	3,38	2,40	3,38	Robertson 1983	6,76
[3] - Limo sabbioso/Sabbia limosa	12,13	4,80	12,13	Robertson 1983	24,26
[4] - Ghiaia sabbiosa addensata	61,74	5,40	61,74	Robertson 1983	123,48

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

Committente: COMUNE DI PAVIA
Descrizione: Riqualificazione sociale e architettonica dell'area urbana dell'ex monastero di San Dalmazio in Pavia [POP297]
Località: VICOLO SAN DALMAZIO/VIA LUIGI PORTA

Data: 08/10/2021

Scala 1:30



PROVA ...DPSH2

Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI
 Prova eseguita in data 08/10/2021
 Profondità prova 7,00 mt
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm ²)
0,20	4	0,855	35,92	42,03	1,63	1,91
0,40	4	0,851	35,76	42,03	1,63	1,91
0,60	3	0,847	24,50	28,93	1,11	1,32
0,80	3	0,843	24,40	28,93	1,11	1,32
1,00	3	0,840	24,29	28,93	1,10	1,32
1,20	1	0,836	8,06	9,64	0,37	0,44
1,40	2	0,833	16,06	19,29	0,73	0,88
1,60	2	0,830	14,78	17,82	0,67	0,81
1,80	5	0,826	36,82	44,55	1,67	2,03
2,00	7	0,823	51,35	62,38	2,33	2,84
2,20	4	0,820	29,23	35,64	1,33	1,62
2,40	5	0,817	36,41	44,55	1,65	2,03
2,60	5	0,814	33,72	41,41	1,53	1,88
2,80	6	0,811	40,32	49,69	1,83	2,26
3,00	5	0,809	33,49	41,41	1,52	1,88
3,20	6	0,806	40,05	49,69	1,82	2,26
3,40	6	0,803	39,92	49,69	1,81	2,26
3,60	5	0,801	30,98	38,68	1,41	1,76
3,80	8	0,798	49,41	61,88	2,25	2,81
4,00	6	0,796	36,95	46,41	1,68	2,11
4,20	6	0,794	36,84	46,41	1,67	2,11
4,40	5	0,791	30,61	38,68	1,39	1,76
4,60	11	0,789	63,00	79,83	2,86	3,63
4,80	9	0,787	51,41	65,31	2,34	2,97
5,00	4	0,785	22,79	29,03	1,04	1,32
5,20	2	0,783	11,36	14,51	0,52	0,66
5,40	2	0,781	11,34	14,51	0,52	0,66
5,60	9	0,779	47,92	61,51	2,18	2,80
5,80	9	0,777	47,81	61,51	2,17	2,80
6,00	6	0,775	31,80	41,00	1,45	1,86
6,20	6	0,774	31,73	41,00	1,44	1,86
6,40	17	0,722	83,88	116,18	3,81	5,28
6,60	32	0,620	128,20	206,65	5,83	9,39
6,80	43	0,569	157,93	277,69	7,18	12,62
7,00	50	0,567	183,14	322,89	8,32	14,68

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0,4	4	42,03	Incoerente	0	1,58	1,89	0,03	1,47	5,88	Terreno superficiale
1,6	2,33	22,26	Incoerente	0	1,47	1,88	0,15	1,47	3,43	Limo
4,4	5,64	46,5	Incoerente	0	1,67	1,91	0,47	1,47	8,29	Limo sabbioso/sabbia limosa
4,8	10	72,57	Incoerente	0	1,87	1,95	0,74	1,47	14,7	Sabbia deb. ghiaiosa
5,4	2,67	19,35	Incoerente	0	1,49	1,88	0,83	1,47	3,92	Limo
5,8	9	61,51	Incoerente	0	1,83	1,94	0,91	1,47	13,23	Sabbia deb. ghiaiosa

6,2	6	41,01	Incoerente	0	1,69	1,91	0,98	1,47	8,82	Limo
7	35,5	230,85	Incoerente	0	2,25	2,15	1,1	1,47	52,19	Ghiaia sabbiosa addensata

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

	NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] - Terreno superficiale	5,88	0,40	29,51	59,53	98,68	23,14
[2] - Limo	3,43	1,60	17,14	42,15	50,59	16,53
[3] - Limo sabbioso/sabbia limosa	8,29	4,40	28,02	55,82	57,22	29,09
[4] - Sabbia deb. ghiaiosa	14,7	4,80	35,71	66,99	66,82	42,47
[5] - Limo	3,92	5,40	10,53	33,65	34,57	17,9
[6] - Sabbia deb. ghiaiosa	13,23	5,80	31,38	60,24	60,32	39,69
[7] - Limo	8,82	6,20	22,74	48,14	48,73	30,33
[8] - Ghiaia sabbiosa addensata	52,19	7,00	60,89	100	100	82,25

Angolo di resistenza al taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasa ki & Iwasaki
[1] - Terreno superficiale	5,88	0,40	5,88	28,68	21,68	29,65	35,37	32,04	0	<30	24,39	28,76	34,35	25,84
[2] - Limo	3,43	1,60	3,43	27,98	20,98	28,96	31,1	31	0	<30	22,17	28,03	29,18	23,28
[3] - Limo sabbioso/sabbia limosa	8,29	4,40	8,29	29,37	22,37	30,32	30,05	33,01	0	<30	26,15	29,49	35,67	27,88
[4] - Sabbia deb. ghiaiosa	14,7	4,80	14,7	31,2	24,2	32,12	29,99	35,37	37,38	30-32	29,85	31,41	39,64	32,15
[5] - Limo	3,92	5,40	3,92	28,12	21,12	29,1	27,63	31,21	0	<30	22,67	28,18	27,78	23,85
[6] - Sabbia deb. ghiaiosa	13,23	5,80	13,23	30,78	23,78	31,7	29,39	34,86	36,43	30-32	29,09	30,97	38,09	31,27
[7] - Limo	8,82	6,20	8,82	29,52	22,52	30,47	28,57	33,22	0	<30	26,5	29,65	34,29	28,28
[8] - Ghiaia sabbiosa addensata	52,19	7,00	52,19	41,91	34,91	42,61	31,2	42,58	42	>38	42,98	42,66	49,34	47,31

Modulo di Young (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertman (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appollonia ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] - Terreno superficiale	5,88	0,40	5,88	---	47,04	---	---	---
[2] - Limo	3,43	1,60	3,43	---	27,44	---	---	---
[3] - Limo sabbioso/sabbia limosa	8,29	4,40	8,29	---	66,32	98,52	---	---
[4] - Sabbia deb. ghiaiosa	14,7	4,80	14,7	273,67	117,60	174,16	290,25	148,50
[5] - Limo	3,92	5,40	3,92	---	31,36	---	---	---
[6] - Sabbia deb. ghiaiosa	13,23	5,80	13,23	259,63	105,84	156,81	279,23	141,15
[7] - Limo	8,82	6,20	8,82	---	70,56	104,78	---	---
[8] - Ghiaia sabbiosa addensata	52,19	7,00	52,19	515,66	417,52	616,54	571,42	335,95

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] - Terreno superficiale	5,88	0,40	5,88	---	39,54	41,75	64,22
[2] - Limo	3,43	1,60	3,43	---	34,51	24,35	53,30
[3] - Limo sabbioso/sabbia limosa	8,29	4,40	8,29	---	44,49	58,86	74,97
[4] - Sabbia deb. ghiaiosa	14,7	4,80	14,7	88,20	57,66	104,37	103,56
[5] - Limo	3,92	5,40	3,92	---	35,52	27,83	55,48
[6] - Sabbia deb. ghiaiosa	13,23	5,80	13,23	79,38	54,64	93,93	97,01
[7] - Limo	8,82	6,20	8,82	---	45,58	62,62	77,34
[8] - Ghiaia sabbiosa addensata	52,19	7,00	52,19	313,14	134,66	370,55	270,77

Classificazione AGI

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] - Terreno superficiale	5,88	0,40	5,88	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[2] - Limo	3,43	1,60	3,43	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[3] - Limo sabbioso/sabbia limosa	8,29	4,40	8,29	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[4] - Sabbia deb. ghiaiosa	14,7	4,80	14,7	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[5] - Limo	3,92	5,40	3,92	Classificazione A.G.I	SCIOLTO
[6] - Sabbia deb. ghiaiosa	13,23	5,80	13,23	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
[7] - Limo	8,82	6,20	8,82	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
[8] - Ghiaia sabbiosa addensata	52,19	7,00	52,19	Classificazione A.G.I	MOLTO ADDENSATO

Peso unità di volume

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità di Volume (t/m ³)
[1] - Terreno superficiale	5,88	0,40	5,88	Terzaghi-Peck 1948	1,42
[2] - Limo	3,43	1,60	3,43	Terzaghi-Peck 1948	1,39
[3] - Limo sabbioso/sabbia limosa	8,29	4,40	8,29	Terzaghi-Peck 1948	1,46
[4] - Sabbia deb.	14,7	4,80	14,7	Terzaghi-Peck 1948	1,54

ghiaiosa					
[5] - Limo	3,92	5,40	3,92	Terzaghi-Peck 1948	1,40
[6] - Sabbia deb. ghiaiosa	13,23	5,80	13,23	Terzaghi-Peck 1948	1,52
[7] - Limo	8,82	6,20	8,82	Terzaghi-Peck 1948	1,46
[8] - Ghiaia sabbiosa addensata	52,19	7,00	52,19	Terzaghi-Peck 1948	1,87

Peso unità di volume saturo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unità Volume Saturo (t/m³)
[1] - Terreno superficiale	5,88	0,40	5,88	Terzaghi-Peck 1948	1,89
[2] - Limo	3,43	1,60	3,43	Terzaghi-Peck 1948	1,87
[3] - Limo sabbioso/sabbia limosa	8,29	4,40	8,29	Terzaghi-Peck 1948	1,91
[4] - Sabbia deb. ghiaiosa	14,7	4,80	14,7	Terzaghi-Peck 1948	1,96
[5] - Limo	3,92	5,40	3,92	Terzaghi-Peck 1948	1,87
[6] - Sabbia deb. ghiaiosa	13,23	5,80	13,23	Terzaghi-Peck 1948	1,94
[7] - Limo	8,82	6,20	8,82	Terzaghi-Peck 1948	1,91
[8] - Ghiaia sabbiosa addensata	52,19	7,00	52,19	Terzaghi-Peck 1948	2,16

Modulo di Poisson

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] - Terreno superficiale	5,88	0,40	5,88	(A.G.I.)	0,34
[2] - Limo	3,43	1,60	3,43	(A.G.I.)	0,35
[3] - Limo sabbioso/sabbia limosa	8,29	4,40	8,29	(A.G.I.)	0,34
[4] - Sabbia deb. ghiaiosa	14,7	4,80	14,7	(A.G.I.)	0,33
[5] - Limo	3,92	5,40	3,92	(A.G.I.)	0,35
[6] - Sabbia deb. ghiaiosa	13,23	5,80	13,23	(A.G.I.)	0,33
[7] - Limo	8,82	6,20	8,82	(A.G.I.)	0,34
[8] - Ghiaia sabbiosa addensata	52,19	7,00	52,19	(A.G.I.)	0,25

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 superficiale	5,88	0,40	5,88	343,66	368,98
[2] - Limo	3,43	1,60	3,43	207,06	265,45
[3] - Limo sabbioso/sabbia limosa	8,29	4,40	8,29	474,63	455,14
[4] - Sabbia deb. ghiaiosa	14,7	4,80	14,7	813,19	645,86
[5] - Limo	3,92	5,40	3,92	234,75	288,01
[6] - Sabbia deb. ghiaiosa	13,23	5,80	13,23	736,51	605,60
[7] - Limo	8,82	6,20	8,82	503,10	472,71
[8] - Ghiaia sabbiosa addensata	52,19	7,00	52,19	2675,75	1400,73

Velocità onde di taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Terreno	5,88	0,40	5,88	Ohta & Goto (1978)	68,13

superficiale				Limi	
[2] - Limo	3,43	1,60	3,43	Ohta & Goto (1978) Limi	84,67
[3] - Limo sabbioso/sabbia limosa	8,29	4,40	8,29	Ohta & Goto (1978) Limi	121,93
[4] - Sabbia deb. ghiaiosa	14,7	4,80	14,7	Ohta & Goto (1978) Limi	146,21
[5] - Limo	3,92	5,40	3,92	Ohta & Goto (1978) Limi	118,66
[6] - Sabbia deb. ghiaiosa	13,23	5,80	13,23	Ohta & Goto (1978) Limi	149,13
[7] - Limo	8,82	6,20	8,82	Ohta & Goto (1978) Limi	140,89
[8] - Ghiaia sabbiosa addensata	52,19	7,00	52,19	Ohta & Goto (1978) Limi	195,18

Liquefazione

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] - Terreno superficiale	5,88	0,40	5,88	Seed e Idriss (1971)	--
[2] - Limo	3,43	1,60	3,43	Seed e Idriss (1971)	--
[3] - Limo sabbioso/sabbia limosa	8,29	4,40	8,29	Seed e Idriss (1971)	--
[4] - Sabbia deb. ghiaiosa	14,7	4,80	14,7	Seed e Idriss (1971)	--
[5] - Limo	3,92	5,40	3,92	Seed e Idriss (1971)	--
[6] - Sabbia deb. ghiaiosa	13,23	5,80	13,23	Seed e Idriss (1971)	--
[7] - Limo	8,82	6,20	8,82	Seed e Idriss (1971)	--
[8] - Ghiaia sabbiosa addensata	52,19	7,00	52,19	Seed e Idriss (1971)	--

Coefficiente spinta a Riposo $K_0 = \sigma_{vh}/\sigma_{v0}$

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K_0
[1] - Terreno superficiale	5,88	0,40	5,88	Navfac 1971-1982	1,19
[2] - Limo	3,43	1,60	3,43	Navfac 1971-1982	0,62
[3] - Limo sabbioso/sabbia limosa	8,29	4,40	8,29	Navfac 1971-1982	1,73
[4] - Sabbia deb. ghiaiosa	14,7	4,80	14,7	Navfac 1971-1982	3,07
[5] - Limo	3,92	5,40	3,92	Navfac 1971-1982	0,73
[6] - Sabbia deb. ghiaiosa	13,23	5,80	13,23	Navfac 1971-1982	2,77
[7] - Limo	8,82	6,20	8,82	Navfac 1971-1982	1,85
[8] - Ghiaia sabbiosa addensata	52,19	7,00	52,19	Navfac 1971-1982	8,50

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] - Terreno superficiale	5,88	0,40	5,88	Robertson 1983	11,76
[2] - Limo	3,43	1,60	3,43	Robertson 1983	6,86
[3] - Limo sabbioso/sabbia limosa	8,29	4,40	8,29	Robertson 1983	16,58
[4] - Sabbia deb. ghiaiosa	14,7	4,80	14,7	Robertson 1983	29,40
[5] - Limo	3,92	5,40	3,92	Robertson 1983	7,84
[6] - Sabbia deb. ghiaiosa	13,23	5,80	13,23	Robertson 1983	26,46
[7] - Limo	8,82	6,20	8,82	Robertson 1983	17,64
[8] - Ghiaia sabbiosa addensata	52,19	7,00	52,19	Robertson 1983	104,38

Calcolo SLU - Meyerhof - approccio 2 - fond. Continua 1,0 x 20,0

Parametri geotecnici del terreno			
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(γ)	t/mc	1,90
Angolo di attrito interno	(φ)	°	28,83
Coesione	(c')	t/m ²	0,00
Kp			2,86
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(γ_r)	t/mc	1,60

dati calcolati

Caratteristiche geometriche della fondazione			
Larghezza fondazione	B	m	1,00
Lunghezza fondazione	L	m	20,00
Eccentricità larghezza	e _x	m	0,00
Approfondimento	D	m	1,60
Inclinazione carico	i	°	0,00
Larghezza ridotta	B'	m	1,00

Coefficienti di fondazione			
N _q		16,1347	$e^{(\pi \cdot \tan \varphi)}$ tg ² (45° + $\varphi/2$)
N _{γ}		12,8633	(N _q - 1) tg (1,4 φ)
N _c		27,4958	(N _q - 1) ctg (φ)

Fattori di forma			
S _c		1,0286	1 + 0,2 * Kp (B/L)
S _q = S _{γ}		1,0143	1 + 0,1 * Kp (B/L)

Fattori di profondità			
d _c		1,5414	1 + 0,2 Kp ^{1/2} * D/B
d _q = d _{γ}		1,2707	1 + 0,1 Kp ^{1/2} * D/B

Fattori di inclinazione del carico			
i _q = i _c		1,0000	(1 - i°/90) ²
i _{γ}		1,0000	(1 - i°/90) ²

Calcolo del carico limite

53,2376	$\gamma_r * D * N_q * s_q * d_q * i_q$
15,7505	0,5 * B' * γ * N _{γ} * s _{γ} * d _{γ} * i _{γ}
0,0000	c' * N _c * s _c * d _c * i _c

Compendio di calcolo		
0,503178	φ in rad	
0,550437	tg φ	
1,729248	$\pi * \tan \varphi$	
5,636406	$e^{\pi \tan \varphi}$	
1,482212	1 + sen φ	
0,517788	1 - sen φ	
2,862588	1 + sen φ / 1 - sen φ = Kp	
0,70445	1,4 * φ	
0,849924	tg 1,4 φ	
15,13471	N _q - 1	
1,816739	ctg φ	
0,028626	0,2 Kp*(B/L)	
0,014313	0,1 Kp*(B/L)	
1,691918	Kp ^{1/2}	
0,541414	0,2 Kp ^{1/2} * D/B	
0,270707	0,1 Kp ^{1/2} * D/B	
1	1 - i°/90	
1	1 - i°/90	

Q_{amm} = (g * D * N_q * s_q * d_q * i_q) + (c' * N_c * s_c * d_c * i_c) + (0,5 * B' * g * N _{γ} * s _{γ} * d _{γ} * i _{γ})

Q ult	t/m ²	68,9881	TOTALE
-------	------------------	---------	--------

Q ult	Kg/cm ²	6,8988
-------	--------------------	--------

SLU	$\gamma_R = 1,8$	3,8327
-----	------------------	--------