# COMUNE DI MEDESANO

Finanziato dall'Unione europea
NextGenerationEU

Comune di Medesano



Provincia di Parma

**PNRR.M4C1-1.2 M4C1: POTENZIAMENTO DELL'OFFERTA DEI SERVIZI DI ISTRUZIONE: DAGLI ASILI NIDO ALLE UNIVERSITÀ - I1.2 PIANO DI ESTENSIONE DEL TEMPO PIENO CUP: H28H22000380006 - AMPLIAMENTO MENSA FELEGARA**

# RELAZIONE GEOLOGICA SISMICA


GEAS di Sanfelici Dr. Andrea e Rogna Dr. Marco

Viadana (Mantova), via Mentana n. 110/B, Cizzolo
Tel./fax 0375/841010 - e-mail andreasanfelici@libero.it

Chiusa Viarola, 9 - 43036 Fidenza (PR)
Tel./fax 3485266060 - e-mail marcorogna@libero.it

GEAS STUDIO ASSOCIATO


ORDINE DEI GEOLOGI REGIONE EMILIA ROMAGNA DOTT. MARCO ROGNA GEOLOGO SEZ. A N. 700 ALBO

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| 01 | Aprile 2023 | M. Rogna | A. Sanfelici | | M. Rogna | Emissione |
| REV. | DATA | REDAZIONE | | | APPROV. | DESCRIZIONE |
| | | | | | COMMESSA | 23007 |

INDICE

**1 INTRODUZIONE ..... 1**

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA ..... 1
1.2 RIFERIMENTI LEGISLATIVI ..... 2

**2 MODELLO GEOLOGICO ..... 4**

2.1 ASSETTO TETTONICO ..... 5
2.2 ASPETTI IDROGEOLOGICI ..... 8
2.3 SISMICITÀ ..... 10
*2.3.1 Pericolosità sismica ..... 11*
*2.3.2 La classificazione sismica ..... 12*

**3 INDAGINI GEOGNOSTICHE ..... 12**

3.1 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE ..... 13
3.2 PROFILO SISMICO CON LA METODOLOGIA MASW ..... 13

**4 MODELLO GEOTECNICO ..... 15**

4.1 STRATIGRAFIA DEL TERRENO DI FONDAZIONE ..... 15
*4.1.1 LIVELLO A ..... 15*
*4.1.2 LIVELLO B ..... 16*
*4.1.3 LIVELLO C ..... 17*
4.2 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA ..... 18
*4.2.1 LIVELLO A ..... 18*
*4.2.2 LIVELLO B ..... 19*
*4.2.3 LIVELLO C ..... 20*
4.3 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI ..... 22
*4.3.1 Prove penetrometriche statiche - Depositi a comportamento coesivo ..... 23*
*4.3.2 Prove penetrometriche statiche - Depositi a comportamento granulare ..... 25*
4.4 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE ..... 29
4.5 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DI PROGETTO ..... 31
*4.5.1 Vita nominale ..... 31*
*4.5.2 Classi d'uso ..... 31*
*4.5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica ..... 32*
*4.5.4 Azione sismica ..... 32*
*4.5.5 Stati limite di danno e relative probabilità di superamento ..... 34*
*4.5.6 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche ..... 35*
*4.5.7 Spettro di risposta elastico ..... 35*
*4.5.8 Spostamento massimo e velocità massima al suolo ..... 37*

**5 VERIFICHE GEOTECNICHE - FONDAZIONI SUPERFICIALI ..... 39**

5.1 VERIFICA DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE ..... 40
*5.1.1 Analisi numeriche di risposta sismica locale ..... 40*
*5.1.2 Definizione del profilo stratigrafico ..... 41*
*5.1.3 Terremoti di riferimento ..... 44*
*5.1.4 Analisi dei fenomeni di amplificazione sismica ..... 45*
*5.1.5 Regolarizzazione dello spettro di risposta elastico ..... 48*
5.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) ..... 50
*5.2.1 La relazione generale della capacità portante ..... 53*
*5.2.2 La relazione generale della capacità portante ..... 55*
*5.2.3 Calcolo della capacità portante in condizioni dinamiche ..... 57*
*5.2.4 Verifica al collasso per slittamento ..... 59*
*5.2.5 Rischio di liquefazione dei terreni ..... 60*
*5.2.6 Cedimenti post-sismici ..... 64*
5.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) ..... 67
*5.3.1 Stima dei cedimenti ..... 67*
*5.3.2 Coefficiente di sottofondo o modulo di reazione ..... 72*

**6 CONCLUSIONI ..... 73**

FIGURE

1.1 - Inquadramento geografico - scala 1:10.000
2.1 - Carta geologica - scala 1:10.000
2.2 - Mappa strutturale semplificata della Pianura Padana
2.3 - Carta idrogeologica - scala 1:10.000
2.4 - Zonizzazione sismogenetica
2.5 - PGA (g) con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (periodo di ritorno di 475 anni)
3.1 - Planimetria generale e ubicazione indicativa delle indagini geognostiche
4.1 - Valori della resistenza alla punta ($q_c$) del livello A
4.2 - Valori della resistenza alla punta ($q_c$) del livello B
4.3 - Valori della resistenza alla punta ($q_c$) del livello D
4.4 - Sezione geotecnica A – A'
4.5 - Campi di validità di $E_{U50}$/Cu (Ghionna e Lancellotta, 1985)
4.6 - Metodi di Durgunoglu e Mitchell (1975), Kulhawy e Mayne (1990), Caquot (1948), De Beer (1970) e Koppejan
4.7 - Relazione tra la resistenza alla punta $q_c$ e modulo secante di Young ($E'_{50}$ e $E'_{25}$) per sabbie normalconsolidate, quarzo prevalenti non cementate – Rortertson P.K. Campanella R.G. 1983

4.8 - Relazione tra il rapporto modulo secante di Young ($E'_{50}$ e $E'_{25}$)/resistenza alla punta $q_c$ e la densita relativa (DR) per sabbie normalconsolidate, quarzo prevalenti, non cementate – R. Bellotti, V. Ghionna, M. Jamiolkowski 1983

4.9 - Modello medio di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità

4.10 - Spettro di risposta elastico della componente orizzontale e verticale per il sito in esame

5.1 - Schematizzazione del problema di analisi dinamica di un terreno stratificato soggetto a propagazione verticale di onde sismiche

5.2 - Schema del procedimento iterativo per il modello lineare equivalente

5.3 - Curve standard per le argille e le sabbie - variazione del modulo di taglio (Seed and Sun, 1989) e del coefficiente di smorzamento (Idriss 1990) in funzione del livello di deformazione

5.4 - Curve standard per limi sabbiosi e le ghiaie - variazione del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento in funzione del livello di deformazione (Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Milano 2006).

5.5 - Curve standard per roccia - variazione del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento in funzione del livello di deformazione

5.6 – Accelerogrammi di riferimento

5.7 – Spettri di risposta ottenuti attraverso modellizzazione numerica

5.8 – Confronto tra spettri di risposta calcolati attraverso modelizzazione numerica e gli Spettri di Norma

5.9 – Confronto tra spettri di risposta calcolati attraverso modelizzazione numerica e lo spettro regolarizzato di cui all'Allegato 1 dell'ordinanza n. 24/2018

5.10 - Schema dell'inviluppo di rottura del sistema terreno fondazione nel caso di terreni a comportamento coesivo

5.11 - Andamento della capacità portante ammissibile, $q_{amm}$ all'aumentare del coefficiente sismico

5.12 - Distribuzione granulometrica critica di terreni soggetti a liquefazione

5.13 - Verifica della liquefazione dei terreni di fondazione in relazione al rapporto CRR e CSR

5.14 - Verifica della liquefazione dei terreni di fondazione in base alla relazione tra CSR e Resistenza alla punta normalizzata e corretta

5.15 - Valutazione delle deformazioni post-sismiche indotte negli strati granulari (tratta da Yoshimine e Ishihara 1992 e da Zhang et Al., 2002.

5.16 - Risultati delle analisi del cedimento post-sismico: profilo del fattore di sicurezza con la profondità

5.17 - Schema delle linee isostatiche della pressione verticale indotte dalle fondazioni

5.18 - Andamento dei cedimenti assoluti, relazionati ai possibili carichi di esercizio e all'area di carico

5.19 - Andamento dei cedimenti differenziali, relazionati ai possibili carichi di esercizio e all'area di carico

ALLEGATI

A. MASW (Multichannel Analisys of Surface Waves)

B. Prove penetrometriche dinamiche

# 1 INTRODUZIONE

Il presente rapporto geologico, geotecnico e sismico è finalizzato all'analisi delle caratteristiche fisiche di un appezzamento di terreno per il progetto di ampiamento della scuola primaria da adibire a mensa.

L'area delle indagini è ubicata in via Picelli n. 41, località Felegara, in comune di Medesano (PR) ed è individuata nella cartografia CTR n. 199-NO, elemento Medesano alla scala 1:25.000, e n. 199060, elemento Sant'Andrea Bagni alla scala 1:10.000.

La valutazione dell'idoneità all'edificazione è stata eseguita mediante rilevamenti in sito geologici, idrogeologici, analisi sismiche e indagini geognostiche approfondite.

Le finalità sono orientate al riconoscimento e alla parametrizzazione, dal punto di vista geotecnico, degli strati di terreno potenzialmente coinvolti dalle opere di fondazione, sia in termini di capacità portante sia di valutazione della pericolosità sismica.

A corredo dello studio sono state inoltre considerate 2 prove penetrometriche statiche (CPT 1, CPT 2,) e indagini sismiche specifiche, utilizzando attrezzatura standard.

I valori registrati in profondità dalle prove, opportunamente integrati e commisurati con i dati geologici ed idrogeologici della zona, hanno consentito la determinazione dei seguenti parametri:

- ricostruzione e descrizione della stratigrafia del sottosuolo;
- individuazione della falda idrica;
- parametrizzazione geotecnica del terreno di fondazione;
- classificazione sismica dei terreni di fondazione come definito nel D.M. 17.01.18;
- calcolo della capacità portante in condizioni statiche e dinamiche;
- valutazione della risposta sismica locale;
- verifica del rischio alla liquefazione e dei cedimenti post-sismici.
- stima dei cedimenti assoluti e differenziali;
- valutazione del modulo di reazione o coefficiente di sottofondo del terreno.

Nelle Figg. 1.1 e 3.1 è individuata graficamente l'area d'indagine, dove è prevista la realizzazione dei nuovi fabbricati.

## 1.1 Descrizione dell'opera

Il presente progetto si riferisce alla costruzione di struttura fabbricata in opera con telaio in cemento armato e fondazioni a trave rovescia.

## 1.2 Riferimenti legislativi

Le norme e le raccomandazioni tecniche seguite nella redazione del presente rapporto sono le seguenti:

1. AGI 1963: Nomenclatura geotecnica e classifica delle terre. "Geotecnica", n. 4;
2. Legge nr. 64 del 02/02/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
3. AGI 1977: Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. "Quaderno", n. 1;
4. D.M. LL.PP. 11 marzo 1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Pubblicato sul Suppi. Ord. alla G.U. n. 127 dei 1 giugno 1988;
5. C.M. LL.PP. n. 30483 del 1988: Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturalí e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Circolare del 24 settembre 1988, a cura dei Servizio tecnico centrale dei ministero dei Lavori Pubblici;
6. AGI 1990: Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio;
7. D.M. 16 Gennaio 1996: Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche;
8. Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996;
9. Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
10. Ord. P.C.M. 20/03/2003 n. 3274: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
11. D.M. 17.1.2018 “Norme tecniche per le costruzioni”,
12. CIRCOLARE 21.01.2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.




Figura 1.1: Inquadramento geografico – scala 1:10.000

## 2 MODELLO GEOLOGICO

I depositi affioranti nell'area in esame appartengono al Dominio Padano Adriatico: si tratta di quella serie di unità cosiddette "Neoautoctoni", ovvero sedimentati posteriormente alle principali fasi orogenetiche dell'Appennino Settentrionale; hanno carattere regressivo, con sabbie e peliti torbiditiche alla base, seguite da un prisma sedimentario fluvio-deltizio, progradante, ricoperto al tetto da depositi continentali; nei profili sismici si riconosce una sola direzione di progradazione nordest-vergente, originata dai sistemi deltizi ad alimentazione appenninica;

Le unità stratigrafiche del Dominio Padano Adriatico descritte nel presente studio rientrano nella classe delle Sequenze Deposizionali sensu Mitchum et Al. (1977). In particolare nell'area in esame affiora il Sintema Emiliano Romagnolo superiore (Pleistocene medio - Olocene) che rappresenta la parte superiore del Supersintema Emiliano-Romagnolo.

1. AES8 - Subsintema di Ravenna (Pleistocene superiore – Olocene): depositi intravallivi terrazzati costituiti da ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi; il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m; il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche; lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 metri;
   - AES8a - Unità di Modena (Olocene): depositi intravallivi costituiti da ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua; il profilo di alterazione è di esiguo spessore (poche decine di cm); lo spessore massimo dell'unità è di alcuni metri;
2. AES3 - Subsintema di Agazzano (Pleistocene medio): depositi intravallivi terrazzati costituiti da ghiaie e ghiaie sabbiose prevalenti; il profilo di alterazione dell'unità è molto evoluto e raggiunge i 7-8 m di profondità; l'unità presenta una copertura fine, composita, dello spessore massimo di 4 m, costituita da limi e limi argillosi giallastri contenenti manufatti del Paleolitico medio; il suo profilo di alterazione è molto evoluto; il contatto di base è erosivo e discordante sulle unità più antiche; spessore variabile da alcuni metri a 25-30 m.

Sottostanti alle unità del Dominio Padano Adriatico di origine continentale sono presenti altre unità di origine marina relative sempre al al Dominio Padano Adriatico:

3. FAA - Argille di Iugagnano (*cfr. ARGILLE AZZURRE Auctt.*)**:** Peliti marnose, grigio-azzurre massive a frattura concoide, in genere a stratificazione poco evidente, con rari livelli sabbioso-siltosi per lo più concentrati nella porzione basale della formazione e rari livelli siltosi in quella superiore. Frequenti microfossili (foraminiferi planctonici) e macrofossili (lamellibranchi, gasteropodi, pteropodi, eccezionalmente resti di mammiferi sia marini che terrestri). Abbondanti anche resti di frammenti vegetali lignitizzati e livelli ad intensa bioturbazione. Depositi distali di piattaforma e di bacino. Spessore massimo 800 m. *(Pliocene inf.-medio*).

## 2.1 Assetto tettonico

L'attuale assetto tettonico della Pianura Padana è determinato dai fenomeni orogenetici che hanno prodotto i suoi due principali confini strutturali: le Alpi Meridionali che la delimitano a Nord e l'Appennino Settentrionale che la delimitano a Sud (figura 2.2).

L'origine e la forma degli Appennini e delle Alpi Meridionali sono dovute alla convergenza tra le Placche Africana ed Europea che è in corso dal Cretaceo Superiore.

La struttura della Catena Alpina è divisa principalmente in due grandi domini tettonici dal Lineamento Insubrico o Periadriatico (linea di sutura costituita dai segmenti denominati Linea della Gail-Pusteria, delle Giudicarie, del Tonale e del Canavese): a Nord del lineamento si distinguono le Alpi S.S., mentre a sud il Dominio Sudalpino o Alpi Meridionali (figura 2.2).

Le Alpi Meridionali sono cartterizzate da tre sistemi arcuati:

(A) Arco Orobico: rappresenta il sistema più interno, è attivo dal Cretaceo Superiore al Paleogene e si sviluppa circa est-ovest tra la zona dei Laghi (Maggiore e Como) ed il Massiccio dell'Adamello;

(B) Arco delle Giudicarie-Val Trompia; è il sistema intermedio che risale al Miocene medio-inferiore; la preferenziale direzione NNE-SSW è relativa all'asse delle Giudicarie e in corrispondenza della Val Trompia e del bresciano (Gomito del Garda) risulta fortemente curvato verso nord-ovest; si incunea al di sotto della Pianura Padana a formare il sistema Verona – Brescia: alto strutturale costituito da una serie di thrusts a sviluppo sequenziale a ritroso che rappresentano un sistema di grandi pieghe asimmetriche con andamento anticlinalico, formatesi attraverso molteplici faglie inverse e sovrascorrimenti, immergenti verso nord nord/ovest con inclinazioni comprese tra i 15° e i 30°;

(C) Arco del Friuli-Giulia: è il sistema più esterno e rappresenta la maggior parte del settore orientale delle Alpi Meridionali; l'arco presenta un complesso fronte esterno concavo di età Pliocenica-Quaternaria, caratterizzato da molteplici thrust sud vergenti a sviluppo sequenziale a ritroso.

Il fronte strutturale Nord Appenninico si estende per oltre 50 Km nel sottosuolo della Pianura Padana al di sotto della copertura Quaternaria. Il margine più esterno di tale fronte è noto come External Thrust Front (ETF) e costituisce un alto strutturale indotto dall'inviluppo di una serie di *thrust* sepolti a sviluppo sequenziale frontale che esprime la sovrapposizione della microplacca "Apennines" a sud sulla Monoclinale pedealpina a nord; tali strutture costituiscono un sistema di grandi pieghe asimmetriche con andamento anticlinalico, formatesi attraverso molteplici faglie inverse e sovrascorrimenti, immergenti verso sud sud/ovest con inclinazioni comprese tra i 15° e i 30°.

L'External Thrust Front (ETF) è inoltre suddiviso da tre principali sistemi arcuati di sovrascorrimento: (D) Sistema di Pieghe Romagnole-Ferraresi costituenti l'arco più orientale e complesso, (E) Sistema di Pieghe Arcuate Emiliane e (F) Sistema di Pieghe Arcuate del Monferrato.

Il margine più interno del fronte strutturale Nord Appenninico è invece noto come Pedeapenninic Thrust Front (PTF) ed è costituito da strutture embiriciate che si estendono circa in corrispondenza del margine morfologico dell'appennino settentrioanale.

Racchiusa a nord dall'alto strutturale dell'ETF e a sud dalle strutture embricate del PTF, si estende una depressione o bacino con allungamento in direzione ovest/nord-ovest ed est/sud-est, presentandosi con geometrie non costanti che esprimono settori strutturalmente svicolati tra loro in relazione all'andamento planimetrico delle strutture sepolte associate all'External Thrust Front" (ETF) e al Pedeapenninic Thrust Front (PTF);

Tra le Alpi Meridionali e l'Appennino, comprendendo anche le propaggini sepolte dalla copertura sedimentaria del quaternario si estende il bacino padano s.s. (o Monoclinale Pedealpina).

Si tratta di una piattaforma generalmente regolare, debolmente immergente verso sud in cui si è sviluppata la successione detritica pliocenico-quaternaria, potente migliaia di metri; questi sedimenti poggiano su un substrato rigido formato da rocce carbonatiche mesozoico-eoceniche, interrotta solamente da anomalie strutturali secondarie a scala regionale come le strutture di Piadena, Sanguinetto e Mantova.

- la struttura di Piadena è situata sull'asse dell'omologo centro abitato orientata nord-ovest e sud-est; è costituita da un thrusts a sviluppo sequenziale frontale, rappresentato da una piega asimmetrica con andamento anticlinalico, formatasi attraverso una faglia inversa, immergente verso sud-ovest con inclinazioni comprese tra i 15° e i 30°;
- la struttura di Mantova è caratterizzata da un sistema di faglie verticali situate a nord dell'omologo centro abitato e orientate generalmente est-ovest; esse sono all'origine della formazione del lago di Mantova e del gomito del F. Mincio;
- la struttura di Sanguineto è caratterizzata da un sistema di faglie verticali orientate NO-SE e situate a sud di Verona nella bassa pianura veneta situate a nord dell'omologo centro abitato e orientate generalmente est-ovest; esse sono all'origine della formazione del lago di Mantova e del gomito del F. Mincio;

In sintesi, l'area padana è il risultato di una compressione asimmetrica bilaterale che non è avvenuta in maniera continua e progressiva, ma è il risultato di eventi tettonico-sedimentari "parossistici", separati nel tempo da periodi di forte subsidenza bacinale e movimenti ridotti delle strutture compressive nell'intervallo Miocene superiore-Pliocene – attuale.

Il Comune di Medesano, sulla base delle varie anomalie strutturali sepolte dalla coltre alluvionale quaternaria, si colloca in corrispondenza dell'alto strutturale esterno Sud Appenninico, sepolto nel sottosuolo della Pianura Padana noto come Pedeapenninic Thrust Front (PTF).

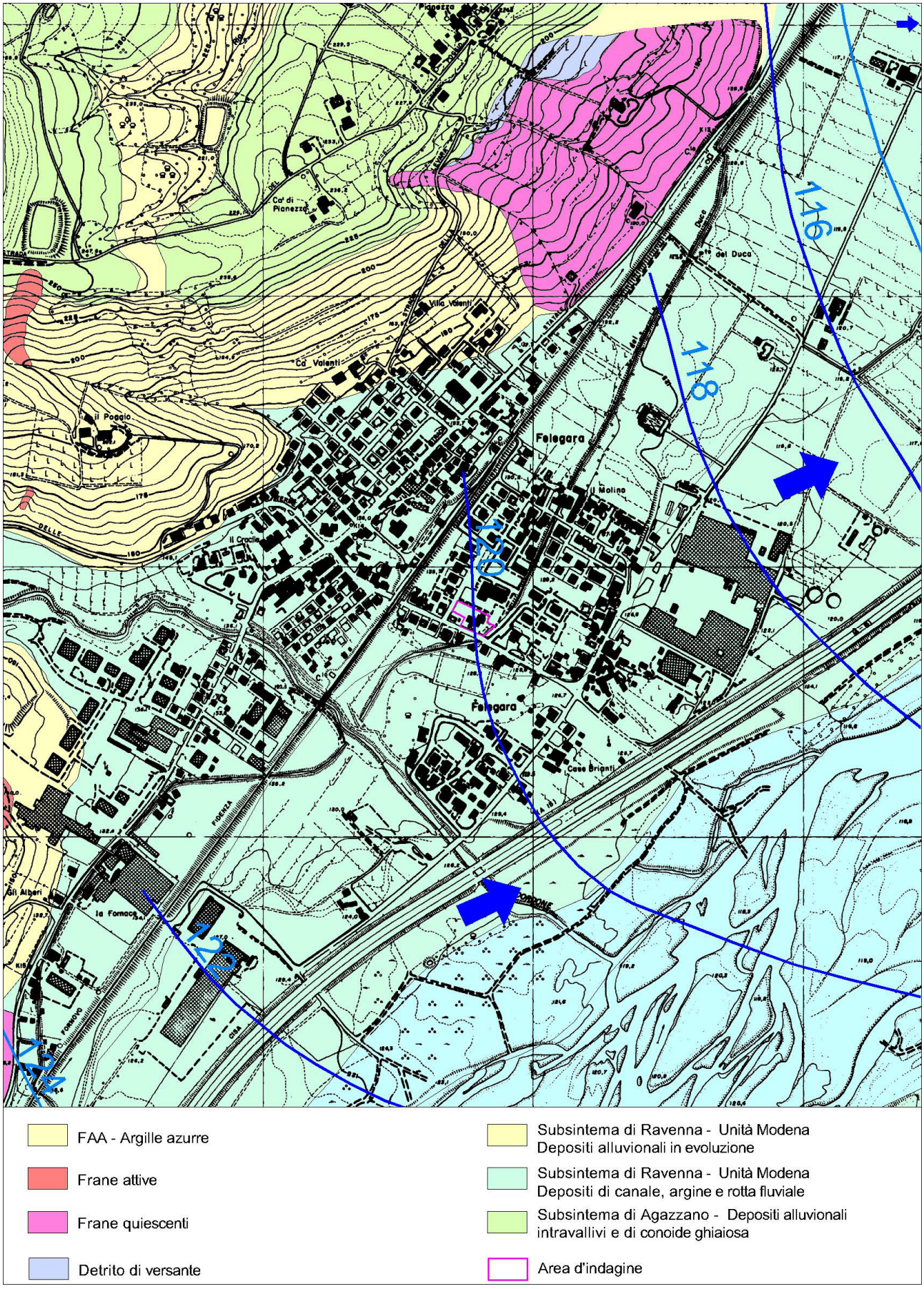



Figura 2.1: Carta geologica - scala 1:10.000

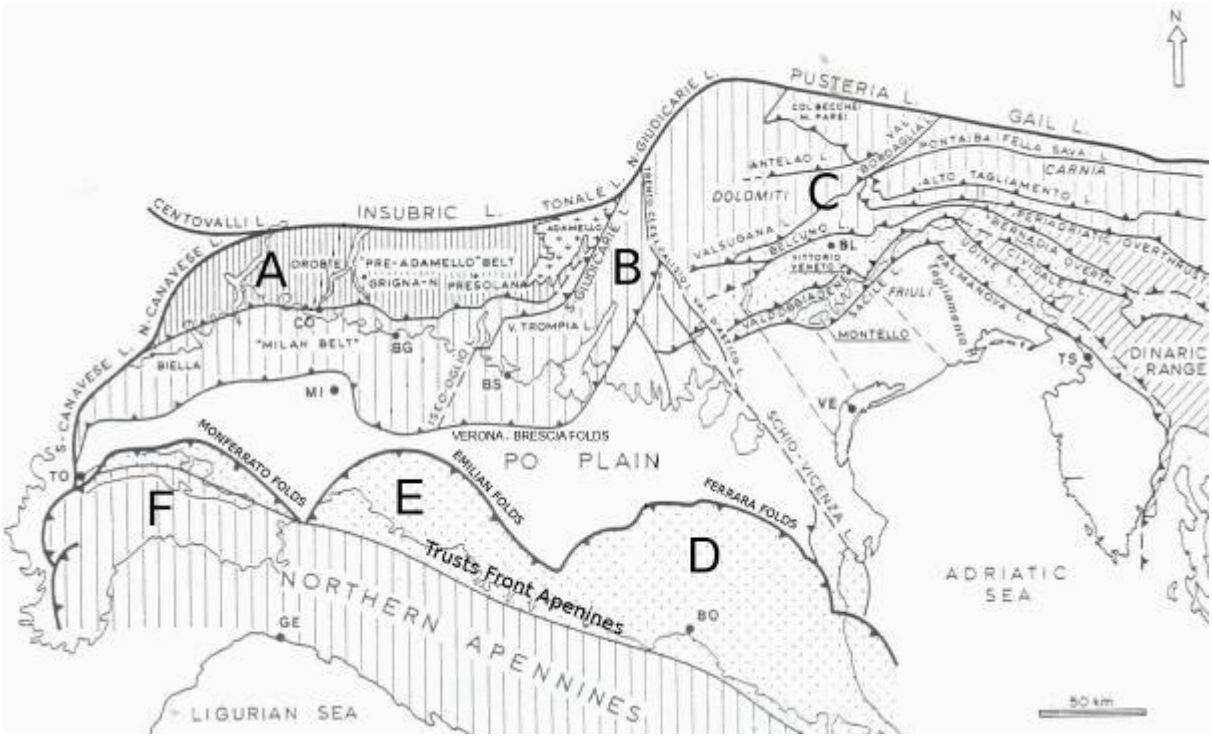



Figura 2.2 - Mappa strutturale semplificata della Pianura Padana; “A” Arco Orobico, “B” Arco delle Giudicarie-Val Trompia, “C” Arco del Friuli-Giulia, “D” Pieghe Romagnole-Ferraresi, “E” Pieghe Emiliane e “F” Pieghe del Monferrato

## 2.2 Aspetti idrogeologici

L’Unità Idrostratigrafico–Sequenziale affiorante nell’area in esame e direttamente coinvolta dalle opere di fondazione dell’intervento in progetto è denominata Gruppo Acquifero A. Il Gruppo acquifero A è essenzialmente caratterizzato da strati di sabbie e ghiaie prevalenti, che costituiscono i principali sistemi acquiferi, intervallati da strati poco permeabili di argille e limi che rappresentano invece gli acquitardi. Gli acquiferi superficiali presentano le seguenti caratteristiche (v. Fig. 2.3):

- regime idraulico rappresentato da falde a pelo libero;
- andamento della superficie piezometrica relativamente regolare, con direzione di flusso prevalente verso nord-est;
- analogamente le linee equipotenziali presentano un orientamento sud-est/nord-ovest;
- i livelli piezometrici si posizionano a quota di 120,0 metri s.l.m.;
- la soggiacenza (= dislivello tra la quota del p.c. e quella della superficie piezometrica) è mediamente di 9 - 10 m;
- il gradiente idraulico è mediamente pari a 0,3%;
- la vulnerabilità degli acquiferi è definita ‘a sensibilità attenuata’ dalla ‘Carta degli Indirizzi’ secondo il Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP) (v. Fig. 2.3).

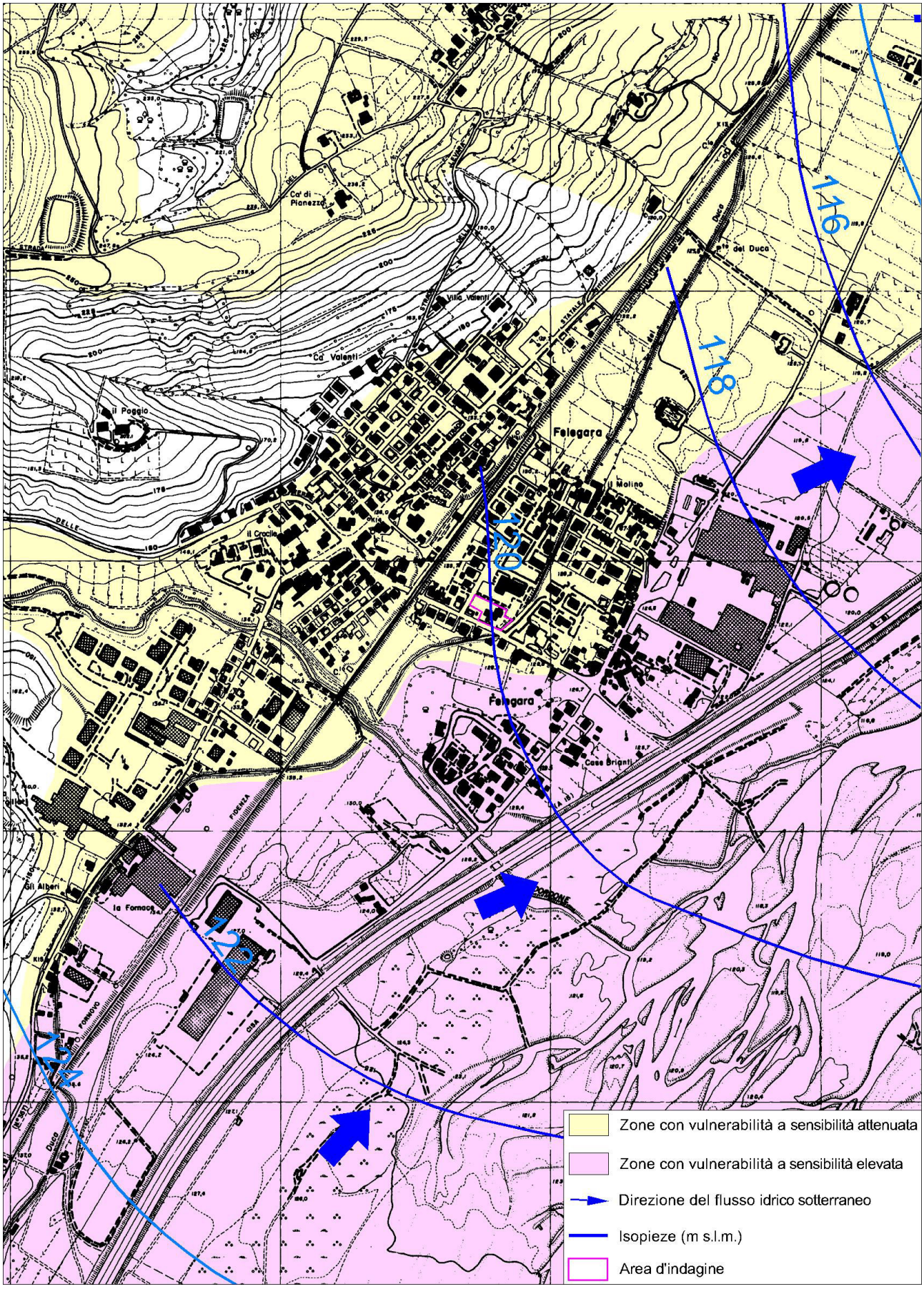



Figura 2.3: Carta idrogeologica -scala 1:10.000

## 2.3 Sismicità

L'Istituto di Geofisica e Vulcanologia ha prodotto una zonizzazione sismogenetica (ZS) del territorio nazionale sulla base dell'analisi cinematica degli elementi geologici, cenozoici e quaternari, coinvolti nella dinamica delle strutture litosferiche profonde e della crosta superficiale (Figura 2.3). Il rapporto conclusivo, previsto in ottemperanza all'Ordinanza PCM 20 marzo 2003, n. 3274, è stato a cura di Stucchi et al. (2004). I dati, presi in considerazione, sono gli eventi degli ultimi 1000 anni con intensità epicentrale $I_{max} \geq$ V – VI (grado MCS) e magnitudo M $\geq$ 4.

Il territorio nazionale è stato quindi suddiviso in 36 Zone Sismogenetiche e il territorio comunale di Medesano è situato nella parte centro-ovest della Zona Sismogenetica 913 (Appennino Emiliano Romagnolo) e si colloca a circa 19.0 km a sud della Zona Sismogenetica 915 (Garfagnana-Mugello) e a circa 15,0 km ad ovest della Zona Sismogenetica 911 (Tortona - Bobbio):

- Zona Sismogenetica 915 (Garfagnana-Mugello): zona legata allo sprofondamento passivo della litosfera adriatica sotto il sistema di catena nell'Arco Appenninico Settentrionale; i meccanismi attesi sono prevalentemente di tipo dip-slip con assi T SW-NE nella fascia assiale; la zona include le sorgenti sismogenetiche dei terremoti di più elevata magnitudo che caratterizzano l'arco appenninico settentrionale; le zone ipocentrali si verificano generalmente a profondità comprese tra 8 e 12 Km con profondità efficace di 8 km; nella Zona Sismogenetica 915 è previsto, sulla base dei meccanismi focali, valori di massima magnitudo pari a $M_{wmax}$ = 6,60;
- Zona Sismogenetica 913: In questa zona si verificano terremoti originati da movimenti prevalentemente compressivi NW con meccanismi trascorrenti nelle zone di svincolo che dissecano la continuità longitudinale delle strutture; i terremoti storici raramente hanno raggiunto valori molto elevati di magnitudo; la massima magnitudo rilevata è Md = 4,8; le zone ipocentrali si verificano generalmente a profondità comprese tra 12 e 20 Km con profondità efficace di 13 km; nella Zona Sismogenetica 913 è previsto, sulla base dei meccanismi focali, valori di massima magnitudo pari a $M_{wmax}$ = 6,14;
- Zona Sismogenetica 911: zona di trasferimento Alpi-Appennino e Mar Ligure con cinematismi attesi di faglie trascorrenti sinistre in strutture crostali superficiali e sovrascorrimenti in quelle più profonde; i terremoti storici hanno raggiunto il valore massimo pari a Md = 4,1; le zone ipocentrali si verificano generalmente a profondità comprese tra 8 e 12 Km con profondità efficace di 8 km; nella Zona Sismogenetica 911 è previsto, sulla base dei meccanismi focali, valori di massima magnitudo pari a $M_{max}$ = 6,14.




Figura 2.4 – Zonizzazione sismogenetica.

### 2.3.1 Pericolosità sismica

La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale (SSN), utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, risalente alla fine degli anni ’60, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti il moto del terremoto. Il Comune di Medesano presenta i seguenti dati di pericolosità:

- accelerazione di picco al suolo (v. Fig. 2.4): PGA = 0,150 - 0,175;
- intensità macrosismica: MCS = VIII grado;
- magnitudo: M = 6,14.

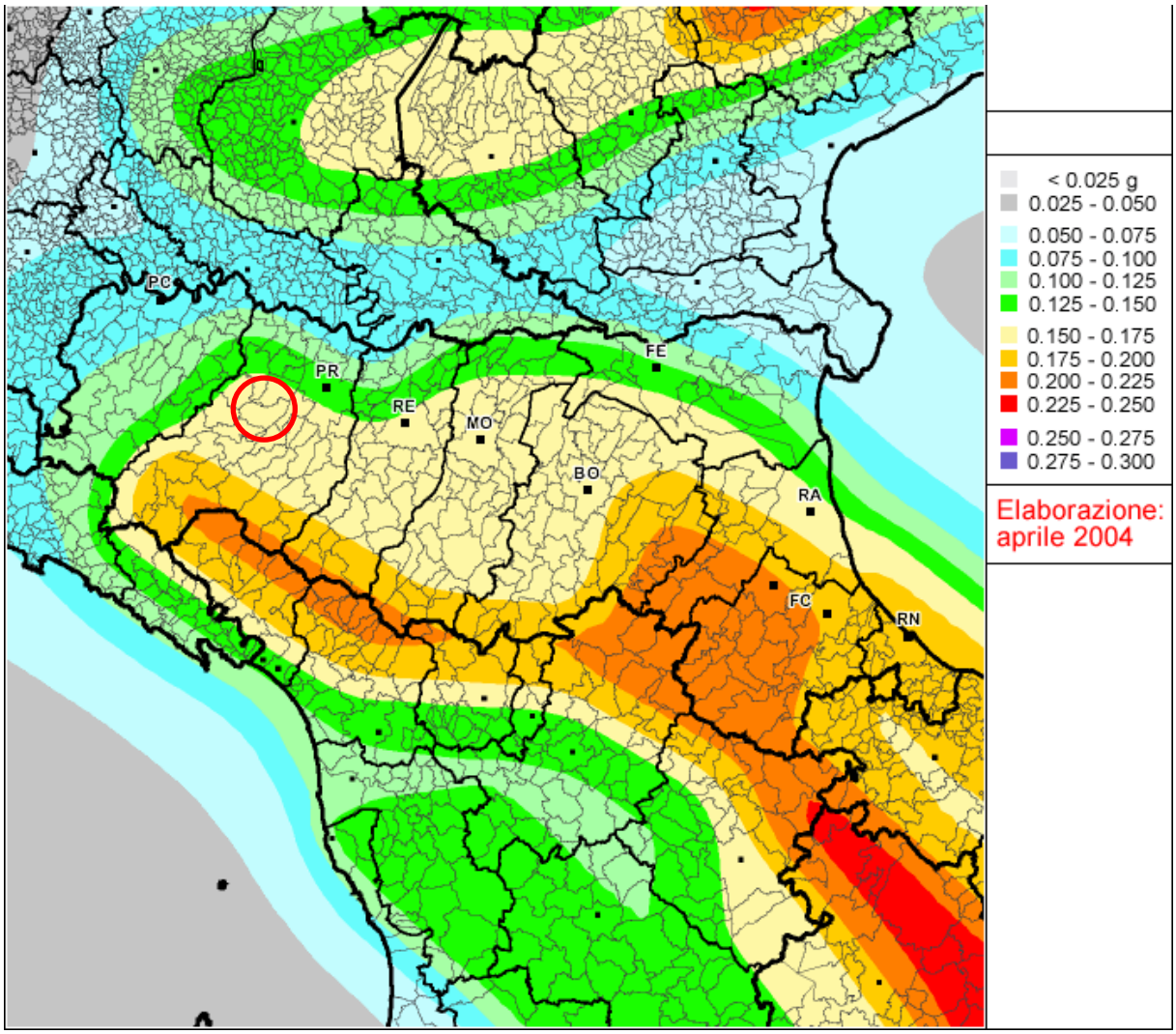



Figura 2.5 – PGA (g) con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (periodo di ritorno di 475 anni).

### 2.3.2 La classificazione sismica

Il territorio comunale di Medesano è classificato in classe 3.

## 3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

L'indagine geognostica è stata finalizzata a:

- verificare la stratigrafia attesa;
- verificare la continuità dei livelli sotto l'impronta dell'edificio;
- determinare i parametri rappresentativi del comportamento geotecnico dei vari livelli riconosciuti;
- determinare la presenza della falda e di eventuali sovrapressioni idrostatiche;

- determinare i parametri di velocità delle onde sismiche;
- effettuare la classificazione sismica dei terreni di fondazione.

Noto l'assetto stratigrafico generale, è emersa la necessità di eseguire un'indagine geognostica finalizzata a valutare la resistenza e la deformabilità dei terreni fini presenti nei primi 10 m, interessati dalla realizzazione di fondazioni superficiali. Per la definizione delle indagini si è fatto riferimento alle indicazioni delle Linee guida pubblicate dall'AGI (Associazione geotecnica italiana) e dall'Eurtocodice 7. Il progetto d'indagine è stato eseguito nel seguente modo:

- 2 prove penetrometriche statiche (CPT 1, CPT 2), spinte fino alla profondità di 12 metri da p.c, dove sono state incontrate condizioni di rifiuto;
- 1 profilo sismico con la metodologia MASW con l'obiettivo di ricostruire, l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio fino alla profondità di 30 metri dal piano campagna.

## 3.1 Prove penetrometriche statiche

Le prove penetrometriche statiche costituiscono uno standard ormai consolidato nell'indagine in terreni coesivi (limi e argille) e sabbiosi. Le prove sono state realizzate in conformità alle specifiche ASTM (D 3441-86) e alla "Raccomandazione" ISSMFE per la standardizzazione delle prove penetrometriche in Europa (1989). Nell'area in esame sono state eseguite prove penetrometriche statiche con punta meccanica. Si tratta di una tecnica di indagine geognostica che consiste nella misurazione, mediante cella di carico digitale, della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standard (punta Begemann), infissa a velocità costante nel sottosuolo con una batteria di aste cave alla cui estremità inferiore è collegata la punta stessa. Per l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche è stato utilizzato un penetrometro con le seguenti caratteristiche:

- Carico massimo d'infissione = 20 [t] ≅ 200 [kN];
- Letture ogni 20 [cm] a velocità massima di 2 [cm/sec];
- Punta conica tipo "Begemann" telescopica con manicotto;
- Area della punta conica tipo "Begemann" = 10 [$cm^2$];
- Diametro della punta conica tipo "Begemann" = 35,7 [mm];
- Lunghezza manicotto = 133,7 [mm];
- Area laterale del manicotto = 150 [$cm^2$].

## 3.2 Profilo sismico con la metodologia MASW

La prova MASW, messa a punto nel 1999 da ricercatori del Kansas Geological Survey (Park et al., 1999) permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di

taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali o di Rayleigh.

Il metodo d'indagine MASW si distingue in "attivo" e "passivo" (Zywicki, 1999; Park e Miller, 2006; Roma, 2006):

1. nel "metodo attivo" le onde superficiali sono prodotte da una sorgente impulsiva disposta a piano campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica).
2. nel "metodo passivo" lo stendimento presenta le stesse caratteristiche geometriche del metodo attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (detto anche "microtremori") prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

Le due tecniche indagano bande spettrali differenti: mentre il metodo attivo consente di ottenere una curva di dispersione nel range di frequenza compreso tra 10 e 40 Hz e fornisce informazioni sulla parte più superficiale di sottosuolo (fino a circa 20-30 m di profondità in funzione della rigidezza del suolo), il metodo passivo consente di determinare una curva di dispersione nella banda di frequenza tra 4 e 20 Hz e fornisce informazioni sugli strati più profondi (generalmente al di sotto dei 30 m).

La combinazione delle due tecniche consente di ottenere uno spettro completo nella banda di frequenza comprese tra 4 e 40 Hz e permette una dettagliata ricostruzione dell'andamento della velocità delle onde di taglio fino a circa 30-35 m di profondità (sempre in funzione della rigidezza degli strati).

L'analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno secondo un array lineare da 24 geofoni con spaziatura pari a 1.5 m.

Per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni da 4.5 Hz, è stato utilizzato un sismografo a 24 bit.

Nell'esecuzione della prova MASW attiva è stato utilizzato come sistema di energizzazione il "mini-bang calibro 8" in modo da raggiungere la maggior profondità possibile ed avere una registrazione con un alto rapporto segnale/rumore.

La sorgente è stata posta ad una distanza di 6 e 10 m dal primo geofono (Optimum Field Parameters of an MASW Survey", Park et al., 2005; Dal Moro, 2008). Inoltre al fine di valutare eventuali eterogeneità laterali si è proceduto ad effettuare una energizzazione anche a 6 e 10 m dall'ultimo geofono. Terminata l'indagine attiva, con la stessa configurazione geometrica si è passati alla registrazione dei microtremori (MASW passiva) acquisendo in totale di una registrazione di rumore, della durata di 10 minuti.

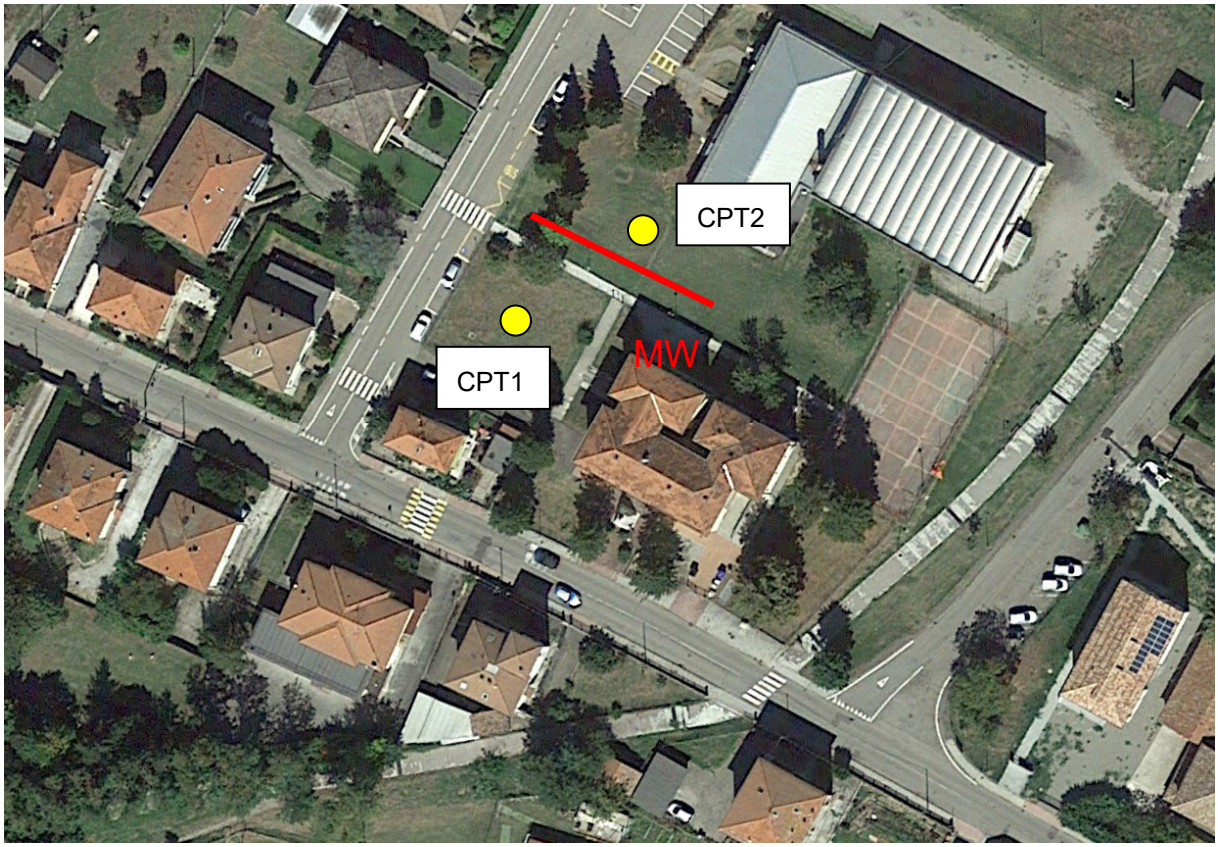



Figura 3.1: Planimetria generale e ubicazione indicativa delle indagini geognostiche

# 4 MODELLO GEOTECNICO

## 4.1 Stratigrafia del terreno di fondazione

Le indagini eseguite hanno mostrato una situazione litologica caratterizzata da una serie di livelli con geometrie e proprietà geomeccaniche relativamente omogenee in senso spaziale. Dal piano campagna fino alla profondità d'indagine sono stati individuati e definiti i livelli di seguito descritti.

### 4.1.1 LIVELLO A

Livello costituito da argille limose e limi argillosi mediamente consistenti con locali intercalazioni di limi sabbiosi e argille organiche, al quale può essere attribuito un comportamento coesivo.

Il livello A, nella parte corticale, è sensibile alle variazioni d'umidità stagionali, alle variazioni del livello piezometrico e all'azione del gelo e del disgelo, le quali determinano dopo prolungati eventi meteorici fenomeni di plasticizzazione e di rigonfiamento anche di notevole intensità, mentre nei periodi siccitosi fenomeni di contrazione e fessurazione con aumento considerevole dell'indice di consistenza.

Il livello A si estende dal piano campagna fino alla profondità di 4,8 – 7,4 metri, per uno spessore medio complessivo pari a 6,1 metri, presentando bassi valori di resistenza al taglio e alti indici di

compressibilità. I valori rappresentativi della resistenza alla punta del penetrometro statico sono compresi tra $q_c$ = 1,7 - 3,1 [MPa] (v. Fig. 4.1).

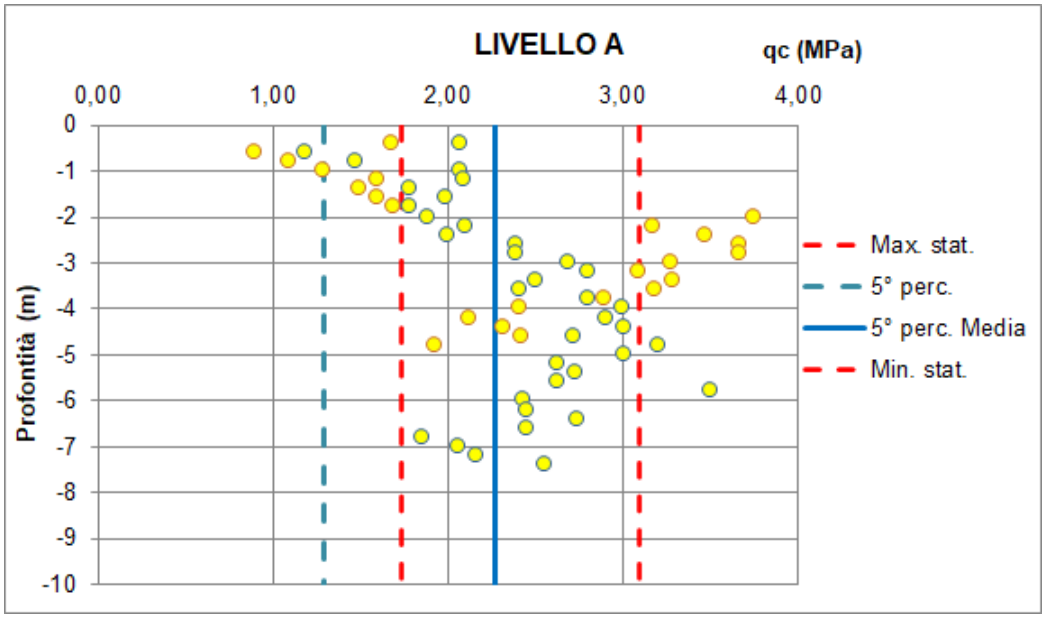



Figura 4.1: Valori della resistenza alla punta ($q_c$) del livello A

### 4.1.2 LIVELLO B

Livello costituito da argille limose e limi argillosi consistenti con locali intercalazioni di limi sabbiosi, al quale può essere attribuito un comportamento coesivo.

Il livello B, intercettato unicamente nella prova penetrometrica CPT1, si estende oltre i 7,4 m dal piano campagna fino alla profondità di 10,8 metri, per uno spessore medio complessivo pari a 3,4 metri, presentando medio-bassi valori di resistenza al taglio e medio-alti indici di compressibilità. I valori rappresentativi della resistenza alla punta del penetrometro statico sono compresi tra $q_c$ = 2,5 - 5,4 [MPa] (v. Fig. 4.2).

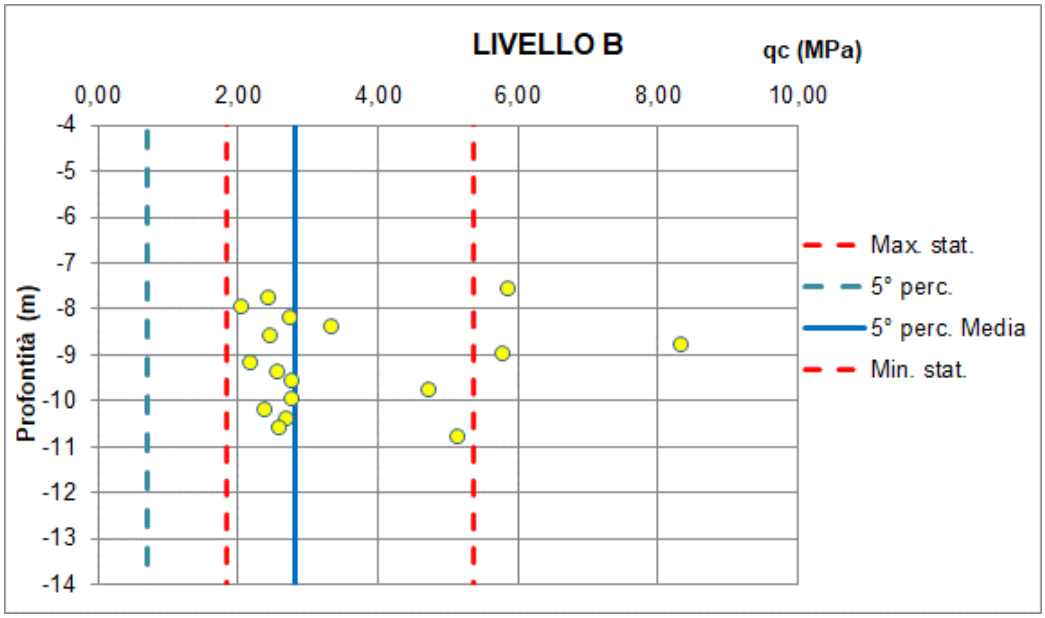



Figura 4.2: Valori della resistenza alla punta ($q_c$) del livello B

### 4.1.3 LIVELLO C

Livello costituito da sabbie e sabbie ghiaiose dense (DR = 70 – 100%) con locali intercalazioni di limi sabbiosi, al quale può essere attribuito un comportamento granulare. Il livello C si estende oltre i 4,8 – 10,8 m dal piano campagna fino alla profondità d'indagine (12 in corrispondenza della prova CPT1 e 6 in corrispondenza della prova CPT2), per uno spessore medio complessivo pari a 1,2 metri, presentando medio-alti valori di resistenza al taglio e medio-bassi indici di compressibilità. I valori rappresentativi della resistenza alla punta del penetrometro statico sono compresi tra $q_c$ = 13,7 - 30,9 [MPa] (v. Fig. 4.3).

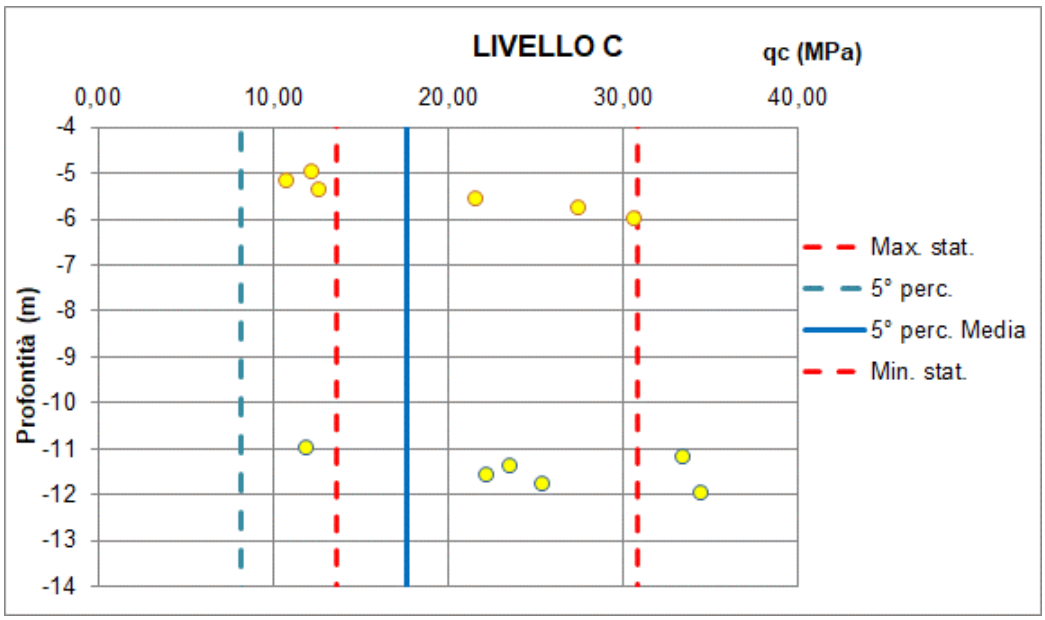
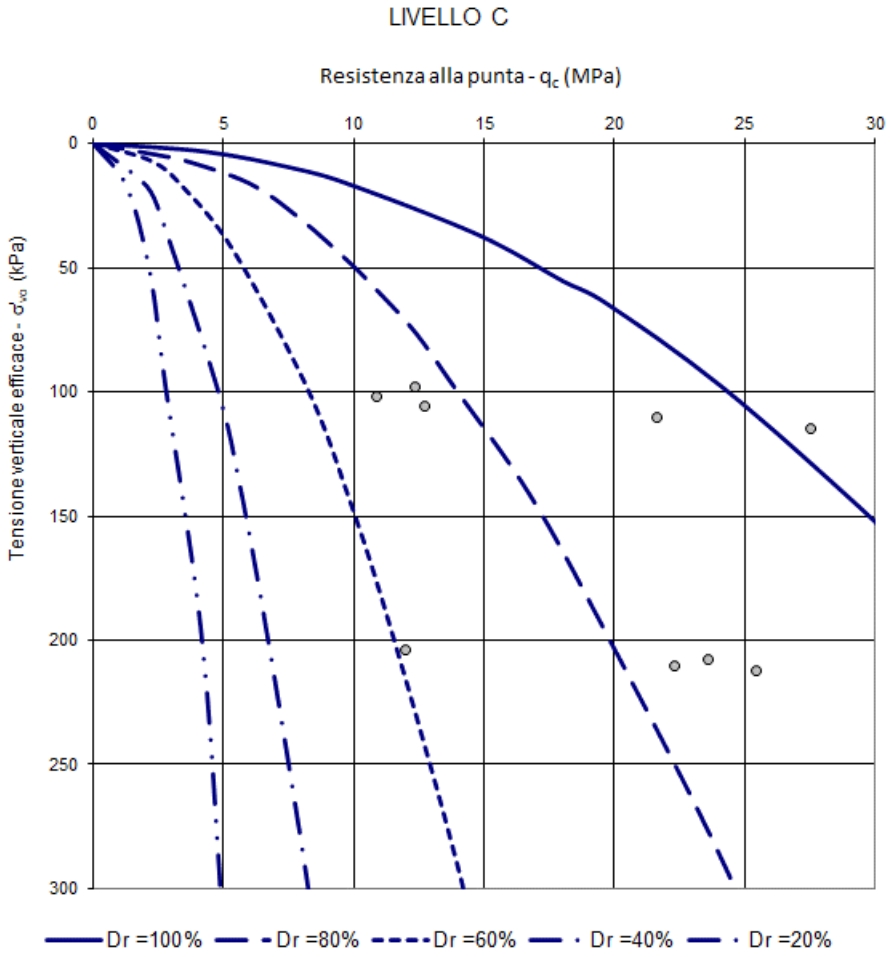



Figura 5.4: Valori della resistenza alla punta ($q_c$) del livello C




## 4.2 Parametrizzazione geotecnica

Sulla base dell'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche statiche e dinamiche, tramite le correlazioni note in letteratura geotecnica, è stato possibile determinare il campo di oscillazione dei parametri geotecnici per i livelli riconosciuti (Livelli A, B, C).

E' stata inoltre eseguita un'analisi statistica di tali parametri per la determinazione del valore caratteristico, come definito nel D.M. 17.1.2018 "Norme tecniche per le costruzioni" e nell'Eurocodice 7.

### 4.2.1 LIVELLO A

z = da p.c. a 4,8 – 7,4 m

Hm = 6,1 m

$q_c$ = 1,7 - 3,1 [MPa]

$\gamma$ = 19,1 - 20,1 [kN/m$^3$]

Cu = 70 - 100 [KPa]

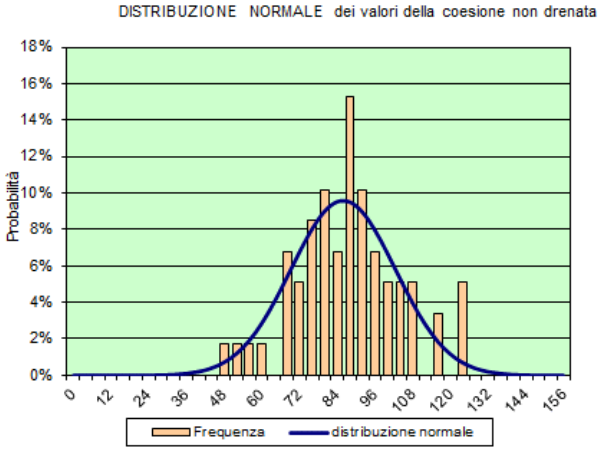
$\phi u$ = 0 [ ° ]

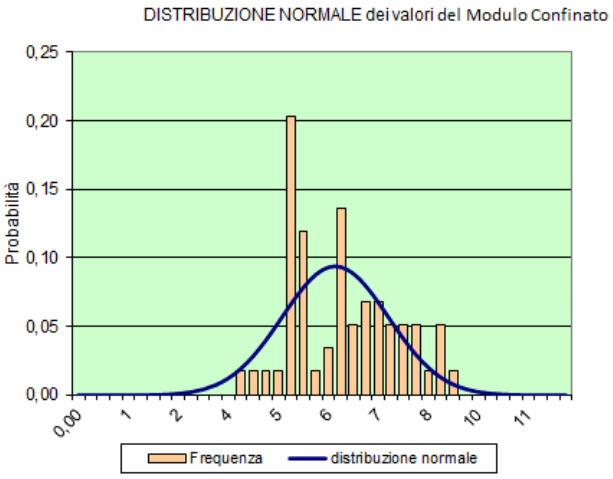
c' = 7 [KPa]

$\phi'$ = 24 [ ° ]

M = 5,0 – 7,5 [MPa]

| LIVELLO A | VALORE CARATTERISTICO<br>Parametri di resistenza al taglio e deformabilità | Cu (kPa) | M (kPa) |
|---|---|---|---|
| | 5° percentile della distribuzione della media | 81 | 5,9 |
| | 5° percentile della distribuzione dei dati - distribuzione normale | 58 | 4,1 |
| | 5° percentile della distribuzione dei dati - distr. lognormale | 61 | 4,3 |




### 4.2.2 LIVELLO B

z = da 7,4 a 10,8 m

Hm = 3,4 m

$q_c$ = 2,5 - 5,4 [MPa]

$\gamma$ = 18,8 - 20,2 [kN/m$^3$]

Cu = 75 - 140 [KPa]

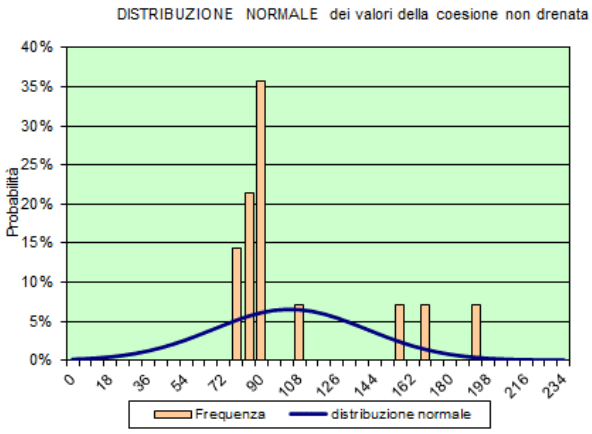
$\phi u$ = 0 [ ° ]

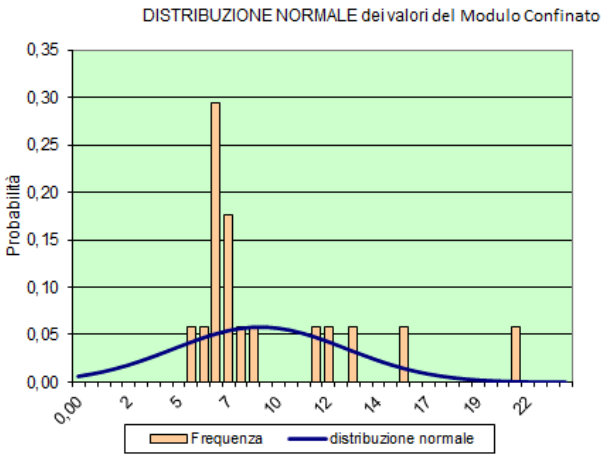
c' = 6 [KPa]

$\phi'$ = 25 [ ° ]

M = 6,0 – 12,0 [MPa]

| LIVELLO B | VALORE CARATTERISTICO<br>Parametri di resistenza al taglio e deformabilità | Cu (kPa) | M (kPa) |
|---|---|---|---|
| | 5° percentile della distribuzione della media | 86 | 7,5 |
| | 5° percentile della distribuzione dei dati - distribuzione normale | 63 | 5,9 |
| | 5° percentile della distribuzione dei dati - distr. lognormale | 65 | 5,8 |




### 4.2.3 LIVELLO C

z = da 4,8 – 10,8 a 6,0 – 12,0 m

Hm = 1,2 m

$q_c$ = 13,7 - 30,9 [MPa]

$\gamma$ = 19,8 - 21,3 [kN/m$^3$]

c' = 0 [KPa]

DR = 70 - 100 [%]

$\phi$' = 36 - 42 [ ° ]

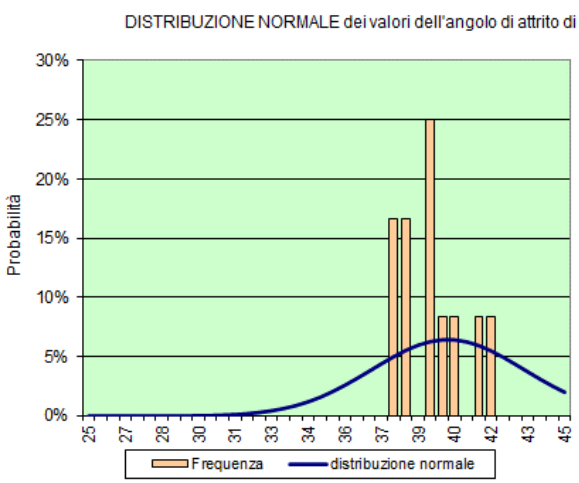
$\phi'_{CV}$ = 30 - 34 [ ° ]

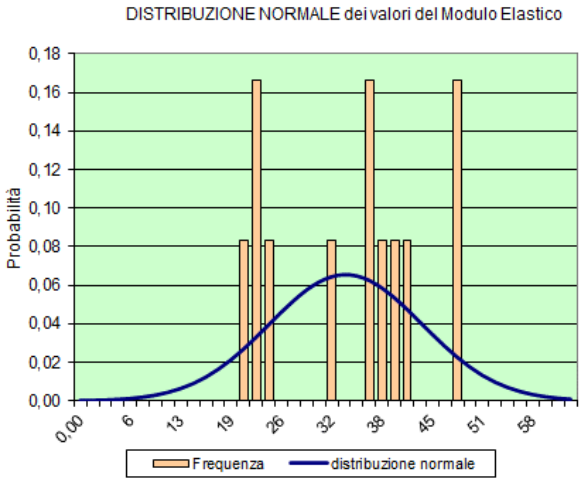
M = 30,0 – 60,0 [MPa]

E' = 24,0 – 43,0 [MPa]

$\upsilon$ = 0,26 - 0,29 [ - ]

| LIVELLO C | VALORE CARATTERISTICO<br>Parametri di resistenza al taglio e deformabilità | $\phi$' (°) | E' (MPa) |
|---|---|---|---|
| | 5° percentile della distribuzione della media | 38,0 | 28,5 |
| | 5° percentile della distribuzione dei dati - distribuzione normale | 34,6 | 19,8 |
| | 5° percentile della distribuzione dei dati - distr. lognormale | 34,8 | 20,4 |




dove:

| | | |
|---|---|---|
| z | = | profondità del livello; |
| $q_c$ | = | Resistenza alla punta del penetrometro statico; |
| Hm | = | spessore medio; |
| Cu | = | coesione non drenata in termini di sforzi totali; |
| c’ | = | coesione in termini di sforzi efficaci; |
| $\phi u$ | = | angolo d’attrito in termini di sforzi totali; |
| $\phi'$ | = | angolo d’attrito in termini di sforzi efficaci; |
| $\phi'_{cv}$ | = | angolo d’attrito a volume costante; |
| DR | = | densità relativa; |
| M | = | modulo confinato; |
| E’ | = | modulo elastico; |
| $\gamma$ | = | peso di volume; |
| $\upsilon$ | = | coefficiente di Poisson. |

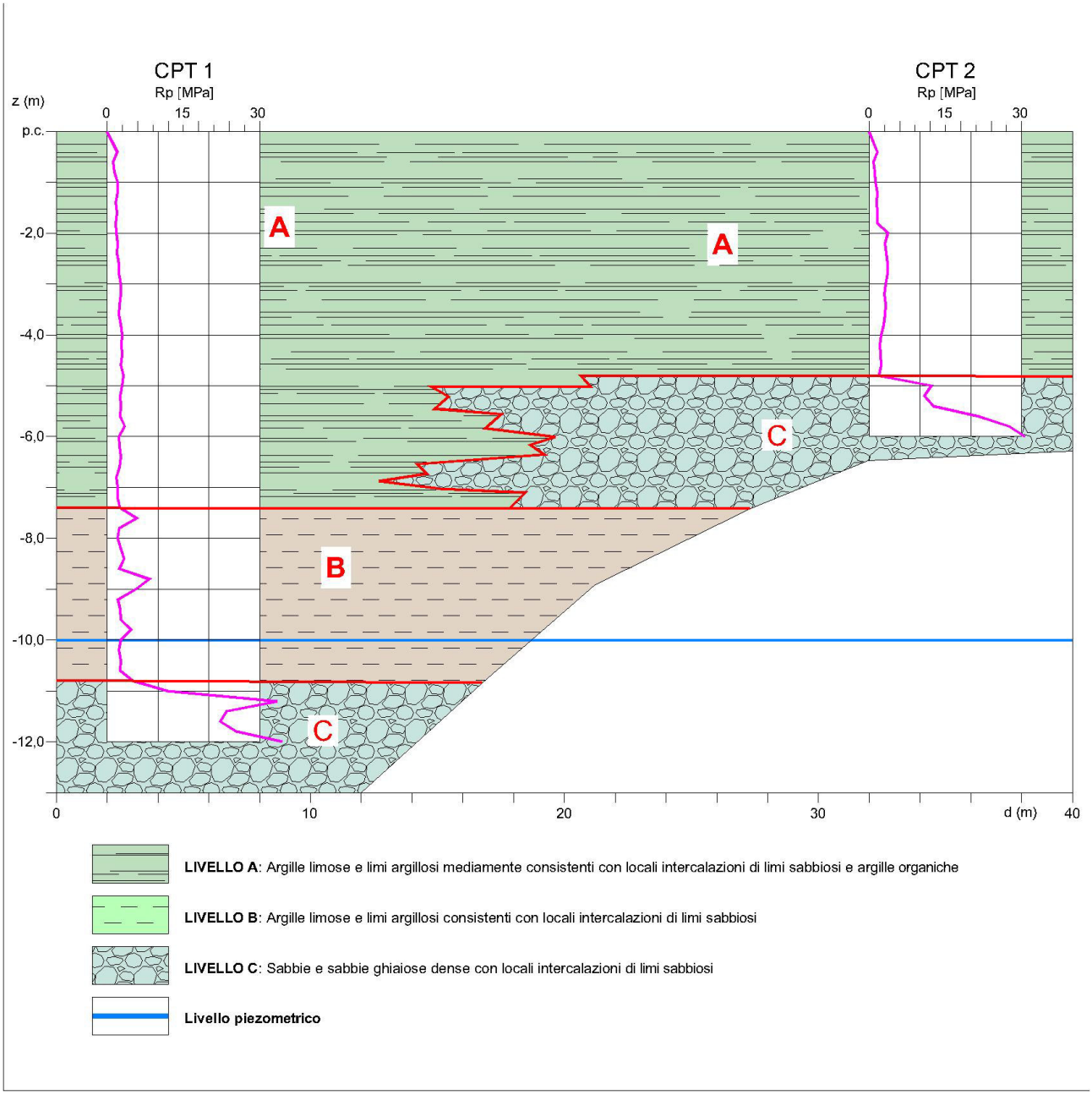



Figura 4.4: Sezione geotecnica A – A'

## 4.3 Determinazione dei parametri geotecnici

La definizione dei parametri geotecnici dei depositi indagati, è stata eseguita mediante correlazioni semi-empiriche basate sui risultati delle prove penetrometriche statiche realizzate in sito.

Il peso di volume dei terreni di fondazione è stato stimato sulla base della litologia dei depositi.

Le tensioni geostatiche efficaci $\sigma'_{vo}$ sono state calcolate assumendo per la falda una soggiacenza di 1,0 m, livello misurato nelle verticali indagate durante l'esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche.

### 4.3.1 Prove penetrometriche statiche - Depositi a comportamento coesivo

Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio in condizioni non drenate Cu dei terreni coesivi è stata determinata attraverso i risultati delle prove penetrometriche statiche mediante la seguente equazione:

$$Cu = \frac{q_C - \sigma_{VO}}{Nc}$$

nella quale $q_c$ è la resistenza di punta, $\sigma_{vo}$ è la pressione verticale totale alla profondità di prova, dovuta al terreno sovrastante, Nc è un fattore di capacità portante adimensionale, dipendente dalle caratteristiche dei depositi e dall'apertura del cono del penetrometro.

Modulo di deformazione confinato

Il modulo di deformazione confinato o edometrico (M) è stato ricavato dai valori di resistenza alla punta $q_c$ ottenuti dalle prove penetrometriche statiche, in accordo con la correlazione di Mitchell e Gardner (1975). Il modulo edometrico si ottiene utilizzando la seguente espressione:

$$M = \alpha\ q_c$$

dove i valori di $\alpha$ sono riportati nella seguente tabella in funzione della litologia.

| | | |
|---|---|---|
| Argille di bassa plasticità (CL) | $q_C$<0.7 MPa<br>0.7< $q_C$ <2 MPa<br>$q_C$ >2 MPa | 3<$\alpha$<8<br>2<$\alpha$<5<br>1<$\alpha$<2.5 |
| Limi di bassa plasticità (ML) | $q_C$ <2 MPa<br>$q_C$ >2 MPa | 1<$\alpha$<3<br>3<$\alpha$<6 |
| Limi e argille di alta plasticità (MH, CH) | $q_C$ <2 MPa | 2<$\alpha$<6 |
| Limi organici (OL) | $q_C$ <1.2 MPa | 2<$\alpha$<8 |

Tabella 4.1: Correlazione di Mitchell e Gardner (1975)

Indice di compressibilità

Una soluzione originale per ricavare il valore dell'indici di compressibilità da prove penetrometriche statiche è quella di Righi e Marchi (Università di Bologna) che giungono alla seguente relazione;

$$C_C = \frac{1.33}{\frac{q_C}{f_S}} + 0.067$$

Modulo di taglio iniziale

La formula generale di correlazione tra il modulo di taglio iniziale e la resistenza alla punta del penetro metro statico è la seguente:

$$G_0 = \alpha \times q_C^{\beta}$$

I coefficienti $\alpha$ e $\beta$ sono elencati nella successiva Tabella 4.2

| Autori | $\alpha$ | $\beta$ |
|---|---|---|
| Imai e Tonouchi (1982) | 71.2 | 0.611 |
| Bouckovalas et al. (1989) | 28.0 | 1.4 |
| Mayne e Rix (1993) | 28.1 | 1.335 |
| Simonini e Cola (2000) | 49.2 | 0.51 |
| Madiai e Simoni (2004) | 89.8 | 0.461 |
| Madiai (2006) | 51.1 | 0.734 |

Tabella 4.2: Valori dei coefficienti per materiali argillosi

Modulo elastico non drenato

La determinazione del modulo elastico non drenato Eu è fattibile attraverso correlazioni con i parametri indici che portano però ad una dispersione dei dati talvolta notevole. Nel caso di valutazioni del modulo $E_{U50}$, pari al 50 % della mobilitazione della resistenza al taglio, si può ricorrere all'utilizzo della seguente figura 4.5.

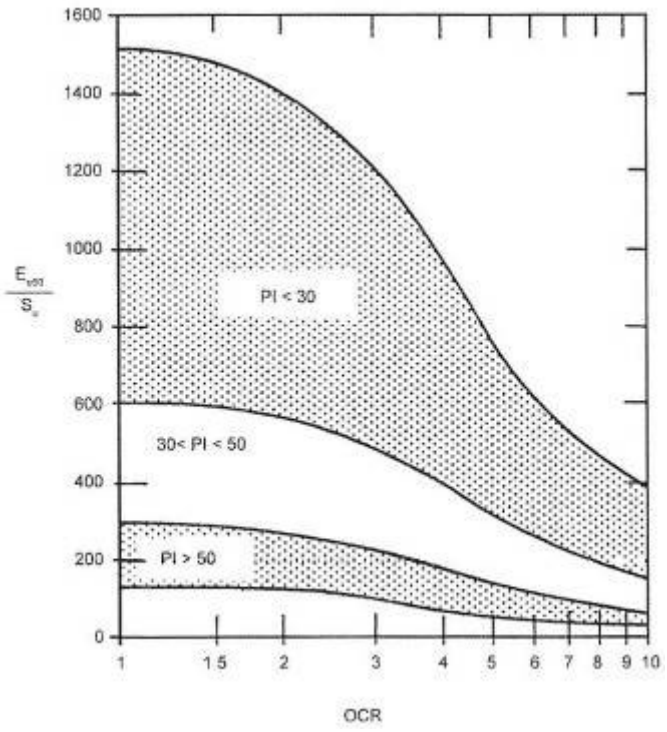



Figura 4.5: Campi di validità di $E_{U50}$/Cu (Ghionna e Lancellotta, 1985)

### 4.3.2 Prove penetrometriche statiche - Depositi a comportamento granulare

Resistenza al taglio in condizioni drenate

L'angolo di attrito del terreno è determinabile attraverso diverse correlazioni empiriche presenti in letteratura. Nel caso specifico sono state utilizzate le formule di Durgunoglu e Mitchell (1975), Kulhawy e Mayne (1990), Caquot (1948), De Beer (1970), e Koppejan le quali presentano similitudini analitiche.

In particolare i valori di angolo d'attrito sono correlati con la resistenza penetrometrica $q_c$, la resistenza penetrometrica normalizzata $q_{cN}$ e la tensione verticale efficace $\sigma'_{VO}$ attraverso i grafici della Fig. 4.6.

Occorre evidenziare che, per problemi che comportino il raggiungimento di deformazioni significative (spinta passiva, capacità portante delle fondazioni), con innesco di fenomeni di rottura progressiva, la resistenza disponibile mobilitabile non è quella che compete all'angolo di resistenza al taglio "di picco", bensì quella "a volume costante" ($\Phi_{cv}$).

Per la determinazione del valore dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante ($\Phi_{cv}$) si può fare riferimento a quanto proposto da BOLTON (1986):

$$\Phi_{cv} = \Phi' - m * DI$$

Nella formula *DI* rappresenta un coefficiente legato al valore di densità relativa del materiale ed all'ammontare della tensione efficace normale alla superficie di rottura, mentre *m* è una costante empirica dipendente dalla condizione di deformazione prevalente.

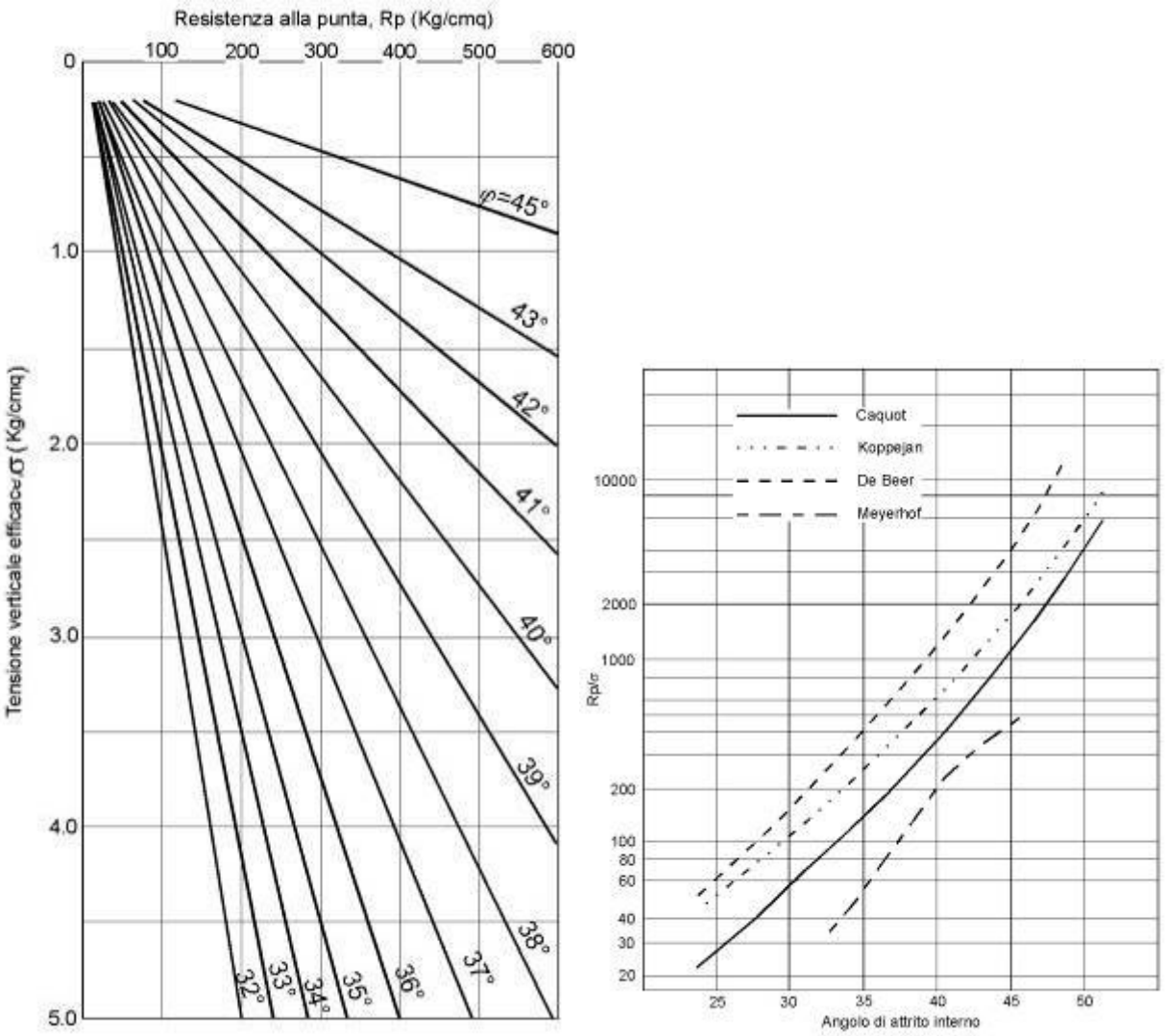



Figura 4.6: Metodi di Durgunoglu e Mitchell (1975), Kulhawy e Mayne (1990), Caquot (1948), De Beer (1970) e Koppejan

Densità relativa

La densità relativa è stata determinata considerando i risultati delle prove penetrometriche statiche sulla base della formula di Bellotti R., Ghionna V. e Jamiolkowski M. (1983) e Idriss e Boulanger (2003) e Lancellotta R. (1985).

In particolare i valori della densità relativa sono correlati con la resistenza penetrometrica $q_c$ e la tensione verticale efficace $\sigma'_{VO}$ attraverso le seguenti formule empiriche:

$$DR = 18.072 \times LN\left(\frac{q_C}{\sigma'^{2}_{VO}}\right) + 66.143$$ - Bellotti R., Ghionna V. e Jamiolkowski M.

$$DR = 0.4782 \times \left(q_{CN}\right)^{0.264} - 1.063$$ - Idriss e Boulanger

$$DR = -98 + 66 \times Log\left(\frac{q_C}{\sqrt{\sigma'_{VO}}}\right)$$ - Lancellotta R.

Modulo confinato

Per una valutazione del modulo confinato, M, è possibile utilizzare la correlazione proposta da Sanglerat (1972), dove la resistenza penetrometrica $q_c$ è relazionata con il cofficiente K il cui valore dipende dalla granulometria del terrenno:

$$M = k \times q_C$$

| Terreno | Classificazione USCS | Resistenza alla punta $q_C$ (MPa) | K |
|---|---|---|---|
| Sabbia | SW-SP | < 5 | 2 – 4 |
| | | > 5 | 1,5 |
| Sabbia limosa | SM | - | 1 – 2 |
| Sabbia argillosa | SC | - | 3 – 6 |
| Limo | ML | < 2 | 3 – 6 |
| | | > 2 | 1 - 3 |

Tabella 4.3: Correlazione di Meyerhof e Fellenius (1985)

Anche Schmertmann (1978) propose la stessa relazione ponendo come fattore “k” il valore di 2.5 – 3.

Modulo Elastico

Vari autori hanno analizzato le correlazioni esistenti tra il modulo elastico, E’, e la resistenza penetrometrica $q_c$ nelle condizioni di livello di sforzo mobilitato pari al 25 % e pari al 50% di quello a rottura. I siti indagati hanno riguardato i depositi sabbiosi del F. Ticino e quelli di Hokksund, dai quali si sono ricaveti i grafici riportati nelle successive Figure 4.7 e 4.8.

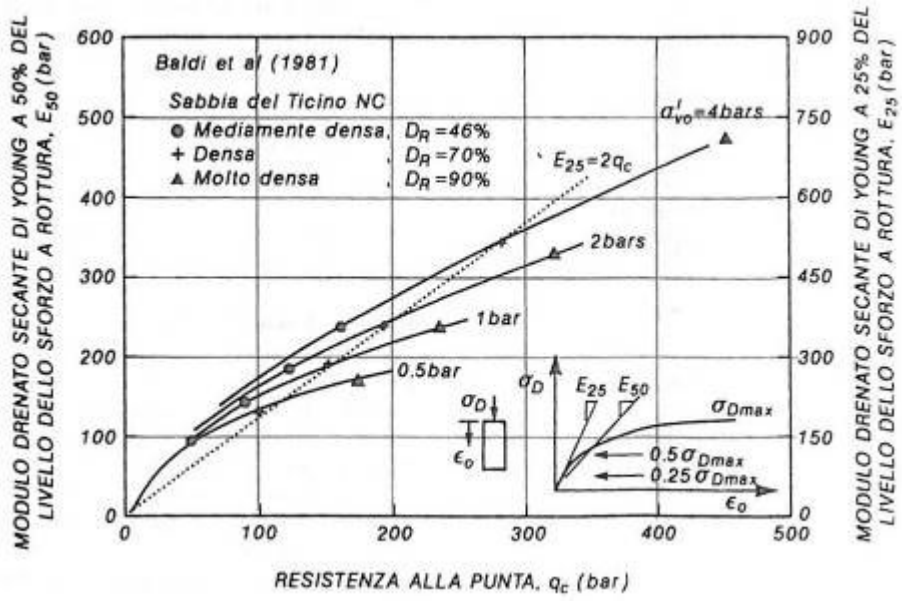
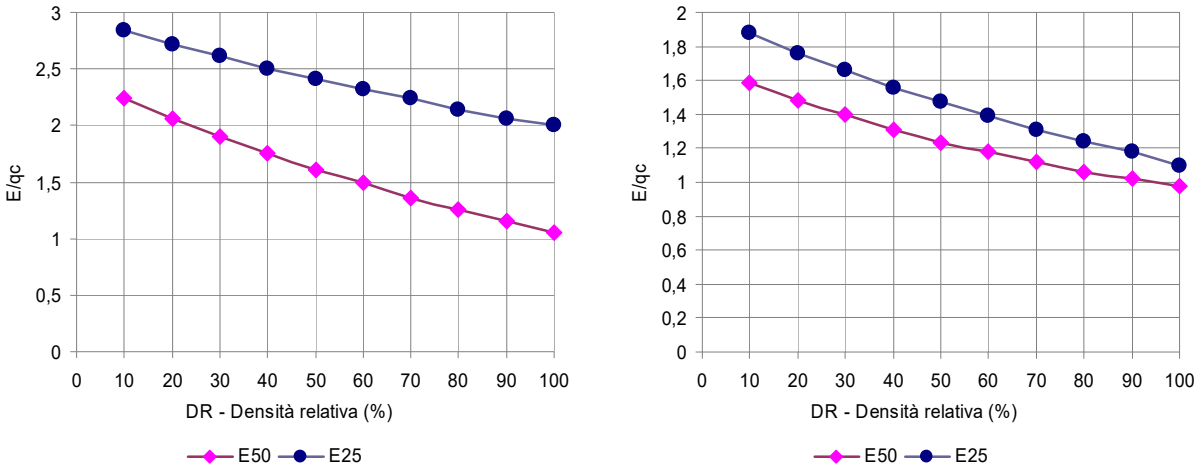



Figura 4.7: Relazione tra la resistenza alla punta $q_c$ e modulo secante di Young ($E'_{50}$ e $E'_{25}$) per sabbie normalconsolidate, quarzo prevalenti non cementate – Rortertson P.K. Campanella R.G. 1983




Sabbie del Ticino

Sabbie Hokksund

Figura 4.8: Relazione tra il rapporto modulo secante di Young ($E'_{50}$ e $E'_{25}$)/resistenza alla punta $q_c$ e la densita relativa (DR) per sabbie normalconsolidate, quarzo prevalenti, non cementate – R. Bellotti, V. Ghionna, M. Jamiolkowski 1983

Modulo di taglio iniziale

La formula generale di correlazione tra il modulo di taglio iniziale e la resistenza alla punta del penetrometro statico è la seguente (Baldi 1989):

$$G_0 = q_C \times 1615 \times \left( \frac{q_C}{\sqrt{\sigma'_{VO}}} \right)^{-0.764}$$

In particolare i valori del modulo di taglio iniziale sono correlati con la resistenza penetrometrica $q_c$ e la tensione verticale efficace $\sigma'_{VO}$. Un'altra relazione proposta dallo stesso autore modificando una correlazione proposta originariamente da Chow è la seguente:

$$G_0 = \frac{q_C}{0.0203 + 0.00125 \times \frac{q_C}{\sqrt{p_a \times \sigma'_{VO}}} + 1.22 \cdot 10^{-6} \times \left( \frac{q_C}{\sqrt{p_a \times \sigma'_{VO}}} \right)^2}$$

dove $p_a$ è la pressione atmosferica.

## 4.4 Classificazione sismica del terreno di fondazione

Il capitolo 3.2.2 del D.M. 17.1.2018 "Norme tecniche per le costruzioni" definisce le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione:

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

Nelle definizioni precedenti $V_{s,eq}$ è la velocità media delle onde di taglio ed è calcolata con la seguente espressione (D.M. 17.1.2018 "Norme tecniche per le costruzioni"):

$$V_{s,eq} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{si}}}$$

dove

$h_i$ = spessore dell'i-esimo strato;

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

N = numero di strati;

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

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.L'indagine sismica con metodologia MASW ha permesso di ricavare i parametri riportati in Tab. 4.4, attraverso algoritmi d'inversione con i quali è stato possibile stimare indicativamente la velocità delle onde di taglio in funzione della profondità, ed effettuare di conseguenza una stima indicativa della Vs30 (EC8).

| D.M. 17.1.2018 "Norme tecniche per le costruzioni" | Profondità del bedrock sismico | $V_{S,eq}$ m/s | CATEGORIA DI SUOLO |
|---|---|---|---|
| Calcolo dal piano campagna | 50 - 100 m - stimato | 302 | C |
| Profondità | | Spessore | Velocità onde di taglio |
| da | a | $h_i$ | $V_{S,i}$ |
| m da p.c. | m da p.c. | m | m/s |
| p.c. | 6,1 | 6,1 | 221 |
| 6,1 | 7,8 | 1,7 | 269 |
| 7,8 | 14,0 | 6,2 | 338 |
| 14,0 | 23,0 | 9,0 | 310 |
| 23,0 | 30,0 | 7,0 | 390 |

Tabella 4.4: Caratteristiche del terreno di fondazione

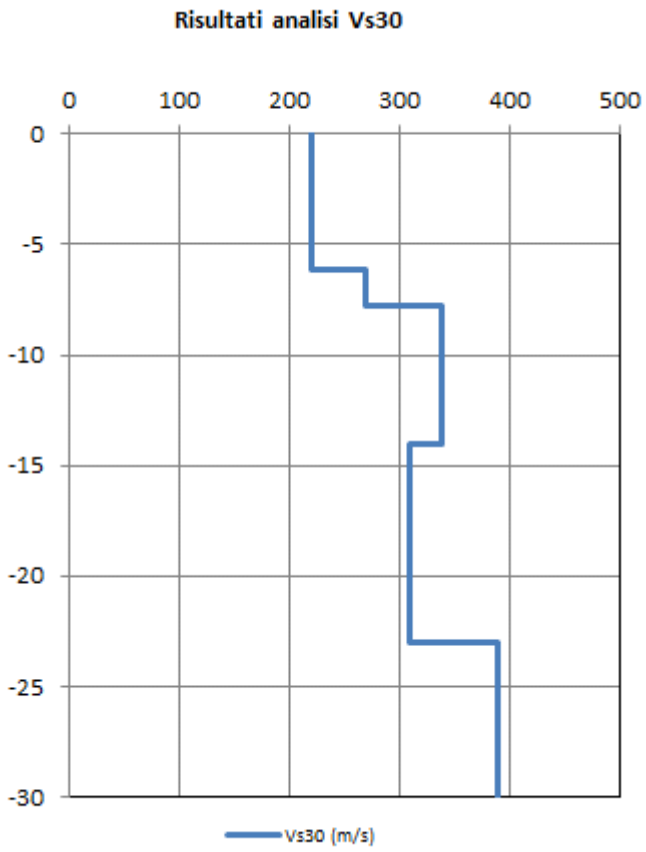



Figura 4.9: Modello medio di velocità delle onde sismiche di taglio con la profondità

## 4.5 Spettro di risposta elastico di progetto

### 4.5.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale $V_N$ è intesa 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. Nell'area in esame, come previsto dalla committenza, sono previste opere tipo 2 "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" per le quali si prevede una vita nominale ≥ 50 anni.

Trattandosi di strutture con presenza umana è stata scelta una $V_N$ = 50 anni.

### 4.5.2 Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni realizzate nell'area in esame sono relative alla Classe III*: "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi".*

Per tali categorie di costruzioni è previsto un coefficiente d'uso pari a Cu = 1,5.

### 4.5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento $V_R$ che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale $V_N$ per il coefficiente d'uso $C_U$:

$V_R = V_N \times C_U$

Per il sito in esame il periodo di riferimento è pari $V_R$ = 75 anni.

### 4.5.4 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa $a_g$ in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se (T) , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento $V_R$. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$ accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$ 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.

Le stazioni, per il sito in esame, dove sono stati presi i parametri sopra citati, sono:

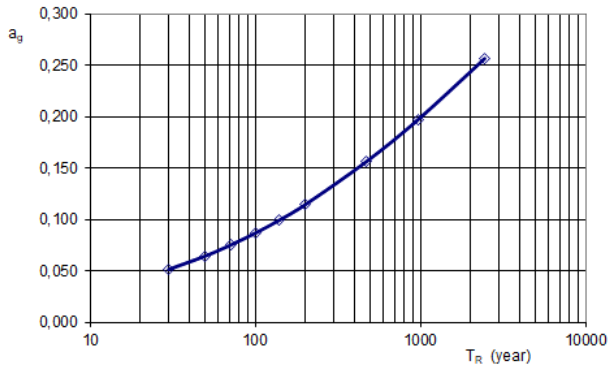
- stazione 15603 situata alla distanza dal sito in esame di 1,5 Km;
- stazione 15604 situata alla distanza dal sito in esame di 5,7 Km;
- stazione 15825 situata alla distanza dal sito in esame di 4,1 Km;
- stazione 15826 situata alla distanza dal sito in esame di 6,8 Km.

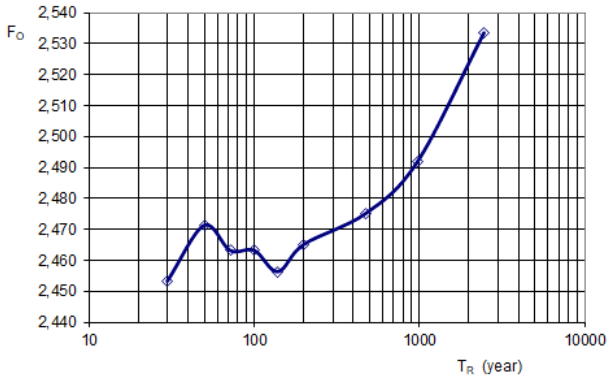
Nella seguente Tabella 4.5 sono riportati i suddetti parametri elaborati in rapporto alla distanza dalle stazioni di riferimento, per il sito in esame, in relazioni al periodo di ritorno.

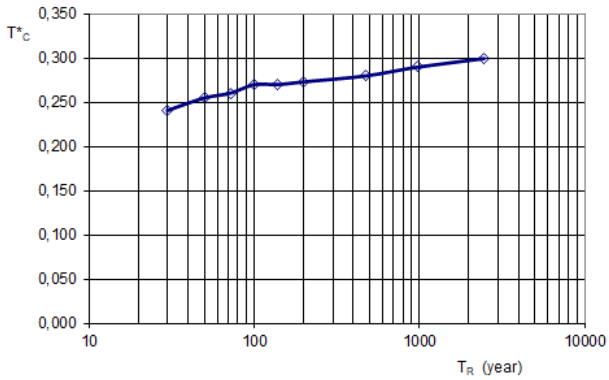
| Periodo di ritorno - $T_R$ | $a_g$ | $F_o$ | $T^*_c$ |
|---|---|---|---|
| 30 | 0,051 | 2,453 | 0,240 |
| 50 | 0,064 | 2,471 | 0,255 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 72 | 0,075 | 2,463 | 0,260 |
| 101 | 0,087 | 2,463 | 0,270 |
| 140 | 0,099 | 2,456 | 0,270 |
| 201 | 0,114 | 2,465 | 0,273 |
| 475 | 0,156 | 2,475 | 0,280 |
| 975 | 0,197 | 2,492 | 0,290 |
| 2475 | 0,257 | 2,534 | 0,300 |

Tabella 4.5: Parametri spettrali per il sito di riferimento in funzione del periodo di ritorno



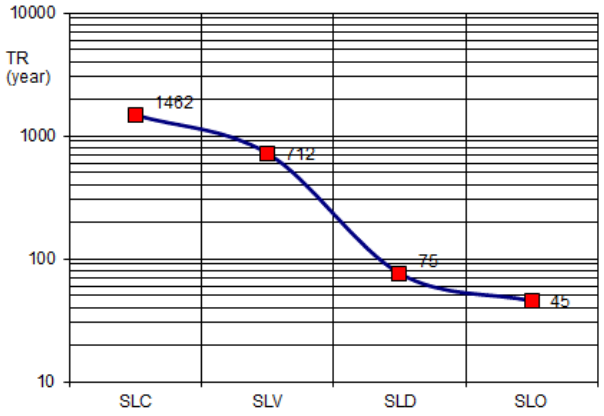



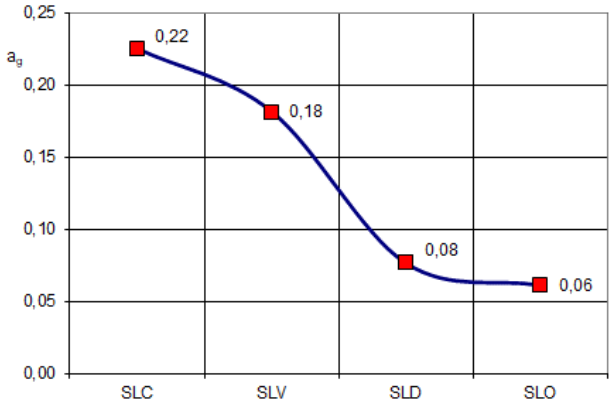



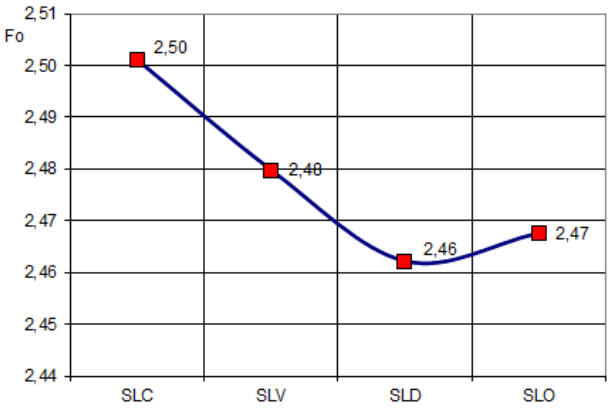

Nella seguente Tabella 4.6 sono riportati i parametri spettrali elaborati in rapporto alla distanza dalle stazioni di riferimento, per il sito in esame, in relazioni agli stati limiti di esercizio e di danno.

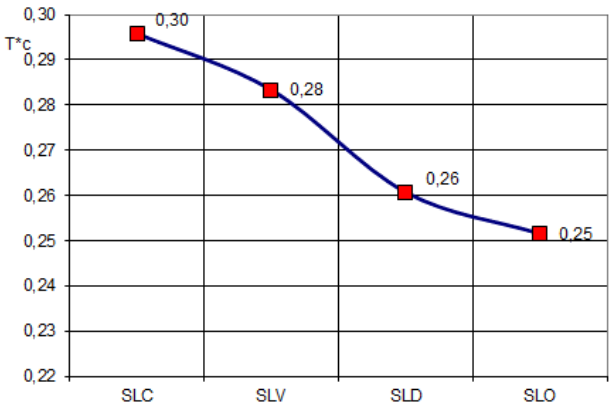
| Stati limite | SLC | SLV | SLD | SLO |
|---|---|---|---|---|
| $T_R$ | 1462 | 712 | 75 | 45 |
| $a_g$ | 0,22 | 0,18 | 0,08 | 0,06 |
| $F_o$ | 2,50 | 2,48 | 2,46 | 2,47 |
| $T^*_C$ | 0,30 | 0,28 | 0,26 | 0,25 |

Tabella 4.6: parametri spettrali per il sito di riferimento




### 4.5.5 Stati limite di danno e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

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.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P_{VR}$, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 4.7.

| Stati Limite | | $P_{VR}$: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$ |
|---|---|---|
| Stati limite di esercizio | SLO | 81% |
| | SLD | 63% |
| Stati limite ultimi | SLV | 10% |
| | SLC | 5% |

Tabella 4.7 – Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

### 4.5.6 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Nell'area in esame sono presenti suoli di categoria C costituiti da 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.

L'area in esame è tipicamente di pianura perciò si configura una categoria topografica tipo T1.

### 4.5.7 Spettro di risposta elastico

In relazione alla classificazione sismica del territorio comunale, ai parametri desunti dalle stazioni di riferimento lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale e verticale in funzione del periodo di oscillazione è rappresentato dalla seguente Fig. 4.10 e riportato nella tabella 4.8.

Tabella 4.8: Andamento dello spettro di risposta elastico della componente orizzontale "S(T)" e verticale "Sv(T)" in funzione del periodo di oscillazione

| Periodo di oscillazione | Spretto di risposta elastico della componente orizzontale S(T) in funzione degli stati limite | | | | Spretto di risposta elastico della componente verticale Sv(T) in funzione degli stati limite | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| T | SLC | SLV | SLD | SLO | SLC | SLV | SLD | SLO |
| 0,00 | 0,306 | 0,259 | 0,105 | 0,084 | 0,144 | 0,104 | 0,029 | 0,021 |
| 0,05 | 0,455 | 0,387 | 0,159 | 0,128 | 0,359 | 0,258 | 0,071 | 0,051 |

| Periodo di oscillazione | Spretto di risposta elastico della componente orizzontale S(T) in funzione degli stati limite | | | | Spretto di risposta elastico della componente verticale Sv(T) in funzione degli stati limite | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| T | SLC | SLV | SLD | SLO | SLC | SLV | SLD | SLO |
| 0,10 | 0,603 | 0,515 | 0,212 | 0,172 | 0,359 | 0,258 | 0,071 | 0,051 |
| 0,15 | 0,752 | 0,642 | 0,258 | 0,207 | 0,359 | 0,258 | 0,071 | 0,051 |
| 0,20 | 0,766 | 0,643 | 0,258 | 0,207 | 0,270 | 0,194 | 0,053 | 0,038 |
| 0,25 | 0,766 | 0,643 | 0,258 | 0,207 | 0,216 | 0,155 | 0,042 | 0,030 |
| 0,30 | 0,766 | 0,643 | 0,258 | 0,207 | 0,180 | 0,129 | 0,035 | 0,025 |
| 0,35 | 0,766 | 0,643 | 0,258 | 0,207 | 0,154 | 0,111 | 0,030 | 0,022 |
| 0,40 | 0,766 | 0,643 | 0,258 | 0,207 | 0,135 | 0,097 | 0,027 | 0,019 |
| 0,45 | 0,766 | 0,643 | 0,244 | 0,191 | 0,120 | 0,086 | 0,024 | 0,017 |
| 0,50 | 0,711 | 0,580 | 0,220 | 0,172 | 0,108 | 0,078 | 0,021 | 0,015 |
| 0,55 | 0,646 | 0,527 | 0,200 | 0,156 | 0,098 | 0,070 | 0,019 | 0,014 |
| 0,60 | 0,592 | 0,483 | 0,183 | 0,143 | 0,090 | 0,065 | 0,018 | 0,013 |
| 0,65 | 0,547 | 0,446 | 0,169 | 0,132 | 0,083 | 0,060 | 0,016 | 0,012 |
| 0,70 | 0,508 | 0,414 | 0,157 | 0,123 | 0,077 | 0,055 | 0,015 | 0,011 |
| 0,75 | 0,474 | 0,387 | 0,147 | 0,115 | 0,072 | 0,052 | 0,014 | 0,010 |
| 0,80 | 0,444 | 0,363 | 0,137 | 0,108 | 0,067 | 0,048 | 0,013 | 0,010 |
| 0,85 | 0,418 | 0,341 | 0,129 | 0,101 | 0,063 | 0,046 | 0,012 | 0,009 |
| 0,90 | 0,395 | 0,322 | 0,122 | 0,096 | 0,060 | 0,043 | 0,012 | 0,008 |
| 0,95 | 0,374 | 0,305 | 0,116 | 0,091 | 0,057 | 0,041 | 0,011 | 0,008 |
| 1,00 | 0,355 | 0,290 | 0,110 | 0,086 | 0,054 | 0,039 | 0,011 | 0,008 |
| 1,10 | 0,323 | 0,264 | 0,100 | 0,078 | 0,045 | 0,032 | 0,009 | 0,006 |
| 1,20 | 0,296 | 0,242 | 0,092 | 0,072 | 0,037 | 0,027 | 0,007 | 0,005 |
| 1,30 | 0,273 | 0,223 | 0,085 | 0,066 | 0,032 | 0,023 | 0,006 | 0,005 |
| 1,40 | 0,254 | 0,207 | 0,079 | 0,061 | 0,028 | 0,020 | 0,005 | 0,004 |
| 1,50 | 0,237 | 0,193 | 0,073 | 0,057 | 0,024 | 0,017 | 0,005 | 0,003 |
| 1,60 | 0,222 | 0,181 | 0,069 | 0,054 | 0,021 | 0,015 | 0,004 | 0,003 |
| 1,70 | 0,209 | 0,171 | 0,065 | 0,051 | 0,019 | 0,013 | 0,004 | 0,003 |
| 1,80 | 0,197 | 0,161 | 0,061 | 0,048 | 0,017 | 0,012 | 0,003 | 0,002 |
| 1,90 | 0,187 | 0,153 | 0,058 | 0,044 | 0,015 | 0,011 | 0,003 | 0,002 |
| 2,00 | 0,178 | 0,145 | 0,052 | 0,040 | 0,013 | 0,010 | 0,003 | 0,002 |
| 2,10 | 0,169 | 0,138 | 0,048 | 0,036 | 0,012 | 0,009 | 0,002 | 0,002 |
| 2,20 | 0,162 | 0,132 | 0,043 | 0,033 | 0,011 | 0,008 | 0,002 | 0,002 |
| 2,30 | 0,155 | 0,126 | 0,040 | 0,030 | 0,010 | 0,007 | 0,002 | 0,001 |
| 2,40 | 0,148 | 0,117 | 0,036 | 0,028 | 0,009 | 0,007 | 0,002 | 0,001 |
| 2,50 | 0,142 | 0,108 | 0,034 | 0,025 | 0,009 | 0,006 | 0,002 | 0,001 |
| 2,60 | 0,131 | 0,100 | 0,031 | 0,023 | 0,008 | 0,006 | 0,002 | 0,001 |
| 2,70 | 0,122 | 0,093 | 0,029 | 0,022 | 0,007 | 0,005 | 0,001 | 0,001 |
| 2,80 | 0,113 | 0,086 | 0,027 | 0,020 | 0,007 | 0,005 | 0,001 | 0,001 |
| 2,90 | 0,106 | 0,080 | 0,025 | 0,019 | 0,006 | 0,005 | 0,001 | 0,001 |
| 3,00 | 0,099 | 0,075 | 0,023 | 0,018 | 0,006 | 0,004 | 0,001 | 0,001 |
| 3,10 | 0,092 | 0,070 | 0,022 | 0,017 | 0,006 | 0,004 | 0,001 | 0,001 |
| 3,20 | 0,087 | 0,066 | 0,020 | 0,016 | 0,005 | 0,004 | 0,001 | 0,001 |
| 3,30 | 0,082 | 0,062 | 0,019 | 0,015 | 0,005 | 0,004 | 0,001 | 0,001 |
| 3,40 | 0,077 | 0,058 | 0,018 | 0,014 | 0,005 | 0,003 | 0,001 | 0,001 |
| 3,50 | 0,072 | 0,055 | 0,017 | 0,013 | 0,004 | 0,003 | 0,001 | 0,001 |
| 3,60 | 0,069 | 0,052 | 0,016 | 0,012 | 0,004 | 0,003 | 0,001 | 0,001 |
| 3,70 | 0,065 | 0,049 | 0,015 | 0,012 | 0,004 | 0,003 | 0,001 | 0,001 |
| 3,80 | 0,062 | 0,047 | 0,015 | 0,011 | 0,004 | 0,003 | 0,001 | 0,001 |

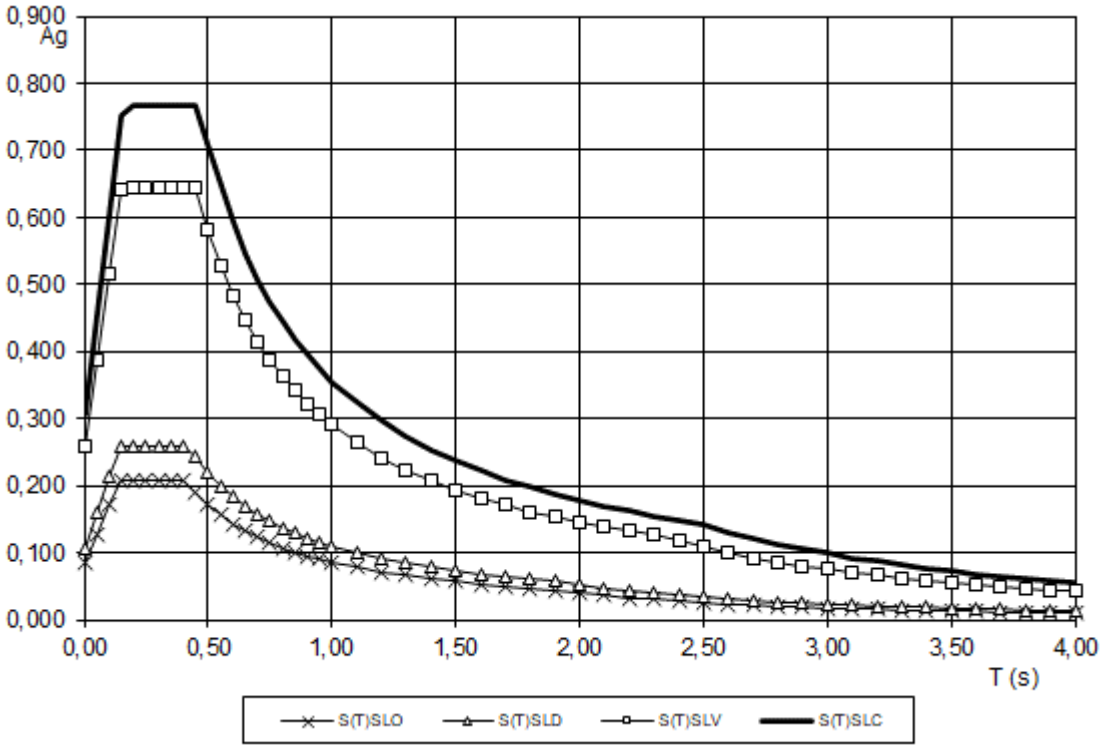
| Periodo di oscillazione | Spretto di risposta elastico della componente orizzontale S(T) in funzione degli stati limite | | | | Spretto di risposta elastico della componente verticale Sv(T) in funzione degli stati limite | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| T | SLC | SLV | SLD | SLO | SLC | SLV | SLD | SLO |
| 3,90 | 0,058 | 0,044 | 0,014 | 0,010 | 0,004 | 0,003 | 0,001 | 0,001 |
| 4,00 | 0,056 | 0,042 | 0,013 | 0,010 | 0,003 | 0,002 | 0,001 | 0,000 |

### 4.5.8 Spostamento massimo e velocità massima al suolo

Lo spostamento massimo e la velocità massima orizzontale al suolo per il sito in esame è indicata sulla base degli stati limite di esercizio e degli stati limiti ultimi nella seguente tabella 4.9.

| Stati limite | | SLC | SLV | SLD | SLO |
|---|---|---|---|---|---|
| Accelerazione orizzontale massima al suolo | $a_{g\ max}$ ($m/s^2$) | 0,306 | 0,259 | 0,105 | 0,084 |
| Spostamento massimo | $d_g$ (m) | 0,009 | 0,007 | 0,002 | 0,002 |
| Velocità massima orizzontale | $v_g$ (m/s) | 0,023 | 0,019 | 0,007 | 0,006 |

Tabella 4.9: Spostamento massimo e la velocità massima orizzontale al sito di riferimento



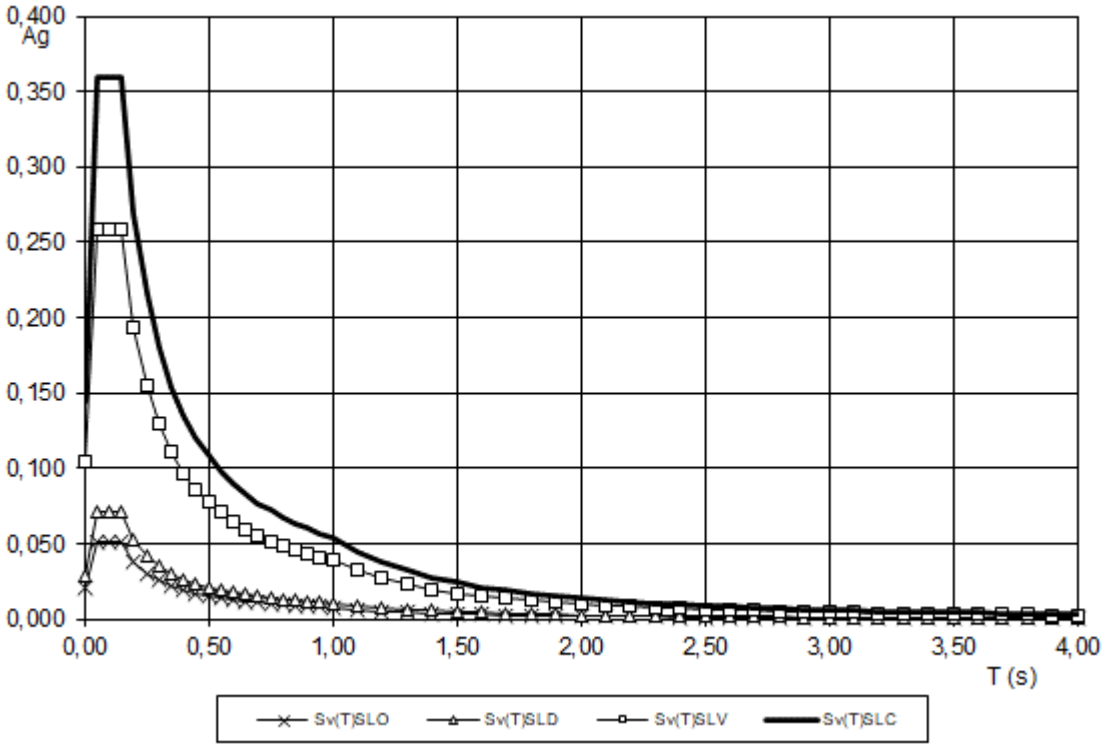




Figura 4.10: Spettro di risposta elastico della componente orizzontale e verticale per il sito in esame

# 5 VERIFICHE GEOTECNICHE - FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le verifiche geotecniche, in applicazione alle Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui al D.M. 17 gennaio 2018, devono essere effettuate considerando i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
  - collasso per scorrimento sul piano di posa
  - stabilità globale
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che sia soddisfatta, per ogni stato limite considerato, la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- Ed = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

- Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico;

Le verifiche devono essere eseguite, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I del DM 17.1.2018, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1: - Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2: (A1+M1+R3).

Nel caso in esame, riguardo al tipo di opera ed essendo il terreno pianeggiate non è possibile la rottura globale. Sono quindi effettuate di seguito le Verifiche agli stati limite ultimi per il collasso del carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Il Progettista, in relazione alla geometria definitiva delle fondazioni, dovrà inoltre effettuare le Verifiche agli stati limite ultimi per scorrimento sul piano di posa.

I risultati desunti dall'indagine geognostica evidenziano che il terreno di fondazione è costituito da una successione stratigrafica con terreni a comportamento coesivo (livello A, B) e terreni a comportamento granulare (livello C).

I singoli livelli presentano nel complesso caratteristiche geometriche, litologiche e geomeccaniche sostanzialmente omogenee. Si sottolinea inoltre che la falda idrica è stata intercettata alla profondità di 10,0 metri dal piano campagna (rilievo di marzo 2023).

## 5.1 Verifica della risposta sismica locale

Le azioni sismiche di progetto, descritte nel precedente cap. 4 che derivano dall'applicazione delle indicazioni contenute nel D.M. 17.1.2018 "Norme tecniche per le costruzioni", sono state verificate attraverso il cosiddetto terzo livello di approfondimento. È per questo eseguita un'analisi della risposta sismica dei depositi superficiali, ai fini di una valutazione adeguata delle azioni sismiche di progetto.

### 5.1.1 Analisi numeriche di risposta sismica locale

Le analisi di risposta sismica delle colonne stratigrafiche sono compiute seguendo una procedura di calcolo ormai ampiamente consolidata e di uso comune nel campo dell'ingegneria sismica. Facendo riferimento allo schema di Fig. 5.1, un accelerogramma registrato su roccia o terreno molto rigido può essere considerato rappresentativo del moto sismico incidente in assenza del profilo stratigrafico locale. Questo perché, se la superficie terrestre fosse costituita da materiale roccioso omogeneo, il moto sismico incidente, indicato con u(t) in Fig. 5.1, si propagherebbe verso la superficie come un'onda piana con incidenza verticale o prossima alla verticale. Arrivata l'onda sismica in superficie, questa produrrebbe un moto del terreno r(t)=2u(t), in quanto la presenza della superficie libera porta ad un raddoppio dei valori di spostamento. Per ottenere invece il moto del suolo alla superficie di un profilo stratigrafico costituito da materiale più deformabile, indicato con s(t) in Fig. 5.2, si procede allo studio della propagazione delle onde sismiche in un sistema di strati "piani e paralleli", rappresentativo della stratigrafia locale.

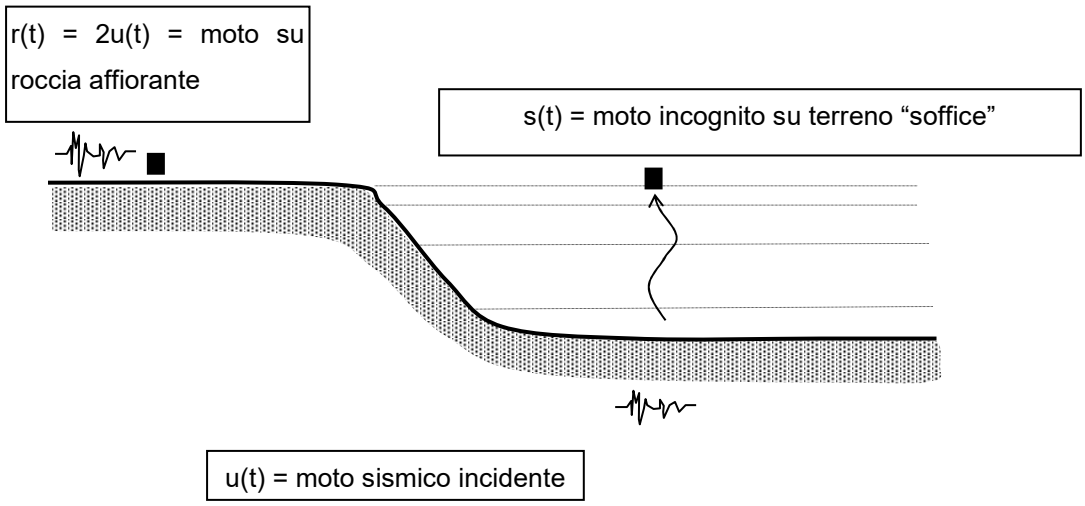



Figura 5.1. Schematizzazione del problema di analisi dinamica di un terreno stratificato soggetto a propagazione verticale di onde sismiche.

A questo scopo si è fatto uso del programma RSimicaLocale 14.0, sviluppato dalla ditta Aztec Informatica, che consente di studiare il problema di propagazione tenendo anche conto della non linearità di comportamento dei terreni mediante un modello "lineare equivalente".

Facendo riferimento alla Fig. 5.2, lo schema della procedura iterativa su cui è basato il modello lineare equivalente è il seguente:

- Definizione di curve $G=G(\gamma)$ e $D=D(\gamma)$ per i diversi strati, che descrivono la variazione del modulo di taglio G e del coefficiente di smorzamento D in funzione dello scorrimento angolare $\gamma$;
- Inizializzazione dei valori del modulo di taglio e del fattore di smorzamento ai livelli di piccole deformazioni ($G_0$ e $D_0$);
- Calcolo della risposta dinamica del suolo e valutazione della deformazione massima a taglio in ogni strato ($\gamma_1$ in Fig. 5.2);
- Aggiornamento dei valori $G_1=G(\gamma_1)$ e $D_1=D(\gamma_1)$;
- Iterazione dei passi 3 e 4 fino a convergenza ($\gamma_{j+1} \sim \gamma_j$);

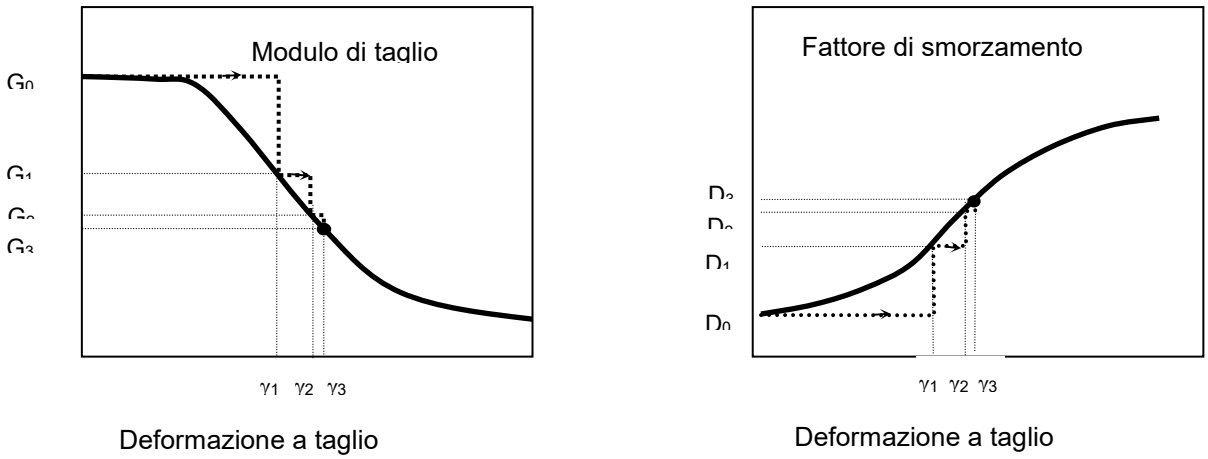



Figura 5.2. Schema del procedimento iterativo per il modello lineare equivalente.

### 5.1.2 Definizione del profilo stratigrafico

Il comportamento meccanico del terreno è efficacemente rappresentato dalla coppia di parametri: il modulo di resistenza al taglio G ed il fattore di smorzamento D (damping).

Questi parametri variano con il livello di deformazione al taglio γ. E' noto che per piccole deformazioni il comportamento può considerarsi di tipo elastico; all'aumentare del livello di deformazione il comportamento tende a diventare progressivamente non-lineare, dissipativo e quindi di tipo elasto-plastico.

Una corretta analisi degli effetti di un dato suolo sul moto sismico non può prescindere quindi dal considerare la non-linearità del suo comportamento. L'assunzione di un comportamento elastico può infatti portare a valutazioni totalmente errate.

Per garantire affidabilità nell'analisi della risposta sismica locale è quindi necessario tenere conto delle disomogeneità del terreno e delle variazioni di comportamento meccanico tra strato e strato con riferimento ai parametri di resistenza al taglio e smorzamento.

Il comportamento del terreno può, infatti, essere fortemente non lineare e dissipativo già a partire da piccole deformazioni.

Le curve di G e D al variare del livello di deformazione al taglio γ (definite anche curve di degrado) relative alle varie litologie sono ricavabili sia sperimentalmente in laboratorio o, in alternativa, possono essere desunte dalla bibliografia.

I sondaggi effettuati nell'area oggetto di studio e i dati stratigrafici reperibili dalla bibliografia hanno evidenziato la presenza dei litotipi principali riportati nella seguente Tab. 5.1.

| Profondità | | Spessore | Litologia |
|---|---|---|---|
| da (m) | a (m) | m | |
| p.c. | 6,1 | 6,1 | Argille e Limi |
| 6,1 | 7,8 | 1,7 | Argille e Limi |
| 7,8 | 14,0 | 6,2 | Sabbie e ghiaie |
| 14,0 | 23,0 | 9,0 | Argille Marine |
| 23,0 | 30,0 | 7,0 | Argille Marine |
| > -30 | | | Argille Marine |

Tabella 5.1: Litologia del sottosuolo in corrispondenza dell'area in esame

Le caratteristiche di bedrock sismico non sono note. Oltre i 30 metri di profondità sono presenti ancora depositi alluvionali ghiaiosi intervallati da argille e limi che si estendono fino alla profondità di oltre 500 metri. In bibliografia le indagini sismiche nella zona della basso mantovano e del basso reggiano modenese (Martelli et al. L. 2012) hanno messo in evidenza una profondità del bedrock sismico di circa 100 m.

In base alle caratteristiche del profilo stratigrafico e delle litologie prevalenti (grado di addensamento, saturazione in acqua, ecc.) sono state scelte le curve di degrado standard G(γ) e D(γ) che meglio ne definiscono il comportamento meccanico, successivamente implementate in RSimicaLocale 14.0, e illustrate nelle seguenti figure .

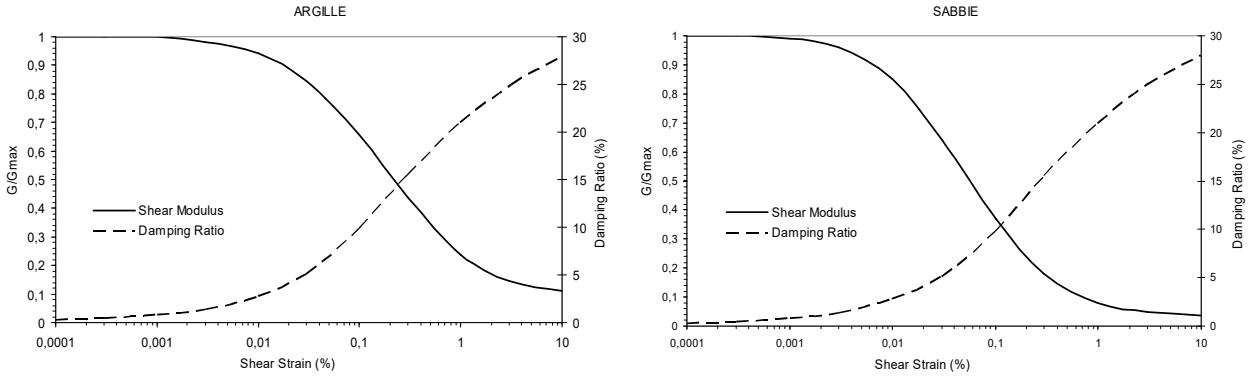



Figura 5.3 - Curve standard per le argille e le sabbie- variazione del modulo di taglio (Seed and Sun, 1989) e del coefficiente di smorzamento (Idriss 1990) in funzione del livello di deformazione.

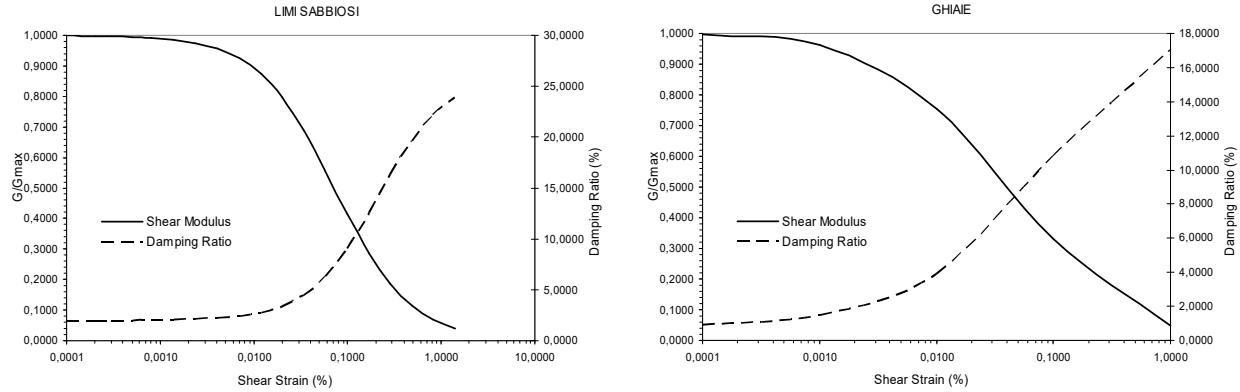



Figura 5.4 - Curve standard per limi sabbiosi e le ghiaie - variazione del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento in funzione del livello di deformazione (Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Milano 2006).

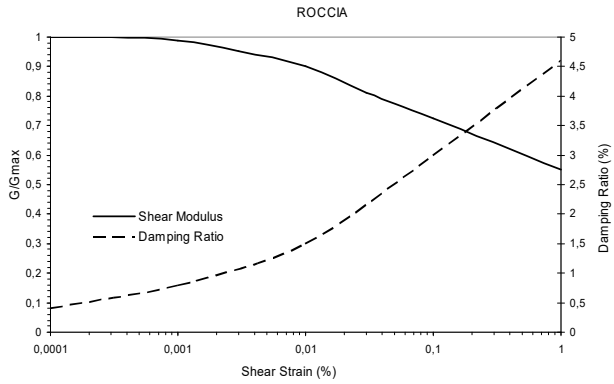


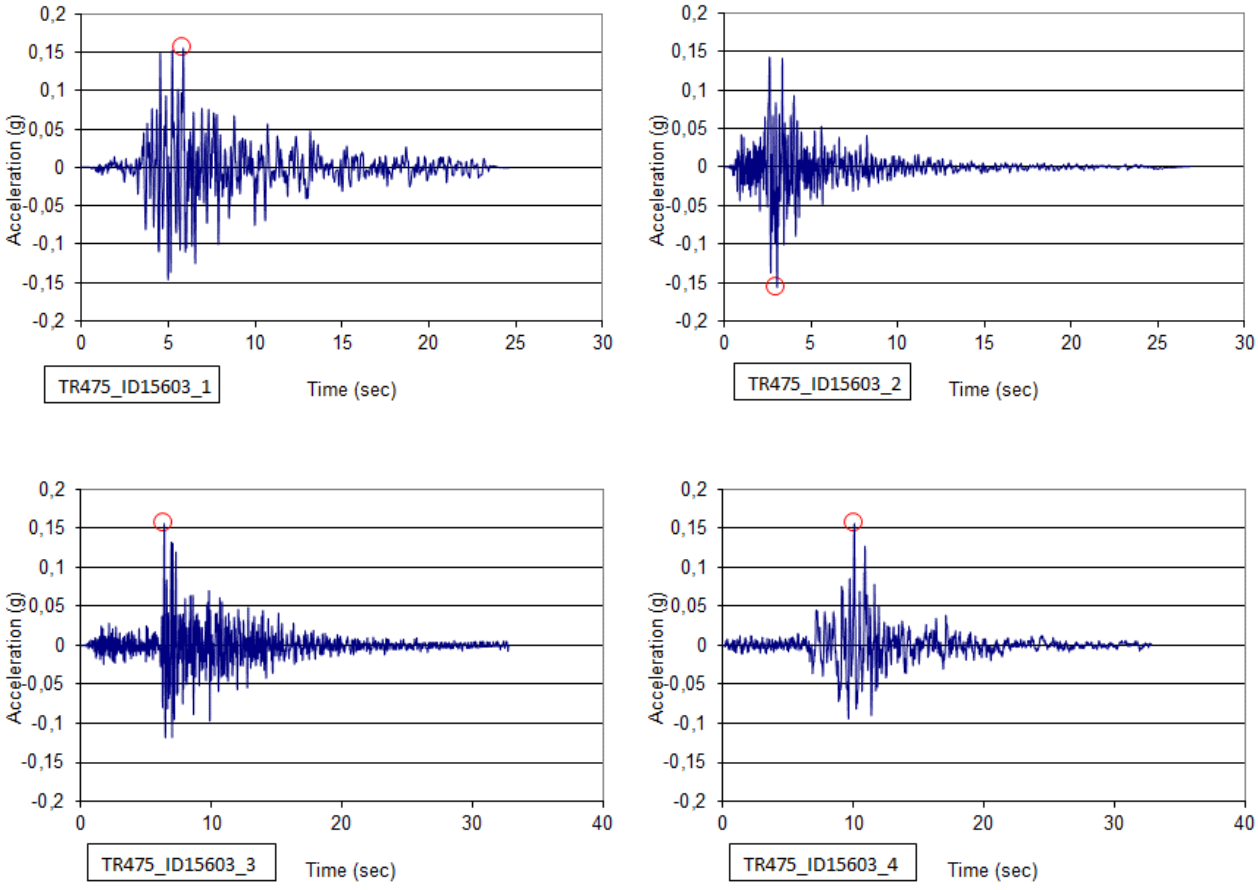

Figura 5.5 - Curve standard per roccia - variazione del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento in funzione del livello di deformazione.

### 5.1.3 Terremoti di riferimento

Il moto sismico in superficie è condizionato non solamente dalle caratteristiche litologiche e morfologiche locali, ma anche dai caratteri del moto atteso al substrato (bedrock sismico), che è definito con il termine di "terremoto di riferimento". Il suo contenuto in frequenza dipende essenzialmente dai meccanismi focali, dalla magnitudo e dal percorso di propagazione.

Per quanto riguarda la definizione del terremoto di riferimento, si è ricorsi alla piattaforma WebGIS all'indirizzo http://egeos-test.eucentre.it/rer/home.html che, per il sito di riferimento, fornisce gli accelerogrammi riportati nella successiva figura 5.6.

Sulla base di questi dati è possibile calcolare lo spettro di risposta riferito ad un periodo di ritorno di 475 anni, corretto per tenere conto la III categoria e quindi un tempo di ritorno di 712 anni, e ad uno smorzamento ζ = 5%.



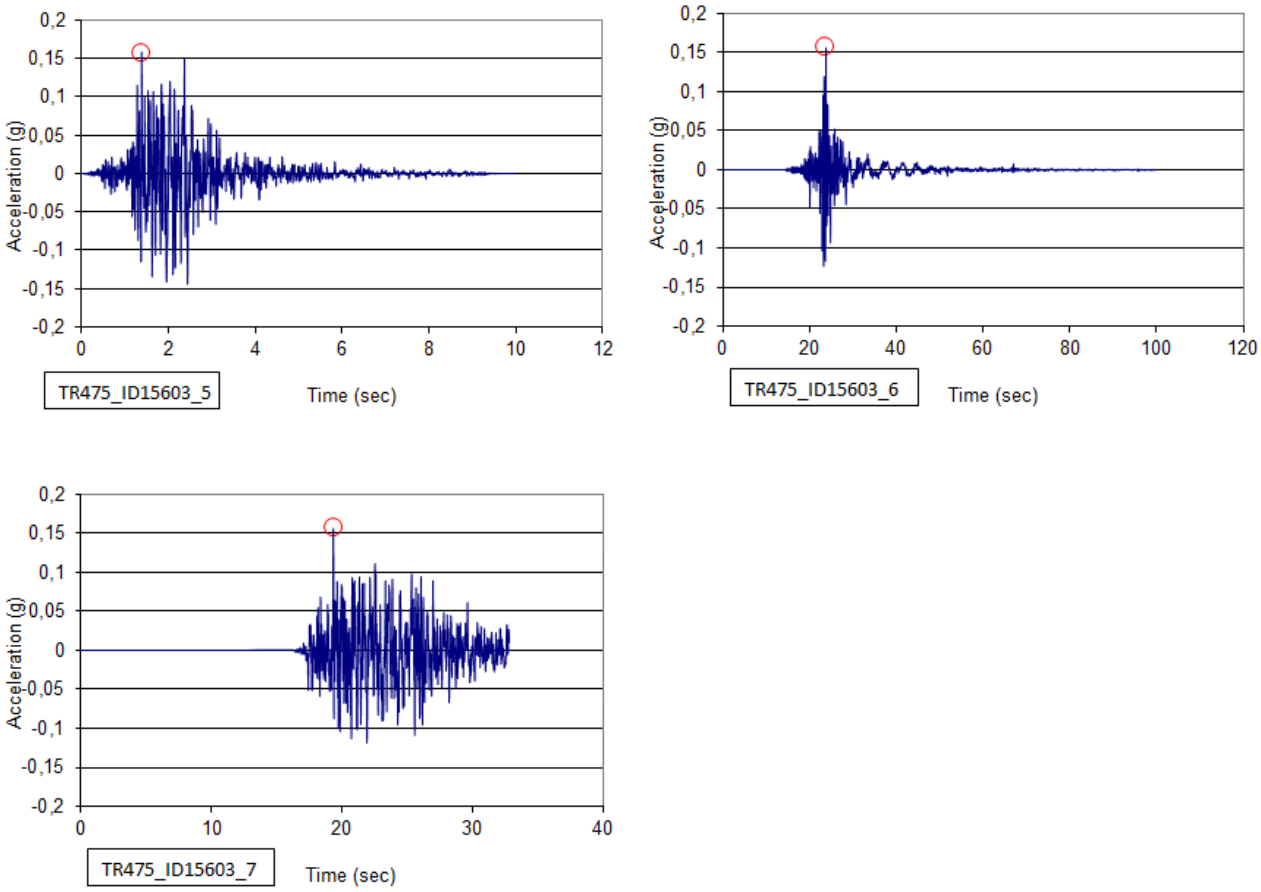



Figura 5.6 - Accelerogrammi di riferimento per il sito di riferimento

### 5.1.4 Analisi dei fenomeni di amplificazione sismica

L'analisi con un modello di comportamento lineare del terreno può risultare estremamente poco affidabile nella previsione del moto sismico in superficie, dovuto al fatto che i parametri che definiscono le proprietà meccaniche del terreno sono dipendenti dall'entità della deformazione di taglio imposta.

Per questo motivo, l'analisi della risposta sismica locale di un sottosuolo stratificato deve avvenire necessariamente attraverso l'utilizzo di procedure numeriche che tengano adeguatamente in considerazione il problema della non linearità del comportamento dei terreni, procedura seguita per redigere il presente studio.

L'algoritmo che è stato impiegato per questo studio è denominato RSismicaLocale; si tratta di un codice di calcolo per l'analisi di problemi di tipo monodimensionale e basato sulla cosiddetta "analisi lineare equivalente".

I dati in input di questo programma di calcolo sono rappresentati dai profili di velocità $V_s$ rappresentativi dell'area oggetto di studio ottenuti dalle elaborazioni dei dati geologici e geotecnici, dagli accelerogrammi relativi ai terremoti di riferimento e dalle curve di degrado delle litologie che ne

definiscono le proprietà meccaniche. L'analisi lineare equivalente assume che il modulo di rigidità al taglio **G/Gmax** e lo smorzamento D siano funzione delle deformazione al taglio G. In RSismicaLocale i loro valori al variare della profondità sono determinati in modo iterativo in modo tale da diventare compatibili con il livello di deformazione indotto dal terremoto di riferimento.

La rappresentazione della risposta sismica locale, più significativa dal punto di vista ingegneristico, è lo *spettro di risposta dell'oscillatore semplice.* Esso è definito come la legge di variazione della accelerazione massima prodotto da un segnale sismico applicato alla base di un oscillatore semplice di fissato smorzamento ξ al variare del suo periodo naturale. L'ordinata per T=0 coincide con il valore di picco del moto sismico in superficie. Gli spettri di risposta non normalizzati e calcolati per ognuno degli accelerogrammi di riferimento sono riportati nella Fig. 5.7.

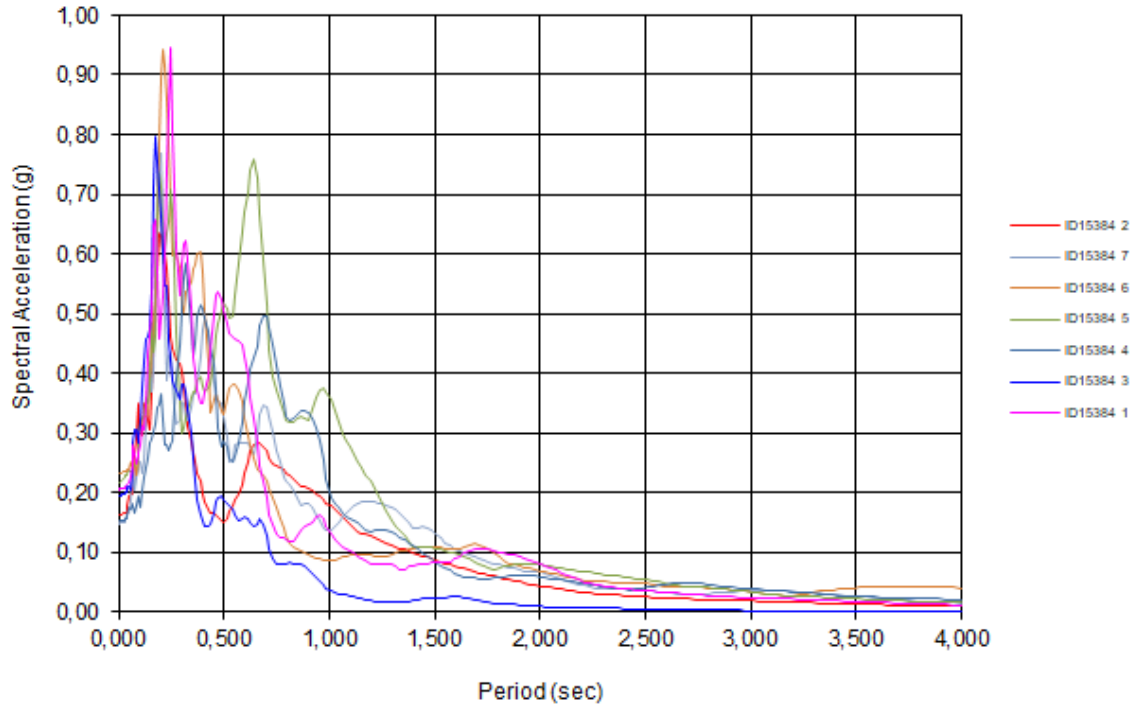



Figura 5.7 - Spettri di risposta ottenuti attraverso modellizzazione numerica

Il passo successivo è il confronto degli spettri di risposta elastici, determinati mediante le indicazioni del D.M. 17.1.2018 "Norme tecniche per le costruzioni", (v. Fig. 4.11), con quelli calcolati attraverso modellizzazione numerica, sulla base delle reali proprietà geofisiche e geotecniche del sottosuolo. La rappresentazione grafica di tale confronto è riportata in fig. 5.8.

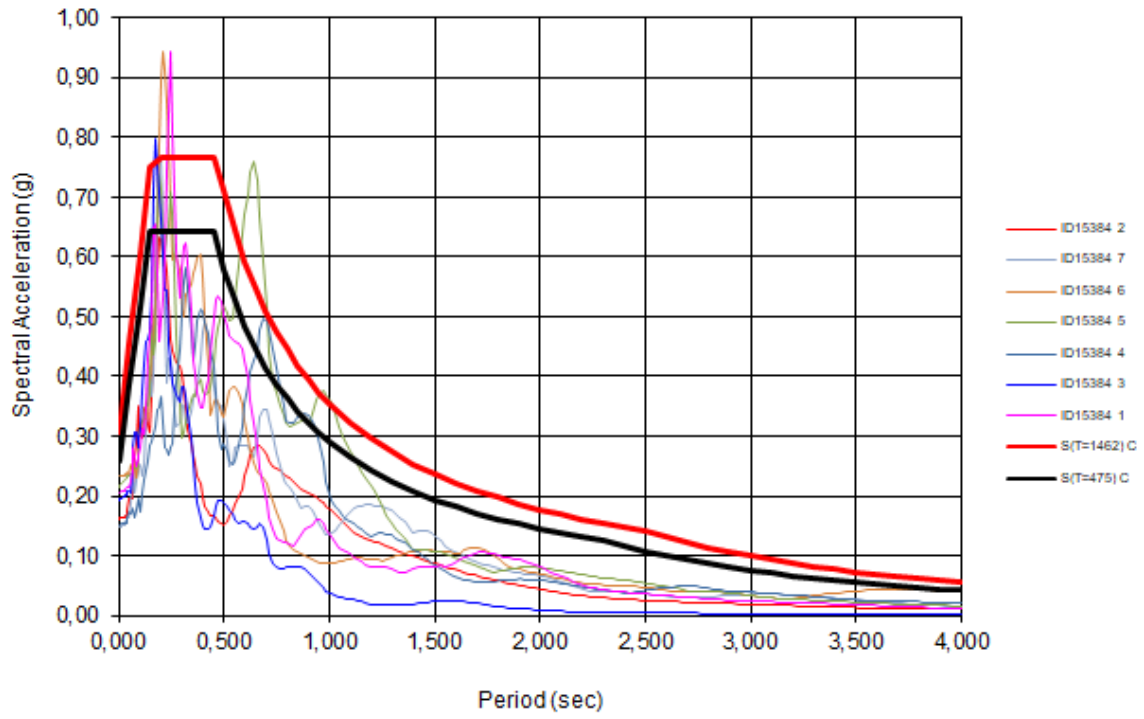



Figura 5.8 - Confronto tra spettri di risposta calcolati attraverso modelizzazione numerica e gli Spettri di Norma (D.M. 17.1.2018 "Norme tecniche per le costruzioni") dove:

- ID15603_1, ID15603_2, ID15603_3, ID15603_4, ID15603_5, ID15603_6, ID15603_7: spettri di risposta con tempo di ritorno pari a 712 anni calcolati attraverso modelizzazione numerica dei terremoti di riferimento suolo di fondazione per il sito di riferimento;
- S(T=712) C: spettro di risposta elastico con tempo di ritorno pari a 712 anni calcolato con le procedure dettate nel D.M. 17.1.2018 "Norme tecniche per le costruzioni", per suolo di tipo C.
- S(T=1462) C: spettro di risposta elastico con tempo di ritorno pari a 1462 anni calcolato con le procedure dettate nel D.M. 17.1.2018 "Norme tecniche per le costruzioni", per suolo di tipo C.

Analizzando la Fig. 5.8 si evince che gli spettri determinati mediante l'implementazione del software RSimicaLocale 14.0 con terremoti di riferimento e modello geotecnico e geofisico del terreno di fondazione sono contenuti dallo spettro calcolato, mediante la procedura dettata dalla normativa nazionale, per un tempo di ritorno di 712 anni e categoria di suolo C, tranne che nella parte iniziale per valori del periodo di oscillazione < 0,7. Nel tratto iniziale si registrano infatti periodicità critiche superiori al 40% rispetto al valore massimo indicato dallo spettro calcolato mediante la procedura dettata dalla normativa nazionale, per un tempo di ritorno di 712 anni e categoria di suolo C.

L'inviluppo di dettaglio degli spettri di risposta del suolo (v. fig. 5.9), calcolati attraverso le simulazioni numeriche, evidenzia la presenza delle seguenti periodicità critiche dal punto di vista di eventuali fenomeni di risonanza:

- terremoto di riferimento ID15603_1: 0,25 s;
- terremoto di riferimento ID15603_2: 0,19 s;
- terremoto di riferimento ID15603_3: 0,17 s;
- terremoto di riferimento ID15603_4: 0,32 s;
- terremoto di riferimento ID15603_5: 0,64 s;
- terremoto di riferimento ID15603_6: 0,21 s;
- terremoto di riferimento ID15603_7: 0,19 s;

Si evince inoltre che le periodicità critiche sono contenute nella prima parte dello spettro (periodo T < 0,7 sec). Per avere accelerazioni sismiche orizzontali minori è sufficiente aumentare il periodo di oscillazione del fabbricato in modo da allontanarsi dalle suddette periodicità critiche.

### 5.1.5 Regolarizzazione dello spettro di risposta elastico

La procedura di regolarizzazione (Newmark e Hall, 1982, Romeo, 2007, Liberatore e Pagliaroli, 2014), permette di trasformare lo spettro di risposta, risultato delle simulazioni numeriche nell'ambito degli studi di rispsota sismica locale, in uno spettro con forma standard (secondo il DM 17.01.2018), costituita da un ramo con accelerazione crescente lineare, un ramo ad accelerazione costante, un ramo in cui l'accelerazione decresce con 1/T e, quindi, a velocità costante.

La procedura è la seguente:

1. si calcola lo spettro di pseudoaccelerazione (SA) e si determina il periodo proprio (TA) per il quale è massimo il valore dello spettro di pseudoaccelerazione;
2. si calcolano il valori medi degli spettri di input (SAm,i) e di output (SAm,o) nell'intorno di TAi e TAo:

$$SAm = \frac{1}{TA}\int_{0,5\times TA}^{1,5\times TA} SA(T)dT$$

   dove:

   SAm = è il valore medio dello spettro e può essere SAm,i o SAm,o;

   SA(T) è lo spettro di risposta elastico in accelerazione pari a SAi per l'input, SAo per l'output;

   TA vale TAi per l'input TAo per l'output;

3. si determinano i periodi (TV i) e (TVo) di massimo valore degli spettri di pseudovelocità così definiti:

$$SV(T) = \frac{T}{2\pi} \times SA(T)$$

dove:

SV(T) corrisponde rispettivamente a SVi(T) per l'input e SVo(T) per l'output;

4. si calcolano i valori medi degli spettri (SVm,i) e (SVm,o) nell'intorno di TVi e TVo:

$$SVm = \frac{1}{0{,}4 \times TV} \int_{0{,}8 \times TV}^{1{,}2 \times TV} SV(T)dT$$

dove:

SVm è il valore medio dello spettro e può essere può essere SVm,i o SVm,o;

TV può essere TVi e TVo rispettivamente per l'input e l'output.

5. si determina il periodo in corrispondenza del quale si incontrano i due rami dello spettro ad accelerazione costante e velocità costante:

$$Tc = 2\pi \times \frac{SVm}{SAm}$$

dove:

SVm è il valore medio dello spettro e può essere può essere SVm,i o SVm,o;

TV può essere TVi e TVo rispettivamente per l'input e l'output.

6. si determina TB=1/3*TC e TD=4.0*amax/g + 1.6 (secondo quanto indicato dalla normativa), con amax punto di ancoraggio a T=0 dello spettro di output. Poiché il valore di amax non è generalmente fornito nello spettro delle simulazioni numeriche si procede per estrapolazione lineare, secondo la seguente equazione:

$$a_{max} = \left(\frac{Se(T = 0{,}01s)}{SAm} - \frac{0{,}01}{T_B}\right) \times \left(\frac{SAm}{1 - \frac{0{,}01}{T_B}}\right)$$

dove:

con Se (T=0.01s) ordinata dello spettro di accelerazione per T=0.01s, primo valore del periodo nello spettro elastico delle simulazioni numeriche;

7. Si applicano le equazioni riportate in NTC (2018) per la determinazione dei tratti dello spettro tra TA=0, TB, TC, TD, fino a un T di interesse;

8. Si termina il parametro F0 come rapporto SAm/$a_{max}$;

Dall'esplicazione di tutti i passaggi si ottengono i seguenti parametri per la costruzione dello spettro regolarizzato:

- Fattore di smorzamento orizzontale – $\eta_O = 1$;
- Periodo del tratto di velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale – $T_B = 0{,}152$;
- Periodo del tratto di velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale – $Tc = 0{,}456$;
- Periodo del tratto di velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale – $T_D = 2{,}244$;
- Periodo del tratto di velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale – $a_{max} = 0{,}21$;
- Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale – $F0 = 3{,}114$;
- Coefficiente sottosuolo e topografia – $S = 1{,}0$;
- Coefficiente sottosuolo e topografia – $S_S = 1{,}0$;
- Coefficiente sottosuolo e topografia – $S_T = 1$.

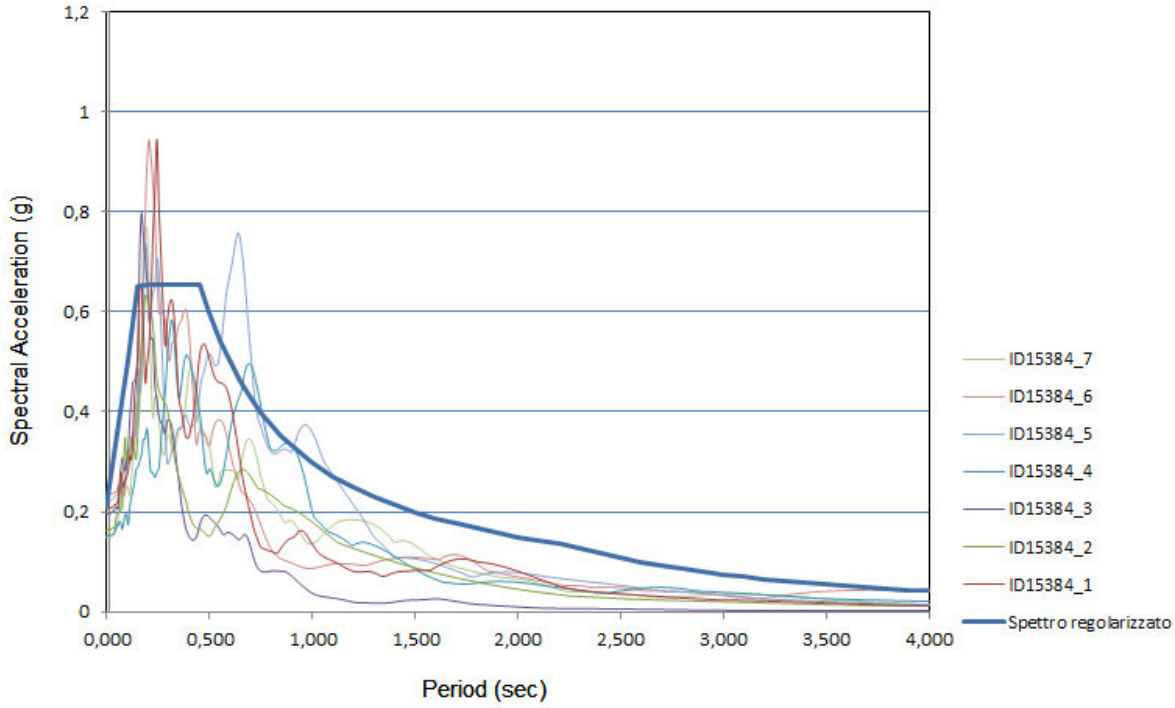



Figura 5.9 - Confronto tra spettri di risposta calcolati attraverso modelizzazione numerica e lo spettro regolarizzato di cui all'Allegato 1 dell'ordinanza n. 24/2018.

## 5.2 Verifiche allo stato limite ultimo (SLU)

Nell'ipotesi di fondazioni dirette e considerando la situazione stratigrafica maggiormente sfavorevole, la porzione di terreno che governa la capacità portante, è rappresentata dal livello "A", rientrante nell'ambito del volume individuato dal bulbo tensionale indotto dal carico esercitato dai possibili fabbricati (zona d'influenza definita da Jumikis 1962, Ko e Davidson 1973).

Il livello A è caratterizzato da terreni fini (limi ed argille) normalconsolidati e debolmente sovraconsolidati, completamente saturi; quando la rottura avviene in assenza di variazioni del contenuto d'acqua (condizioni non drenate), il comportamento può essere descritto in termini di

tensioni totali ed assimilato a quello di un materiale puramente coesivo, per le quali l'inviluppo di rottura è individuato dai seguenti parametri (Skempton 1948):

$$\phi_u = 0 \qquad \tau = Cu$$

dove:

$\phi_u$ = angolo di attrito in termini di tensioni totali;

Cu = coesione non drenata;

$\tau$ = resistenza al taglio.

Le assunzioni fatte non sono altro che un artificio per superare le difficoltà insite nella descrizione del comportamento del terreno in condizioni drenate, per le quali non si ha il controllo quantitativo né temporale delle pressioni interstiziali. Il comportamento del terreno continua in realtà ad essere controllato dalle tensioni efficaci e dai parametri $\phi$' (angolo di attrito) e c' (coesione).

Per i terreni a comportamento puramente coesivo è possibile affermare che le condizioni critiche per la stabilità della fondazione avvengono immediatamente dopo l'applicazione del carico (istante t = 0 s), quando le sovrappressioni dell'acqua interstiziale ($\Delta u + u_o$), insorte a seguito dell'applicazione del carico medesimo, presentano il massimo valore.

E' l'istante iniziale (istante t = 0 s) in cui l'acqua interstiziale, in relazione alla bassa permeabilità del terreno, non ha ancora avuto il tempo di drenare: situazione non consolidata e non drenata.

I terreni fini (Livello A) normalconsolidati o debolmente consolidati presentano un comportamento viscoso tendenzialmente rammollente:

- andamento puramente elastico per basse condizioni carico, inferiori alla tensione di plasticizzazione, con deformazioni reversibili;
- superata la soglia di plasticizzazione le deformazioni risultano in parte elastiche e in parte plastiche fino ad una condizione critica (stato critico) oltre la quale la deformazione è di tipo viscoso, manifestandosi senza ulteriori incrementi di carico;
- la resistenza di taglio a grandi deformazioni è leggermente inferiore alla resistenza di picco raggiunta a bassi livelli di deformazione (comportamento tendenzialmente rammollente); essendo la coesione c' = 0 si desume che $\phi' > \phi'_{RES}$

La relazione che controlla la rottura nei terreni normalconsolidati è la seguente:

$$\tau = \sigma' \times \text{tag}\ \phi' \qquad c' = 0$$

dove:

$\tau$ = tensione di taglio sul piano di scorrimento considerato

$\sigma$' = tensione normale efficace al piano di scorrimento considerato

$\phi$' = angolo di attrito in termini di sforzi efficaci

c' = coesione in termini di sforzi efficaci

Nell'ambito delle condizioni di carico indotte dalle fondazioni superficiali, che operano per lunghi tempi e in condizioni di grandi deformazioni, tali terreni sono soggetti ai seguenti fenomeni:

- decadimento della resistenza dal valore di picco a quello residuo $\tau_{PICCO} \rightarrow \tau_{RES}$, noto come creep drenato; è associato alla rottura dei legami di cementazione, alla dissipazione della pressione negativa (fenomeno della dilatanza) con conseguente aumento del contenuto d'acqua e dal riorientamento delle particelle nella zona della rottura;
- proseguimento delle deformazioni in condizioni di tensioni efficaci e pressioni dell'acqua interstiziali costanti (Bjerrum 1967), per tempi di carico prolungati superiori ai quelli necessari per l'esaurimento delle pressioni interstiziali ($t > t_{100}$ consolidazione primaria dalla prova edometrica); fenomeno noto come consolidazione secondaria o creep non drenato.

I suddetti fenomeni di creep hanno come conseguenza pratica la difficoltà di stabilire il valore dei parametri di resistenza che governano l'equilibrio di una fondazione.

Analizzando la tipologia di prove in sito, eseguite nell'area in esame per la parametrizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, emerge che i valori di resistenza al taglio conseguiti sono determinati a bassi livelli di deformazione e con tempi relativamente brevi senza tenere in considerazione i fenomeni di creep.

Vari autori (Bjerrum 1973, Ladd 1964 e Tavenas 1975) hanno, infatti, dimostrato che la resistenza al taglio non drenata Cu è influenzata dalla velocità di deformazione dei campioni di terreno, sia nelle prove di laboratorio sia in quelle in sito nelle indagini scissometriche.

In altri termini Cu diminuisce al crescere del tempo di applicazione del carico e della diminuzione della velocità di deformazione del campione. In proposito Ladd (1971) ha proposto la seguente espressione, mostrante Cu diminuire con il logaritmo del tempo a rottura:

$$Cu = Cu_0 \times \left[1 - Q_T \times \log\left(\frac{T_R}{t_0}\right)\right]$$

in cui:

$T_R$ = tempo di rottura

$Q_T$ = diminuzione di Cu per ciclo log $Cu_0$ = 10 $\pm$ 5%

Purtroppo in letteratura geotecnica non esistono formule o correlazioni che permettono di valutare l'effetto del creep, senza ricorrere a misure dirette nel sito d'indagine.

In proposito Bjerrum (1973) ha proposto un'interessante spiegazione del fenomeno con riferimento alla struttura del materiale e più precisamente alla natura dei contatti intergranulari. Applicando uno sforzo di taglio ad un terreno coesivo saturo, la resistenza è in parte dovuta ai legami di tipo viscoso

tra le particelle, per l'acqua adsorbita, e in parte ai contatti minerale–minerale, che sviluppano soltanto resistenza di attrito.

Questi due tipi di legami rispondono in maniera diversa in termini di sforzi–deformazioni, in funzione proprio della loro natura: i legami di tipo viscoso, all'applicazione del carico, si comportano rigidamente per poi deformarsi seguendo la loro natura viscosa, in genere con diminuzione della resistenza; i contatti interparticellari “minerale–minerale”, all'applicazione del carico esercitano una resistenza propria fino al limite di rottura.

Il meccanismo è all’origine dei parametri di Hvorslev della resistenza al taglio: il primo legame rappresenta, infatti, la coesione effettiva ed il secondo l'angolo di attrito interno.

In pratica il carico applicato al terreno è ripartito tra contatti viscosi e attrito. Per il differente comportamento dei due contatti nel tempo accade una rottura progressiva dei contatti di tipo viscoso, con trasferimento di carico ai contatti che sviluppano attrito.

Al diminuire dei contatti viscosi, si riduce anche la velocità di deformazione viscosa, ovvero il creep. Se ad un certo tempo la frizione mobilizzata equilibra lo sforzo di taglio applicato, il creep cessa, perché i contatti viscosi sono scaricati; altrimenti dopo che tutta la frizione è stata mobilizzata, esso continua ad una velocità costante, in quanto è costante il numero di contatti su cui agisce.

In conseguenza di questo trasferimento del carico dai contatti coesivi a quelli frizionali, della loro diversa curva sforzi-deformazioni, e del carattere viscoso della resistenza coesiva, si spiega il decadimento della resistenza al taglio Cu al crescere del tempo d’applicazione del carico e della diminuzione della velocità di deformazione del campione.

Bjerrum (1973) in proposito propone, per i valori di Cu ricavati da prove di vane test e di laboratorio, l’applicazione di un coefficiente correttivo per tenere in considerazione per l’appunto l’effetto tempo. La correlazione è stata ricavata da un confronto con una serie di casi reali, dove il coefficiente è relazionato con l'indice di plasticità.

### 5.2.1 La relazione generale della capacità portante

Il valore caratteristico della resistenza al taglio del livello A è pari a $C_{uK}$ = 81 kPa. Si tratta del 5° percentile della media della distribuzione di valori di resistenza al taglio non drenata, determinata dall’elaborazione delle prove penetrometriche.

In coerenza con le indicazioni dell’Eurocodice 7, il calcolo della capacità portante limite, $q_{lim}$, può essere effettuato facendo riferimento alla seguente relazione (Brinch Hansen 1970, Vesic 1973):

$$q_{lim} = Cu \times N'c \times ( 1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) \times \psi'_c + q$$

dove:

$q_{lim}$ = Capacità portante limite:

Cu = Coesione non drenata;

D = Profondità del piano di posa delle fondazioni;

N'c = Fattore di capacità portante;

$s'_c$ = Fattore di forma;

$d'_c$ = Fattore di profondità;

$i'_c$ = Fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione del carico;

$b'_c$ = Fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione della base della fondazione;

$g'_c$ = Fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione del piano campagna;

$\psi'_c$ = Coefficiente di punzonamento;

$z_{max}$ = profondità della superficie di slittamento;

$h_w$ = profondità della falda;

q = sovraccarico totale agente ai bordi della fondazione;

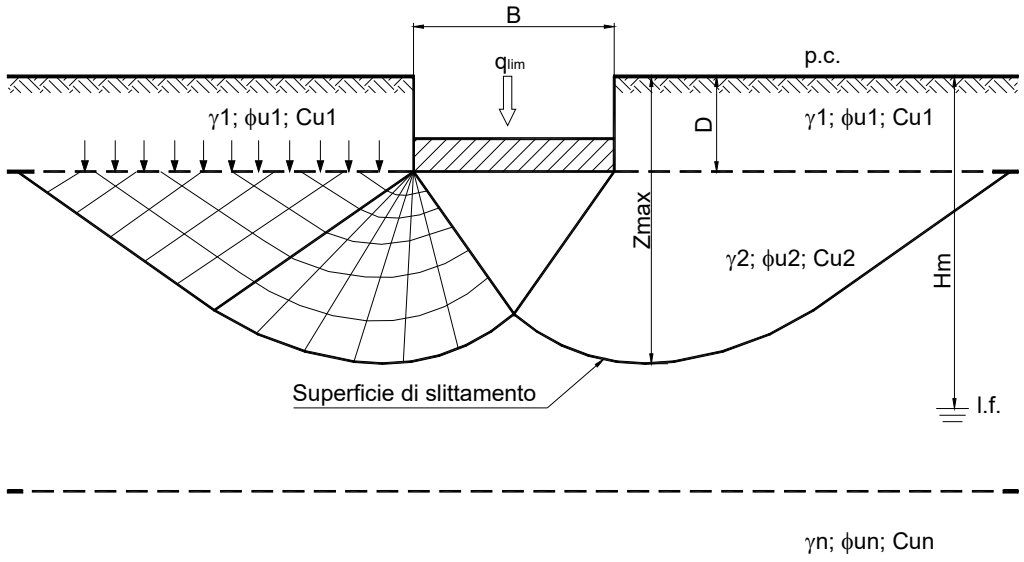



Figura 5.10: Schema dell'inviluppo di rottura del sistema terreno fondazione nel caso di terreni a comportamento coesivo

La rottura del terreno può avvenire in due modi diversi:

– rottura generale: si manifesta generalmente nei terreni granulari densi e in quelli fini sovraconsolidati con la formazione di superfici di scorrimento e la dislocazione di volumi significativi di terreni (effetto rammollente e dilatante);

– rottura locale o punzonamento: si manifesta generalmente nei terreni granulari sciolti e in quelli fini normalconsolidati o leggermente sovraconsolidati con forti diminuzioni di volume in assenza di superfici di superfici di scorrimento (effetto viscoso);

Vesic (1973), basandosi sulle soluzioni ottenute utilizzando la teoria della cavità espansa propone di applicare all'equazione generale della capacità portante limite dei fattori correttivi ($\psi'_c$) quando l'indice di rigidità (Ir) è inferiore dell'indice di rigidità critico ($Ir_{crit}$) $Ir < Ir_{crit}$.

$$Ir = \frac{G}{c + \gamma \times \left( D + \frac{B}{2} \right) \times \tan \phi'}$$

$$Ir_{crit} = 0{,}5 \times e^{\left( 3{,}3 - 0{,}45 \frac{B}{L} \right) \times \cot\left( 45° - \frac{\phi'}{2} \right)}$$

dove: G = modulo di elasticità tangenziale

### 5.2.2 La relazione generale della capacità portante

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato per diverse tipologie di fondazione relazionando la resistenza limite con l'area della fondazione (A) e il rapporto tra lato minore e lato maggiore (B/L = 0,25 - 1). Alla luce delle considerazioni effettuate e delle relazioni utilizzate si ottengono i fattori della capacità portante di seguito riportati, desunti sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche del terreno di fondazione e delle relazioni interattive tra tipologia fondazionale, carichi applicati e proprietà geomeccaniche del sottosuolo.

| FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE | | | |
|---|---|---|---|
| Fattore | Valore | Valore corretto | Note |
| Fattore di capacità portante | N'c = 5,14 | - | Analisi di stabilità in "condizioni drenate" |
| Fattore di forma | $s'_c$ = 0,02 – 0,2 | $s'_c$ = 0, | Ai fini cautelativi i fattori di forma sono considerati nulli |
| Fattore di profondità | $d'_c$ = 0,05 – 0,4 | $d'_c$ = 0 | Ai fini cautelativi i fattori di profondità sono considerati nulli |
| Fattore d'inclinazione del carico | $i'_c$ = 0 | - | Nessun elemento di inclinazione del carico |
| Fattore d'inclinazione fondazione | $b'_c$ = 0 | - | Piano delle fondazioni assunto orizzontale |
| Fattore d'inclinazione del p.c. | $g'_c$ = 0,0 | - | Piano campagna assunto orizzontale |

| **INFLUENZA DELLA FALDA IDRICA** | | | |
|---|---|---|---|
| Idraulica | Profondità della falda | Valore di progetto | Note |
| Falde a pelo libero | $z_w$ = 10,0 m da p.c. | $z_w$ = 5,0 m da p.c. | La falda idrica rientra nella zona d'influenza definita da Jumikis (1962), Ko e Davidson (1973), perciò, per gli strati di terreno saturi, il peso di volume assume un valore efficace |

| RESISTENZA AL TAGLIO | | | |
|---|---|---|---|
| Strato | Valore di picco | Valore corretto | Note |
| A | $\gamma_{Uk}$ = 19,6 kN/m$^3$<br>$C_{uK}$ = 81 kPa<br>c'$_K$ = 7 kPa<br>$\phi'_K$ = 24,0 ° | - | - |

Sostituendo nelle relazioni di Brinch Hansen (1970) e di Vesic (1973) i diversi fattori, esplicati nei precedenti punti, la capacità portante ultima in condizioni statiche assume i valori riportati nella successiva Tab. 5.2. secondo il DM 17.01.2018[1].

[1] La verifica della resistenza di progetto deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Tab. A - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

| | Effetto | Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$) | EQU | (A1) | (A2) |
|---|---|---|---|---|---|
| Carichi permanenti $G_1$ | Favorevole | $\gamma_{G1}$ | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti $G_2$ (1) | Favorevole | $\gamma_{G2}$ | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevole | $\gamma_{Qi}$ | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

(1) Per i carichi permanenti $G_2$ si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti $\gamma_{G1}$

Tab. B - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale $\gamma_M$ | (M1) | (M2) |
|---|---|---|---|---|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Coesione efficace | $c'_k$ | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | $c_{uk}$ | $\gamma_{cu}$ | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | $\gamma_\gamma$ | $\gamma_\gamma$ | 1,0 | 1,0 |

Tab. C - Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

| Verifica | Coefficiente parziale |
|---|---|
| | (R3) |
| Carico limite | $\gamma_R$ = 2,3 |
| Scorrimento | $\gamma_R$ = 1,1 |

Tabella 5.2: Valori di resistenza del sistema geotecnico in condizioni statiche.

| Approccio | Combinazione | Coefficiente parziale | Resistenza del sistema geotecnico (R/A') Capacità portante | |
|---|---|---|---|---|
| | | | In termini di sforzi totali (kPA) | In termini di sforzi efficaci (kPA) |
| 1 | Combinazione 1 M1+R1 | (M1) - 1,0<br>(R1) - 1,0 | 435 | 440 |
| 1 | Combinazione 2 M2+R2 | (M2) (tan $\phi$') - 1,25<br>(M2) (c') - 1,25<br>(M2) (Cu) - 1,4<br>(M2) ($\gamma$) - 1,0<br>(R2) - 1,8 | 176 | 171 |
| 2: | M1+R3 | (M1) - 1,0<br>(R3) - 2,3 | 189 | 191 |
| DM 11.03.1988 | - | Fs = 3 | 145 | 147 |

### 5.2.3 Calcolo della capacità portante in condizioni dinamiche

In condizioni dinamiche, generate a seguito della manifestazione di un terremoto, il valore della capacità portante limite è soggetto ad un andamento decrescente in funzione dell'aumento dell'accelerazione sismica. Analizzando lo spettro di risposta sismico del terreno di fondazione (spettro regolarizzato di cui all'Allegato 1 dell'ordinanza n. 24/2018, tempo di ritorno 712 anni) l'accelerazione sismica può variare, in funzione del periodo d'oscillazione, da un minimo di A/g = 0,01 ad un valore massimo pari a A/g = 0,656 considerando lo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV). Nella seguente Tab. 5.3 sono riassunti i valori della capacità portante ammissibile (valore di progetto dell'azione) determinati in condizioni dinamiche seguendo un procedimento di back analysis partendo dal valore della capacità portante rapportato al coefficiente sismico.

Tabella 5.3: Andamento della capacità portante all'aumentare dell'accelerazione sismica orizzontale.

| Coefficiente sismico | Approccio 1 – Combinazione 1 | Approccio 1 – Combinazione 2 | Approccio 2 |
|---|---|---|---|
| | R/A' | R/A' | R/A' |
| A/g | kPa | kPa | kPa |
| 0,00 | 435 | 176 | 189 |
| 0,02 | 421 | 170 | 183 |
| 0,04 | 407 | 165 | 177 |
| 0,07 | 395 | 160 | 172 |
| 0,09 | 383 | 155 | 167 |
| 0,11 | 372 | 150 | 162 |
| 0,13 | 362 | 146 | 157 |
| 0,15 | 352 | 142 | 153 |
| 0,17 | 343 | 139 | 149 |

| Coefficiente sismico | Approccio 1 – Combinazione 1 | Approccio 1 – Combinazione 2 | Approccio 2 |
|---|---|---|---|
| | R/A’ | R/A’ | R/A’ |
| 0,20 | 334 | 135 | 145 |
| 0,22 | 325 | 132 | 142 |
| 0,24 | 317 | 128 | 138 |
| 0,26 | 310 | 125 | 135 |
| 0,28 | 303 | 122 | 132 |
| 0,31 | 296 | 120 | 129 |
| 0,33 | 289 | 117 | 126 |
| 0,35 | 283 | 114 | 123 |
| 0,37 | 277 | 112 | 121 |
| 0,39 | 271 | 110 | 118 |
| 0,42 | 266 | 107 | 116 |
| 0,44 | 261 | 105 | 113 |
| 0,46 | 255 | 103 | 111 |
| 0,48 | 251 | 101 | 109 |
| 0,50 | 246 | 99 | 107 |
| 0,52 | 241 | 98 | 105 |
| 0,55 | 237 | 96 | 103 |
| 0,57 | 233 | 94 | 101 |
| 0,59 | 229 | 92 | 100 |
| 0,61 | 225 | 91 | 98 |
| 0,63 | 221 | 89 | 96 |
| 0,66 | 217 | 88 | 95 |

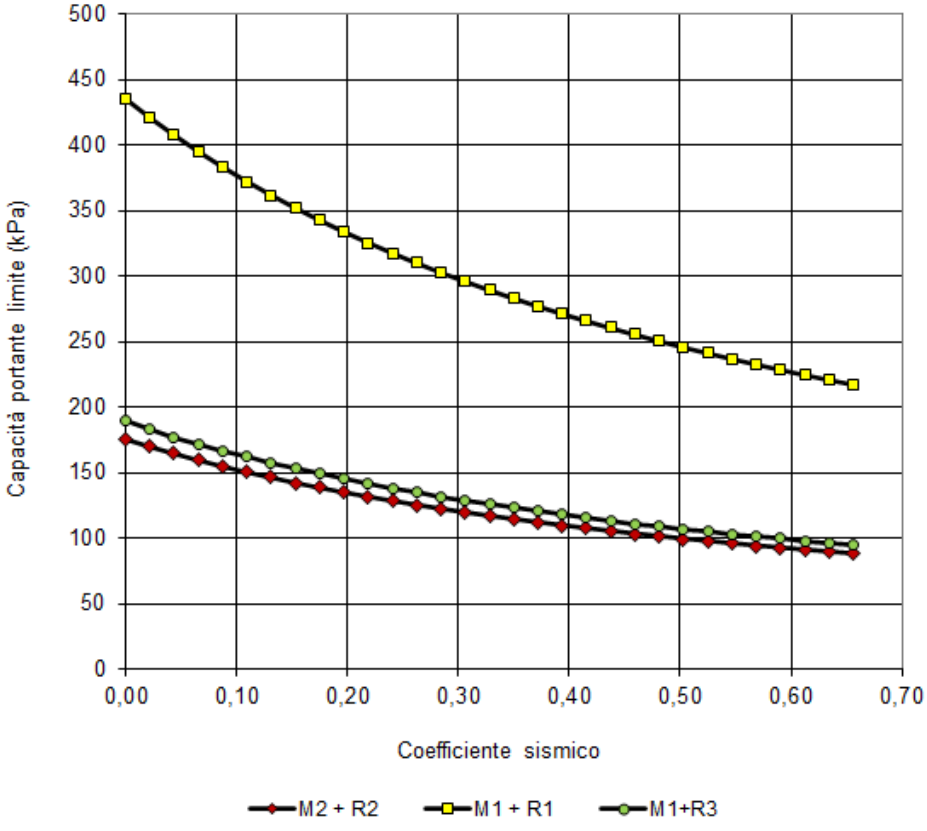



Figura 5.11: Andamento della capacità portante ammissibile, $q_{amm}$ all’aumentare del coefficiente sismico.

Le azioni del terremoto sul sistema fabbricato - terreno di fondazione sono determinabili con riferimento al metodo pseudostatico attraverso all'effetto d'inclinazione del carico e l'esplicazione dei fattori "$i_q$" e "$i_\gamma$".

Sul fabbricato in progetto l'accelerazione sismica che inciderà in termini di azione deve essere rapportata al fattore di struttura "q" e al periodo di oscillazione o fondamentale.

Non essendo in possesso di tali dati sono riportati in tabella 5.4 i valori della capacità portante in condizioni dinamiche, rapportati al coefficiente sismico "A/g", al fattore di struttura orizzontale in direzione X e Y, "$q_X = q_Y$" e al fattore di struttura verticale in direzione Z, "$q_Z$".

Tabella 5.4: Valori di resistenza del sistema geotecnico in conizioni dinamiche.

| Periodo fondamentale | Fattore di struttura orizzontale | Fattore di struttura verticale | Coefficiente sismico | Approccio 1 – Combinazione 1 | Approccio 1 – Combinazione 2 | Approccio 2 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| T (s) | $q_X = q_Y$ | $q_Z$ | A/g | R/A' (kPa) | R/A' (kPa) | R/A' (kPa) |
| 0.2 – 0.45 | 2,0 | 1,0 | 0,47 | 253 | 102 | 110 |
| 0.2 – 0.45 | 2,0 | 1,5 | 0,40 | 269 | 109 | 117 |
| 0.2 – 0.45 | 3,0 | 1,5 | 0,27 | 306 | 124 | 133 |
| 0.2 – 0.45 | 4,0 | 1,5 | 0,21 | 330 | 133 | 143 |

Nel caso il fattore di struttura fosse differente da quelli indicati nella tabella 5.4 occorrerà fare riferimento ai valori rappresentati nella precedente tabella 5.3 e Figura 5.11.

### 5.2.4 Verifica al collasso per slittamento

La verifica al collasso per slittamento delle fondazioni, nell'ipotesi di fondazioni attestate nello strato A, deve essere rapportata ad un coefficiente di aderenza pari a $\alpha = 0,4$.

Tale valore moltiplicato per la Coesione non drenata Cu consente di ottenere l'aderenza ca = 32 kPa che rapportata all'area di carico della fondazione (A) serve per la determinazione della resistenza per attrito $F_{Rd}$ secondo la seguente relazione:

$$F_{Rd} = A \times c_a$$ [2]

Tale valore dovrà infine essere utilizzato per la verifica di sicurezza contro il collasso per slittamento.

[2] Ord. P.C.M. 20/03/2003 n. 3274, cap 3.3.1.

### 5.2.5 Rischio di liquefazione dei terreni

*La liquefazione secondo la definizione riportata nell'eurocodice EU8, è la riduzione di resistenza al taglio e/o di rigidezza causata durante il moto sismico dall'aumento delle pressioni interstiziali in terreni saturi non coesivi, tale da provocare deformazioni permanenti significative o persino da indurre nel terreno una condizione di sforzi efficaci quasi nulla.*

Nell'area di progetto il rischio insito ad eventuali processi di liquefazione è legato ad eventi sismici di magnitudo superiore a M > 5 ed ad accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) superiori di 0,1 *g*:

- Magnitudo rappresentativa pari a M = 6,14;
- Accelerazione sismica orizzontale allo Stato Limite di Collasso pari a $a_g$ = 0,275 (SLV per un tempo di ritorno di 712 anni, spettro regolarizzato di cui all'Allegato 1 dell'ordinanza n. 24/2018).

Altri aspetti legati alle caratteristiche del terreno di fondazione che connotano il sito in esame a rischio potenziale di liquefazione è la presenza dei seguenti fattori:

- distribuzione granulometrica dei depositi collocati a profondità inferiori a 20 metri dal piano campagna interna alle zone indicate nella Figura 5.12: (a) caso di terreni con coefficiente di uniformità *U*c < 3,5; (b) caso di terreni con coefficiente di uniformità *U*c > 3,5.
- profondità media stagionale della falda inferiore a 15 m dal piano campagna;
- resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60}$ < 30 colpi/30 cm oppure $q_{c1N}$ < 180 kPa; dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinato dalle prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $q_{c1N}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.

La liquefazione, nei casi documentati in letteratura, (Kishida 1969, Gibbs 1979, Bureau of Reclamation degli Stati Uniti, Atomic Energy Commission degli Stati Uniti), si è verificata solo in sabbie relativamente sciolte, caratterizzate da valori della densità relativa Dr < 75%.

Il fenomeno non appare probabile in terreni con valori superiori della densità relativa, e soprattutto quando le sabbie includono ghiaie o ciottoli. In quest'ultimo caso se il deposito ghiaioso è compreso tra terreni poco permeabili, indipendentemente dalla sua capacità drenante, può essere soggetto al fenomeno della liquefazione.

Nei terreni a grana fine (limi ed argilla), sebbene caratterizzati da bassi valori della permeabilità, la possibilità che si possa verificare il fenomeno è molto ridotta o addirittura nulla, grazie all'influenza determinante dei legami interparticellari, ovvero della coesione.

La composizione granulometrica dei terreni all'interno dei quali è possibile il fenomeno della liquefazione è riportato in Figura 5.12.

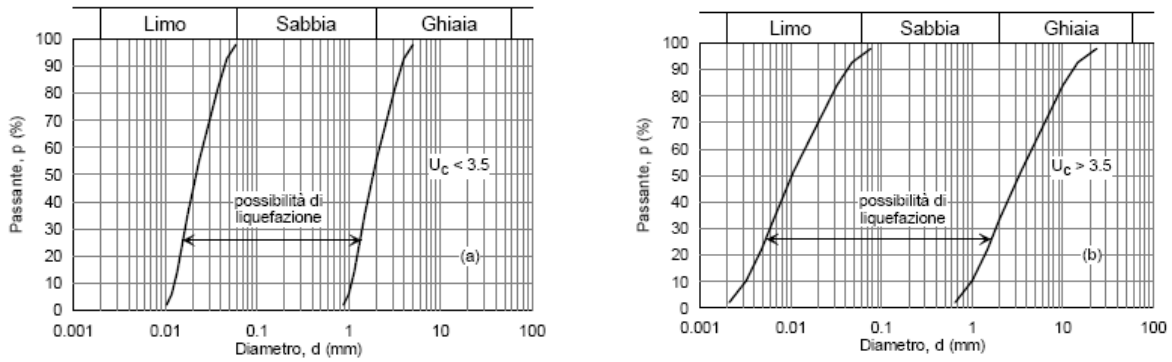



Figura 5.12 – Distribuzione granulometrica critica di terreni soggetti a liquefazione sia nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_C$ < 3,5 sia nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_C$ < 3,5

*Secondo l'Eurocodice 8 la liquefazione può verificarsi in terreni di fondazione composti da estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa e falda al piano campagna. Inoltre la norma, in presenza di un contenuto di ghiaia, non esclude il verificarsi del fenomeno, però non dà indicazioni in merito.*

Da osservazioni in sito si è anche visto che la resistenza alla liquefazione aumenta con la profondità. In particolare, la liquefazione si è verificata in depositi sabbiosi saturi fino ad una profondità di circa 15 - 20 m per pressioni litostatiche inferiori a 200 kPa.

Il rischio di liquefazione è espresso attraverso il rapporto fra lo sforzo ciclico normalizzato (CSR) e la resistenza ciclica normalizzata (CRR). Se il rapporto è maggiore di 1 il terreno non liquefacibile, mentre diventa liquefacibile in caso contrario (v. Fig. 5.14).

Lo sforzo ciclico normalizzato può essere valutato nell'ipotesi di mezzo perfettamente rigido, in cui si propagano solo onde di taglio. con la seguente espressione semplificata che tiene conto del mezzo deformabile:

$$CSR = \frac{\tau_{hm}}{\sigma'_z} = 0{,}65 \times a_{\max} \times \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \times \frac{r_d}{g} \times \frac{1}{MSF}$$

dove:

$\tau_{hm}$ = tensione tangenziale media indotta dal sisma di progetto;

$\sigma_z$ e $\sigma'_z$ = valori della tensione litostatica totale ed effettiva;

$r_d$ = coefficiente variabile tra 1 (al piano di campagna) fino ad un valore pari a 0,6 (alla profondità di 15 m dal p.c.) dipendente dalla magnitudo (Idriss e Boulanger, 2004);

MSF = Fattore di scala della magnitudo da Idriss e Boulanger (2004)

La resistenza ciclica normalizzata (CRR) può essere valutata mediante il metodo di Robertson e Wride (1998) che permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica (CPT). La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$CRR = 0{,}83 \times \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000}\right] + 0{,}05 \rightarrow (q_{c1n})_{cs} < 50$$

$$CRR = 93 \times \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000}\right]^3 + 0{,}08 \rightarrow 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160$$

dove:

$(q_{c1n})_{cs}$ = resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente (determinata mediante la procedura di Robertson e Wride 1998). Occorre sottolineare che nel rapporto fra lo sforzo ciclico normalizzato (CSR) e la resistenza ciclica normalizzata (CRR) è stato utilizzato un fattore di sicurezza pari a FS = 1.25.

Esplicando le relazioni sopra menzionate si ottengono i risultati rappresentati nelle Fig. 5.13 e 5.14.

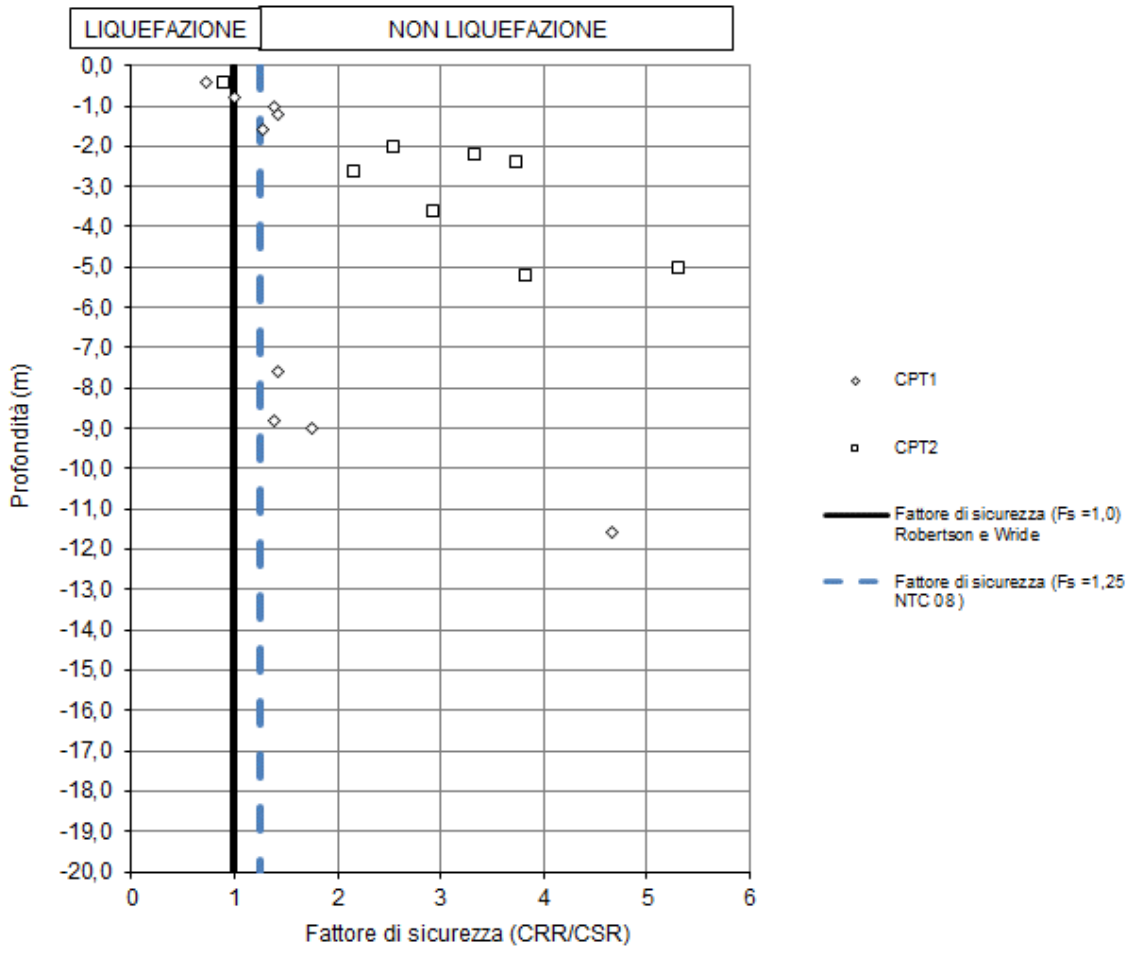



Figura 5.13: Verifica della liquefazione dei terreni di fondazione in relazione al rapporto CRR e CSR

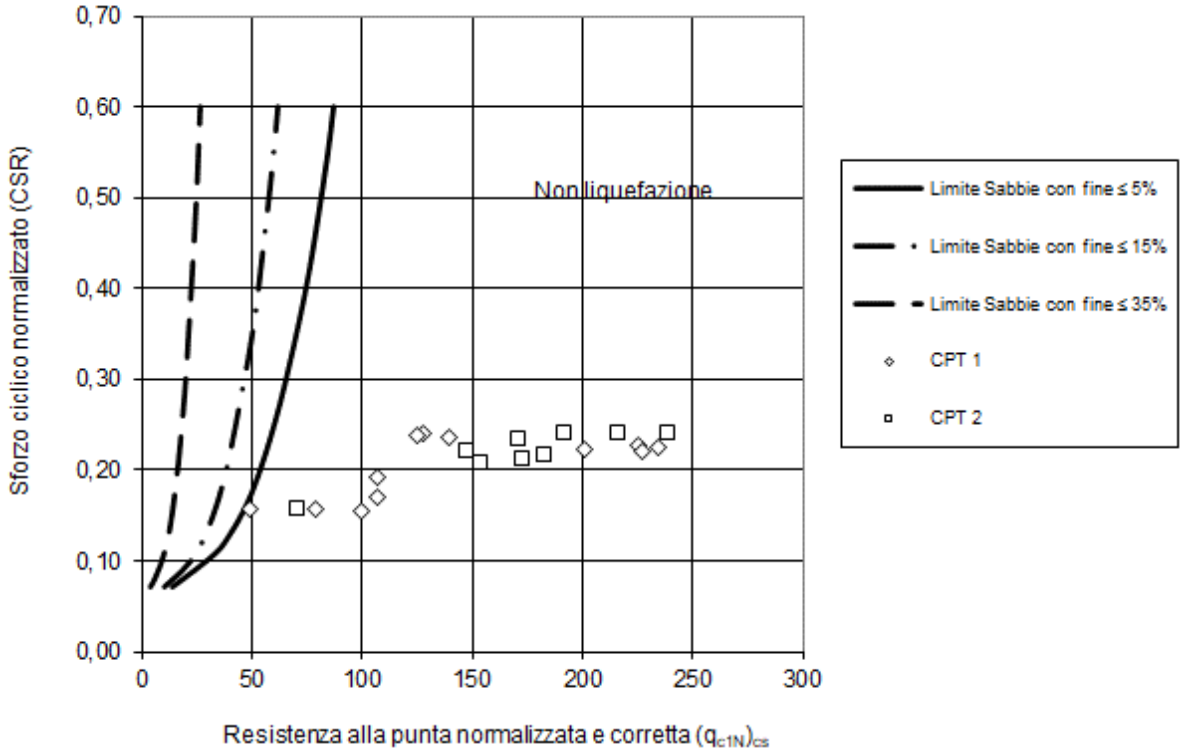



Figura 5.14: Verifica della liquefazione dei terreni di fondazione in base alla relazione tra CSR e Resistenza alla punta normalizzata e corretta.

Dalle procedure di calcolo di Robertson e Wride (1998) e di Rauch (1998) è emerso che il fattore di sicurezza, per alcuni livelli di terreno sabbioso e tendenzialmente sabbioso, è inferiore a FS < 1, condizione per la quale il terreno è definito liquefacibile.

Occorre tuttavia precisare che il rischio di liquefazione, nonostante la presenza di livelli potenzialmente liquefacibili, deve essere valutato in termini quantitativi introducendo un indice rappresentativo del rischio di liquefazione eapplicabile ai metodi che prevedono il calcolo del fattore di sicurezza.

Iwasaki et al., (1978) hanno introdotto il parametro “Indice del potenziale di Liquefazione $P_L$, esplicabile mediante le seguenti relazioni:

$$P_L = \int_0^{Zcrit} FS(z) \times w(z) \cdot dz$$

$$FS(z) = \begin{cases} 1 - FS(z) \rightarrow FS \leq 1.0 \\ 0 \rightarrow FS > 1.0 \end{cases}$$

$$w(z) = 10 - 0{,}5 \times z$$

dove:

z = profondità dal piano campagna;

$z_{crit}$ = profondità critica pari a 20 m;

FS = Fattore di Sicurezza.

In base al valore di $P_L$ è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso al seguente Tab. 5.5.

| Valore $P_L$ | Rischio di liquefazione |
|---|---|
| $P_L = 0$ | Molto basso |
| $0 < P_L \leq 5$ | Basso |
| $5 < P_L \leq 15$ | Alto |
| $P_L \geq 15$ | Molto alto |

Tabella 5.5: Grado del rischio di liquefazione

Nell'area di progetto le valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione pari a $P_L$ = 0,4, se la falda idrica si attesta a circa -1 metri di profondità dal piano campagna, traducibile in altri termini ad un rischio di liquefazione "BASSO".

### 5.2.6 Cedimenti post-sismici

Nell'area di progetto le valutazioni analitiche hanno espresso un rischio di liquefazione "BASSO". Il calcolo del cedimento post-sismico riguarda la valutazione delle deformazioni volumetriche indotte a seguito dell'addensamento dei terreni granulari poco addensati e dei terreni coesivi soffici.

I cedimenti nei terreni granulari poco addensati sono valutati in accordo a vari autori (Pradel 1988, Silver e Seed 1971, Robertson 2009, Zhang et Al. 2002, Yoshimine e Ishihara 1992, Yoshimine et al. 2006) mediante l'analisi analitica delle verticali penetrometriche.

Occorre sottolineare che il cedimento post-sismico è valutato allo Stato Limite di Collasso (SLV per un tempo di ritorno di 712 anni, spettro regolarizzato di cui all'Allegato 1 dell'ordinanza n. 24/2018) con magnitudo pari a M = 6,14 e accelerazione orizzontale massima al suolo pari a $a_g$ = 0,275.

Il cedimento (s) è ricavabile dalla seguente formula (Robertson, 2009):

$s = \varepsilon_v \times \Delta H$

dove:

$\varepsilon_v$ = deformazione volumetrica

$\Delta H$ = spessore dello strato soggetto a cedimenti post-sismici

La deformazione volumetrica si ricava in funzione della resistenza penetrometrica normalizzata e del fattore di sicurezza a liquefazione calcolato alla quota corrispondente utilizzando le espressioni riportate graficamente in figura 5.15.

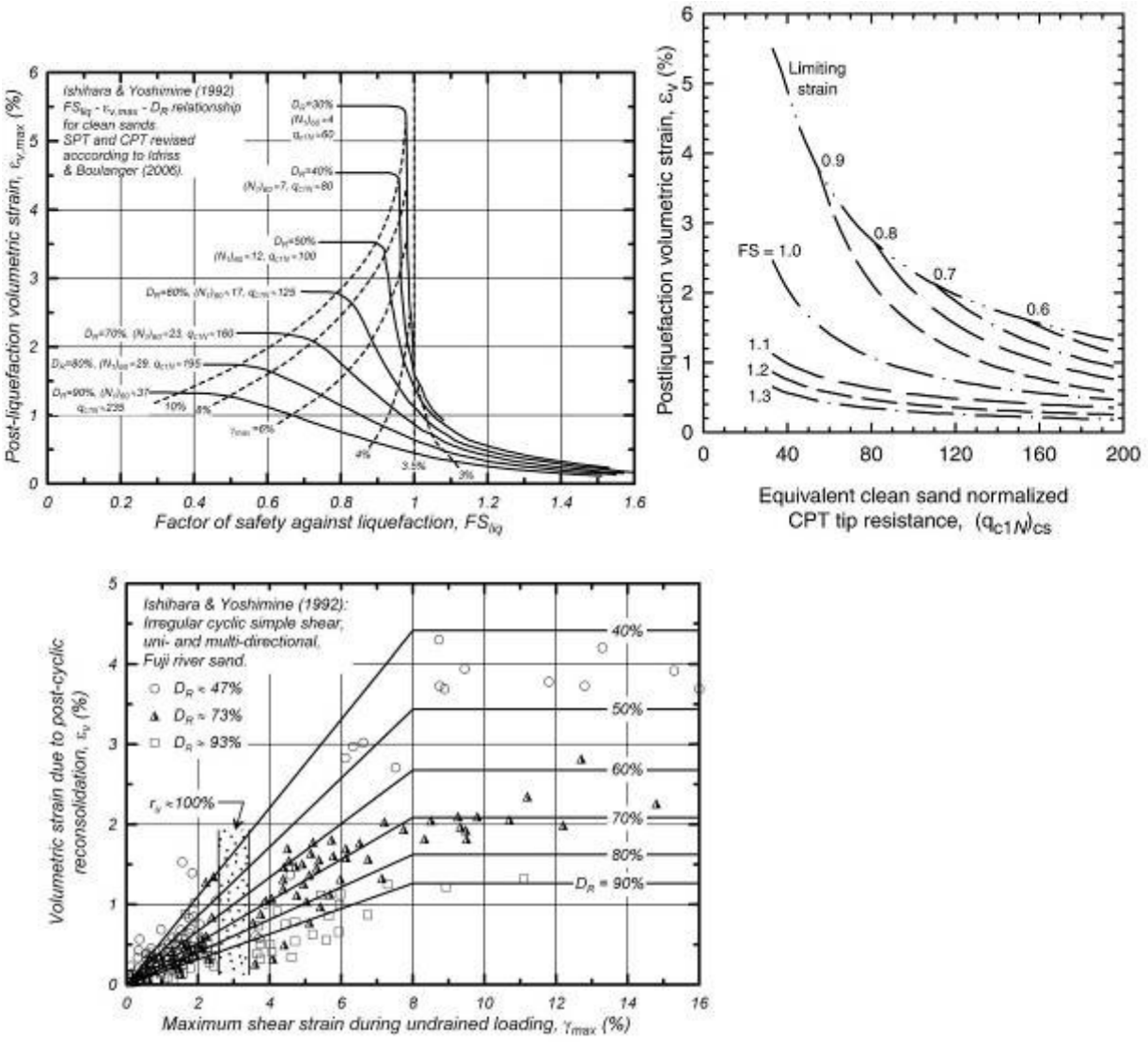



Figura 5.15: Valutazione delle deformazioni post-sismiche indotte negli strati granulari (tratta da Yoshimine e Ishihara 1992 e da Zhang et Al., 2002,

Il cedimento dei terreni fini è derminato attraverso un approccio differente, perché è generato da fenomeni di riconsolidazione conseguenti alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulatesi durante il terremoto e al manifestarsi di deformazioni da taglio indotte dalle sollecitazioni cicliche.

Il metodo proposto da Robertson (2009) prevede la definizione di un Rapporto di Resistenza ciclica ($CRR_{\gamma=3\%}$) che valuta la resistenza dei terreni fini a manifestare deformazioni se soggetti a sollecitazioni sismiche, in base alla seguente espressione:

$$CRR_{y=3\%,M=7.5} = 0.053 \times q_{c1N} \times K_{\alpha}$$

dove:

$q_{c1N}$ = resistenza alla punta penetrometrica normalizzata e corretta in base alla procedura di Robertson (2009)

$CRR_{\gamma=3\%,M=7.5}$ = rapporto di resistenza ciclica del terreno corrispondente al raggiungimento di una deformazione di taglio pari al 3% per un terremoto avente magnitudo di riferimento pari a 7.5.

$K\alpha$ = fattore che considera l'inclinazione del piano campagna

Si definisce quindi un fattore di sicurezza nei confronti della deformazione post-sismica dei terreni fini come segue:

$$FS_{y=3\%,} = \frac{CRR_{y=3\%,M=7.5}}{CSR} \times MSF$$

dove:

MSF = fattore di scala della magnitudo calcolato in base all'espressione di Boulanger & Idriss (2005) [2

CSR = rapporto di sollecitazione ciclica definito dall'espressione

$$CSR = \frac{\tau_{hm}}{\sigma'_z} = 0{,}65 \times a_{\max} \times \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \times \frac{r_d}{g} \times \frac{1}{MSF}$$

La deformazione volumetrica è infine ricavata con le seguenti espressioni:

$$FS_{y=3\%,} > 0.84 \Rightarrow \varepsilon_V = \frac{0.8 - 2.66 \times \log\left(FS_{y=3\%,}\right)}{0.33 \times \left[10 - 9 \times \log\left(0.33 \times q_{c1N}\right) \times \left(q_{c1N}\right)^3\right]}$$

$$FS_{y=3\%,} \leq 0.84 \Rightarrow \varepsilon_V = \frac{1}{\left(q_{c1N}\right)^2}$$

Il cedimento post-sismico presenta un'alta probabilità di manifestarsi quando il fattore di sicurezza è inferiore a FS < 2.

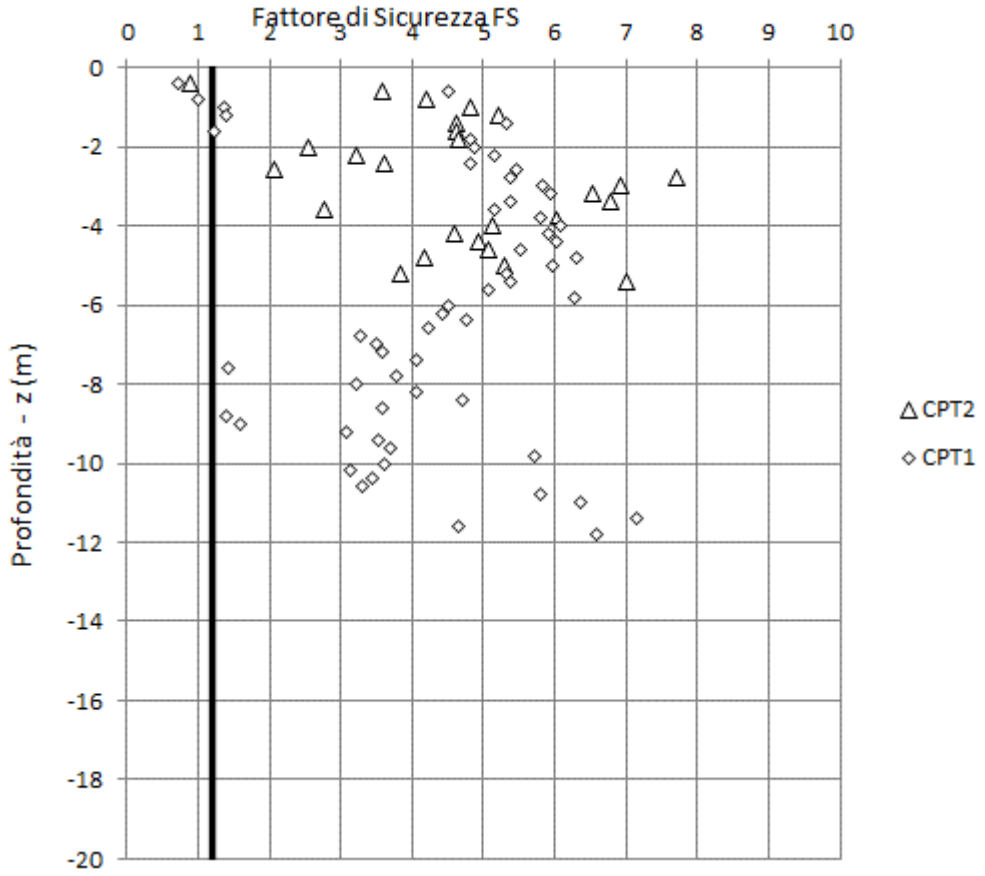



Figura 5.16 - Risultati delle analisi del cedimento post-sismico: profilo del fattore di sicurezza con la profondità.

Dall'analisi delle prove penetrometriche si evince un valore del cedimento post-sismico allo Stato limite di Salvaguardia della vita sono pari a circa s = 0,2 – 0,6 cm, se la falda idrica si attesta a circa -1.0 metri di profondità dal piano campagna.

## 5.3 Verifica allo stato limite di esercizio (SLE)

### 5.3.1 Stima dei cedimenti

La stima dei cedimenti, non essendo noti i carichi né le dimensioni della fondazione, è stata effettuata attraverso un approccio di back analisys tenendo in considerazione le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione.

L'EC7 e vari autori (Meyerhof, Polshin, Tokar, Bjerrum) prevedono che la verifica dell'ammissibilità dei cedimenti assoluti e differenziali sia effettuata sulla base dei seguenti parametri:

- Rotazione relativa: Rr = 1/500;
- Cedimento assoluto: s = 50 mm.

Nel sito in esame essendo previsti fabbricati con tipologia di fondazione a trave e note le caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione (capacità portante) il cedimento massimo ammissibile e il cedimento differenziale non devono essere rispettivamente superiori a s ≥ 50 mm e $\Delta$s ≥ 20 mm.

L'obiettivo è quindi di valutare il carico massimo di esercizio della struttura in elevazione.

La situazione stratigrafica rappresentativa del comportamento del terreno di fondazione durante la fase di esercizio è elencata nella seguente Tab. 5.6.

| Prima situazione stratigrafica (indagine di riferimento CPT 1) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Profondità | | Strato | Spessore (m) | Modulo Confinato (MPa) | Modulo Elastico (MPa) |
| da (m) | a (m) | | | | |
| p.c. | -7,4 | A | 7,4 | 5,9 | - |
| -7,4 | -10,8 | B | 3,4 | 5,9 | - |
| -10,8 | -12,0 | C | 1,2 | 37,2 | 28,5 |
| Seconda situazione stratigrafica (indagine di riferimento CPT2) | | | | | |
| Profondità | | Strato | Spessore (m) | Modulo Confinato (MPa) | Modulo Elastico (MPa) |
| da (m) | a (m) | | | | |
| p.c. | -4,8 | A | 4,8 | 4,7 | - |
| -4,8 | -12,0 | C | 7,2 | 37,2 | 28,5 |

Tabella 5.6: Stratigrafia e parametri geotecnici considerati nella stima dei cedimenti

Gli strati del terreno, passibili di cedimenti, sono rappresentati dai livelli A, B di natura coesiva e dai dai livelli C di natura granulare, fino alla profondità in cui le tensioni trasmesse dalla struttura in elevazione sono superiori al 10% della tensione verticale efficace del terreno di fondazione.

La determinazione delle tensioni, indotte dalla struttura in elevazione, è stata eseguita attraverso il metodo di Holl (1940), ipotizzando che il terreno sia caratterizzato da un comportamento elastico-lineare, isotropo ed omogeneo e le fondazioni flessibili.

Le tensioni "$\sigma_z$", "$\sigma_x$" e "$\sigma_y$", indotte dalla struttura in elevazione, sono espresse in termini di coordinate rettangolari, in cui l'asse "z" si estende sulla verticale e gli assi "x" e "y" sull'orizzontale, perpendicolari tra loro.

Esse sono esplicate automaticamente mediante software di calcolo considerando, come incremento di carico effettivo "$\Delta$p", l'aliquota del carico del fabbricato trasmesso alla profondità di 1,0 metri (piano di posa delle fondazioni) per fondazioni attestate nel livello A.

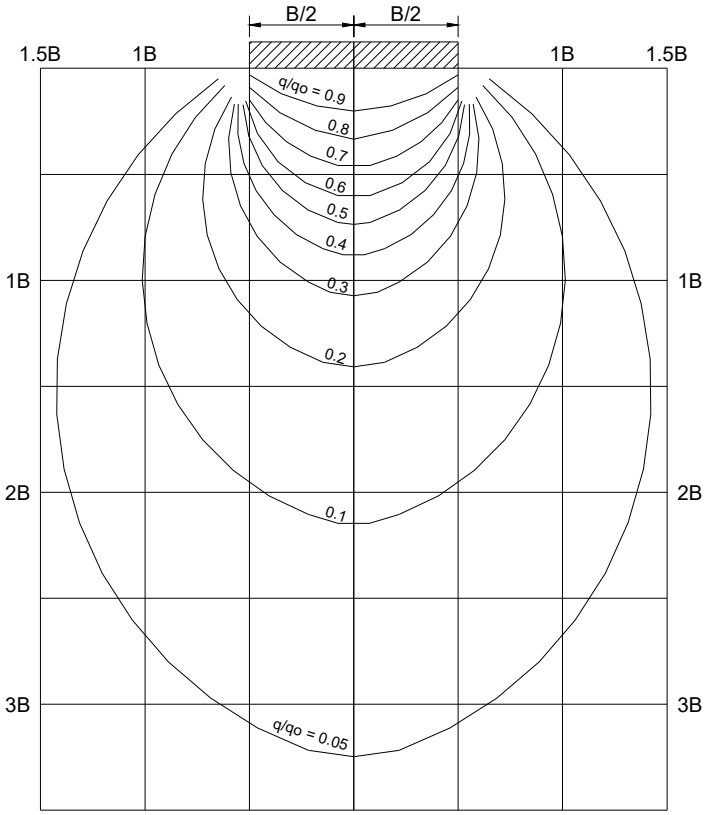



Figura 5.17: Schema delle linee isostatiche della pressione verticale indotte dalle fondazioni

Il calcolo del cedimento totale per i livelli di natura coesiva (LIVELLO A, B) è il risultato della somma dei cedimenti immediati di tipo elastico e dei cedimenti di consolidazione primaria e secondaria per la progressiva espulsione dei fluidi contenuti nel terreno.

I cedimenti di tipo elastico si svilupperanno ed esauriranno all'applicazione dei carichi, mentre i cedimenti di consolidazione s'innescheranno all'atto dell'applicazione dei carichi e avranno un processo temporale lento, funzione direttamente del coefficiente di consolidazione e del percorso di drenaggio.

Il cedimento totale è quindi dato dalla seguente sommatoria:

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

dove:

$S_t$ = cedimento totale;

$S_i$ = cedimento immediati;

$S_c$ = cedimento di consolidazione primaria;

$S_s$ = cedimento di consolidazione secondaria.

Considerando trascurabili i cedimenti secondari $S_s = 0$ e seguendo le indicazioni di Simons e Som (1970), per le quali il rapporto tra cedimento immediato e cedimento totale è uguale a 0,10, è possibile affermare che:

$$S_t = 1{,}1 \times S_c$$

Il cedimento di consolidazione primaria è stato calcolato con la seguente relazione:

$$S_c = \sum_{1=i}^{n} \mu_i \times S_{edi}$$

dove:

i = iesima suddivisione del livello

n = numero suddivisioni

$\mu_i$ = A + a × (1 - A); coefficiente di riduzione dei cedimenti;

A = coefficiente di Skempton;

a = rapporto fra incremento di pressione orizzontali e verticali $(\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_x)/(2 \times \Delta\sigma_z)$;

$$S_{edi} = \frac{\Delta\sigma_{zi}}{M_i} \times \Delta hi$$

$\Delta\sigma_y$ = incremento di pressione, dovuta al carico applicato, in direzione orizzontale;

$\Delta\sigma_x$ = incremento della pressione, dovuta al carico applicato, in direzione orizzontale;

$\Delta\sigma_z$ = incremento della pressione, dovuta al carico applicato, in direzione verticale;

$M_i$ = modulo edometrico;

$\Delta h_i$ = spessore della iesima suddivisione considerata.

Il calcolo dei cedimenti per i livelli di natura granulare (LIVELLO C) è stato eseguito tramite la seguente espressione:

$$s_t = \frac{[\Delta\sigma'_z - \nu_i \times (\Delta\sigma'_z + \Delta\sigma'_z)]}{E_i} \times H_i$$

dove:

$S_t$ = cedimento totale;

$E_i$ = modulo di deformazione dello strato i-esimo;

$\Delta\sigma_y$ = incremento di pressione, dovuta al carico applicato, in direzione orizzontale;

$\Delta\sigma_x$ = incremento della pressione, dovuta al carico applicato, in direzione orizzontale;

$\Delta\sigma_z$ = incremento della pressione, dovuta al carico applicato, in direzione verticale;

$\nu_i$ = modulo di Poisson dello strato i-esimo;

$\Delta h_i$ = spessore dello strato i-esimo.

Nel sito in esame considerando il lavoro della struttura in elevazione, per varie situazioni di carico in rapporto all'area della fondazione, si ottiene l'andamento dei cedimenti assoluti e differenziali rappresentati rispettivamente nelle Figure 5.18 e 5.19.

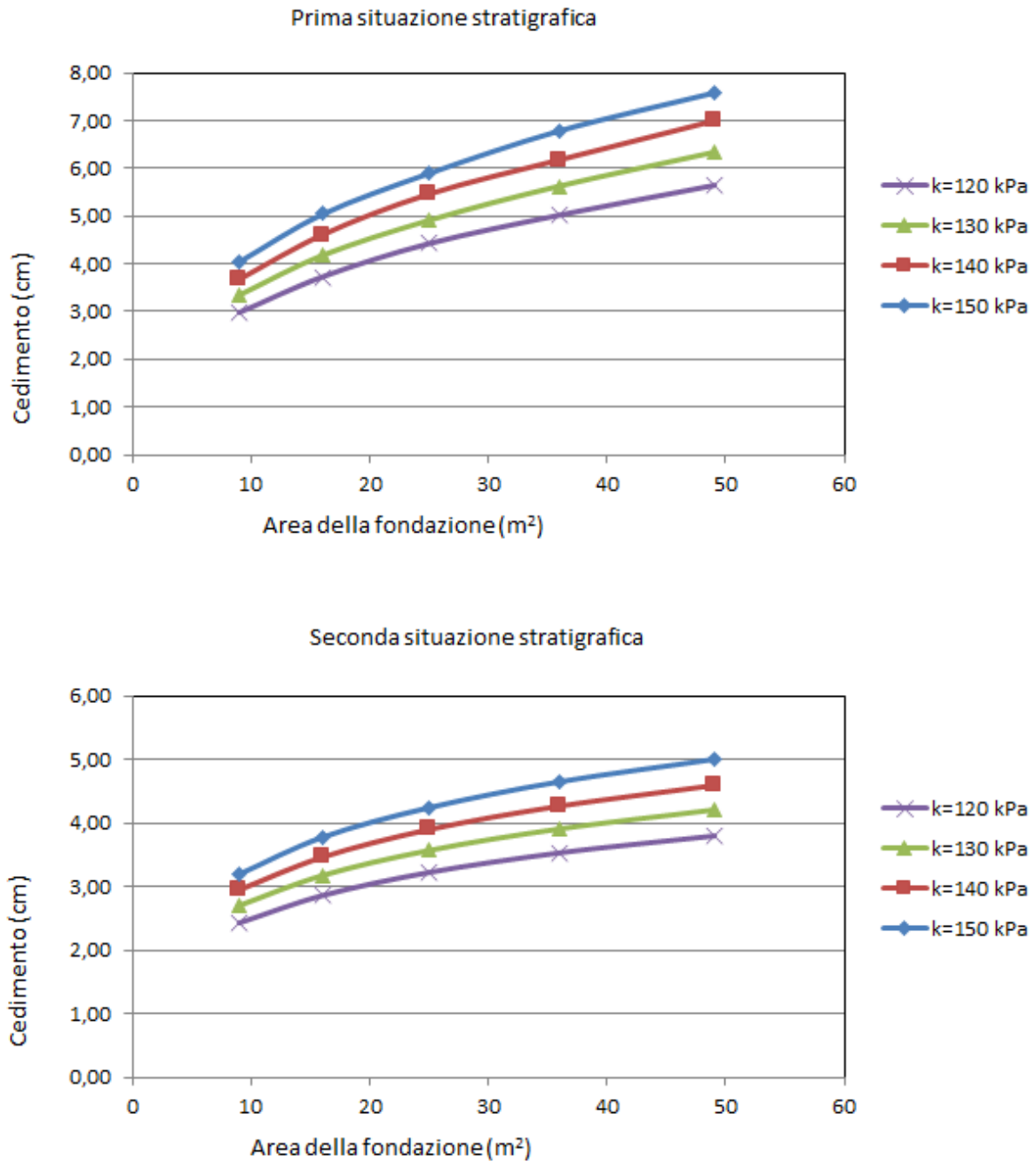



Figura 5.18: Andamento dei cedimenti assoluti, relazionati ai possibili carichi di esercizio e all'area di carico

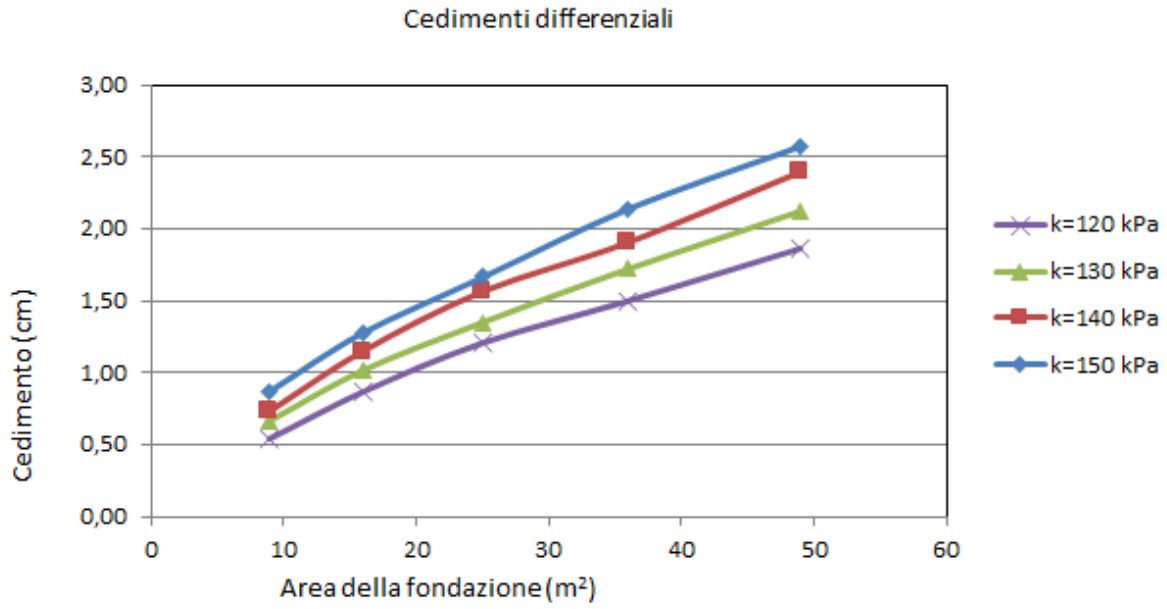



Figura 5.19: Andamento dei cedimenti differenziali, relazionati ai possibili carichi di esercizio e all'area di carico

Analizzando il decorso dei cedimenti differenziali e assoluti si evince che i valori di resistenza del sistema geotecnico (R'/A), compatibili con i criteri di ammissibilità relativi ad una rotazione relativa pari a Rr ≤ 1/500 (a cui corrisponde un cedimento differenziale $\Delta s \leq 20$ mm) e ad un cedimento assoluto pari a s ≤ 50 mm, sono compatibili per fondazioni a trave per le seguenti condizioni di carico:

R'/A ≤ 120 kPa per fondazioni con superficie A < 50 m²;

R'/A ≤ 130 kPa per fondazioni con superficie A < 40 m²;

R'/A ≤ 140 kPa per fondazioni con superficie A < 20 m².

### 5.3.2 Coefficiente di sottofondo o modulo di reazione

Il coefficiente di sottofondo o modulo di reazione del terreno di fondazione è stato determinato attraverso la risoluzione delle equazioni di Vesic (1961) e di Bowles (1988):

$$Ks = \beta \times Fs \times q_a \qquad Bowles$$

$$Ks = \frac{E \times \alpha}{B \times (1 - \upsilon^2)} \qquad Vesic$$

dove:

Ks = Modulo di reazione;

B = lato minore della fondazione;

E = modulo di deformazione medio del terreno di fondazione;

v = coefficiente di Poisson;

$\alpha$ = coefficiente d'influenza;

$\beta$ = coefficiente d'interazione carichi-cedimenti;

Fs = fattore di sicurezza;

$q_a$ = capacità portante ammissibile.

Risolvendo le suddette relazioni di Vesic (1961) e di Bowles (1988) si hanno i seguenti valori del modulo di reazione per fondazioni a trave:

- Bowles Ks = 10,0 [MN/m$^3$];
- Vesic Ks =11,0 [MN/m$^3$].

Poichè il modulo di Winkler non è una proprietà del terreno, ma è funzione di vari parametri tra i quali la dimensioni e forma della fondazione (non conosciuti nella presente relazione), ai fini pratici e a favore della sicurezza, si può ragionevolmente utilizzare un valore medio pari a:

Ks = 10,5 [MN/m$^3$]

## 6 CONCLUSIONI

L'area interessata dall'intervento è pianeggiante e stabile; non sono presenti fenomeni geologici e geomorfologici attivi in grado di comprometterne la stabilità e non sono inoltre presenti faglie superficiali, discontinuità o cavità.

Le indagini geologiche e geotecniche hanno messo in evidenza che l'area in esame è caratterizzata, fino alla profondità di circa 30,0 metri dal piano campagna, da terreni di origine marina composti da terreni argillosi e tendenzialmente argillosi con copertura alluvionale dello spessore di circa 14 metri composta da ghiaie nella parte inferiore e argille in quella superiore.

La successione stratigrafica è stata classificata, per mezzo di adeguate indagini sismiche alla CATEGORIA DI SUOLO C, ma a seguito della verifica di risposta sismica locale nei calcoli strutturali è necessario l'impiego dello spettro regolarizzato di cui all'Allegato 1 dell'ordinanza n. 24/2018 (v. cap. 5.1.5).

Nella zona è presente una falda a pelo libero con livelli di soggiacenza di circa 10,0 m nella situazione stagionale media che possono arrivare fino a circa 5.0 metri dal piano camapgna nella stagione di piena (periodo primaverile). La vulnerabilità degli acquiferi è definita sensibilità attenuata.

La realizzazione di locali interrati o semiinterrati è assentibile, purché sia garantita una corretta impermeabilizzazione delle pareti e del pavimento alfine di evitare infiltrazioni laterali o dal fondo e

siano corretamente valutati eventuali sbarramenti della falda idrica nei confronti dei fabbricati adiacenti.

La capacità portante del complesso terreno-fondazioni (riportata nel precedente cap. 6) è stata determinata, per i vari stati limite (SLE, SLU).

Allo stato limite ultimo (SLU) la capacità portante, in considerazione anche degli aspetti sismici, assume i valori riassunti nella seguente tabella 6.1.

Tabella 6.1: Valori di resistenza del sistema geotecnico in conizioni dinamiche.

| Periodo fondamentale | Fattore di struttura orizzontale | Fattore di struttura verticale | Coefficiente sismico | Approccio 1 – Combinazione 1 | Approccio 1 – Combinazione 2 | Approccio 2 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| T (s) | $q_X = q_Y$ | $q_Z$ | A/g | R/A' (kPa) | R/A' (kPa) | R/A' (kPa) |
| 0.2 – 0.45 | 2,0 | 1,0 | 0,47 | 253 | 102 | 110 |
| 0.2 – 0.45 | 2,0 | 1,5 | 0,40 | 269 | 109 | 117 |
| 0.2 – 0.45 | 3,0 | 1,5 | 0,27 | 306 | 124 | 133 |
| 0.2 – 0.45 | 4,0 | 1,5 | 0,21 | 330 | 133 | 143 |

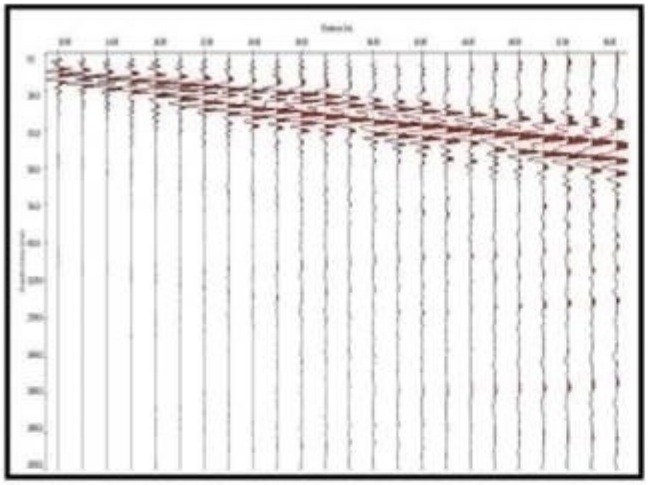
Al fine di garantire il valore di resistenza del sistema geotecnico e il contenimento dei cedimenti assoluti e differenziali devono essere osservate le seguenti prescrizioni:

- evitare qualsiasi tipo di rimaneggiamento e deterioramento del terreno di fondazione prima e durante la messa in opera delle fondazioni;
- intestare le fondazioni a profondità non inferiori a –1,0 metri dal piano campagna, al fine di oltrepassare lo strato superficiale sensibile alle variazioni di umidità stagionali e all'azione del gelo e del disgelo; nel caso di fondazioni a platea è possibile ridurre la profondità di scavo a -0,5 metri dal piano campagna;
- adottare idonei sistemi di allontanamento delle acque meteoriche e superficiali dalle fondazioni;
- le operazioni di sbancamento dovranno essere di breve durata, al fine di limitare le infiltrazioni efficaci nel sottosuolo; sarà opportuno realizzare delle canalette provvisorie, da disporsi perimetralmente all'area d'intervento, allo scopo di evitare il ristagno dell'acqua alla quota del piano di posa delle fondazioni;
- il piano di posa degli elementi strutturali di fondazione dovrà essere regolarizzato e protetto con conglomerato magro o altro materiale idoneo;
- particolare attenzione dovrà essere posta alla realizzazione degli sbancamenti; dovranno essere eseguite, prima dell'esecuzione degli scavi, opportune opere di sostegno e, in caso di esecuzione di scavi non sostenuti, con altezza superiore a 1.5 m, la pendenza dovrà essere sempre < 30°;

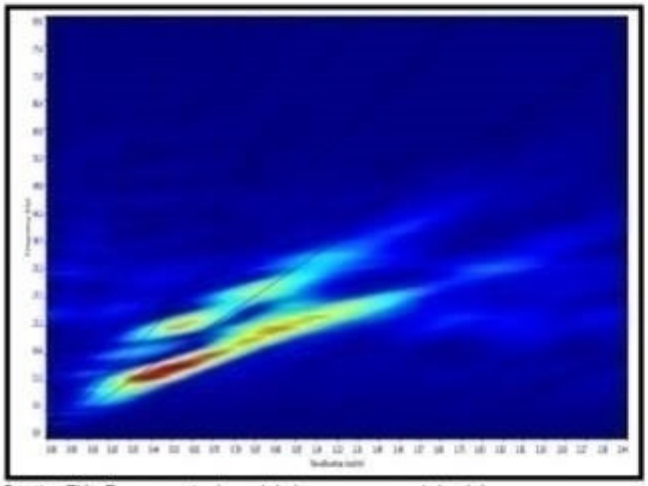
- il livello A, che governa la capacità portante delle fondazioni del nuovo fabbricato, è soggetto alle variazioni del contenuto d'acqua per effetto delle condizioni climatiche stagionali, che condizionano la risalita capillare, e per le fluttuazioni del livello piezometrico;
- trattandosi di materiali a comportamento coesivo con un'alta frazione di argilla si possono determinare fenomeni di rigonfiamento e plasticizzazione nei periodi umidi e fenomeni di ritiro e fessurazione per essiccamento nei periodi siccitosi;
- la fascia di sottosuolo interessata dai suddetti fenomeni è nota come "Active Zone" e si estende dal piano campagna fino alla profondità di qualche metro;
- essendo il fabbricato in oggetto composto in elementi, che nel complesso assumono un comportamento fragile, i fenomeni di rigonfiamento e ritiro per essiccamento possono determinare la formazione di lesioni strutturali e cedimenti che esulano sia dal valore della capacità portante ammissibile, sia dai cedimenti di consolidazione ed immediati per effetto del carico indotto dal fabbricato;
- l'approfondimento delle fondazioni alla quota di 1.0 metri, nel caso di plinto o trave, o di 0,5 metri, nel caso di platea, dalla superficie topografica potrebbe essere una condizione minima per non risentire degli effetti delle variazioni di umidità stagionali e dell'azione del gelo e del disgelo, ma purtroppo non sufficiente nei confronti di azioni naturali come la presenza di alberi di alto fusto o antropiche come condotte fognarie disperdenti;
- le precauzioni sono quindi quelle di governare la presenza di alberi d'alto fusto a distanze inferiori di 30 metri dalle fondazioni e che i sistemi fognari siano a perfetta tenuta e dotate delle necessarie azioni di manutenzione e controlli.

# ALLEGATO A

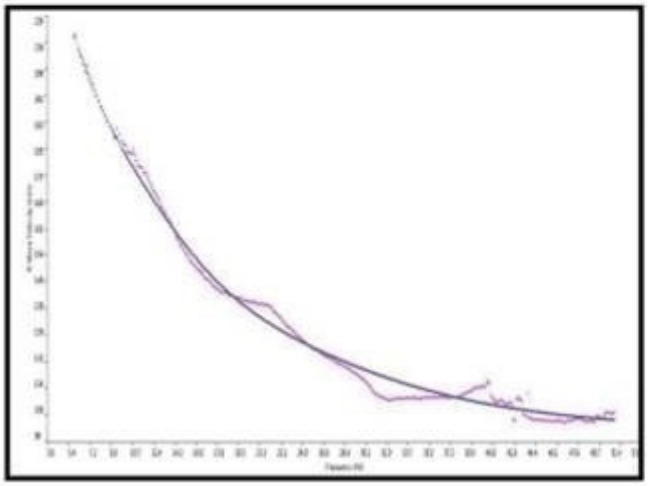
# MASW (Multichannel Analisys of Surface Waves)



Sismogramma nel dominio spazio/tempo



Spettro FK - Rappresentazione del sismogramma nel dominio numero d'onda - frequenza



Sovrapposizione curva di dispersione calcolata /curva teorica rappresentata nel dominio Frequenza/Velocità

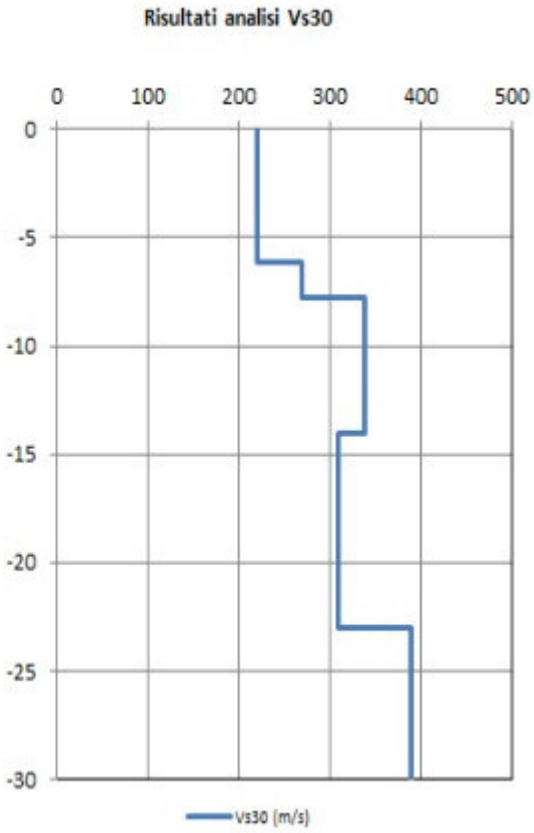



Grafico velocità/profondità onde di taglio Vs

| Profondità | | Spessore | Velocità onde di taglio |
|---|---|---|---|
| da | a | $h_i$ | $Vs_i$ |
| m da p.c. | m da p.c. | m | m/s |
| p.c. | 6,1 | 6,1 | 221 |
| 6,1 | 7,8 | 1,7 | 269 |
| 7,8 | 14,0 | 6,2 | 338 |
| 14,0 | 23,0 | 9,0 | 310 |
| 23,0 | 31,0 | 8,0 | 390 |

**$Vs_{30}$ = 302 m/sec**

Che corrisponde alla categoria del suolo di fondazione di tipo **C** *(Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $Vs_{30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s)*

# ALLEGATO B

# PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

**PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 1**

Parametri penetrometrici

$q_C$ = resistenza alla punta [MPa]

$f_S$ = resistenza laterale locale [MPa]

Q = resistenza alla punta normalizzata

F = rapporto di attrito normalizzato

FR = Rl/Rp × 100

z = profondità [m]

Quota p.c. = 130,0 [m s.l.m.]

Falda dal p.c. = -10,0 [m]

Località: Felegara – Medesano (PR)

Parametri geotecnici stimati

$\phi'$ = Angolo di attrito [ ° ]

Cu = Coesione non drenata [kPa]

$E'_{25}$ = Modulo elastico con sforzo mobilitato pari al 25 % [MPa]

$E'_{50}$ = Modulo elastico con sforzo mobilitato pari al 50 % [MPa]

Eu = Modulo elastico non drenato [MPa]

M = Modulo confinato [MPa]

Cc = Indice di compresslibilita [-]

u = pressione interstiziale [kPa]

$\sigma'_{vo}$ = pressione verticale efficace [kPa]

$\gamma$ = Peso di volume [N/m$^3$]

OCR = Grado di consolidazione [ - ]

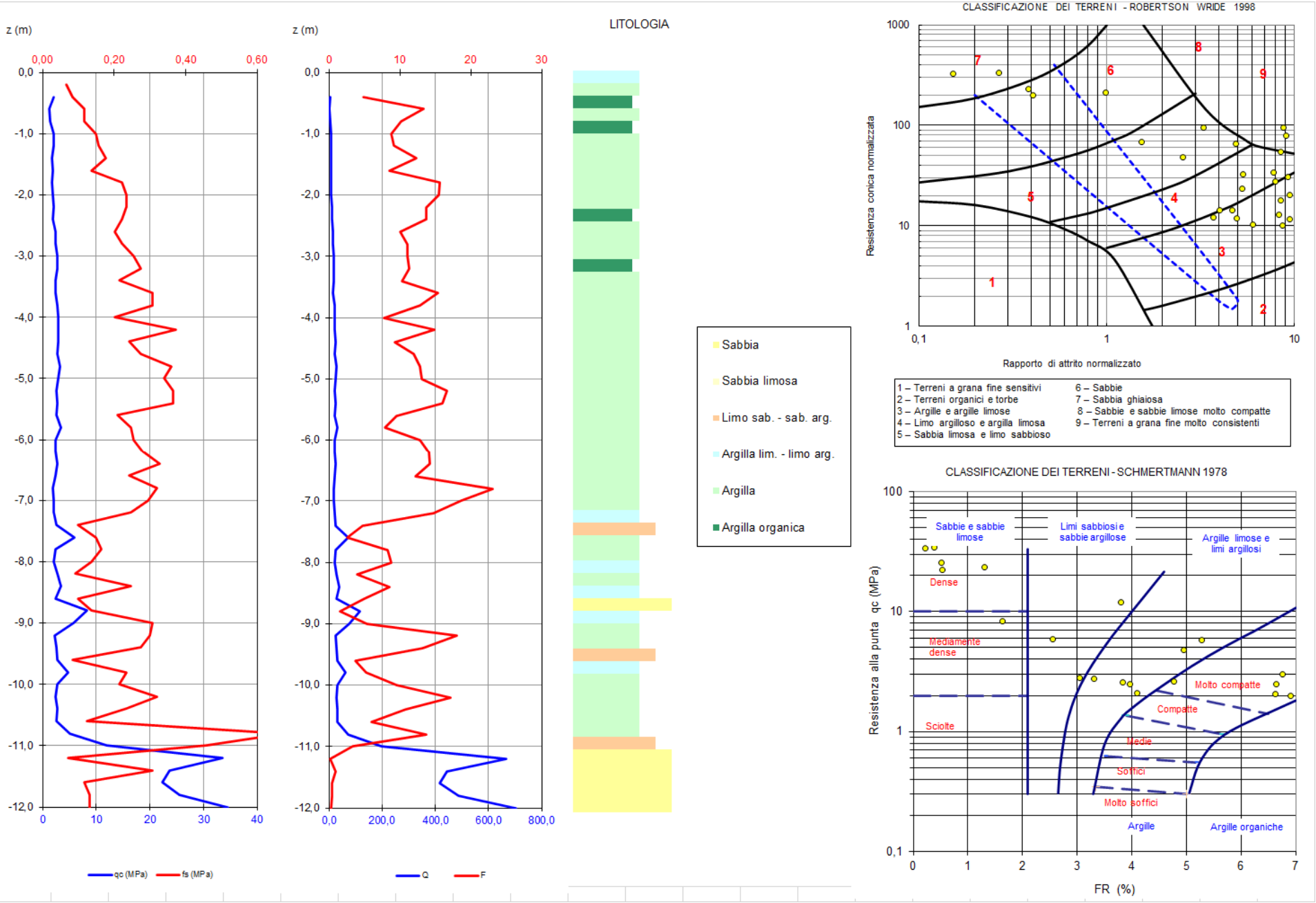
$G_0$ = Modulo di taglio dinamico iniziale [MPa]

DR% = Densità relativa [ - ]

| z | $q_C$ | $f_S$ | Q | F | FR | $\gamma$ | $\sigma'$vo | u | Cu | OCR | M | Eu/$E'_{50}$ | $E'_{25}$ | Cc | DR% | $\phi'$ | $G_0$ | LITOLOGIA - SCHERTMAN 1978 | Litologia - ROBERTSON WRIDE1998 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -0,2 | - | 0,065 | - | - | - | - | 3 | 0 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| -0,4 | 2,07 | 0,085 | 66 | 4,9 | 4,1 | 18,4 | 7 | 0 | 81 | 14,3 | 5,2 | 3,0 | - | 0,12 | - | - | 76,8 | Argilla lim. - limo arg. | Limo sab. - sab. lim. |
| -0,6 | 1,19 | 0,118 | 85 | 13,3 | 9,9 | 18,5 | 10 | 0 | 56 | 7,2 | 4,6 | 4,4 | - | 0,20 | - | - | 36,6 | Argilla | Terr. fini consistenti. |
| -0,8 | 1,48 | 0,118 | 81 | 10,3 | 7,9 | 18,6 | 14 | 0 | 65 | 6,2 | 3,7 | 5,7 | - | 0,17 | - | - | 49,2 | Argilla organica | Terr. fini consistenti. |
| -1,0 | 2,07 | 0,150 | 96 | 8,8 | 7,3 | 19,0 | 18 | 0 | 80 | 6,9 | 5,2 | 6,6 | - | 0,16 | - | - | 76,8 | Argilla | Terr. fini consistenti. |
| -1,2 | 2,09 | 0,157 | 79 | 9,1 | 7,5 | 19,1 | 22 | 0 | 81 | 5,9 | 5,2 | 7,3 | - | 0,17 | - | - | 77,5 | Argilla organica | Terr. fini consistenti. |
| -1,4 | 1,79 | 0,177 | 56 | 12,4 | 9,8 | 19,2 | 26 | 0 | 73 | 5,1 | 5,0 | 7,2 | - | 0,20 | - | - | 63,3 | Argilla | Terr. fini consistenti. |
| -1,6 | 1,99 | 0,137 | 55 | 8,5 | 6,9 | 18,9 | 29 | 0 | 78 | 4,1 | 5,0 | 8,5 | - | 0,16 | - | - | 72,7 | Argilla | Terr. fini consistenti. |
| -1,8 | 1,79 | 0,222 | 43 | 15,6 | 12,4 | 19,4 | 33 | 0 | 73 | 4,8 | 5,0 | 7,5 | - | 0,23 | - | - | 63,3 | Argilla | Argilla |
| -2,0 | 1,89 | 0,235 | 41 | 15,6 | 12,5 | 19,5 | 37 | 0 | 75 | 4,6 | 5,0 | 7,9 | - | 0,23 | - | - | 67,9 | Argilla | Argilla |
| -2,2 | 2,10 | 0,235 | 42 | 13,7 | 11,2 | 19,5 | 41 | 0 | 80 | 4,3 | 5,3 | 8,6 | - | 0,22 | - | - | 78,2 | Argilla | Argilla |
| -2,4 | 2,00 | 0,222 | 36 | 13,8 | 11,1 | 19,5 | 45 | 0 | 78 | 3,8 | 5,1 | 8,8 | - | 0,21 | - | - | 73,3 | Argilla | Argilla |
| -2,6 | 2,39 | 0,203 | 41 | 10,1 | 8,5 | 19,4 | 49 | 0 | 86 | 3,6 | 5,9 | 10,0 | - | 0,18 | - | - | 93,1 | Argilla organica | Argilla lim. - limo arg. |
| -2,8 | 2,39 | 0,222 | 38 | 11,1 | 9,3 | 19,5 | 53 | 0 | 86 | 3,6 | 6,0 | 10,1 | - | 0,19 | - | - | 93,1 | Argilla | Argilla |
| -3,0 | 2,69 | 0,255 | 41 | 11,1 | 9,5 | 19,7 | 57 | 0 | 92 | 3,8 | 6,6 | 10,5 | - | 0,19 | - | - | 108,7 | Argilla | Argilla lim. - limo arg. |
| -3,2 | 2,80 | 0,275 | 40 | 11,4 | 9,8 | 19,8 | 61 | 0 | 94 | 3,8 | 6,9 | 10,7 | - | 0,20 | - | - | 114,8 | Argilla | Argilla lim. - limo arg. |
| -3,4 | 2,51 | 0,216 | 33 | 10,3 | 8,6 | 19,5 | 65 | 0 | 88 | 3,0 | 6,1 | 10,9 | - | 0,18 | - | - | 99,0 | Argilla organica | Argilla |

| z | $q_C$ | $f_S$ | Q | F | FR | $\gamma$ | $\sigma'_{vo}$ | u | Cu | OCR | M | $Eu/E'_{50}$ | $E'_{25}$ | Cc | DR% | $\phi'$ | $G_0$ | LITOLOGIA - SCHERTMAN 1978 | Litologia - ROBERTSON WRIDE1998 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -3,6 | 2,41 | 0,307 | 29 | 15,4 | 12,8 | 19,9 | 69 | 0 | 86 | 3,5 | 6,0 | 10,1 | - | 0,24 | - | - | 93,8 | Argilla | Argilla |
| -3,8 | 2,80 | 0,307 | 33 | 12,8 | 11,0 | 20,0 | 73 | 0 | 93 | 3,5 | 6,9 | 11,0 | - | 0,21 | - | - | 114,8 | Argilla | Argilla |
| -4,0 | 3,00 | 0,203 | 34 | 7,8 | 6,8 | 19,5 | 76 | 0 | 97 | 2,7 | 7,3 | 12,4 | - | 0,16 | - | - | 125,6 | Argilla | Argilla lim. - limo arg. |
| -4,2 | 2,91 | 0,373 | 31 | 14,8 | 12,8 | 20,2 | 80 | 0 | 95 | 3,7 | 7,1 | 10,9 | - | 0,24 | - | - | 120,9 | Argilla | Argilla |
| -4,4 | 3,01 | 0,242 | 31 | 9,3 | 8,0 | 19,7 | 84 | 0 | 98 | 2,8 | 7,3 | 12,4 | - | 0,17 | - | - | 126,4 | Argilla | Argilla lim. - limo arg. |
| -4,6 | 2,72 | 0,275 | 26 | 12,0 | 10,1 | 19,8 | 88 | 0 | 91 | 2,8 | 6,7 | 11,6 | - | 0,20 | - | - | 110,2 | Argilla | Argilla |
| -4,8 | 3,21 | 0,360 | 30 | 12,8 | 11,2 | 20,2 | 92 | 0 | 104 | 3,3 | 7,8 | 12,5 | - | 0,22 | - | - | 137,5 | Argilla | Argilla |
| -5,0 | 3,01 | 0,340 | 27 | 13,1 | 11,3 | 20,1 | 96 | 0 | 97 | 3,0 | 7,3 | 12,0 | - | 0,22 | - | - | 126,4 | Argilla | Argilla |
| -5,2 | 2,63 | 0,366 | 22 | 16,7 | 13,9 | 20,1 | 100 | 0 | 89 | 3,0 | 6,5 | 11,1 | - | 0,25 | - | - | 105,6 | Argilla | Argilla |
| -5,4 | 2,73 | 0,366 | 22 | 16,0 | 13,4 | 20,2 | 104 | 0 | 91 | 2,9 | 6,7 | 11,4 | - | 0,25 | - | - | 110,9 | Argilla | Argilla |
| -5,6 | 2,63 | 0,209 | 20 | 9,6 | 8,0 | 19,5 | 108 | 0 | 89 | 2,0 | 6,5 | 12,2 | - | 0,17 | - | - | 105,6 | Argilla | Argilla |
| -5,8 | 3,51 | 0,248 | 28 | 7,9 | 7,1 | 19,8 | 112 | 0 | 113 | 2,4 | 8,4 | 15,0 | - | 0,16 | - | - | 155,4 | Argilla | Argilla lim. - limo arg. |
| -6,0 | 2,43 | 0,255 | 17 | 12,9 | 10,5 | 19,7 | 116 | 0 | 85 | 2,1 | 6,1 | 11,5 | - | 0,21 | - | - | 95,2 | Argilla | Argilla |
| -6,2 | 2,45 | 0,281 | 17 | 14,1 | 11,5 | 19,8 | 120 | 0 | 85 | 2,2 | 6,1 | 11,5 | - | 0,22 | - | - | 95,9 | Argilla | Argilla |
| -6,4 | 2,74 | 0,327 | 18 | 14,3 | 11,9 | 20,0 | 124 | 0 | 90 | 2,4 | 6,7 | 12,0 | - | 0,23 | - | - | 111,6 | Argilla | Argilla |
| -6,6 | 2,45 | 0,242 | 15 | 12,2 | 9,9 | 19,6 | 128 | 0 | 84 | 1,9 | 6,1 | 11,8 | - | 0,20 | - | - | 95,9 | Argilla | Argilla |
| -6,8 | 1,86 | 0,320 | 10 | 23,1 | 17,2 | 19,9 | 132 | 0 | 71 | 2,1 | 5,0 | 9,7 | - | 0,30 | - | - | 66,5 | Argilla | Argilla |
| -7,0 | 2,06 | 0,294 | 12 | 18,7 | 14,3 | 19,8 | 136 | 0 | 75 | 2,0 | 5,2 | 10,4 | - | 0,26 | - | - | 76,0 | Argilla | Argilla |
| -7,2 | 2,17 | 0,248 | 12 | 14,8 | 11,5 | 19,6 | 140 | 0 | 78 | 1,8 | 5,4 | 11,0 | - | 0,22 | - | - | 81,6 | Argilla | Argilla |
| -7,4 | 2,56 | 0,098 | 14 | 4,7 | 3,8 | 18,6 | 144 | 0 | 86 | 1,1 | 6,3 | 13,1 | - | 0,12 | - | - | 101,8 | Argilla lim. - limo arg. | Argilla |
| -7,6 | 5,89 | 0,150 | 48 | 2,6 | 2,6 | 19,4 | 148 | 0 | - | - | 15,1 | 9,8 | 13,6 | - | 40 | 32,7 | 93,2 | Limo sab. - sab. arg. | Limo sab. - sab. lim. |
| -7,8 | 2,46 | 0,163 | 13 | 8,3 | 6,6 | 19,2 | 151 | 0 | 84 | 1,4 | 6,1 | 12,3 | - | 0,16 | - | - | 96,7 | Argilla | Argilla |
| -8,0 | 2,07 | 0,137 | 10 | 8,7 | 6,6 | 18,9 | 155 | 0 | 75 | 1,3 | 5,2 | 11,2 | - | 0,16 | - | - | 76,7 | Argilla | Argilla |
| -8,2 | 2,77 | 0,092 | 14 | 4,0 | 3,3 | 18,6 | 159 | 0 | 90 | 1,0 | 6,8 | 13,8 | - | 0,11 | - | - | 113,1 | Argilla lim. - limo arg. | Argilla lim. - limo arg. |
| -8,4 | 3,36 | 0,248 | 18 | 8,5 | 7,4 | 19,8 | 163 | 0 | 107 | 1,8 | 8,1 | 15,0 | - | 0,17 | - | - | 146,3 | Argilla | Argilla |
| -8,6 | 2,48 | 0,098 | 12 | 5,0 | 4,0 | 18,6 | 167 | 0 | 84 | 1,0 | 6,1 | 12,9 | - | 0,12 | - | - | 97,4 | Argilla lim. - limo arg. | Argilla |
| -8,8 | 8,36 | 0,137 | 68 | 1,5 | 1,6 | 19,5 | 171 | 0 | - | - | 20,5 | 12,6 | 18,0 | - | 50 | 33,6 | 107,3 | Sabbia | Limo sab. - sab. lim. |
| -9,0 | 5,81 | 0,307 | 33 | 5,4 | 5,3 | 20,2 | 175 | 0 | 188 | 2,2 | 12,7 | 25,3 | - | 0,14 | - | - | 304,1 | Argilla lim. - limo arg. | Argilla lim. - limo arg. |
| -9,2 | 2,19 | 0,301 | 9 | 18,0 | 13,7 | 19,8 | 179 | 0 | 77 | 1,7 | 5,5 | 11,0 | - | 0,25 | - | - | 82,9 | Argilla | Argilla |
| -9,4 | 2,59 | 0,275 | 11 | 13,3 | 10,6 | 19,8 | 183 | 0 | 85 | 1,7 | 6,4 | 12,2 | - | 0,21 | - | - | 103,3 | Argilla | Argilla |
| -9,6 | 2,78 | 0,085 | 12 | 3,7 | 3,1 | 18,5 | 186 | 0 | - | - | 7,7 | 6,2 | 7,9 | 0,11 | 9 | 29,5 | 84,3 | Limo sab. - sab. arg. | Argilla |
| -9,8 | 4,74 | 0,235 | 23 | 5,3 | 5,0 | 19,9 | 190 | 0 | 152 | 1,7 | 10,8 | 21,6 | - | 0,13 | - | - | 232,1 | Argilla lim. - limo arg. | Argilla lim. - limo arg. |
| -10,0 | 2,78 | 0,216 | 12 | 9,5 | 7,8 | 19,6 | 194 | 0 | 89 | 1,4 | 6,8 | 13,0 | - | 0,17 | - | - | 113,9 | Argilla | Argilla |
| -10,2 | 2,40 | 0,320 | 10 | 17,2 | 13,3 | 20,0 | 196 | 2 | 81 | 1,7 | 6,0 | 11,6 | - | 0,24 | - | - | 93,7 | Argilla | Argilla |
| -10,4 | 2,70 | 0,235 | 11 | 10,9 | 8,7 | 19,6 | 198 | 4 | 87 | 1,5 | 6,7 | 12,7 | - | 0,18 | - | - | 109,3 | Argilla | Argilla |
| -10,6 | 2,60 | 0,124 | 10 | 6,0 | 4,8 | 18,9 | 200 | 6 | 85 | 1,1 | 6,4 | 13,0 | - | 0,13 | - | - | 104,0 | Argilla | Argilla |

| z | $q_C$ | $f_S$ | Q | F | FR | $\gamma$ | $\sigma'_{vo}$ | u | Cu | OCR | M | $Eu/E'_{50}$ | $E'_{25}$ | Cc | DR% | $\phi'$ | $G_0$ | LITOLOGIA - SCHERTMAN 1978 | Litologia - ROBERTSON WRIDE1998 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -10,8 | 5,15 | 0,673 | 24 | 13,8 | 13,1 | 21,1 | 202 | 8 | 165 | 2,9 | 11,6 | 20,6 | - | 0,24 | - | - | 258,9 | Argilla | Argilla |
| -11,0 | 12,01 | 0,458 | 96 | 3,3 | 3,8 | 21,0 | 204 | 10 | - | - | 27,6 | 16,5 | 23,9 | 0,12 | 60 | 39,0 | 125,8 | Limo sab. - sab. arg. | Limo sab. - sab. lim. |
| -11,2 | 33,51 | 0,072 | 326 | 0,2 | 0,2 | 19,2 | 206 | 12 | - | - | 65,5 | 33,4 | 46,5 | - | 97 | 39,0 | 163,1 | Sabbia | Sabbia ghiaiosa |
| -11,4 | 23,60 | 0,307 | 213 | 1,0 | 1,3 | 20,8 | 208 | 14 | - | - | 47,3 | 26,1 | 37,7 | - | 84 | 37,4 | 150,0 | Sabbia | Sabbia |
| -11,6 | 22,33 | 0,118 | 199 | 0,4 | 0,5 | 19,7 | 210 | 16 | - | - | 45,2 | 25,2 | 36,5 | - | 82 | 37,1 | 148,5 | Sabbia | Sabbia |
| -11,8 | 25,46 | 0,131 | 232 | 0,4 | 0,5 | 19,8 | 212 | 18 | - | - | 50,5 | 27,6 | 39,7 | - | 86 | 37,6 | 154,0 | Sabbia | Sabbia |
| -12,0 | 34,49 | 0,131 | 331 | 0,3 | 0,4 | 19,9 | 214 | 20 | - | - | 67,6 | 34,3 | 47,7 | - | 97 | 39,0 | 166,7 | Sabbia | Sabbia ghiaiosa |


z (m)
0,00
0,20
0,40
0,60
0,0
-1,0
-2,0
-3,0
-4,0
-5,0
-6,0
-7,0
-8,0
-9,0
-10,0
-11,0
-12,0
0
10
20
30
40
qc (MPa)
fs (MPa)
z (m)
0
10
20
30
0,0
200,0
400,0
600,0
800,0
Q
F
LITOLOGIA
Sabbia
Sabbia limosa
Limo sab. - sab. arg.
Argilla lim. - limo arg.
Argilla
Argilla organica
CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI - ROBERTSON WRIDE 1998
Resistenza conica normalizzata
1000
100
10
1
0,1
1
10
Rapporto di attrito normalizzato
1 – Terreni a grana fine sensitivi
2 – Terreni organici e torbe
3 – Argille e argille limose
4 – Limo argilloso e argilla limosa
5 – Sabbia limosa e limo sabbioso
6 – Sabbie
7 – Sabbia ghiaiosa
8 – Sabbie e sabbie limose molto compatte
9 – Terreni a grana fine molto consistenti
CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI - SCHMERTMANN 1978
Resistenza alla punta qc (MPa)
100
10
1
0,1
Sabbie e sabbie limose
Limi sabbiosi e sabbie argillose
Argille limose e limi argillosi
Dense
Mediamente dense
Sciolte
Molto compatte
Compatte
Medie
Soffici
Molto soffici
Argille
Argille organiche
0
1
2
3
4
5
6
7
FR (%)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 2**

Parametri penetrometrici

$q_C$ = resistenza alla punta [MPa]

$f_S$ = resistenza laterale locale [MPa]

Q = resistenza alla punta normalizzata

F = rapporto di attrito normalizzato

FR = Rl/Rp $\times$ 100

z = profondità [m]

Parametri geotecnici stimati

$\phi'$ = Angolo di attrito [ ° ]

Cu = Coesione non drenata [kPa]

$E'_{25}$ = Modulo elastico con sforzo mobilitato pari al 25 % [MPa]

$E'_{50}$ = Modulo elastico con sforzo mobilitato pari al 50 % [MPa]

Eu = Modulo elastico non drenato [MPa]

M = Modulo confinato [MPa]

Cc = Indice di compresslibilita [-]

u = pressione interstiziale [kPa]

$\sigma'_{vo}$ = pressione verticale efficace [kPa]

$\gamma$ = Peso di volume [N/m$^3$]

OCR = Grado di consolidazione [ - ]

$G_0$ = Modulo di taglio dinamico iniziale [MPa]

DR% = Densità relativa [ - ]

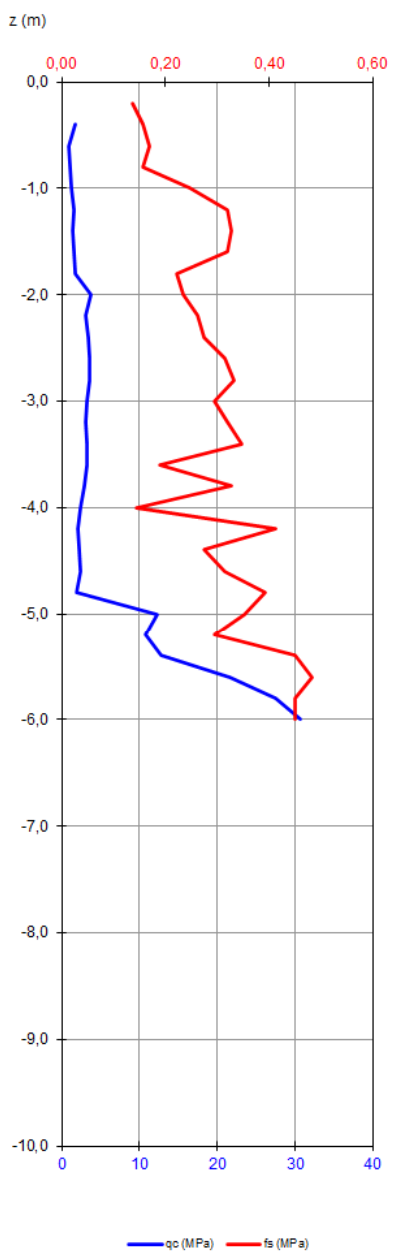
Quota p.c. = 130,0 [m s.l.m.]

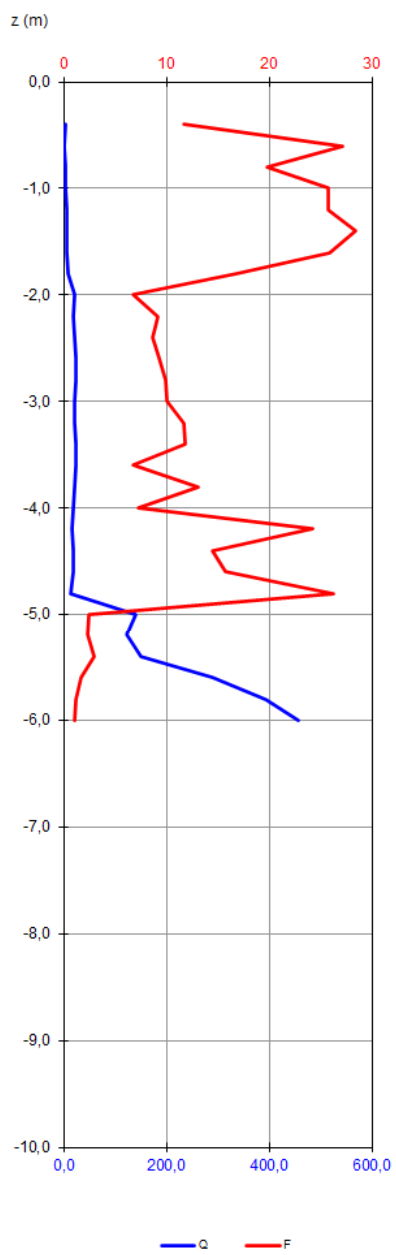
Falda dal p.c. = -10,0 [m]

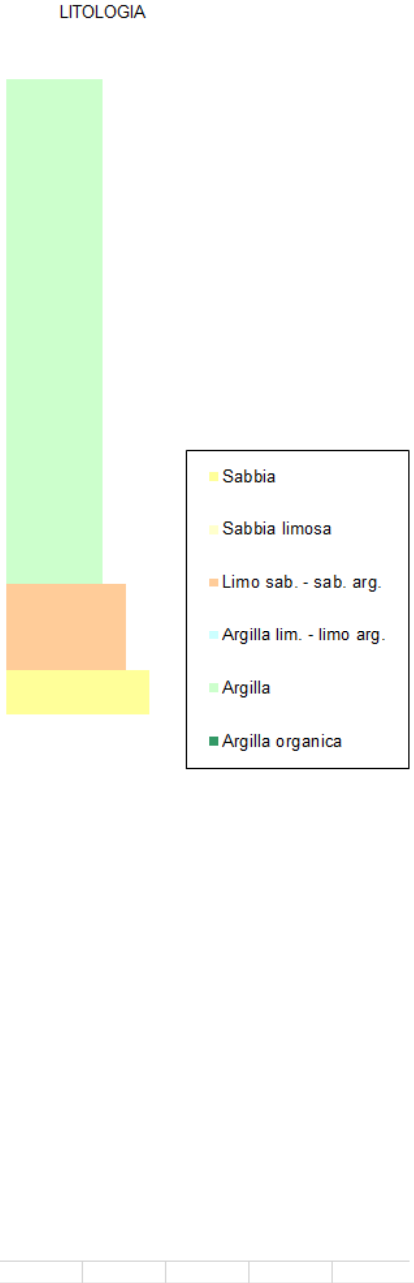
Località: Felegara – Medesano (PR)

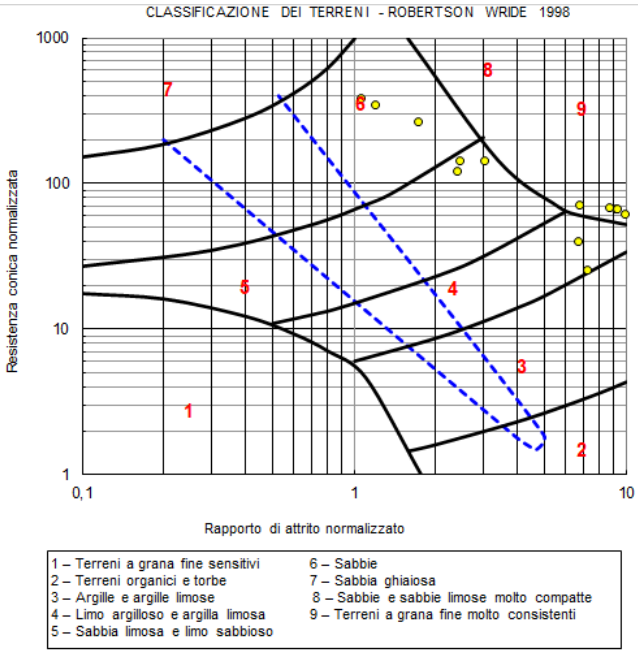
| z | $q_C$ | $f_S$ | Q | F | FR | $\gamma$ | $\sigma'vo$ | u | Cu | OCR | M | $Eu/E'_{50}$ | $E'_{25}$ | Cc | DR% | $\phi'$ | $G_0$ | LITOLOGIA - SCHERTMAN 1978 | Litologia - ROBERTSON WRIDE1998 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -0,2 | - | 0,137 | - | - | - | - | 3 | 0 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| -0,4 | 1,68 | 0,157 | 100 | 11,7 | 9,3 | 19,0 | 7 | 0 | 71 | 15,6 | 5,0 | 2,3 | - | 0,19 | - | - | 58,1 | Argilla | Terr. fini consistenti. |
| -0,6 | 0,90 | 0,170 | 59 | 27,1 | 19,0 | 18,8 | 11 | 0 | 45 | 8,3 | 3,9 | 3,2 | - | 0,32 | - | - | 25,1 | Argilla | Argilla |
| -0,8 | 1,09 | 0,157 | 55 | 19,8 | 14,4 | 18,8 | 14 | 0 | 52 | 6,4 | 4,4 | 4,5 | - | 0,26 | - | - | 32,7 | Argilla | Argilla |
| -1,0 | 1,29 | 0,248 | 53 | 25,8 | 19,3 | 19,4 | 18 | 0 | 59 | 8,1 | 4,8 | 4,2 | - | 0,32 | - | - | 40,7 | Argilla | Argilla |
| -1,2 | 1,60 | 0,320 | 56 | 25,7 | 20,1 | 19,8 | 22 | 0 | 68 | 9,0 | 5,0 | 4,4 | - | 0,33 | - | - | 54,2 | Argilla | Argilla |
| -1,4 | 1,50 | 0,327 | 44 | 28,5 | 21,8 | 19,8 | 26 | 0 | 65 | 7,8 | 5,0 | 4,8 | - | 0,36 | - | - | 49,8 | Argilla | Argilla |
| -1,6 | 1,60 | 0,320 | 41 | 25,9 | 20,1 | 19,8 | 30 | 0 | 68 | 6,8 | 5,0 | 5,6 | - | 0,33 | - | - | 54,2 | Argilla | Argilla |
| -1,8 | 1,69 | 0,222 | 39 | 16,8 | 13,1 | 19,4 | 34 | 0 | 70 | 4,6 | 5,0 | 7,3 | - | 0,24 | - | - | 58,7 | Argilla | Argilla |
| -2,0 | 3,75 | 0,235 | 71 | 6,8 | 6,3 | 19,8 | 38 | 0 | 124 | 5,9 | 8,9 | 11,2 | - | 0,15 | - | - | 169,7 | Argilla | Terr. fini consistenti. |
| -2,2 | 3,18 | 0,262 | 68 | 9,2 | 8,2 | 19,8 | 42 | 0 | 105 | 5,3 | 7,7 | 10,1 | - | 0,18 | - | - | 136,0 | Argilla | Terr. fini consistenti. |
| -2,4 | 3,47 | 0,275 | 69 | 8,7 | 7,9 | 19,9 | 46 | 0 | 114 | 5,2 | 8,3 | 11,2 | - | 0,17 | - | - | 153,0 | Argilla | Terr. fini consistenti. |
| -2,6 | 3,67 | 0,314 | 67 | 9,3 | 8,6 | 20,1 | 50 | 0 | 121 | 5,3 | 8,7 | 11,6 | - | 0,18 | - | - | 164,7 | Argilla | Terr. fini consistenti. |
| -2,8 | 3,67 | 0,333 | 62 | 9,9 | 9,1 | 20,2 | 54 | 0 | 121 | 5,2 | 8,7 | 11,9 | - | 0,19 | - | - | 164,7 | Argilla | Terr. fini consistenti. |
| -3,0 | 3,28 | 0,294 | 50 | 10,1 | 9,0 | 20,0 | 58 | 0 | 107 | 4,3 | 7,9 | 11,5 | - | 0,19 | - | - | 141,6 | Argilla | Argilla lim. - limo arg. |
| -3,2 | 3,09 | 0,320 | 44 | 11,8 | 10,4 | 20,1 | 62 | 0 | 101 | 4,2 | 7,5 | 11,0 | - | 0,20 | - | - | 131,1 | Argilla | Argilla lim. - limo arg. |
| -3,4 | 3,29 | 0,347 | 44 | 11,8 | 10,5 | 20,2 | 66 | 0 | 107 | 4,3 | 7,9 | 11,6 | - | 0,21 | - | - | 142,4 | Argilla | Argilla lim. - limo arg. |

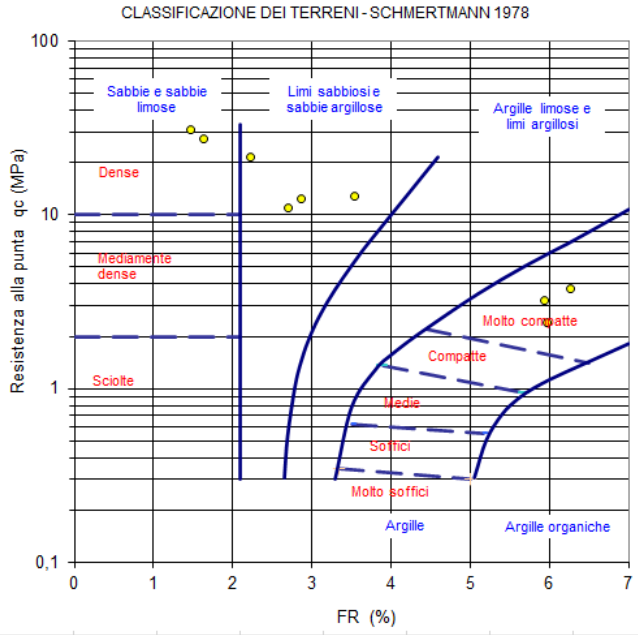
| z | $q_C$ | $f_S$ | Q | F | FR | $\gamma$ | $\sigma'_{vo}$ | u | Cu | OCR | M | $Eu/E'_{50}$ | $E'_{25}$ | Cc | DR% | $\phi'$ | $G_0$ | LITOLOGIA - SCHERTMAN 1978 | Litologia - ROBERTSON WRIDE1998 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| -3,6 | 3,19 | 0,190 | 40 | 6,7 | 5,9 | 19,5 | 70 | 0 | 104 | 2,9 | 7,7 | 13,0 | - | 0,15 | - | - | 136,7 | Argilla | Argilla lim. - limo arg. |
| -3,8 | 2,90 | 0,327 | 34 | 13,1 | 11,3 | 20,0 | 74 | 0 | 95 | 3,6 | 7,1 | 11,0 | - | 0,22 | - | - | 120,2 | Argilla | Argilla |
| -4,0 | 2,41 | 0,144 | 26 | 7,2 | 6,0 | 19,0 | 78 | 0 | 85 | 2,1 | 6,0 | 11,7 | - | 0,15 | - | - | 93,8 | Argilla | Argilla lim. - limo arg. |
| -4,2 | 2,13 | 0,412 | 21 | 24,2 | 19,4 | 20,2 | 82 | 0 | 79 | 3,7 | 5,3 | 9,1 | - | 0,32 | - | - | 79,5 | Argilla | Argilla |
| -4,4 | 2,32 | 0,275 | 22 | 14,5 | 11,8 | 19,8 | 86 | 0 | 83 | 2,7 | 5,8 | 10,7 | - | 0,22 | - | - | 89,5 | Argilla | Argilla |
| -4,6 | 2,42 | 0,314 | 22 | 15,8 | 13,0 | 19,9 | 90 | 0 | 85 | 2,9 | 6,0 | 10,7 | - | 0,24 | - | - | 94,5 | Argilla | Argilla |
| -4,8 | 1,93 | 0,392 | 16 | 26,2 | 20,3 | 20,1 | 94 | 0 | 74 | 3,1 | 4,9 | 9,0 | - | 0,34 | - | - | 69,9 | Argilla | Argilla |
| -5,0 | 12,33 | 0,353 | 144 | 2,5 | 2,9 | 20,7 | 98 | 0 | - | - | 28,2 | 14,9 | 21,7 | 0,11 | 74 | 39,3 | 96,0 | Limo sab. - sab. arg. | Limo sab. - sab. lim. |
| -5,2 | 10,87 | 0,294 | 121 | 2,4 | 2,7 | 20,4 | 102 | 0 | - | - | 25,5 | 13,8 | 20,0 | - | 69 | 37,8 | 94,5 | Limo sab. - sab. arg. | Limo sab. - sab. lim. |
| -5,4 | 12,73 | 0,451 | 144 | 3,0 | 3,5 | 21,0 | 106 | 0 | - | - | 29,0 | 15,4 | 22,4 | 0,11 | 74 | 39,7 | 99,8 | Limo sab. - sab. arg. | Limo sab. - sab. lim. |
| -5,6 | 21,66 | 0,484 | 266 | 1,7 | 2,2 | 21,3 | 110 | 0 | - | - | 44,1 | 22,4 | 31,6 | - | 92 | 48,8 | 115,7 | Limo sab. - sab. arg. | Sabbia |
| -5,8 | 27,54 | 0,451 | 347 | 1,2 | 1,6 | 21,3 | 115 | 0 | - | - | 54,1 | 26,8 | 36,8 | - | 100 | 40,8 | 124,6 | Sabbia | Sabbia |
| -6,0 | 30,68 | 0,451 | 388 | 1,1 | 1,5 | 21,3 | 119 | 0 | - | - | 59,9 | 29,9 | 41,0 | - | 100 | 41,1 | 129,8 | Sabbia | Sabbia |


z (m)
0,00
0,20
0,40
0,60
0,0
-1,0
-2,0
-3,0
-4,0
-5,0
-6,0
-7,0
-8,0
-9,0
-10,0
0
10
20
30
40
qc (MPa)
fs (MPa)


z (m)
0
10
20
30
0,0
-1,0
-2,0
-3,0
-4,0
-5,0
-6,0
-7,0
-8,0
-9,0
-10,0
0,0
200,0
400,0
600,0
Q
F


LITOLOGIA
Sabbia
Sabbia limosa
Limo sab. - sab. arg.
Argilla lim. - limo arg.
Argilla
Argilla organica


CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI - ROBERTSON WRIDE 1998
Resistenza conica normalizzata
1000
100
10
1
0,1
1
10
Rapporto di attrito normalizzato
1 – Terreni a grana fine sensitivi
2 – Terreni organici e torbe
3 – Argille e argille limose
4 – Limo argilloso e argilla limosa
5 – Sabbia limosa e limo sabbioso
6 – Sabbie
7 – Sabbia ghiaiosa
8 – Sabbie e sabbie limose molto compatte
9 – Terreni a grana fine molto consistenti


CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI - SCHMERTMANN 1978
Resistenza alla punta qc (MPa)
100
10
1
0,1
Sabbie e sabbie limose
Limi sabbiosi e sabbie argillose
Argille limose e limi argillosi
Dense
Mediamente dense
Sciolte
Molto compatte
Compatte
Medie
Soffici
Molto soffici
Argille
Argille organiche
0
1
2
3
4
5
6
7
FR (%)