

**PROVINCIA DI PARMA  
COMUNE DI MONTECHIARUGOLO  
LOCALITÀ MONTICELLI TERME**

---

***Studio geologico e sismico di fattibilità ed analisi geotecnica preliminare,  
propedeutica al progetto di intervento edilizio in Via Arturo Toscanini, località  
Monticelli Terme, in Comune di Montechiarugolo (PR).  
[N.C.T. Comune di Montechiarugolo, foglio 12, mappali 313, 332, 912, 1047,  
1049]***

---

**Committente:**

**Costruzioni e Residenze Oltretorrente S.r.l.**

Viale San Michele, 13

43121 - Parma (PR)

E-mail [roberto@parmapress.it](mailto:roberto@parmapress.it)

**Progettazione:**

**Geom. Manuel Civa**

Via Terza Julia, 26

43124 – loc. Corcagnano di Parma (PR)

**MaC Studio Tecnico e Geologico**

Via Cotti, 13 – 43030 – San Michele Tiorre – Felino

P.IVA 02787240346

Tel. 0521-336.192

E-mail [info@studiomac.it](mailto:info@studiomac.it)

Gennaio, 2023



**Dott. Geol. Luca Calzolari**

**SOMMARIO:**

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. UBICAZIONE OPERA IN PROGETTO .....</b>	<b>4</b>
<b>PARTE I – STUDIO GEOLOGICO .....</b>	<b>6</b>
<b>3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E DESCRIZIONE DELLE FORMAZIONI PRESENTI NELL'AREA DI STUDIO .....</b>	<b>7</b>
<b>4. IDROGEOLOGIA .....</b>	<b>11</b>
<b>5. ASSETTO MORFOLOGICO, IDROGRAFICO E LITOSTRATIGRAFICO LOCALE .....</b>	<b>13</b>
<b>6. INDAGINI GEOGNOSTICHE (Prove penetrometriche dinamiche SCPT e statiche CPT – Allegato 1) .....</b>	<b>15</b>
<b>7. CARATTERISTICHE LITOSTRATIMETRICHE E GEOMECCANICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI .....</b>	<b>17</b>
Modello geomeccanico e litostratimetrico .....	17
<b>8. DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITA' DI BASE E DEGLI EVENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>19</b>
Zonizzazione sismogenetica .....	19
Sismicità del territorio .....	20
Classificazione sismica comunale .....	22
<b>9. AZIONE SISMICA .....</b>	<b>24</b>
Premessa .....	24
Parametri di riferimento rigido orizzontale .....	24
Risposta sismica locale – EFFETTO DI SITO – .....	27
Parametri di classificazione e determinazione delle categorie di sottosuolo .....	27
Condizioni topografiche .....	28
INDAGINE GEOFISICA MEDIANTE TECNICA “MASW” .....	29
Strumentazione impiegata .....	29
<b>MISURA DEI RAPPORTI SPETTRALI HVSR - HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO (IPOTESI DI NAKAMURA) SUL TERRENO .....</b>	<b>31</b>
Cenni metodologici .....	31
Strumentazione utilizzata e modalità di acquisizione .....	32
Elaborazione ed analisi dei dati .....	32
Analisi dei dati .....	32
Azione sismica e spettri di risposta elastici in accelerazione .....	35
Spettri di progetto .....	35
<b>10. SINTESI DEGLI STUDI DI MICROZONAZIONE SISMICA DI III° LIVELLO – COMUNE DI MONTECHIARUGOLO .....</b>	<b>36</b>
<b>11. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE .....</b>	<b>37</b>
<b>PARTE III – STUDIO GEOTECNICO PRELIMINARE .....</b>	<b>39</b>
<b>12. CALCOLO PRELIMINARE DELLA CAPACITA' PORTANTE .....</b>	<b>39</b>
<b>13. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO .....</b>	<b>42</b>
<i>Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo – Metodo di Terzaghi .....</i>	<i>42</i>
<i>Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo in condizioni statiche – Metodo di     Bowles .....</i>	<i>43</i>
<b>14. CONCLUSIONI .....</b>	<b>44</b>
Studio geologico .....	44
Studio sismico .....	46
Studio geotecnico preliminare .....	47

**Tavole ed Allegati**

<b>TAVOLA I</b>	Stralcio Carta Topografica Regionale	1:25.000 (modificata)
<b>TAVOLA II</b>	Stralcio Carta Tecnica Regionale	1:5.000 (modificata)
<b>TAVOLA III</b>	Stralcio planimetria Catastale	1:2.000 (modificata)
<b>TAVOLA IV</b>	Stralcio Carta Geologica d'Italia	1:100.000 (modificata)
<b>TAVOLA IV bis</b>	Stralcio Carta Geologica Regione Emilia Romagna	1:10.000 (modificata)
<b>TAVOLA V</b>	Stralcio Carta Piano Infraregionale delle Attività Estrattive della Regione Emilia Romagna	1:100.000 (modificata)
<b>TAVOLA VI</b>	Stralcio del piano di gestione del rischio alluvioni – Mappa delle esondazioni	1:25.000 (modificata)
<b>TAVOLA VI bis</b>	Stralcio del piano di gestione del rischio alluvioni – Mappa del rischio	1:25.000 (modificata)
<b>TAVOLA VII</b>	Stralcio RUE Comune di Montechiarugolo	1:5.000 (modificata)
<b>TAVOLA VIII</b>	Stralcio PSC – Carta dei Vincoli	1:10.000 (modificata)
<b>TAVOLA IX</b>	Stralcio PSC – Zonizzazione Ambientale	1:10.000 (modificata)
<b>TAVOLE X</b>	Stralcio PSC – Zonizzazione del Territorio	1:10.000 (modificata)
<b>TAVOLA XI</b>	Stralcio Carta delle indagini	1:10.000 (modificata)
<b>TAVOLA XII</b>	Stralcio Carta delle frequenze naturali dei terreni	1:5.000 (modificata)
<b>TAVOLA XIII</b>	Stralcio Carta delle velocità delle onde di taglio Vs	1:5.000 (modificata)
<b>TAVOLA XIV</b>	Stralcio Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)	1:10.000 (modificata)
<b>TAVOLA XV</b>	Stralcio Carta microzonazione sismica livello 3 – FA-PGA	1:5.000 (modificata)
<b>TAVOLA XVI</b>	Stralcio Carta microzonazione sismica – FA-IS 0.1_0.5 s	1:5.000 (modificata)
<b>TAVOLA XVII</b>	Stralcio Carta microzonazione sismica – FA-IS 0.5_1.0 s	1:5.000 (modificata)
<b>TAVOLA XVIII</b>	Stralcio ripresa aereofotogrammetrica	
<b>TAVOLA XIX</b>	Pericolosità sismica locale	
<b>TABELLA I</b>	Fondazioni Superficiali (Terzaghi)	
<b>TABELLA II</b>	Fondazioni Superficiali (Meyerhof)	
<b>TABELLA III</b>	Fondazioni superficiali (Brinch-Hansen)	
<b>TABELLA IV</b>	Calcolo del coefficiente di sottofondazione	
<b>Allegato 1</b>	Prove penetrometriche statiche (CPT) e dinamiche (SCPT)	
<b>Allegato 2</b>	Documentazione fotografica	
<b>Allegato 3</b>	Report Grilla	

## 1. PREMESSA

Su incarico della ditta Costruzioni e Residenze Oltretorrente s.r.l., con sede legale in Viale San Michele civico 13 a Parma (PR), è stata effettuata un'indagine geologico-tecnica atta a connotare le condizioni "geologiche" zonali nonché le condizioni stratimeccaniche e di rischio sismico di interesse, al fine di supportare la progettazione per il nuovo intervento edilizio da realizzarsi in Via Arturo Toscanini, località Monticelli Terme, in Comune di Montechiarugolo (PR).

Gli studi e le indagini sono stati condotti in accordo con il progettista degli interventi, il Geom. Manuel Civa.

### **Normativa di riferimento:**

- D.M. LL.PP. 11/03/88 – “Norme Tecniche riguardanti le indagini...” G.U. Rep. Ita. N° 127 del 1/06/88;
- Circ LL.PP. n° 30483 del 24/09/1988 "Istruzione per l'applicazione del D.M. 11-03-1988";
- D.M. LL.PP. 16/01/96 – “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche” G.U. Rep. Ita. N° 29 del 5/02/96;
- L.R. Regione Emilia Romagna n°20/2000 e successive modifiche ed integrazioni;
- D.P.C.M. n° 3274 del 20/02/03 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica ...” G.U. Rep. Ita. N° 252 del 29/10/03;
- Linee Guida AGI, 2005 (ed. provv.) – “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” del marzo 2005;
- Del. di Giunta Regionale n. 1677/2005;
- Ass. Lgs. Regione Emilia-Romagna – Oggetto 2131 – Approvazione atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 “Disciplina ...” in merito a “Indirizzi per gli studi ... territoriale ed urbanistica” (Proposta della giunta regionale in data 10 gennaio 2007, n°1)
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale – Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007.
- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, recante “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circ 21 gennaio 2019 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;

Lo studio, come anzi detto, verrà articolato in tre distinte parti (ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni):

1. lo **studio geologico (caratterizzazione e modellazione geologica del sito)**, volto a definire:
  - la caratterizzazione morfologica della zona, i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva, i caratteri litologici, stratigrafici e strutturali, il grado di alterazione, la degradabilità dei terreni e la pericolosità geologica del territorio;
  - lo schema idrologico definendo la posizione e le caratteristiche delle eventuali falde idriche presenti;
  - le proprietà fisico-meccaniche dei principali tipi di terreno presenti (mediante l'individuazione di unità geologico-tecniche locali);

2. lo **studio sismico**, volto a definire:
  - i parametri sismici di riferimento per il sito;
  - la categoria sismica del suolo di fondazione;
  - la stima dell'azione sismica di progetto e della pericolosità sismica del sito (definita sulla base degli spettri di risposta elastici e dei valori di accelerazione massima attesa) per i diversi stati limite prescritti dalla vigente normativa;
3. lo **studio geotecnico preliminare (metodo alle tensioni ammissibili)**, atto a costituire solo un riferimento per il progettista strutturale al fine di poter inquadrare il contesto indagato secondo le metodologie precedentemente utilizzate, definendo gli eventuali problemi geotecnici emersi, permettendo la programmazione di ulteriori indagini.

Tali studi, realizzati sulla scorta delle informazioni preliminari ipotizzabili circa le strutture in ambito di progetto (tipologia, dimensioni, stima dei carichi di progetto), a compendio delle conoscenze e dell'esperienza del Geologo, forniranno:

- la stima preliminare del carico limite;
- la stima del valore del coefficiente di sottofondo.

**La relazione geotecnica e le verifiche di sicurezza nei confronti dei vari stati limite (metodo semibrobabilistico dei coefficienti parziali) verranno prodotte in conformità a quanto previsto dalle NTC '18, a seguito della definizione dei valori di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), valutato in base ai valori di progetto nelle varie combinazioni di carico e definite dal progettista strutturale.**

Si è provveduto all'esecuzione della seguente relazione nel mese di gennaio 2023.

## **2. UBICAZIONE OPERA IN PROGETTO**

L'area oggetto di studio è ubicato in Via Arturo Toscanini, nell'estrema periferia sud-est dell'abitato di Monticelli Terme, località del Comune di Montechiarugolo (PR). I lotti di terreno si trovano ad un'altezza di circa 105 metri s.l.m., in un contesto morfologico sub pianeggiante, caratterizzato da una blanda pendenza con immersione verso nord, nord est. (Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24 Lat. 44.720638° - Lon. 10.396892° Tavola I, II e XVIII).

Inoltre, secondo il Nuovo Catasto Terreni del Comune di Montechiarugolo, l'areale è censito al Foglio 12, mappali 313, 332, 912, 1047, 1049 (Tavola III).

Secondo il RUE ed il PSC del Comune di Montechiarugolo, l'area in oggetto ricade all'interno dei *"Perimetri delle zone sottoposte a Comparto Diretto C.D."* e delle *"Zone residenziali di nuovo impianto/C5"* (art. 59 del RUE – Tavola VII), delle *"Fasce di rispetto ai corsi d'acqua"* (legge 431/85 RUE e PSC – Tavola VII e X), del *"Perimetro del territorio urbanizzabile"* (PSC – Tavola X), degli *"Ambiti residenziali da urbanizzare"* (PSC – Tavola X) e del *"Perimetro del bacino idrominerario"*, ma solo i mappali 912, 312 e 331 (RUE – Tavola VII).

Come precedentemente detto, il presente studio è stato realizzato a corredo del progetto di nuovo intervento edilizio da realizzarsi nell'areale in oggetto.



**Fotografia 1 int** – Foto aerea con vista da sud-ovest dei lotti in oggetto.



**Fotografia 2 int** – Foto aerea con vista da nord-ovest dei lotti in oggetto.



**Fotografia 3 int** – Foto aerea con vista da nord-est dei lotti in oggetto.



## **PARTE I – STUDIO GEOLOGICO**

Dopo una fase preliminare che ha permesso l'inquadramento geologico e la caratterizzazione geomorfologica dei terreni, si è proceduto alla caratterizzazione dei suoli di fondazione mediante l'analisi di dati geognostici ottenuti da una prova penetrometrica di tipo statico (CPT) e tre prove penetrometriche di tipo dinamico (SCPT), eseguite all'interno dell'areale. Le indagini sono state spinte fino alle seguenti profondità massime da piano campagna:

- -2.60 metri per la prova penetrometrica statica (CPT1);
- -3.00 metri per la prima prova penetrometrica dinamica (SCPT1);
- -3.30 metri per la seconda prova penetrometrica dinamica (SCPT2);
- -3.30 metri per la terza prova penetrometrica dinamica (SCPT3);

quote alle quali è avvenuto il disancoraggio (CPT1) o il rifiuto strumentale delle attrezzature utilizzate a causa della comparsa di un orizzonte sabbioso-ghiaioso particolarmente addensato.

Si specifica come, nonostante la ridotta estensione, le indagini geognostiche permettono di ritenere la caratterizzazione operata, anche in relazione alle caratteristiche dell'opera in progetto, del tutto idonea ad investigare il cosiddetto "volume significativo", inteso come il volume interessato dalla trasmissione dei carichi dell'opera esistente, così come definito dalle raccomandazioni AGI 1975 inerenti la programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche nonché al punto "B3", lettera "B" del succitato D.M. 11/03/1988 e all'art. 7.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018. La presenza del già citato livello sabbioso-ghiaioso permette, infatti, di ipotizzare in prossimità di detto intervallo, una completa dissipazione dei carichi.

In aggiunta a tali indagini si è provveduto alla realizzazione di indagini geofisiche mediante tecnica MASW, al fine di ottenere una stratigrafia interpretativa fino alla quota 30 metri dall'attuale piano campagna, al fine di caratterizzare il "sito" in accordo con quanto previsto dal D.P.C.M 3274 e dalle "Norme tecniche per le costruzioni" – DM. 17/01/2018.

Si è inoltre realizzata un'acquisizione di microtremore a stazione singola HVSR (rumore ambientale) al fine di valutare i valori di frequenza fondamentali  $f_0$  per la stima degli effetti di amplificazione di sito nel lotto indagato.

Per una definizione a più ampia scala del comparto dal punto di vista sismico, in aggiunta ai dati geofisici sito specifici acquisiti, si sono utilizzati gli studi di micro-zonazione sismica di terzo livello disponibili per il territorio del Comune di Montechiarugolo (Tavole da XI a XVII).

### **3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E DESCRIZIONE DELLE FORMAZIONI PRESENTI NELL'AREA DI STUDIO**

L'Appennino Settentrionale risulta dalla sovrapposizione tettonica di due grandi insiemi, diversi per litologia, struttura ed origine paleogeografica: un Insieme Esterno Umbro-Toscano ed un insieme Interno Ligure-Emiliano.

L'insieme Esterno è costituito essenzialmente da uno zoccolo continentale appartenente alla Placca Apula su cui poggiano, anche se scollate e deformate, le successioni mesozoico-terziarie che ne rappresentano l'originale copertura sedimentaria.

L'Insieme Interno consta di una serie di unità tettoniche che, per la presenza di ofioliti (rocce ignee tipiche della litosfera oceanica) si sono invece originate in un oceano estendendosi eventualmente anche sulla parte più assottigliata dei margini continentali adiacenti. Queste unità hanno comunque abbandonato il loro substrato originario che è scomparso in subduzione, per sovrascorrere da ovest verso est (vergenza appenninica) sull'Insieme Esterno, che ha avuto ruolo di avanpaese, costituendo perciò una coltre alloctona.

L'insieme Interno comprende due domini detti rispettivamente Ligure Interno e Ligure Esterno (Liguridi), separati da un contatto tettonico lungo il quale il primo si accavalla sul secondo, poggiando per il resto anche sulla Falda Toscana con la sola interposizione dell'Unità di Canetolo. Pur essendo entrambe caratterizzati dalla presenza di ofioliti, queste assumono un differente significato. Mentre nelle Liguridi Interne hanno caratteristiche sicuramente oceaniche (le maggiori masse ofiolitiche si trovano ancora in posizione primaria alla base della successione sedimentaria) nelle Liguridi Esterne non si conoscono ofioliti che costituiscano sicuramente la base della successione, ma compaiono invece come masse scivolte in gran parte nel bacino di sedimentazione ligure del Cretacico superiore e pertanto intercalate in quei sedimenti. Tali depositi rimaneggiati sono un indizio della vicinanza di un rilievo oceanico tettonicamente attivo situato verosimilmente fra Ligure Interno ed Esterno. A questo rilievo ipotetico (Cretacico superiore) che avrebbe in qualche modo separato i due domini è stato dato il nome di "Ruga del Bracco".

Il Dominio Ligure Esterno comprende esclusivamente unità alloctone che hanno abbandonato il loro substrato originario e risultano abitualmente distinti nei *Complessi di base* di età per lo più compresa tra l'Albiano ed il Campaniano inferiore e delle formazioni torbiditiche a dominante calcarea conosciute come flysch ad elmintoidi (Campaniano-Paleocene). Questi nella sola fascia esterna sono seguite da altri flysch anch'essi calcarei, di età paleocenico-eocenica.

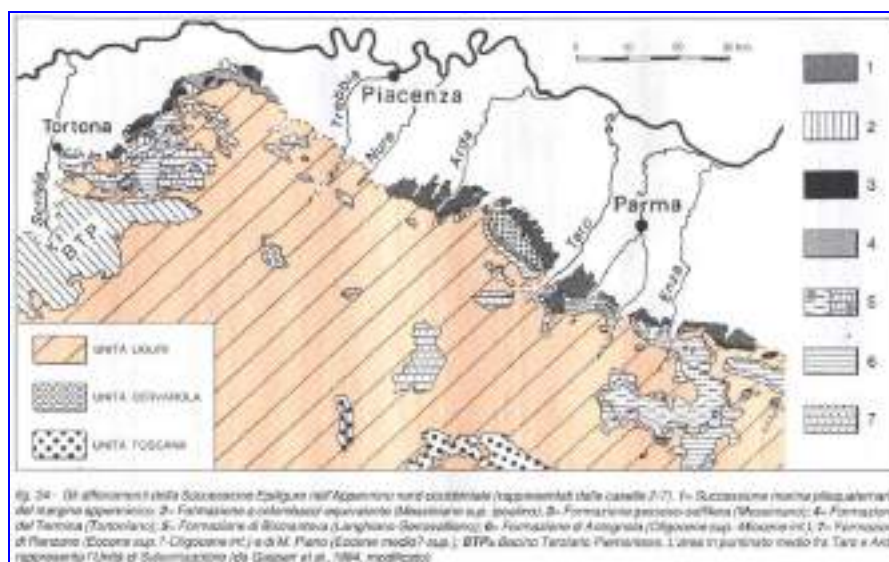
L'area oggetto di studio ricade nel Dominio Ligure Esterno ed in particolare nella zona più esterna chiamata anche "Emiliana" caratterizzata dalla comparsa di unità tettoniche (M. Caio, Solignano, M. Cassio, ecc.) in cui i clasti ofiolitici diventano una componente occasionale o sono addirittura assenti. Nei "Complessi di base" compaiono invece estese formazioni terrigene silicoclastiche, quali le Arenarie di Ostia, di Scabiazza, le Argille di San Siro, di provenienza continentale. Infine, mentre nella zona più interna (sempre del Dominio Ligure Esterno) la sedimentazione termina con il flysch ad elmintoidi alla fine del Maastrichtiano o all'inizio del Paleocene, nella Zona Emiliana la successione si completa con potentissimi flysch paleocenico-eocenici che, dopo essersi parzialmente sedimentati sul flysch ad elmintoidi, sono stati in buona parte scollati per costruire unità a se stanti (M. Sporno, Farini d'Olmo, Val Luretta, ecc.) (Fig.re 1 e 2 int.)

A partire dal Miocene superiore sul versante padano continua la compressione con la migrazione verso nord, nord-est del fronte di accavallamento appenninico, con la formazione di

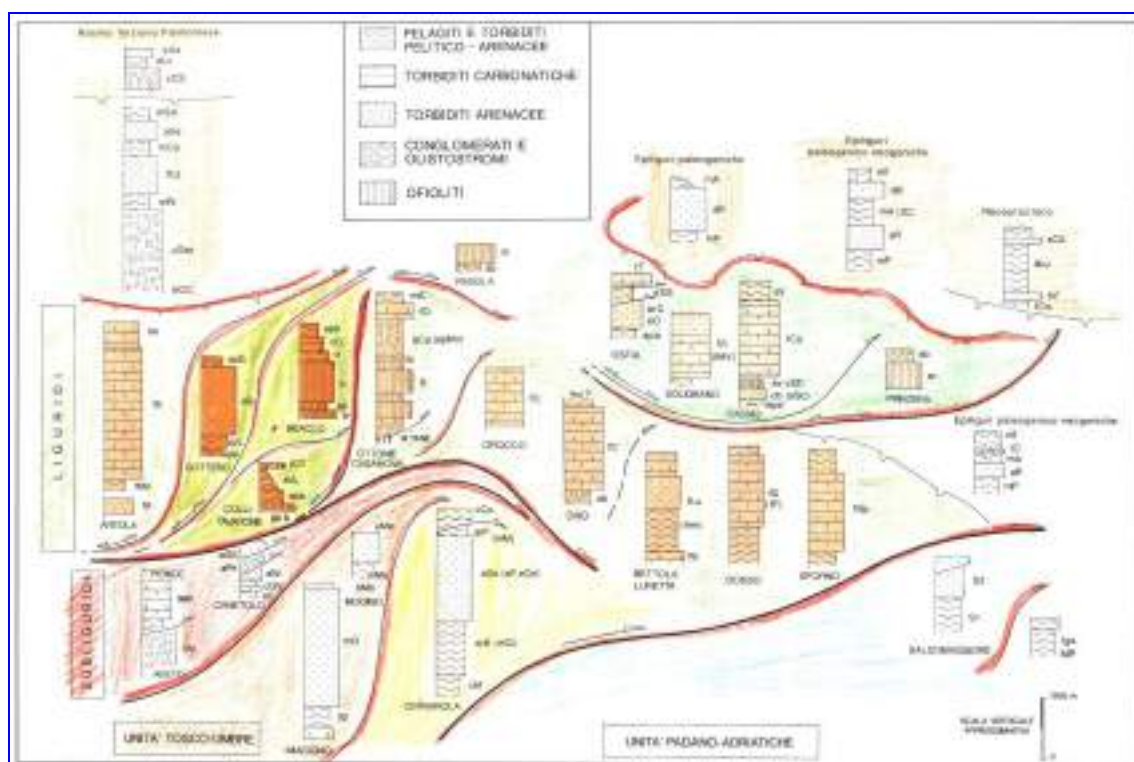


bacini fluvio-lacustri plio-pleistocenici. Le successioni sedimentarie di tutti questi bacini, sono molto simili e costituite da depositi detritici. Esse cominciano sempre con peliti basali grigio-azzurre contenenti livelli ligniferi seguiti da sabbie e conglomerati, mostrando così una stessa tendenza evolutiva, da una fase francamente lacustre e/o palustre ad una di piana alluvionale intermontana.

Sul quaternario marino si verifica in questo modo (netta discordanza angolare) la deposizione dei sistemi deposizionali fluviali del Mindel, del Riss e del Wurm, cui succedono le alluvioni medie e recenti.



**Figura 1 int** - Rapporti tra Insieme Interno (o Dominio) Liguree la Successione Epiligure (G. Papani e L. Vernia)



**Figura 2 int** - Rappresentazione semplificata della litostratigrafia delle principali Unità presenti (P. Vescovi)

## **Descrizione delle Formazioni nell'area di studio**

(Sulla base delle Note Illustrative della Carta Geologica della Regione Emilia-Romagna alla scala 1:10.000, Sezione 200 050 Monticelli Terme).

### **DEPOSITI QUATERNARI INTRAPPENNINICI CONTINENTALI PRIVI DI UNA FORMALE CONNOTAZIONE STRATIGRAFICA**

Questi depositi si sono formati ad opera di vari processi sedimentari, legati principalmente alla dinamica fluviale. I depositi alluvionali sono stati distinti in depositi alluvionali in evoluzione e depositi alluvionali recenti, dal punto di vista litologico sono costituiti da ghiaie, decisamente prevalenti, sabbie e da locali blocchi, di dimensioni fino a plurimetriche. I depositi alluvionali in evoluzione occupano l'alveo attuale del corso d'acqua, i depositi alluvionali recenti i tratti temporaneamente abbandonati, ma che sono potenzialmente interessati dalle dinamiche fluviali in regime di piena ordinaria, sono quindi depositi soggetti ancora a rimobilizzazione.

### **SUPERSINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO**

Il Supersintema Emiliano-Romagnolo, affiorante con i suoi terreni più antichi sul margine appenninico padano è stato suddiviso in due unità principali, denominate come segue:

- Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore, **AES**
- Sintema Emiliano-Romagnolo Inferiore, **AEI**

Queste due unità sono separate, in corrispondenza del margine appenninico, da una superficie di discontinuità, spesso con discordanza angolare ed erosione, testimonianza di una fase tettonica regionale databile alla fine del Pleistocene inferiore.

#### **Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore (AES)**

Si tratta di un'unità alluvionale, terrazzata, costituita da ghiaie prevalenti in corrispondenza degli apparati fluviali principali (depositi di conoide e depositi intravallivi terrazzati), passanti a limi prevalenti con rare intercalazioni di sabbia e ghiaia nelle aree di interconoide. L'età complessiva dell'unità è Pleistocene medio - Olocene.

spessore massimo di circa 100 m;

spessore minimo di circa 20 m

L'AES risulta suddivisibile in 5 Subsintemi, affioranti a quote progressivamente decrescenti lungo il margine appenninico; in ordine crescente di età:

- Subsintema di Ravenna – **AES8** (che comprende l'unità di Modena **AES8a**)
- Subsintema di Villa Verucchio - **AES7** (suddiviso nell'unità di Vignola -**AES7b** e di Niviano -**AES7a**)
- Subsintema di Agazzano - **AES3**
- Subsintema di Maiatico - **AES2** (suddiviso nell'unità di Fico Rosso - **AES2b** e di Miano - **AES2a**)
- Subsintema di Monterlinzana - **AES1**

La sedimentazione dell'AES prende inizio al termine di un evento minore, ancorché regionale, di sollevamento delle strutture compressive appenniniche, registrato in affioramento da una superficie di discontinuità erosiva. Tale superficie, riconoscibile anche nei profili sismici, risulta particolarmente evidente in corrispondenza dei principali fronti strutturali sepolti (DI DIO *et alii*, 1997a,b).

#### **AES8 - Subsistema di Ravenna**

Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi: depositi intravallivi terrazzati. Il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m ed è di tipo A/Bw/Bk(C). 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 m.

*Pleistocene sup. – Olocene*

#### **AES7a - Unità di Niviano**

Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati: depositi di conoide ghiaiosa e depositi intravallivi terrazzati. Limi e limi sabbiosi con intercalazioni di ghiaie e sabbie: depositi di interconoide. Il profilo di alterazione dell'unità è molto evoluto e può raggiungere i 4-5 m di profondità. L'unità presenta una copertura fine, composita e discontinua, di spessore fino a 2 m, costituita da limi e limi argillosi giallastri. Lo spessore massimo è di circa 15 metri.

*Pleistocene sup.*

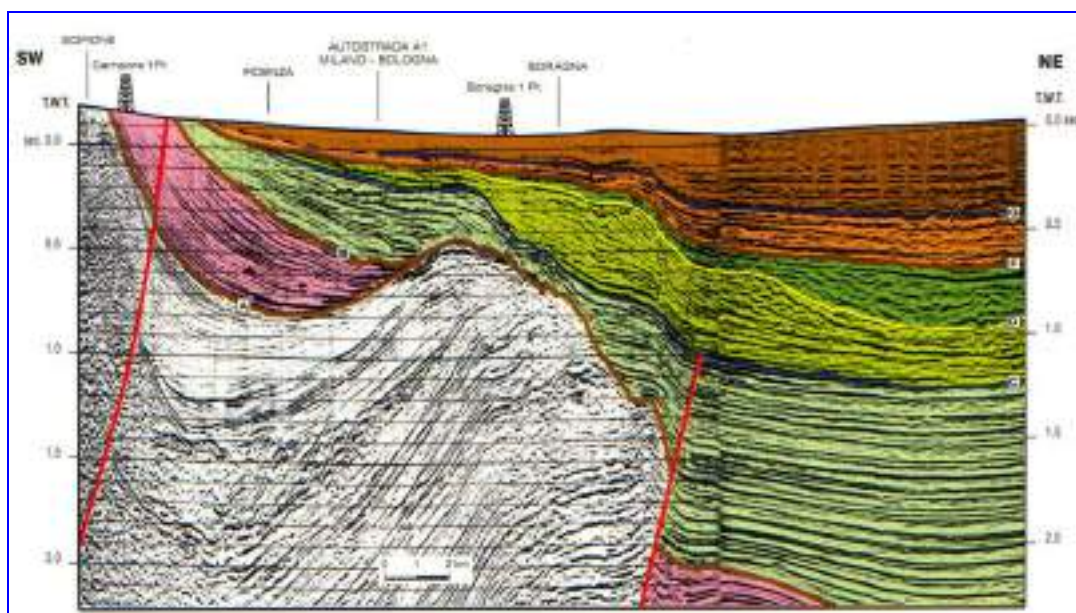
#### 4. IDROGEOLOGIA

La pianura alluvionale è stata costruita dall'azione combinata dei corsi d'acqua appenninici ed è costituita dalle loro conoidi pleisto-oloceniche, raccordate e livellate a formare una superficie sub-pianeggiante con lieve immersione da SSO (limite collinare) a NNE (alveo del Fiume Po). I corsi d'acqua, all'uscita delle valli, dove hanno costruito la parte più elevata delle loro conoidi, hanno divagato nell'antistante pianura, depositando i materiali litoidi provenienti dall'erosione dei bacini montani.

La permeabilità dei sedimenti alluvionali è dovuta ad una porosità intergranulare: i clasti che li costituiscono, di forma e dimensioni molto varie lasciano dei vacuoli comunicanti nel corpo del sedimento; il grado di permeabilità è direttamente proporzionale alle dimensioni dei pori, che dipendono dalla classazione, dalla disposizione relativa e dalla forma dei granuli, per cui depositi ghiaiosi e sabbiosi (definiti a granulometria grossolana) sono più permeabili di depositi limosi (definiti a granulometria fine); le argille sono normalmente considerate impermeabili.

La classazione granulometrica dall'apice della conoide alle aree più distali, è fondamentale per la comprensione della geometria del sistema idrogeologico. L'insieme dei meccanismi geologico-sedimentari determina la geometria degli acquiferi profondi, che coincidono con gli alvei sepolti, dispersi a diversi livelli in un corpo impermeabile o semipermeabile. L'alta e la media pianura sarebbero quindi formate da un **sistema idrogeologico plurifalda, con acquiferi separati ed indipendenti**.

Il Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia – Romagna ha proposto una stratigrafia valida a livello di bacino per i depositi alluvionali e marino marginali presenti nelle prime centinaia di metri del sottosuolo, riassunta schematicamente nella figura riportata in seguito.



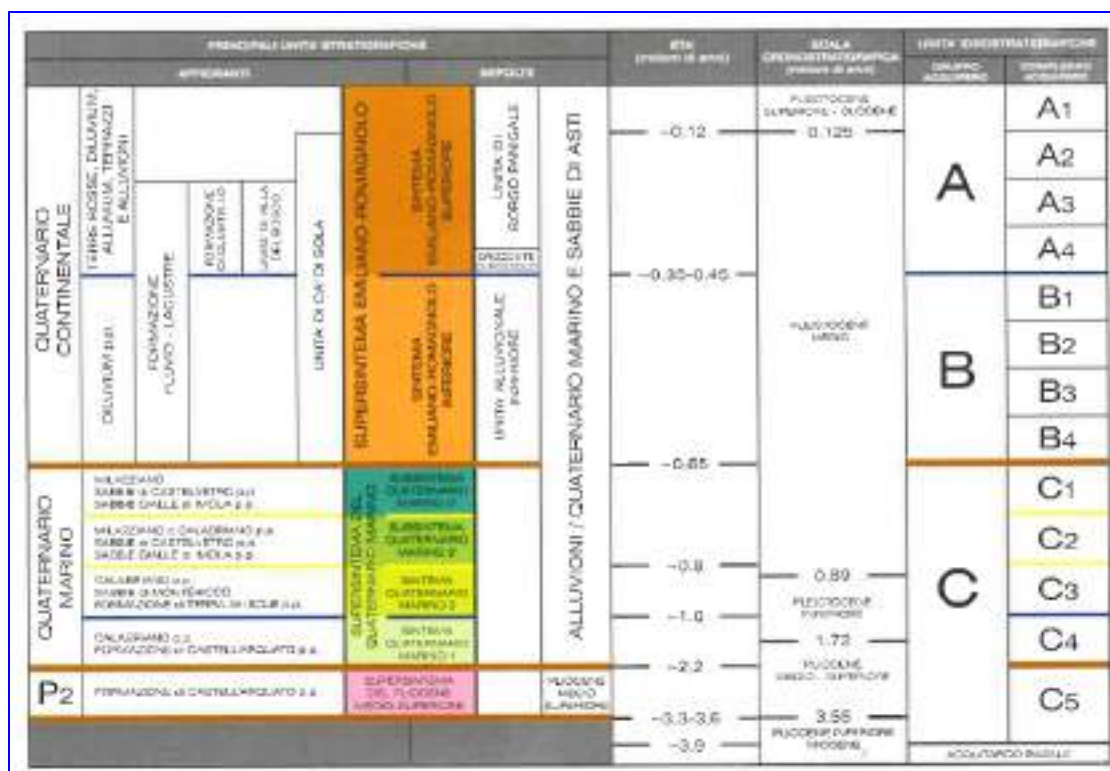
**Figura 3 int** - Profilo sismico interpretato - "da Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna"

I depositi della pianura sono stati suddivisi in tre nuove unità stratigrafiche, denominate Gruppi Acquiferi A, B e C: il Gruppo Acquifero A è il più recente ed ha un'età che va dall'Attuale sino a 350.000 – 450.000 anni; il Gruppo Acquifero B, intermedio, va da 350.000 – 450.000 anni sino a 650.000 circa; il Gruppo Acquifero C è il più vecchio e va da 650.000 sino a oltre 3 milioni di anni. Il Gruppo Acquifero A ed il Gruppo Acquifero B sono costituiti principalmente da depositi



alluvionali ed in particolare dalle ghiaie delle conoidi alluvionali, dai depositi fini di piana alluvionale e dalle sabbie della piana del Fiume Po; il gruppo acquifero C è formato principalmente da depositi costieri e marino marginali ed è costituito principalmente da pacchi di sabbie alternati a sedimenti più fini. In prossimità dei principali sbocchi vallivi il gruppo acquifero C contiene anche delle ghiaie intercalate alle sabbie, che costituiscono i delta conoide dei fiumi appenninici durante il Pleistocene inferiore e medio.

Le Unità Idrostratigrafiche sono formate da una o più sequenze deposizionali caratterizzate da alternanze cicliche di depositi fini (alla base) e grossolani (al tetto) molto spessi. Una sequenza deposizionale è una successione di sedimenti geneticamente legati tra loro (sono depositi durante lo stesso intervallo di tempo e con meccanismi della sedimentazione legati tra loro), compresi alla base e al tetto da superfici di discontinuità della sedimentazione e da superfici di continuità ad esse correlate. All'interno di ciascuna sequenza, si trovano depositi costituiti da differenti litologie, corrispondenti a vari sistemi e ambienti deposizionali. Alla base di ciascuna sequenza si trova un livello molto continuo a scarsa permeabilità che funge da acquicludo tra le diverse unità individuate.



**Figura 4 int** - Inquadramento geologico-stratigrafico ed idrostratigrafico - "da Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna"

All'interno di ciascun Gruppo Acquifero vengono poi distinti diversi Complessi Acquiferi, unità gerarchicamente inferiori (a cui comunque corrisponde un'unità stratigrafica della Carta Geologica) identificate dal nome del Gruppo Acquifero di appartenenza, seguito da un numero progressivo (A0, A1 ecc.). Anche i Complessi Acquiferi sono Unità Idrostratigrafiche e come tali rappresentano una sequenza deposizionale contraddistinta da un acquitardo basale molto continuo, a cui fa seguito una sedimentazione più fine che diventa poi decisamente grossolana nella porzione terminale della sequenza.

## 5. ASSETTO MORFOLOGICO, IDROGRAFICO E LITOSTRATIGRAFICO LOCALE

L'area in oggetto si colloca ad un'altezza di circa 105 metri s.l.m., in un contesto morfologico tipico di alta pianura, in cui il paesaggio è caratterizzato da un andamento sub-pianeggiante con blande pendenze digradanti verso nord nord-est, in accordo con la vergenza appenninica caratteristica di questa porzione di pianura. Nel complesso l'assetto risulta essere **assolutamente stabile e con bassissima o nulla predisposizione al dissesto** (Tavola I, II, XVIII).

La rete di scolo delle acque superficiali risulta essere ben regimata sia per la presenza di un sistema di raccolta delle acque meteoriche legata alla presenza di un'efficiente rete di fossi e canali di scolo al contorno dell'area di studio (sistemazioni antropiche).

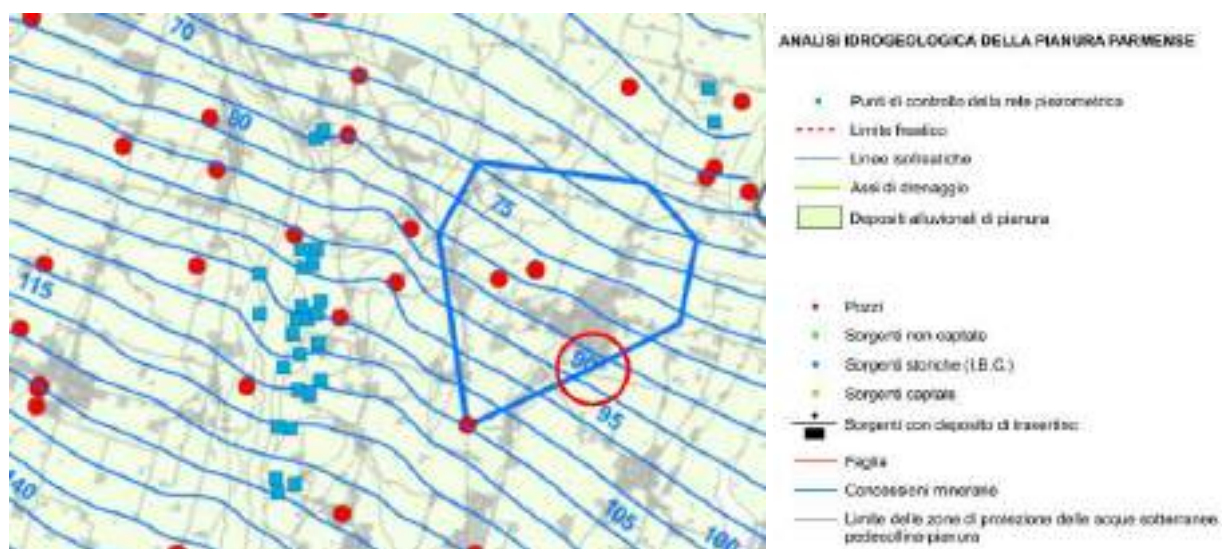
I corsi d'acqua di maggiore importanza al contorno dell'area di studio sono sicuramente il Fiume Enza, posto 4 km a est dell'area, ed il Torrente Parma, distante circa 4.3 km verso ovest. Nelle strette vicinanze dell'area invece, esiste un corso d'acqua a regime minore, denominato Canale Arianna che dista rispettivamente 60 metri, in direzione ovest. Gli appena citati corsi d'acqua, sia per le condizioni di regimazione, sia per la distanza plano-altimetrica, **non mostrano interferenze negative con l'area indagata** come indicato al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA Geoportale Regione Emilia Romagna – Tavole VII e VII bis).

Nel corso delle indagini effettuate non si è osservata la presenza di un **sistema di circolazione idrica vero e proprio**. Tuttavia come evidenziato nel corso di precedenti studi realizzati nel medesimo contesto morfologico e stratigrafico è possibile l'instaurarsi di un sistema di circolazione sub-superficiale, attestato nei livelli a maggior granulometria presenti. Tali sistemi di circolazione pur potendo considerare il substrato superficiale come scarsamente permeabile, è resa possibile dalle condizioni di infiltrazione efficace presenti nella coltre dei terreni argillosi, proprio per le fessurazioni che in essi si producono in seguito ai cicli di essiccazione/imbibizione (contrazione/rigonfiamento). Questi sistemi risultano pertanto caratterizzati da una forte stagionalità con lenti freatiche superficiali e discontinue, caratterizzate da livelli di soggiacenza assai variabili. Per questo motivo i piani interrati degli edifici dovranno essere protetti, mediante idonei sistemi di difesa passiva, dalle acque di circolazione potenzialmente presenti.

L'area di studio, così come riportato nella cartografia tematica esistente (Carta Geologica Regione Emilia-Romagna scala 1:10.000 Foglio 200050 – Tavola IV bis), si colloca in corrispondenza dei depositi appartenenti all' **AES7a – Unità di Niviano**. Questi depositi sono costituiti da limi e limi sabbiosi con intercalazioni di ghiaie e sabbie di origine d'interconoide. Questi depositi corrispondono all' **Diluvium medio Q<sub>1m</sub>** (Carta Geologica d'Italia 1:100.000 foglio 73 Parma – Tavola IV) costituito da alti terrazzi sabbioso ghiaiosi, a suolo argilloso giallo-arancio potente almeno 1.50 m, che verso la pianura si immergono ad unghia sotto al Q<sub>1r</sub>.

La cartografia tematica esistente, in particolare la "Tavola A.6 del Piano Infraregionale delle Attività Estrattive – Carta Idrogeologica della Pianura e dei Sistemi Idrogeologici dell'Appennino Parmense" delinea l'andamento delle linee isofreatiche mediante pozzi e punti di controllo della rete piezometrica. Nell'area indagata le linee isofreatiche sono riportate ad una quota assoluta compresa tra gli 90 ed gli 95 metri, corrispondendo ad una soggiacenza media di circa 10/55 metri dal piano campagna, quindi ad una quota maggiore rispetto a quanto raggiunto dalle indagini geognostiche.





**Figura -5-int** Stralcio Tavola A.6 PIAE della Regione Emilia Romagna (si veda Tavola VI)

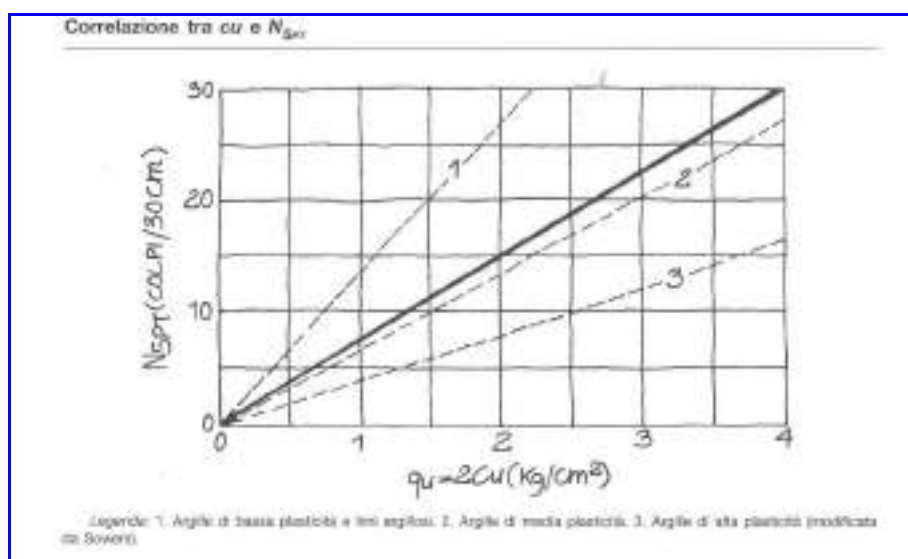
## 6. INDAGINI GEOGNOSTICHE (Prove penetrometriche dinamiche SCPT e statiche CPT – Allegato 1)

Le caratteristiche geolitologiche dei terreni di fondazione sono state investigate mediante la l'analisi dei dati ricavati da tre prove penetrometriche di tipo dinamico. In particolare è stato utilizzato un penetrometro tipo Pagani TG 73 con maglio da 73.5 kg con altezza di caduta pari a 75 cm, con punta conica avente superficie di base pari a 20,43 cm<sup>2</sup> per la prova dinamica.

L'indagine consiste nell'infiggere nel terreno una serie di aste con punta conica. Il sistema di infissione è costituito da un maglio che batte sulle aste, il dato rilevato è il numero di colpi (numero di volte) che occorre per abbassare il sistema aste/punta di 30 cm nel terreno. Si ottengono così diagrammi che discretizzano il sottosuolo in livelli di 30 cm per l'intera profondità di indagine.

Le caratteristiche del terreno sono state ricavate dalla comparazione dei risultati ottenuti nella campagna di indagini presa in considerazione ed al compendio con le risultanze di altre precedenti campagne geognostiche eseguite dal sottoscritto, nonché dai dati bibliografici presenti al contorno.

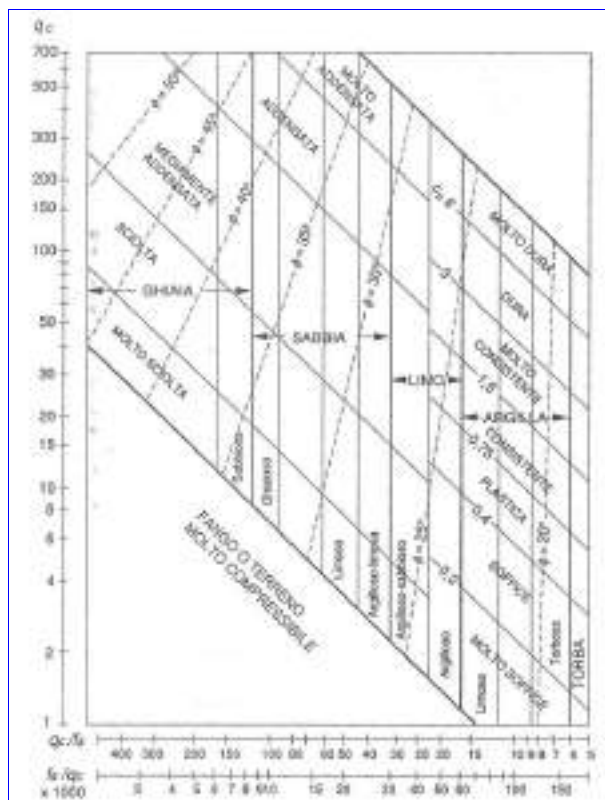
I risultati delle singole prove eseguite nei pressi dell'area di studio sono riportati nell'Allegato 1. Come anzi detto l'ampiezza dell'indagine, nonostante le scarse profondità raggiunte, risulta essere in accordo con le "Raccomandazioni AGI 1977", nonché al punto "B3", lettera "B" del sopraccitato DM 11.03.88, che prevedono di spingersi nella caratterizzazione dei terreni, fino al limite della porzione di sottosuolo interessato direttamente ed in direttamente dalla costruzione del manufatto ("volume significativo"). La presenza di un orizzonte litoide poco al di sotto del piano campagna, permette infatti una completa dissipazione dei carichi in corrispondenza di tale orizzonte, senza la necessità di caratterizzare a quote maggiori.



**Figura 6 int** - Correlazioni tra  $c_u$  ed  $N_{spt}$

È stata inoltre realizzata una prova penetrometrica statica realizzata tramite l'utilizzo di un penetrometro statico Pagani di tipo TG-73/100-200 in grado di operare sia indagini di tipo statico sia dinamico. L'indagine di tipo statico è stata realizzata montando una punta meccanica tipo Begemann Ø = 35.7 mm (area punta 10 cm<sup>2</sup> – apertura 60°) con manicotto laterale (superficie 150 cm<sup>2</sup>), costante di trasformazione  $C_t = 10$  e velocità di avanzamento della punta 2 cm/s. In questo caso le indagini consistono nell'infissione della punta nel terreno, con valori di resistenza registrati a mezzo di una cella di carico, che rilevano distintamente, in un tratto di 20 centimetri,

la resistenza all'avanzamento della sola punta e di quella del complesso punta + manicotto laterale. I valori così discretizzati sulla verticale permettono di ricavare, oltre ai valori di resistenza, anche una connotazione litologica (indiretta) dei depositi. I risultati delle singole prove sono riportati all'interno dell'Allegato 1 (Letture di campagna/Valori di resistenza - Diagrammi di Resistenza - Valutazioni Litologiche), con letture effettuate ogni 20 centimetri (prove statiche). L'interpretazione della stratigrafia del suolo è stata ricavata mediando i valori risultanti dai modelli di Begemann, 1965 - Raccomandazioni AGI, 1977 e di Schmertmann, 1978 (Figura 7 - int.) Tali modelli empirici, permettono di riconoscere la litologia del terreno in base al rapporto tra i valori di resistenza delle prove.



**Figura -7 int** Litologia in funzione di  $q_c$  ed  $f_s$

## **7. CARATTERISTICHE LITOSTRATIMETRICHE E GEOMECCANICHE DEI TERRENI ATTRAVERSATI**

### **Modello geomeccanico e litostratimetrico**

Dall'analisi delle prove penetrometriche realizzate ed il compendio dei dati acquisiti nel corso di precedenti studi, è stato possibile ricostruire il modello geomeccanico e litostratimetrico della porzione di sottosuolo di interesse.

Ai fini del presente studio, il sottosuolo può essere considerato come formato da 3 intervalli caratterizzati da differenti litologie e proprietà, oltre alla coltre di alterazione superficiale, non pertinente ai fini della caratterizzazione geotecnica. (Tabella 1-int).

I parametri geomeccanici riportati per ciascun intervallo, riassumono le principali caratteristiche geotecniche dei terreni e rappresentano la determinazione del loro valore caratteristico come stima cautelativa e ragionata del loro valore per lo stato limite ultimo (SLU) operata sulla base dell'interpretazione dei risultati delle prove in sito e delle misure effettuate (ai sensi dell'art. 6.2.2 del N.T.C. – D.M. 17/01/2018).

In particolare sono stati determinati:

- $\gamma$ : peso dell'unità di volume del terreno;
- $\gamma_{SAT}$ : peso dell'unità di volume del terreno (saturo);
- $\gamma'$ : peso dell'unità di volume del terreno (saturo);
- **Cu**: coesione non drenata nel caso di terreni a comportamento coesivo;
- $\Phi'$ : angolo di attrito efficace nel caso di terreni a comportamento granulare;
- **E**: modulo di deformazione edometrico (stimato da Mitchell e Gardner, 1975).

Il **primo (A)** intervallo considerato come litologicamente e geomeccanicamente uniforme, è caratterizzato da depositi argillosi e argilloso limosi consistenti, con natura eminentemente coesiva e proprietà geomeccaniche medio-buone. I valori di resistenza alla punta sono compresi tra 20 e 40 Kg/cm<sup>2</sup> e tra i 3 ed i 6 colpi.

(da -0.60/-0.60/-0.60/-0.60 a -1.20/-1.20/-1.20/1.20 m dal piano campagna)

#### **Natura coesiva**

- $\gamma$ : 2.00 t/m<sup>3</sup> = 19.61 kN/m<sup>3</sup>
- $\gamma_{SAT}$ : 2.30 t/m<sup>3</sup> = 22.56 kN/m<sup>3</sup>
- $\gamma'$ : 1.30 t/m<sup>3</sup> = 12.75 kN/m<sup>3</sup>
- **Cu**: 0.90 kg/cm<sup>2</sup> = 88.26 kPa
- **E**: 60 kg/cm<sup>2</sup> = 5.88 MPa

Il **secondo (B)** intervallo considerato come litologicamente e geomeccanicamente uniforme, è caratterizzato da buoni valori di resistenza meccanica. I valori di resistenza alla punta sono compresi tra 40 e 50 Kg/cm<sup>2</sup> e tra i 7 ed i 12 colpi, riconducibili a terreni coesivi, prevalentemente argillosi e argilloso organici.

(da -1.20/-1.20/-1.20/-1.20 a -1.80/-1.80/-2.10/-2.10 m dal piano campagna)

#### **Natura coesiva**

- $\gamma$ : 2.10 t/m<sup>3</sup> = 20.59 kN/m<sup>3</sup>
- $\gamma_{SAT}$ : 2.30 t/m<sup>3</sup> = 22.56 kN/m<sup>3</sup>
- $\gamma'$ : 1.30 t/m<sup>3</sup> = 12.75 kN/m<sup>3</sup>
- **Cu**: 1.30 kg/cm<sup>2</sup> = 127.49 kPa
- **E**: 130 kg/cm<sup>2</sup> = 12.75 MPa

L'intervallo (C) considerato come litologicamente e geomeccanicamente uniforme, è stato posto in corrispondenza al passaggio a depositi sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi addensati, che hanno rapidamente portato all'interruzione delle indagini geognostiche (disancoraggio per la prova CPT e rifiuto per le prove SPT). Questo intervallo è caratterizzato da natura granulare ed alti valori di resistenza meccanica.

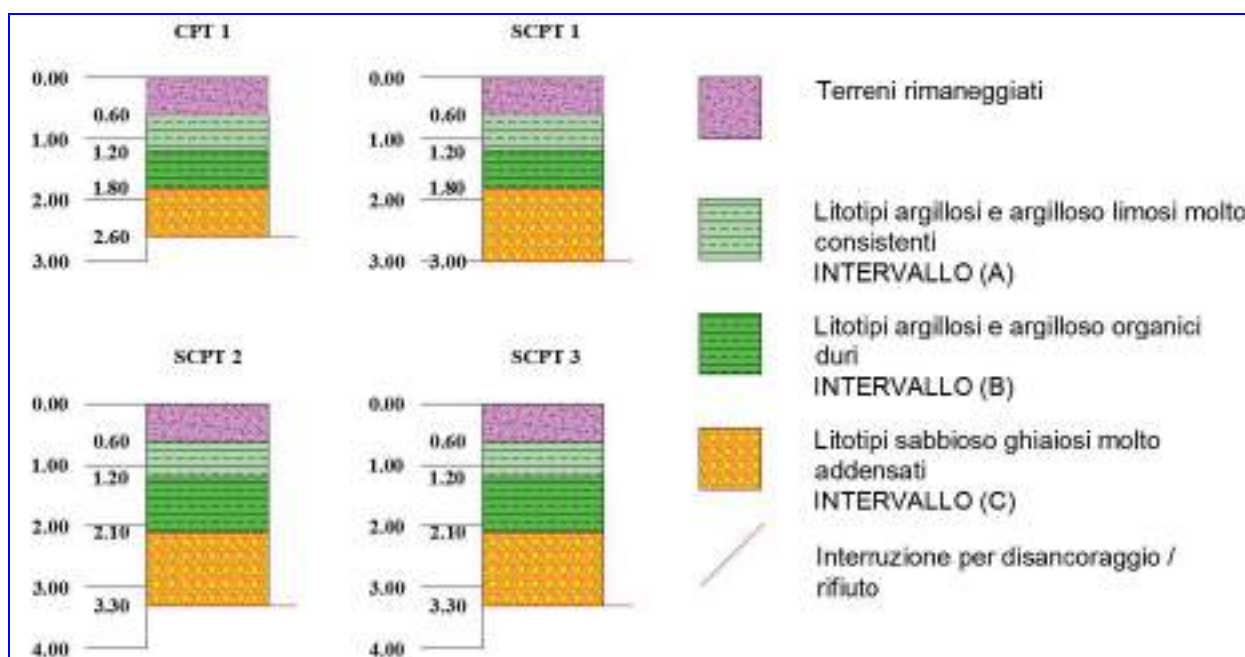
(da -1.80/-1.80/2.10/2.10 m a -2.60/-3.00/-3.30/3.30 m dal piano campagna.)

#### Natura granulare

- $\gamma$ : 1.85 t/m<sup>3</sup> = 18.14 kN/m<sup>3</sup>
- $\gamma_{SAT}$ : 1.90 t/m<sup>3</sup> = 18.63 kN/m<sup>3</sup>
- $\gamma'$ : 0.90 t/m<sup>3</sup> = 8.83 kN/m<sup>3</sup>
- $\Phi' = 37^\circ$
- **E**: >300 Kg/cm<sup>2</sup> =>29.42 MPa

Intervallo	Z <sub>min</sub> (m)	Z <sub>max</sub> (m)	γ (t/m³)	γ <sub>SAT</sub> (t/m³)	γ'(t/m³)	Cu (kg/cm2)	Φ'	E (kg/cm²)
			γ(kN/m³)	γ <sub>SAT</sub> (kN/m³)	γ'(kN/m³)	Cu (kPa)		E (MPa)
Suoli	0.00	-0.60/-0.60/- 0.60/-0.60	---					
A	-0.60/-0.60/- 0.60/-0.60	-1.20/- 1.20/1.20/-1.20	2.00	2.30	1.30	0.90	---	60
			19.61	22.55	12.74	88.26		5.88
B	-1.20/- 1.20/1.20/-1.20	-1.80/-1.80/- 2.10/-2.10	2.10	2.30	1.30	1.30	---	130
			20.59	22.55	12.74	127.49		12.75
C	-1.80/-1.80/- 2.10/-2.10	interruzione	1.85	1.90	0.90	---	37°	>300
			18.14	18.63	8.83			>29.42

**Tabella 1 int** Intervalli litologicamente e geomeccanicamente uniformi individuati



**Figura 8 int** – Modello litostratimetrico locale

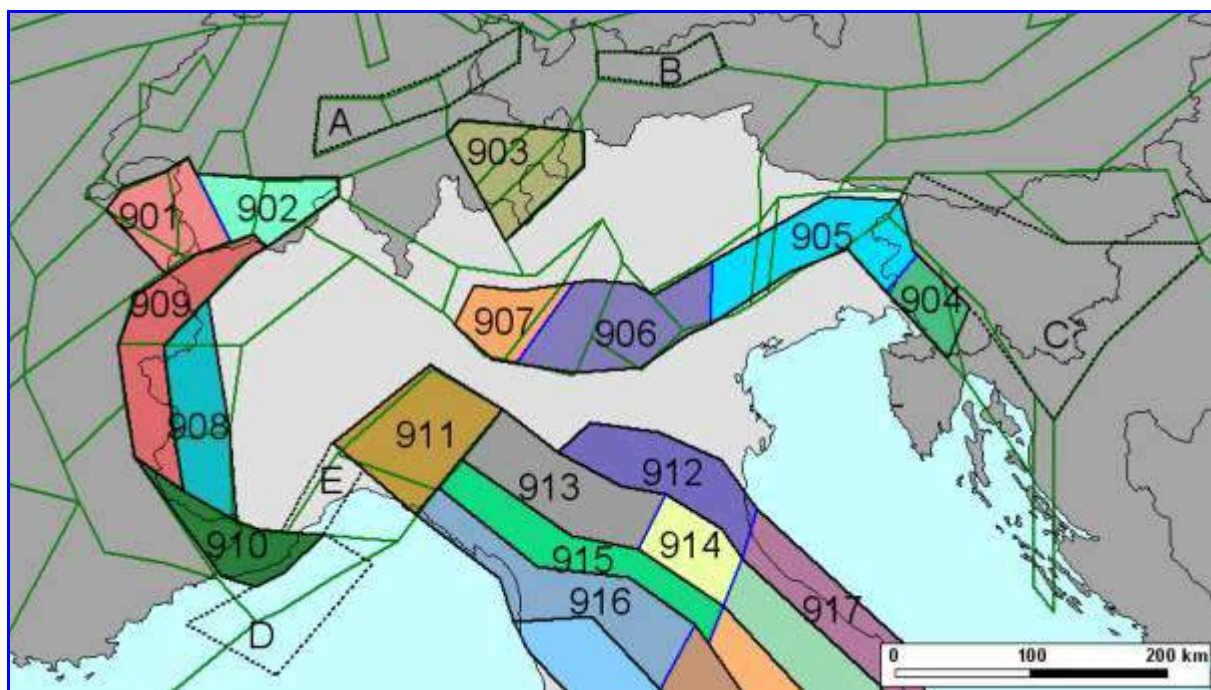


**PARTE II – STUDIO SISMICO****8. DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITA' DI BASE E DEGLI EVENTI DI RIFERIMENTO**

[tratto da Studio di Microzonazione sismica (primo e secondo livello di approfondimento)  
Gennaio 2015 – aggiornato e parzialmente modificato]

**Zonizzazione sismogenetica**

Gli studi sulla pericolosità sismica, promossi dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (I.N.G.V.), hanno portato alla definizione di una nuova zonazione sismogenetica del territorio italiano, denominata "ZS9" (Figura 9 int.), a cura del gruppo di lavoro coordinato da C. Meletti e G. Valensise, 2004, che prevede una suddivisione in 36 zone, i cui limiti sono stati tracciati sulla base di informazioni tettoniche, geologico-strutturali e/o di differenti caratteristiche della sismicità (distribuzione spaziale, frequenza degli eventi, massima magnitudo rilasciata, ecc.). Essa risulta estremamente importante per gli studi pianificazione territoriale ed, in particolare, nelle valutazioni di pericolosità sismica.

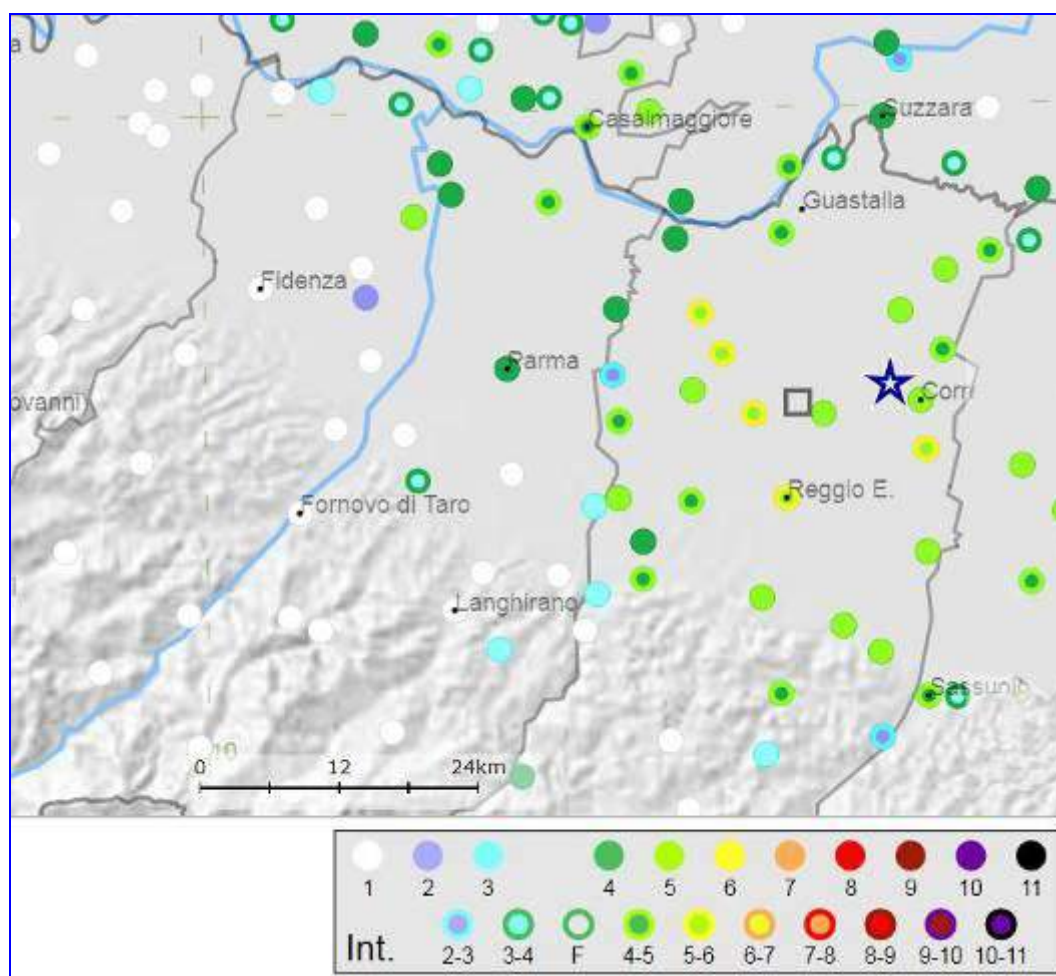


**Figura 9 int** – Stralcio della zonizzazione sismogenetica ZS9

Più specificatamente, il territorio di studio ricade nella zona sismogenetica "913" denominata "Appennino Emiliano".

La Zona 913 è caratterizzata da terremoti di magnitudo medio – bassa, originati da movimenti prevalentemente compressivi in direzione NW con meccanismi trascorrenti nelle zone di svincolo che dissecano la continuità longitudinale delle strutture sepolte attive. Il maggior numero di terremoti che si verificano in questa zona presenta il proprio ipocentro a profondità comprese tra 12 e 20 km ed i valori di magnitudo massima previsti, sulla base dei meccanismi focali, sono pari a  $M_{wmax} = 5,91$ . A corredo degli studi di zonizzazione sono stati raccolti ed analizzati quasi 2.500 terremoti, spalmati sugli ultimi 1000 anni, limitatamente agli eventi contraddistinti da intensità epicentrale pari ad almeno il V-VI della scala MCS.





**Figura 10 int** – Principali terremoti in Emilia -Romagna dall'anno 1.000 d.c. al 1990 con indicazione della magnitudo

### Sismicità del territorio

Nella valutazione della pericolosità sismica di una determinata area occorre, in primo luogo, definire la pericolosità di base attraverso una corretta analisi della sismicità evidenziando, sia la distribuzione spaziotemporale degli eventi, sia le caratteristiche di intensità degli stessi, seguita da una valutazione della pericolosità locale determinata dagli aspetti geologico-morfologici del territorio.

L'appennino nord – occidentale è caratterizzato da una sismicità da moderata a media, che si manifesta principalmente lungo le zone di accavallamento frontale del margine appenninico e secondo una fascia con direttrice appenninica che, dalla zona di Varzi, si estende quasi con continuità sino a Borgo Val di Taro e alla Lunigiana, proseguendo poi verso strutture del *graben* della Garfagnana. Allineamenti di terremoti si trovano anche lungo lineamenti trasversali alle due fasce longitudinali e sembrano quasi collegarle; particolarmente evidente è la distribuzione di sismi lungo la Val Parma e la Val Taro.

La storia sismica comunale è stata dedotta da DBMI15 la versione 2021 del Database Macrosismico Italiano (a cura di M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi), nel quale sono riportate le osservazioni macrosismiche relative al Comune di Montechiarugolo.

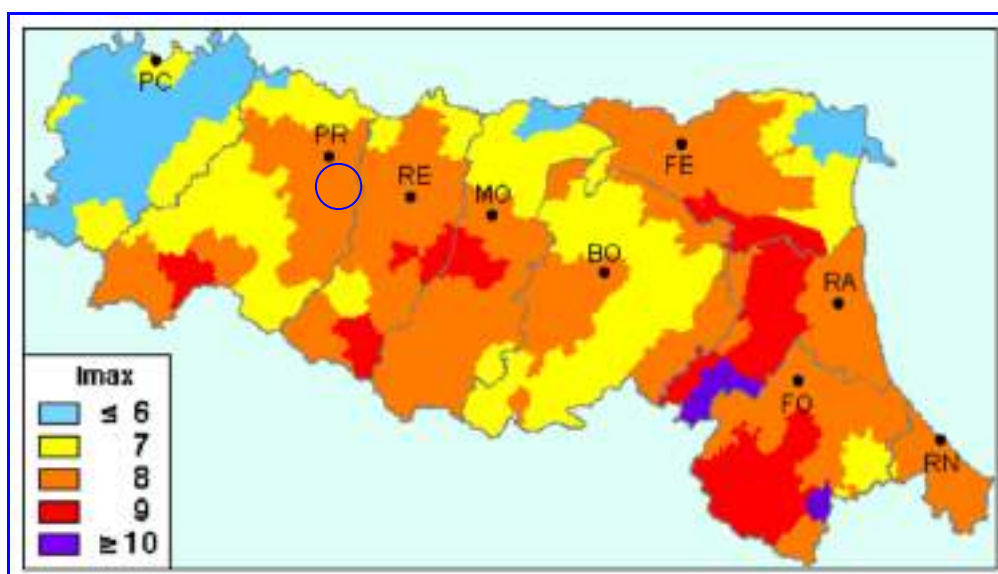
Essa è riassunta nella Figura 11 int, dove sono stati elencati gli eventi di maggior intensità al sito ( $I_s > III$  grado della scala MCS), indicando, per ciascuno di essi, oltre alla stessa intensità al sito: l'anno, il mese, il giorno, l'ora e il minuto in cui si è verificato, la denominazione dell'area dei maggiori effetti (Area Epicentrale), l'intensità massima epicentrale in scala MCS ( $I_o$ ) e la magnitudo momento ( $M_w$ ).

Effetti	In occasione del terremoto del						Area epicentrale		NMDP	Io Mw
Int.	Anno	Gi	Mo	Mi	Se					
5	1433	13	30	29	63		Appennino bolognese		5	5-6 4.60
5-6	1465	04	07	15	30		Pianura emiliana		5	5-6 4.90
F	1474	03	11	20	30		Modena		5	5 4.16
5-6	1572	06	04	22			Parmense		5	5 4.63
3-4	1886	10	15	02	20		Collecchio		44	6 4.70
7	1971	07	15	01	33	23	Parmense		228	8 5.51
6	1983	12	08	16	29	32	Parmense		850	6-7 5.04
MF	1986	12	06	17	07	1	Ferrarese		604	6 4.93
4	1988	03	15	12	03	1	Reggiano		160	4 4.57
F	1995	08	24	17	27	33	Appennino pistoiense		96	6 4.93
4	1995	10	10	06	54	2	Lunigiana		341	7 4.82
3	1995	12	31	21	25	0	Appennino reggiano		96	4-5 4.51
5	1996	10	15	09	53	5	Pianura emiliana		135	7 5.38
3	1996	10	26	04	56	0	Pianura emiliana		63	5-6 3.94
2-3	1996	02	21	02	21	0	Pianura emiliana		104	3 3.83
2-3	2000	06	18	07	42	0	Pianura emiliana		304	5-6 4.40
MF	2002	06	06	20	13	7	Frignano		113	4 4.23
MF	2002	06	18	22	23	0	Frignano		136	4 4.20
MF	2002	11	12	10	48	0	Franciaorta		768	5 4.21
5-6	2009	12	23	15	24	2	Parmense		291	6-7 5.36

**Figura 11 int** – Massimi eventi sismici verificatisi nel comune di Montechiarugolo reperiti dall'Archivio DBMI15

Dalla lettura di tabella si evidenzia che il massimo evento sismico censito e osservato si è verificato il 15 luglio 1971 con un'intensità al sito dell'VIII grado della scala MCS.

Nei cataloghi sismologici esaminati nel presente studio non sono stati individuati terremoti aventi epicentro nel Comune di Montechiarugolo. Il terremoto che ha avuto maggiori effetti nel settore appenninico in esame è certamente l'evento appena citato nel Parmense.



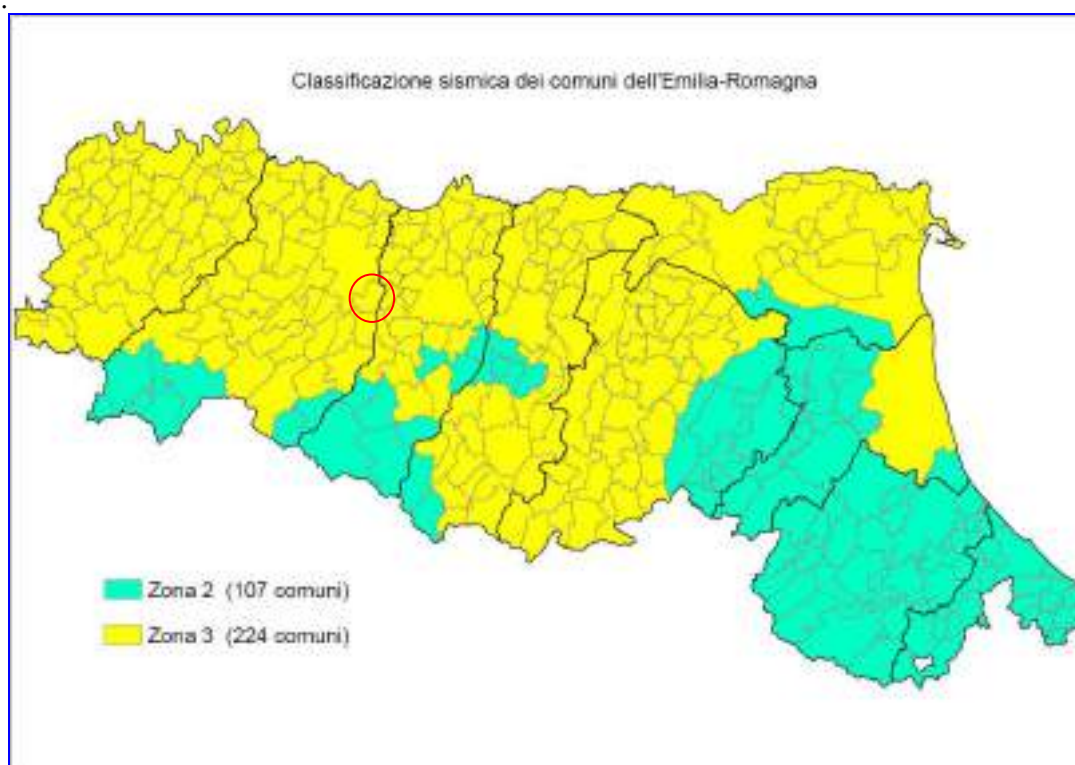
**Figura 12 int** – Carta della massima intensità macrosismica osservata nei comuni dell'Emilia Romagna

### Classificazione sismica comunale

La classificazione sismica dei comuni su tutto il territorio nazionale è stata stabilita dall'All. 1, punto 3 dell'OPCM 3274/2003, utilizzando e aggiornando la precedente proposta nel 1998. La suddivisione è articolata in 4 zone: le prime 3 corrispondono alle zone di sismicità alta ( $S=12$ ), media ( $S=9$ ) e bassa ( $S=6$ ), contemplati nella Legge 64/74, mentre la zona 4 è di nuova introduzione. Ciascuna zona è contraddistinta da un diverso valore dell'accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, eliminando di fatto la presenza di aree del territorio classificate come non sismiche. In questo modo ad ogni area del territorio nazionale è stato attribuito un differente livello di pericolosità sismica.

Zona sismica	Descrizione	accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni [ $a_g$ ]	accelerazione orizzontale massima convenzionale (Norme Tecniche) [ $a_g$ ]	numero comuni con territori ricadenti nella zona (*)
1	Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi fortissimi terremoti.	$a_g > 0,25 \text{ g}$	0,35 g	703
2	Zona dove possono verificarsi forti terremoti.	$0,15 < a_g \leq 0,25 \text{ g}$	0,25 g	2.225
3	Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari.	$0,05 < a_g \leq 0,15 \text{ g}$	0,15 g	2.810
4	E' la zona meno pericolosa, dove i terremoti sono rari ed è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.	$a_g \leq 0,05 \text{ g}$	0,05 g	2.185

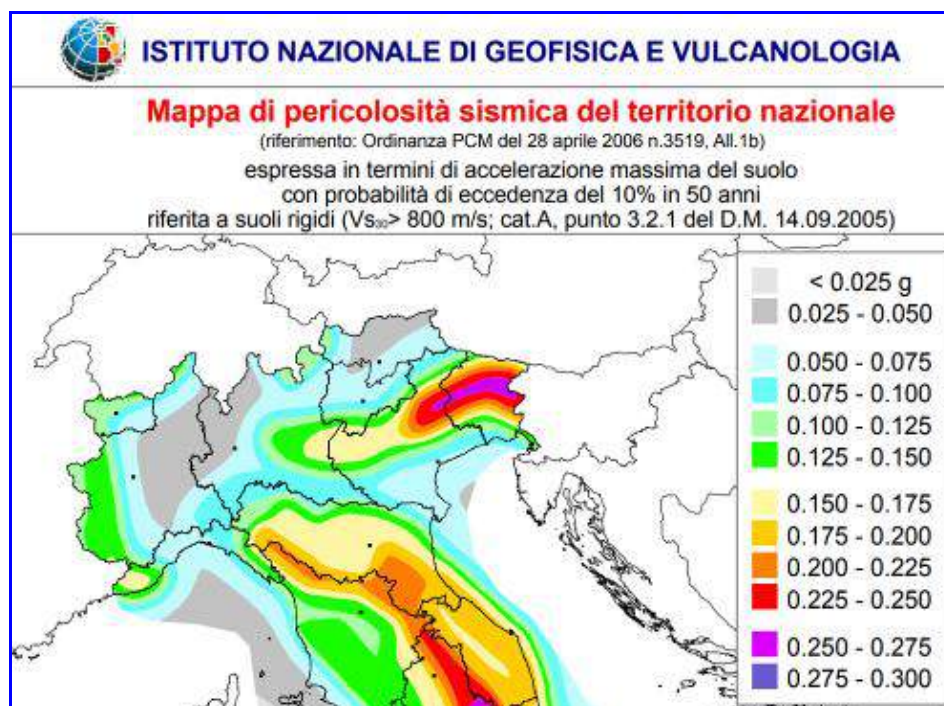
La classificazione vigente identifica il **Comune di Montechiarugolo** in **zona 3** (Fig. 13), cui corrispondono valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, compresi tra  $0,05 \cdot g$  e  $0,15 \cdot g$  (dove  $g$  è l'accelerazione di gravità).



**Figura 13 int** – Nuova classificazione sismica regionale dei Comuni dell'Emilia Romagna



L'elaborazione dei parametri della mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale redatta da INGV (2004) e riportata nell'OPCM 3519 del 28/04/2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone", identifica, per la fascia territoriale in oggetto, valori di accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni compresi tra 0,150 g e 0,175 g (ricavato dalle mappe interattive di pericolosità sismica dell'Istituto di Geofisica e Vulcanologia – INGV. Figura 14 int.).



**Figura 14 int** – Mappa di pericolosità sismica ricavata dal sito dell'Istituto di Geofisica e Vulcanologia

## 9. AZIONE SISMICA

### Premessa

L'attuale filosofia di progettazione prestazionale richiede l'analisi della risposta di un sistema a più terremoti di diversa intensità; il sistema deve soddisfare requisiti minimi di sicurezza rispetto agli stati limite di funzionalità e collasso, per ciascuno degli eventi considerati. Generalmente si prescrive una duplice verifica, con riferimento a due peculiari eventi sismici, differenti tra loro per "probabilità di occorrenza":

- un terremoto "probabile" ( $L_1$ ), caratterizzato da un'intensità che ha una probabilità di eccedenza ( $P_1$ ) in un arco temporale ( $T_s$ ) correlato alla durata del sistema in esame;
- un terremoto "severo" e "poco probabile" ( $L_2$ ), caratterizzato da una intensità che, nello stesso periodo di riferimento ( $T_s$ ), ha una probabilità di eccedenza ( $P_2$ ) più bassa.

Tipicamente il terremoto di riferimento  $L_1$  è definito come l'evento che ha una probabilità di eccedenza del 50 % durante la vita nominale del sistema, mentre quello di livello  $L_2$  corrisponde ad una probabilità di eccedenza del 10 %.

Nell'ambito della progettazione devono essere chiaramente definite, per l'opera in esame, le prestazioni che devono essere soddisfatte, come grado di danno ammissibile per i differenti terremoti di progetto. I tre gradi di danno individuabili in relazione ai terremoti di differente livello ( $L_1$  ed  $L_2$ ) concorrono nel definire tre classi di prestazione.

### Parametri di riferimento rigido orizzontale

Al fine di poter definire le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, deve essere valutata la **"pericolosità sismica di base"** del sito di costruzione.

Questa 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 (di categoria A – si veda paragrafo successivo), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ .

Ai fini dell'applicazione del D.M. 17/01/2018, sulla base dei risultati del progetto S1 – INGV, sono stati definiti, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento ( $P_{VR}$ ), i valori dei parametri di sito necessari per determinare le forme spettrali di progetto.

Tali parametri sono:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima sul sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Essi dipendono da:

- **LON** longitudine del sito oggetto di studio;
- **LAT** latitudine del sito oggetto di studio;
- **$V_R$**  **periodo di riferimento:** definisce un intervallo temporale al quale devono essere rapportate le azioni sismiche su ciascuna costruzione.

$$V_R = V_N \times C_U;$$

- **$V_N$**  **vita nominale** dell'opera in progetto, cioè numero di anni nel corso dei quali l'opera deve poter essere usata per lo scopo per la quale è destinata, essendo soggetta alla ordinaria manutenzione

- **$C_U$**  **coefficiente d'uso** è definito al variare della classe d'uso dell'opera che a sua volta suddivide le costruzioni in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso dell'opera

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere (D.M. 17/01/2018 – Tabella 2.4.I)

Classe I:	Costruzioni con presenze solo occasionali di persone, edifici agricoli.
Classe II:	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche o sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III:	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV:	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 9 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Classi di costruzioni secondo il D.M. 17/01/2018

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$ 

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Valori del coefficiente d'uso  $C_U$  (D.M. 17/01/2018 – Tabella 2.4.II)

Sulla base dei valori di progetto e dei siti di riferimento, sono di seguito riportati i parametri di sito da considerare al fine della determinazione delle forme spettrali da utili per la definizione dell'azione sismica di progetto:

<b>LON</b>	E 10.396892°
<b>LAT</b>	N 44.720638°
<b><math>V_N</math></b>	50 anni
<b>Classe</b>	II
<b><math>C_U</math></b>	1

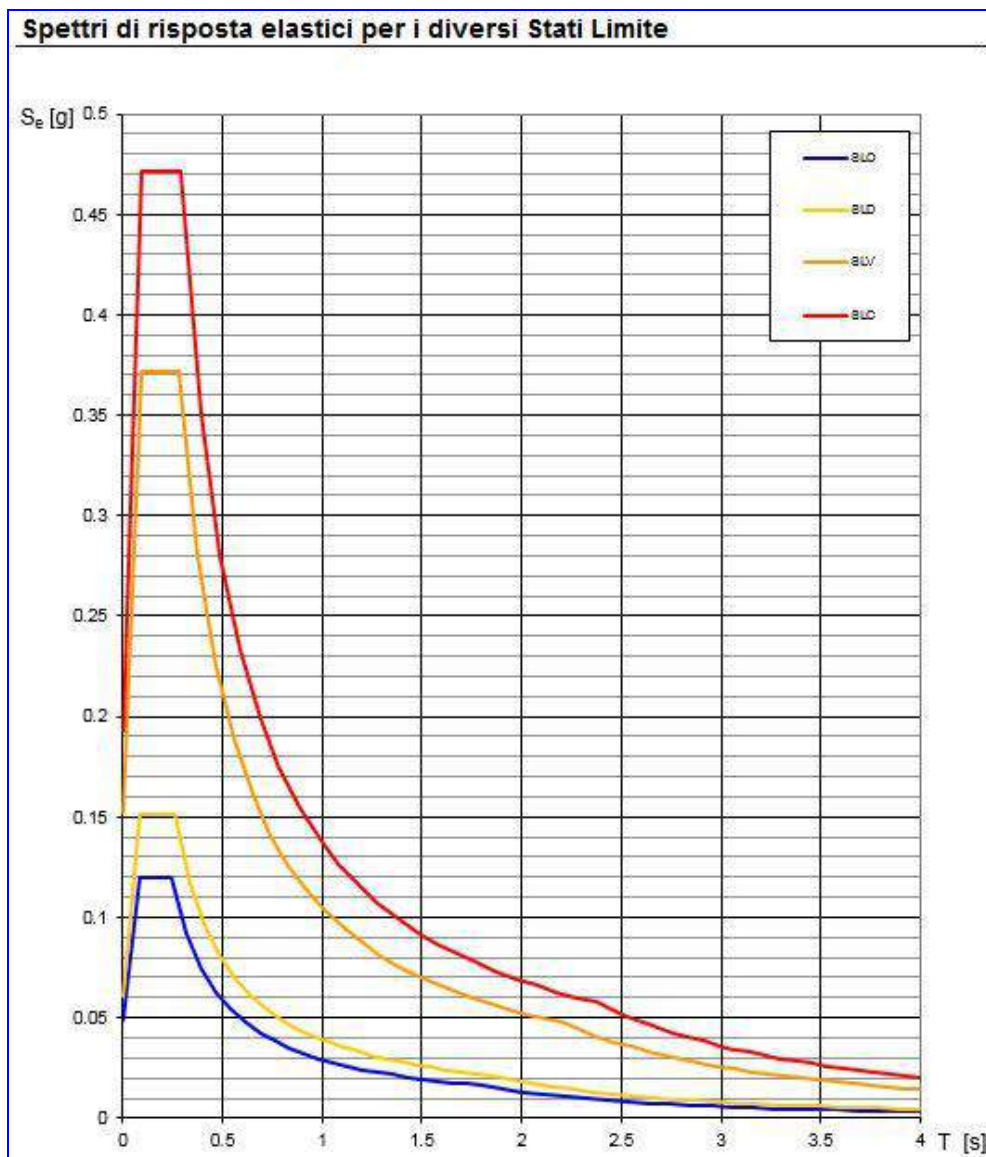
STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T_c^*$ (s)
<b>SLO</b>	30	0,048	2,472	0,243
<b>SLD</b>	50	0,060	2,500	0,259
<b>SLV</b>	475	0,151	2,439	0,282
<b>SLC</b>	975	0,192	2,437	0,291



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%

Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.I)

Di seguito è riportato lo spettro di risposta elastico di riferimento (riferimento rigido con superficie topografica orizzontale - sottosuolo di categoria A) per il sito oggetto di studio, che esprime l'accelerazione spettrale (S) in funzione del periodo di vibrazione della struttura (T) e delle diverse probabilità di superamento legate agli stati limite sopra descritti.



Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite  
(elaborazioni effettuate con "Spettri NTC-08" ver. 1.03)

**Risposta sismica locale – EFFETTO DI SITO –**

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalla complessa interazione tra le onde sismiche e le particolari condizioni locali, cioè l'insieme delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche dei depositi di terreno ed ammassi rocciosi e delle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Sotto certe condizioni questa interazione determina una specifica risposta sismica locale rispetto a quella che si avrebbe in un sito di riferimento ideale, rigido con superficie topografica orizzontale.

Si denomina “risposta sismica locale” l'azione sismica quale emerge in “superficie” a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido.

Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come “superficie” il “piano di riferimento” per le diverse tipologie strutturali:

- per fondazioni superficiali questo coincide con il piano di imposta delle stesse ;
- per fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali;
- nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera;
- per muri di sostegno di terrapieni la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

**Parametri di classificazione e determinazione delle categorie di sottosuolo**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
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 e D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

*Categorie di sottosuolo (D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.II)*

Il parametro meccanico di base per la classificazione di un sito è  $V_{s,eq}$  calcolato secondo la seguente espressione:

$$V_{s,eq} = H / \left( \sum_{i=1}^N (h_i / V_{s,i}) \right)$$

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 e terreno molto rigido, caratterizzato da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s. La profondità H del substrato è calcolata a partire dal piano di imposta per le fondazioni superficiali, dalla testa dei pali per le fondazioni profonde e a partire dalla testa dell'opera per le opere di sostegno.

$V_{s,eq} = V_{s,30}$  quando la profondità del substrato sia superiore a 30 metri.

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} [m/s]$$

$h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio dello strato  $i$ -esimo per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 metri superiori.

**Le elaborazioni effettuate hanno permesso di attribuire al sito indagato la categoria di sottosuolo “B”.**

### Condizioni topografiche

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, sono prescritte specifiche analisi di risposta sismica locale nel caso di condizioni topografiche complesse: e tabella.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Categorie topografiche (D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.IV)

Categorie topografiche riferite a geometrie prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore ai 30 metri

STATO LIMITE		Ss	Cc	St	$k_h$	$k_v$	Amax [m/s <sup>2</sup> ]	$\beta$
SLE	SLO	1,200	1,460	1,000	0,012	0,006	0.568	0,200
	SLD	1,200	1,440	1,000	0,014	0,007	0.706	0,200
SLU	SLV	1,200	1,420	1,000	0,044	0,022	1.779	0,240
	SLC	1,200	1,410	1,000	0,055	0,028	2.261	0,240

## **INDAGINE GEOFISICA MEDIANTE TECNICA "MASW"**

L'indagine effettuata è stata condotta con l'ausilio della tecnica MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*), alla luce degli spazi e della logistica operativa riscontrata in cantiere, nonché tenendo conto delle finalità dell'indagine e del grado di dettaglio auspicabile dai risultati.

La tecnica Masw permette di realizzare una modellazione del sottosuolo mediante l'analisi delle onde di superficie (di *Rayleigh* e di *Love*), attraverso una dettagliata ricostruzione della distribuzione delle onde S nel sottosuolo, realizzata mediante modellizzazione diretta della velocità di fase delle onde superficiali, registrate da opportuno sismografo, con l'ausilio di geofoni di superficie a bassa frequenza ed indotte mediante energizzazione con fonte artificiale (massa battente).

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

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

- 1) acquisizione dei dati sperimentali;
- 2) estrazione della curva di dispersione;
- 3) inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$  (profilo 1-D), che descrive la variazione di  $V_s$  con la profondità.

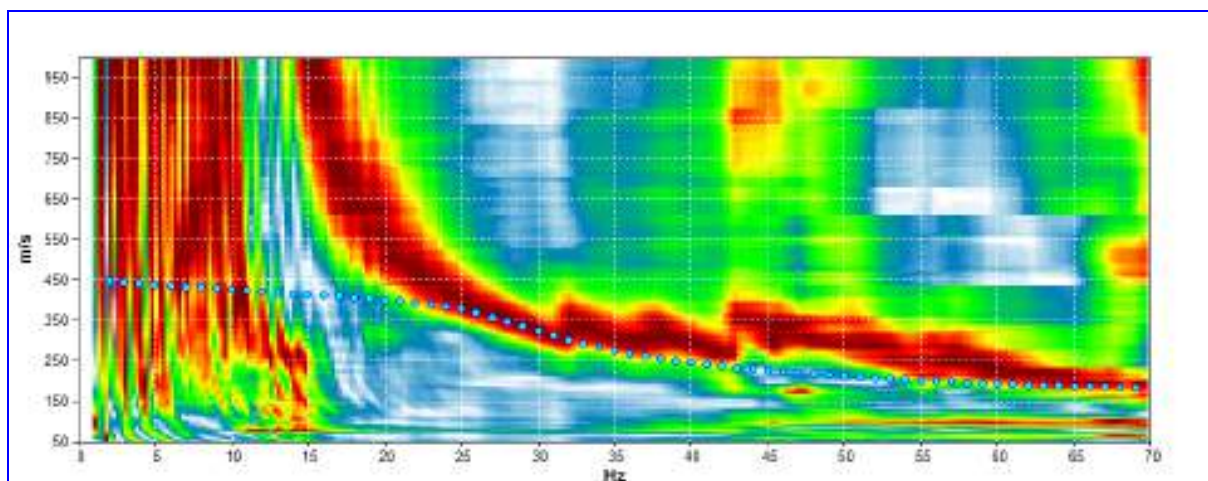
### **Strumentazione impiegata**

Per l'indagine effettuata si è acquisito i dati con un tromografo digitale *Moho S.r.L* modello "*Tromino ENGY BLU*", che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra leggeri e ultra compatti in alta risoluzione. Lo strumento racchiude al suo interno 3 terne (2 di velocimetri e l'altra di accelerometri) di sensori ortogonali tra loro e con possibilità di campionamento nell'intervallo di frequenze compreso tra 0.1 e 1024 Hz. Attraverso l'uso di un trigger radio wireless, con cui si registrano e regolano i tempi di energizzazione, questo strumento permette di eseguire prove di *sismica attiva* come la prova MASW.

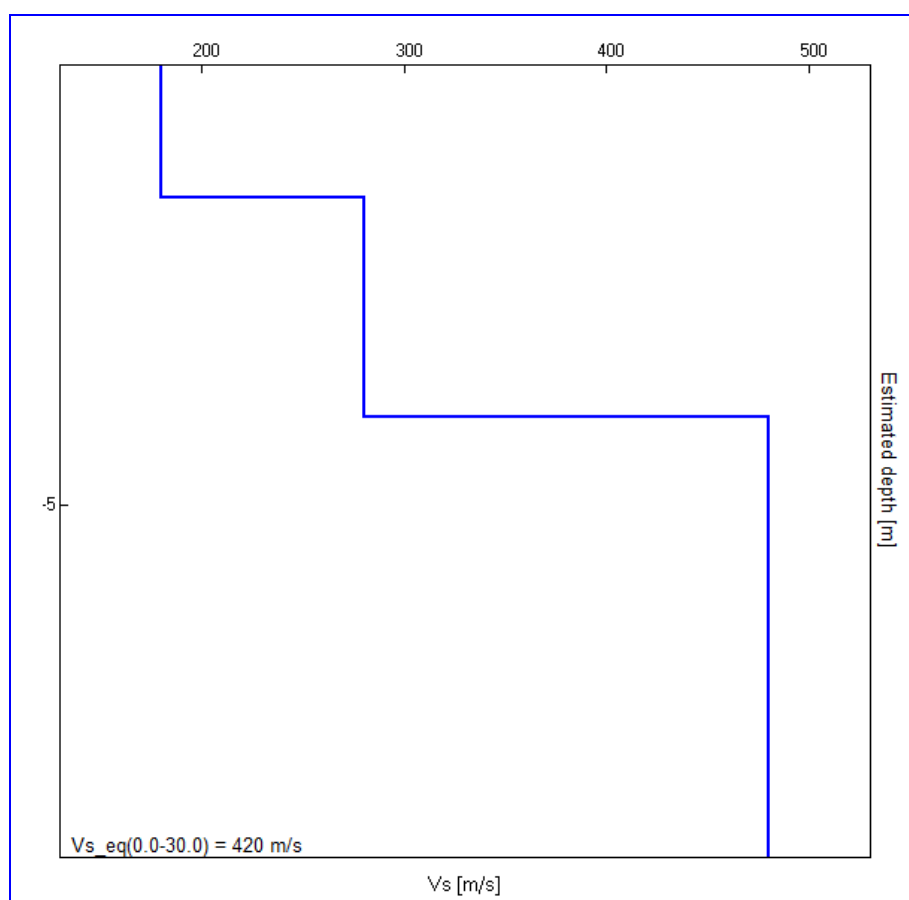
La linea di acquisizione si è sviluppata su una lunghezza di 30 metri su cui si sono eseguite energizzazioni ogni 3 metri di distanza fino al raggiungimento di 10 energizzazioni.

In questo caso la registrazione è stata effettuata con una frequenza di campionamento di 512 Hz.

I dati acquisiti sono stati elaborati con il software per prove MASW "Grilla" della *Moho S.r.l.*



**Figura 15 int** –Velocità di fase/frequenza



**Figura 16 int** Velocità onde S/profondità

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.50	1.50	180	0.42
4.00	2.50	280	0.42
inf.	inf.	480	0.42

Secondo il calcolo effettuato, utilizzando la formula espressa in precedenza, si ottiene una **velocità  $V_{s30}=420$  m/sec**, che permette di classificare l'area indagata nella categoria di **sottosuolo B** (così come definita nella normativa vigente).

**MISURA DEI RAPPORTI SPETTRALI HVSR - HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO (IPOTESI DI NAKAMURA) SUL TERRENO****Cenni metodologici**

Il metodo dei rapporti spettrali di singola stazione *HVSR* è largamente utilizzato in paesi con elevato rischio sismico quali il Giappone per la stima degli effetti di amplificazione di sito.

Il microtremore, un'impercettibile oscillazione naturale del suolo, è presente in qualsiasi punto della superficie terrestre e consiste per lo più nelle onde sismiche prodotte dal vento e dal moto ondoso marino negli strati superficiali della terra. Anche le attività umane (industrie, traffico stradale ecc.) possono produrre localmente microtremore, ma in genere tale segnale viene attenuato piuttosto rapidamente a causa delle sue caratteristiche di alta frequenza.

È interessante evidenziare come il microtremore agisca da oscillatore naturale e quindi permetta, tramite adeguata strumentazione, la misura diretta delle frequenze di vibrazione dei terreni e dei manufatti. La tecnica utilizzata, proposta da *Nakamura* (*Nakamura, Y., 1989. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. QR of RTRI, Vol. 30, No.1, 25-33*) per lo studio delle amplificazioni di sito assume che i microtremori consistano principalmente di onde di *Rayleigh* che si propagano in un singolo strato soffice su semispazio e che la presenza di questo strato sia la causa dell'amplificazione al sito. Tale tecnica permette di separare i termini di sorgente-percorso e di sito tramite i rapporti tra le componenti del moto, senza utilizzare alcun sito di riferimento.

Le ipotesi su cui si basa la tecnica di *Nakamura* sono le seguenti:

- i microtremori sono generati da sorgenti superficiali, e non da sorgenti profonde i cui contributi sono trascurabili;
- le sorgenti dei microtremori in superficie non influenzano i microtremori alla base dello strato considerato;
- la componente verticale del moto non risente di effetti di amplificazione locale;
- il picco visibile nei rapporti *H/V* (rapporto tra l'ampiezza spettrale della componente orizzontale e l'ampiezza spettrale della componente verticale) è indipendente dalle caratteristiche della sorgente del rumore ed è invece fortemente dipendente dalle condizioni stratigrafico-litologiche del terreno. Tale picco è inoltre ben correlato con la frequenza fondamentale di vibrazione del terreno soggetto alla propagazione di onde *S* verticali e con il picco fondamentale delle curve di dispersione delle onde di *Rayleigh*.

Le principali applicazioni delle prove *H/V* si possono così sintetizzare:

- misura delle frequenze di risonanza dei suoli e dei fabbricati;
- effetti di sito e microzonazione sismica (curve *H/V*, metodo di *Nakamura*);
- stratigrafia sismica passiva;
- $V_{s30}$  da *fit* vincolato della curva *H/V*;
- segnalazione dei possibili fenomeni di doppia risonanza suolo-struttura.

Di particolare importanza è la frequenza di vibrazione del sito, caratterizzata dal maggiore rapporto di ampiezze *H/V*, nell'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico (frequenze generalmente inferiori a 15 Hz), denominata frequenza fondamentale di vibrazione  **$f_0$** .

È possibile poi determinare la profondità degli strati sismici mediante la misura diretta delle frequenze di vibrazione, associata alla misura delle velocità delle onde *S* tramite la relazione:



$$f_0 = V_s / 4H$$

dove  $V_s$  è la velocità media delle onde di taglio, e  $H$  è la profondità della discontinuità sismo-stratigrafica.

A causa della pesante non-univocità della soluzione, una modellazione del solo HVSR, in mancanza di un solido ancoraggio stratigrafico e senza quantitative informazioni sulle  $V_s$  ottenute da misure MASW/ESAC-REMI o da altri metodi da prove in foro (Cross-Hole, Down-Hole), non risulta affidabile per la determinazione del profilo di velocità delle onde S e quindi della valutazione della  $V_{s30}$ .

### Strumentazione utilizzata e modalità di acquisizione

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromografo digitale della ditta *Moho S.r.L* modello "Tromino ENG Y BLU", che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra leggeri e ultra compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno 3 terne (2 di velocimetri e l'altra di accelerometri) di sensori ortogonali tra loro e con possibilità di campionamento nell'intervallo di frequenze compreso tra 0.1 e 1024 Hz.

In questo caso le registrazioni hanno avuto una lunghezza di 20 minuti, con un campionamento a 128 Hz.

La prova è stata realizzata all'interno della proprietà in esame.

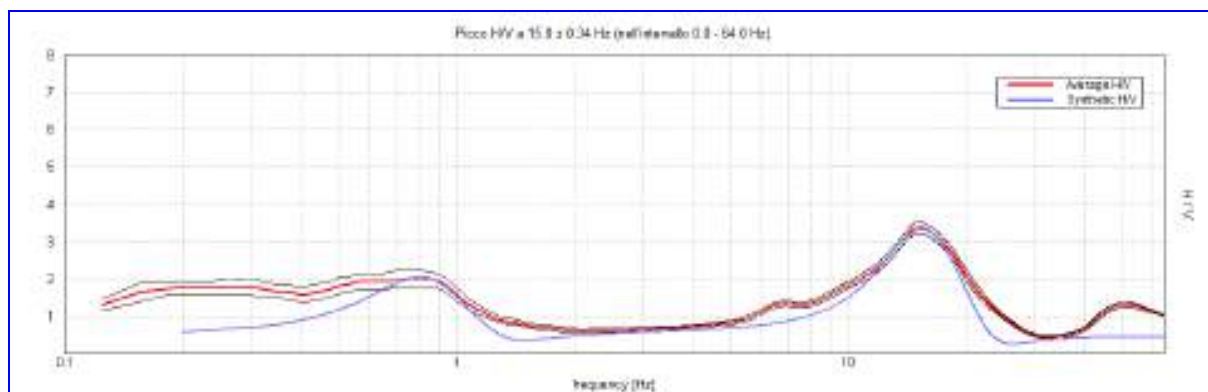
### Elaborazione ed analisi dei dati

Per l'elaborazione dei dati sismici è stato utilizzato il software "Grilla".

Il programma consente di effettuare:

- analisi spettrale completa delle tracce, calcolo delle curve H/V per la determinazione delle frequenze di risonanza del sottosuolo;
- procedure di pulizia delle tracce nel dominio del tempo e delle frequenze;
- test sulla significatività dei picchi secondo le linee guida europee (Criteri *Sesame*);
- determinazione delle frequenze dei modi di vibrare delle strutture con rimozione dell'effetto di sottosuolo;
- creazione di un *report* automatico con tabelle e illustrazioni.

### Analisi dei dati



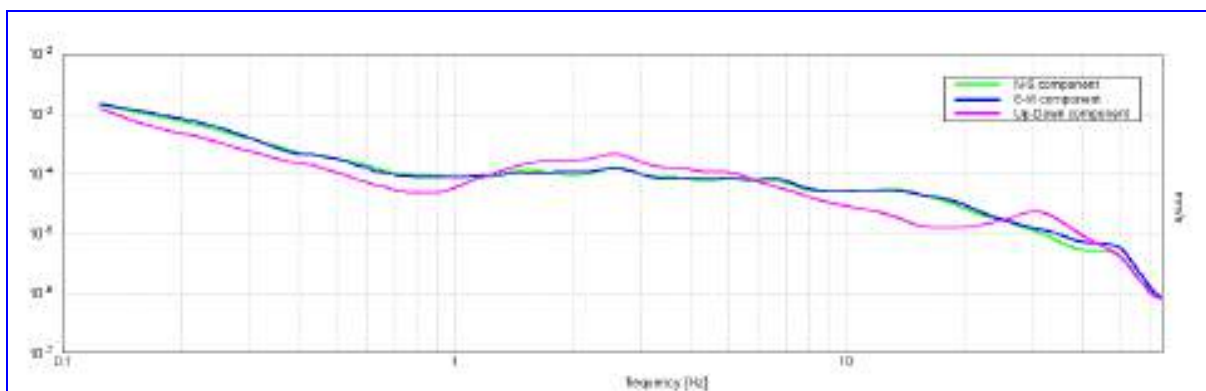
**Figura 17 int** – Rapporto H/V in frequenza.

Analizzando i risultati delle prove si possono fare le seguenti considerazioni:

- la frequenza di sito con maggiore ampiezza è stata riconosciuta ad una frequenza di  $15.00 \pm 0.34$  Hz. Questo picco certamente di natura stratigrafica rappresenta il passaggio da litotipi argillosi superficiali ai depositi granulari sabbioso-ghiaioso sottostanti ad una profondità compresa tra i 3.00 ed i 4.00 metri. Il valore del rapporto H/V è pari a circa 3.2.
- Un secondo picco è stato individuato alla frequenza di circa 0.80 Hz con un range di frequenze comprese tra 0 e 64Hz. Questo picco certamente di natura stratigrafica rappresenta il passaggio tra litotipi che non è stato possibile indagare, ma che sicuramente presentano una forte differenza di consistenza. La profondità stimata per questo passaggio è di circa 130.00 metri. Il valore del rapporto H/V è pari a 2.
- la verifica della natura stratigrafica del picco identificato è stata operata analizzando le due condizioni fondamentali:

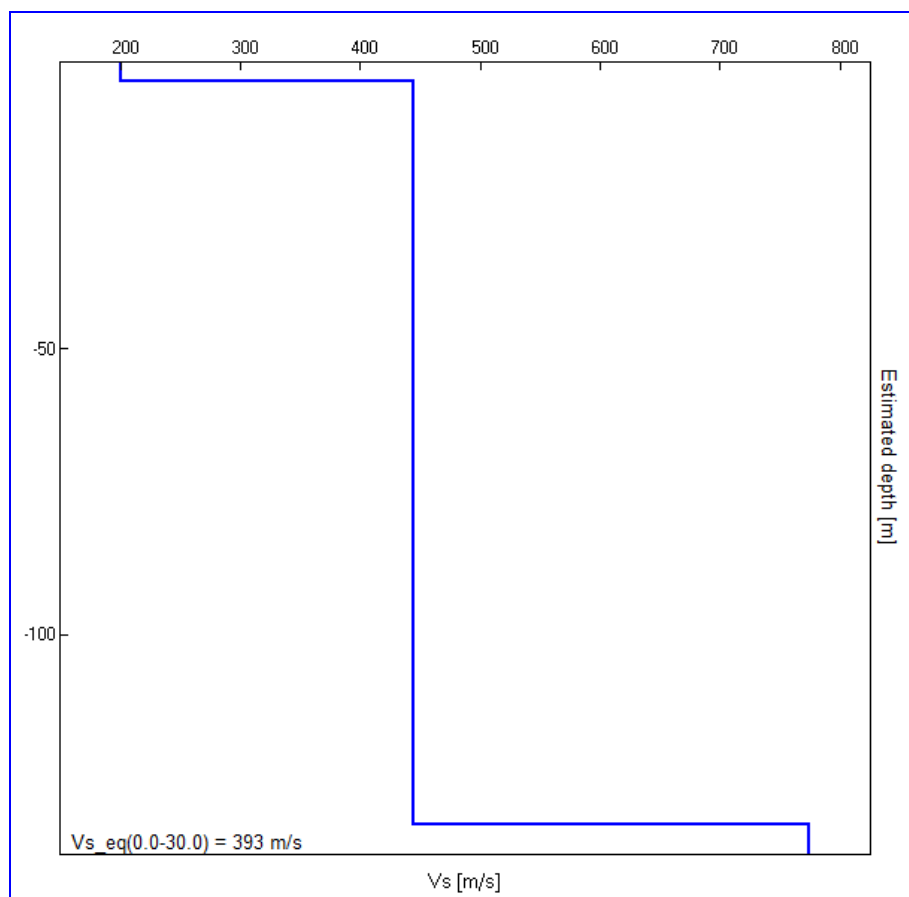
minimo della componente verticale: le onde di Rayleigh hanno la caratteristica di mostrare un annullamento della componente verticale ad una frequenza che coincide con le frequenze di risonanza dell'onda S nel sito;

chiusura della curva H/V ad un valore di  $2f_0$ : qualunque picco di natura stratigrafica si chiude ad una frequenza pari a due volte quella massima;



- il grafico H/V evidenzia mediamente un buon accoppiamento delle due componenti orizzontali (E/O e N/S). Questo denota un modello tipicamente monodimensionale (1D);
- nel grafico appare in maniera ben marcata il limite dello strumento broadband (banda larga) per la modellazione a frequenze al di sotto di 0.6 Hz, per effetti di tilt strumentale, dipendendo il segnale in larga misura da condizioni atmosferiche ed oceaniche;

Per ricostruire l'assetto sismo-stratigrafico più profondo la curva del rapporto H/V è stata "invertita".



**Figura 18 int** Profilo  $V_s$  profondo ricavato dall'inversione della prova HVSR

### **Azione sismica e spettri di risposta elastici in accelerazione**

Alla scala del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale può essere decomposta secondo tre componenti (direzioni ortogonali) rappresentate generalmente mediante spettri di risposta. Qualora la costruzione sia di dimensioni limitate o le sue fondazioni siano sufficientemente rigide e resistenti, si può assumere che il moto sia lo stesso per tutti i punti al di sotto della costruzione. Altrimenti si deve tener conto della variabilità spaziale del moto (art.7.3.2.5 N.T.C.).

La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo **spettro di risposta elastico in accelerazione** che esprime una forma spettrale (spettro normalizzato) per uno smorzamento convenzionale del 5% moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Esso fornisce la risposta massima in accelerazione del generico sistema dinamico elementare con periodo di oscillazione  $T \leq 4$  s ed è espresso come il prodotto di una forma spettrale per l'accelerazione massima del terreno.

La forma spettrale per le componenti orizzontali è definita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni mediante le stesse espressioni fornite dall'EN1998 con la differenza che non si è assunto un singolo valore per l'amplificazione massima ma si è fornita tale grandezza,  $F_0$ , in funzione della pericolosità del sito insieme alle grandezze  $a_g$ ,  $T_C$  e, conseguentemente,  $T_B$ ,  $T_D$ .

Per la componente verticale, invece, le uniche grandezze fornite in funzione della pericolosità del sito sono l'accelerazione massima, posta pari alla massima accelerazione orizzontale del suolo  $a_g$ , e l'amplificazione massima  $F_v$ , espressa come funzione di  $a_g$ .

### **Spettri di progetto**

Per gli **stati limite di esercizio** lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata

Per gli **stati limite ultimi** qualora le verifiche non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto la non linearità di materiale.

In tal caso, non disponendo delle caratteristiche strutturali definitive delle opere in progetto, verranno presi in considerazione gli spettri relativi al terreno anche per SLV, di seguito esposti e desunti dall'utilizzo del programma "*Spettri di risposta ver. 1.03*" – Consiglio Superiore Lavori Pubblici e dal software *Geostru-spettri2*.

Le risposte ascrivibili al comportamento inelastico della struttura a seguito di sollecitazione sismica, saranno oggetto di valutazione da parte del Progettista incaricato.

**10. SINTESI DEGLI STUDI DI MICROZONAZIONE SISMICA DI III° LIVELLO – COMUNE DI MONTECHIARUGOLO**

L'Amministrazione Comunale ha provveduto alla realizzazione degli studi di microzonazione sismica di III livello in buona parte del territorio comunale.

Di seguito si riporta una sintesi di quanto evidenziato dagli studi effettuati. Gli stralci delle tavole tematiche relativamente all'areale indagato sono riportati in allegato.

**Sintesi degli studi di microzonazione sismica**

- Frequenza naturale dei terreni:  
Zona compresa in una Classe di frequenza  $> 8 \text{ Hz}$  ( $f_0 > 8 \text{ Hz}$ ) – Tavola XII;
- Velocità delle onde di taglio S:  
VS30 (Velocità  $V_s$  (m/s) delle onde di taglio S nei primi 30 metri di terreno = 403/418/448 m/s – Tavola XIII;
- MOPS – Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica:  
2002 – Zona 2: Successione stratigrafica costituita da alternanze di orizzonti a tessitura fine (argille e limi) e orizzonti a tessitura grossolana (ghiaie e ciottoli), sormontata da una coltre di copertura a tessitura fine con spessore di circa 10/15 metri – Tavola XIV;
- FA<sub>PGA</sub>: Fattore di amplificazione in termini di picco di accelerazione (Peak Ground Acceleration):  
Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali compresa tra FA<sub>PGA</sub> 1.5 ed 1.6 – Tavola XV;
- FA<sub>SI1 0.1-0.5 s</sub>: Fattore di amplificazione di sito in termini di rapporto tra intensità dello spettro di risposta in pseudoaccelerazione, calcolato in superficie e quello calcolato su suolo rigido nell'intervallo 0.1-0.5 s:  
Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali compresa tra FA<sub>SI1 0.1-0.5 s</sub> 1.7 ed 1.8 – Tavola XVI;
- FA<sub>SI2 0.5-1.0 s</sub>: Fattore di amplificazione di sito in termini di rapporto tra intensità dello spettro di risposta in pseudoaccelerazione, calcolato in superficie e quello calcolato su suolo rigido nell'intervallo 0.5-1.0 s:  
Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali compresa tra FA<sub>SI2 0.5-1.0 s</sub> 2.5 e 3.0 – Tavola XVII;



## **11. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE**

In condizioni sismiche, il termine “liquefazione” comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una riduzione della resistenza al taglio. La riduzione della resistenza può rappresentare solo una condizione temporanea, seguita da un successivo recupero, o può indurre nel terreno una condizione di collasso generalizzata e definitiva.

La liquefazione include tre principali fenomeni. Il primo è la “fluidificazione” che avviene quando le tensioni tangenziali richieste per assicurare le condizioni di equilibrio statico sono maggiori della resistenza al taglio del terreno al termine del terremoto. Ne consegue che una volta avviate, le deformazioni prodotte dalla fluidificazione possono proseguire anche dopo il terremoto. Il secondo fenomeno è quello della “mobilità ciclica” che si verifica quando le tensioni di taglio necessarie all’equilibrio statico sono minori della resistenza del terreno al termine del terremoto; in tal caso le deformazioni si sviluppano in maniera incrementale durante il terremoto. Il terzo fenomeno, che rappresenta un caso particolare di mobilità ciclica, è quello della “liquefazione ciclica” che si verifica nelle condizioni di free-field e piano campagna orizzontale.

### **Posizione del problema**

In linea di principio, l’analisi di suscettibilità alla liquefazione di un dato sito richiede:

1. la valutazione delle caratteristiche dell’evento sismico atteso (fattore scatenante)
2. la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo (fattore predisponente);
3. la stima degli effetti conseguenti alla liquefazione.

In relazione al tipo di analisi prescelto, le caratteristiche del moto sismico dovranno essere valutate in termini di grandezze rappresentative (es. magnitudo, durata o storia temporale delle accelerazioni).

Per la caratterizzazione geotecnica del sito in esame dovranno essere effettuate opportune indagini in sito che permettano, direttamente od attraverso correlazioni empiriche, di caratterizzare:

- la profondità della falda;
- le condizioni stratigrafiche;
- le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni costituenti il deposito.

Sulla base dei risultati ottenuti dalle analisi di pericolosità di liquefazione, se il livello di danno indotto dal fenomeno non è compatibile con la stabilità del sito, dovrà essere eventualmente valutata la possibilità di non utilizzare il sito o di modificare le caratteristiche dei manufatti oggetto di studio (od eventualmente di migliorare le caratteristiche meccaniche dei terreni).

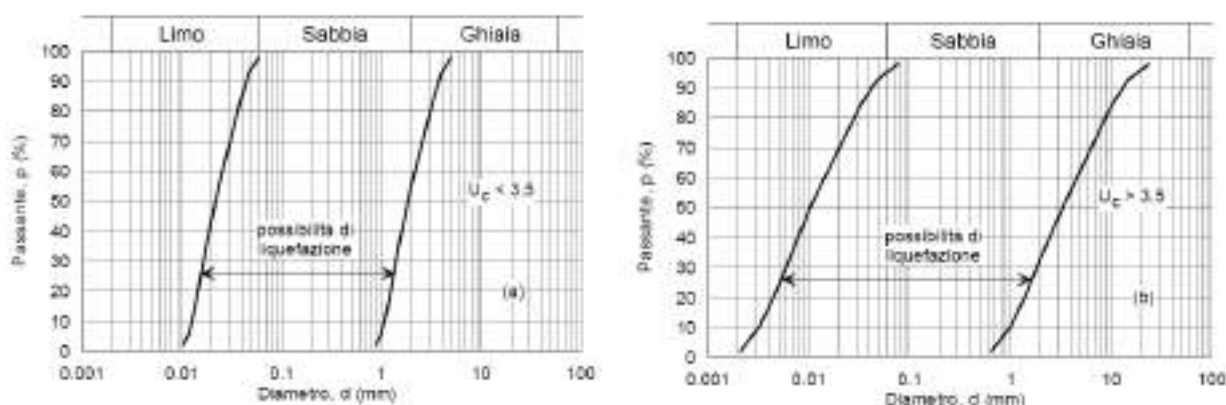
**Rischio di liquefazione: verifica preliminare**

Ai fini della presente relazione (in accordo con la normativa di riferimento), il termine “liquefazione” denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidità causata dall’aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l’annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

Sulla base di un’analisi preliminare della sismicità del sito e delle caratteristiche geotecniche del deposito, si può ritenere che la probabilità che si verifichi la liquefazione sia estremamente bassa o nulla nel caso in cui si manifesti almeno una delle seguenti condizioni (art. 7.11.3.4.2 N.T.C.):

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



Nel contesto geologico esistente, nonostante le scarse profondità investigate, il rischio di liquefazione può essere considerato del tutto irrilevante, grazie all’analisi stratigrafica delle formazioni esistenti, che permette di **escludere con assoluta certezza la presenza di litotipi sabbiosi classati suscettibili a fenomeni di liquefazione.**

**PARTE III – STUDIO GEOTECNICO PRELIMINARE**

I risultati rappresentano un riferimento per il progettista e saranno quindi da utilizzare in fase preliminare esclusivamente per permettere un corretto predimensionamento delle strutture fondali e non utilizzabili per le verifiche di stabilità del sistema sovrastruttura-fondazione previste dalla vigente normativa (per cui è necessario conoscere gli effettivi valori dei carichi previsti, le dimensioni esecutive delle strutture, le sollecitazioni effettivamente trasmesse dalla struttura al terreno), che dovranno essere eseguite dal progettista stesso (art. 6.2.2 N.T.C.).

I calcoli geotecnici sono stati sviluppati in via preliminare, sulla scorta delle strutture fondali ipotizzate nella prima fase progettuale.

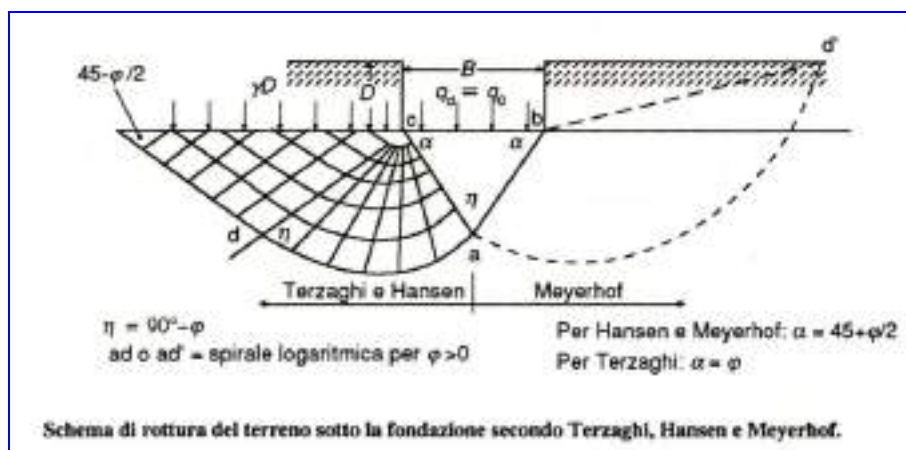
In relazione alle condizioni in essere della struttura si è quindi sviluppato un'ipotesi di calcolo che vede il piano fondale impostato nelle porzioni più superficiali dei terreni di fondazione, all'interno dell'orizzonte A (così come definito nel capitolo 7), ad una profondità di circa -1.00 metri dal piano campagna.

Come tipologia dell'impianto fondale sono state ipotizzate fondazioni superficiali nastriformi.

Tipologia di fondazioni:	superficiali nastriformi
Profondità del piano di imposta:	-1.00 m da p.c.
Larghezza fondazione:	100 cm
Altezza fondazione:	60 cm
Carichi per SLU	centrati

**12. CALCOLO PRELIMINARE DELLA CAPACITA' PORTANTE**

Il calcolo della pressione ammissibile del terreno è stato ricavato utilizzando le equazioni più verificate in letteratura per l'analisi delle fondazioni superficiali. Queste considerano una rottura del terreno provocata dal cedimento verticale della fondazione che cede solidale con un cuneo di terra sottostante e che provoca perciò la rottura del terreno laterale lungo una superficie arcuata (Figura 19 int.). Inoltre, si è ipotizzata una struttura reologicamente omogenea (caratteristiche meccaniche uniformi), per la zona interessata dal carico di rottura della fondazione, formata da terreni limoso argillosi.



**Figura 19 int** - Schema di rottura del terreno sotto fondazioni superficiali

Il calcolo della capacità portante è stato sviluppato secondo le equazioni di **Terzaghi**, considerando il substrato limoso argilloso come molto addensato (Tabella 1) e con l'equazione di **Meyerhof** (Tabella 2) ed in ultimo con quella di **Brinch-Hansen** (Tabella 3) per considerare gli effetti inerziali sismici.

(Equazione generale di Terzaghi (Fondazioni superficiali - Terreni fortemente addensati):

$$q_d = cN_c s_c + yDN_q + 0,5yBN_y s_y \dots$$

Equazione generale di Meyerhof (Fondazioni superficiali):

$$q_d = cN_c s_c d_c + yDN_q s_q d_q + 0,5yBN_y s_y d_y \dots$$

Equazione generale di Brinch-Hansen (Fondazioni superficiali – carichi eccentrici, inclinati – correzione coeff. sismico):

$$q_d = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + yDN_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q + 0,5yBN_y s_y d_y i_y g_y b_y z_y$$

dove:

<b>q<sub>d</sub>:</b>	pressione di rottura
<b>c:</b>	coesione
<b>D:</b>	profondità del piano di posa
<b>N'<sub>c</sub>, N'<sub>q</sub>, N'<sub>y</sub>:</b>	fattori di capacità portante
<b>y':</b>	peso specifico
<b>s<sub>c</sub>, s<sub>y</sub>:</b>	coefficienti di forma (Terzaghi)
<b>s<sub>c</sub>, s<sub>y</sub>, s<sub>q</sub>:</b>	coefficienti di forma (Meyerhof)
<b>d<sub>c</sub>, d<sub>y</sub>, d<sub>q</sub>:</b>	coefficienti di profondità (Meyerhof)
<b>g<sub>c</sub>, g<sub>y</sub>, g<sub>q</sub>:</b>	coefficienti di inclinazione del piano campagna (Brinch-Hansen)
<b>b<sub>c</sub>, b<sub>y</sub>, b<sub>q</sub>:</b>	coefficienti di inclinazione fondazione (Brinch-Hansen)
<b>i<sub>c</sub>, i<sub>y</sub>, i<sub>q</sub>:</b>	coefficienti per carichi eccentrici (Brinch-Hansen)
<b>z<sub>c</sub>, z<sub>y</sub>, z<sub>q</sub>:</b>	coefficienti per effetti inerziali correttivi (Brinch-Hansen)

Nello sviluppo dei calcoli, riportato sinteticamente nelle Tabelle 1, 2, 3 la distribuzione dei carichi derivanti dalla struttura è stata assimilata a quella derivante da una **struttura fondale superficiale** (D/B<4) **nastriforme con profondità del piano fondale a circa -1.00 metri dal piano campagna**. Il carico ammissibile è stato ricavato dal carico di rottura utilizzando un coefficiente di sicurezza pari a 3.

I parametri di seguito riportati esprimono pertanto le caratteristiche medie (in un'ottica assolutamente cautelativa) di tali depositi dell'intervallo A:

**Cu = 0.90 kg/cm<sup>2</sup>**  
**= 9.00 t/m<sup>2</sup>**  
**= 142.20 kN/m<sup>2</sup>**

Il valore assunto come significativo, è stato ottenuto dai risultati delle prove penetrometriche, in particolare è stato considerato, in via del tutto cautelativa, il minimo valore rappresentativo dell'intervallo A.

**γ' = 1300 kg/m<sup>3</sup>**  
**= 1.30 t/m<sup>3</sup>**  
**= 12.75 kN/m<sup>3</sup>**

Volendo considerare le condizioni di saturazione del substrato (fino al piano campagna) in relazione alla possibile insorgenza di un sistema di circolazione sub-superficiale, si è ritenuto opportuno adottare un valore di riferimento alleggerito dalla spinta idrostatica γ'.

**D = -1.00 m**

La profondità del piano di posa, è stata ipotizzata a circa -1.00 metri dal piano campagna.

**Φ' = 0°**

L'angolo di attrito è stato ridotto in via cautelativa ad un valore praticamente nullo, volendo considerare la sola natura coesiva dei depositi (verifica di breve termine condizioni non drenate).

Nella **Tabella 2-int.** sono stati raffrontati i risultati derivati dall'applicazione dei differenti metodi di calcolo. Tali valori, assolutamente orientativi, dovranno essere verificati in funzione delle strutture in progetto, con i reali carichi di esercizio e con una accurata analisi dei cedimenti indotti.

Metodo di calcolo		Carico limite q <sub>d</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. Sicurezza	Carico ammissibile q <sub>amm.</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
Terzaghi	Tabella 1	4.45	3	1.48
Meyerhof	Tabella 2	5.46	3.5	1.56
Brinch-Hansen	Tabella 3	6.43	3.5	1.84

Il valore di riferimento da assumere per il calcolo delle strutture è quello derivante dall'applicazione delle formule di Terzaghi con un valore di **pressione ammissibile (σ<sub>amm</sub>) pari a 1.48 kg/cm<sup>2</sup>.**

I criteri di calcolo ed i parametri geotecnici utilizzati per la determinazione della capacità portante dei terreni in oggetto, sono stati volutamente scelti in un'ottica ampiamente cautelativa (valori di coesione prossimi a zero, valore dell'angolo di attrito dei terreni granulari riscontrati ridotto, ecc.) al fine di garantire l'attendibilità dei risultati ottenuti, prescindendo dalle approssimazioni effettuate nel corso dei calcoli (omogeneità delle caratteristiche geomeccaniche, semplificazione della struttura in ipotesi e dei carichi applicati, ecc.).

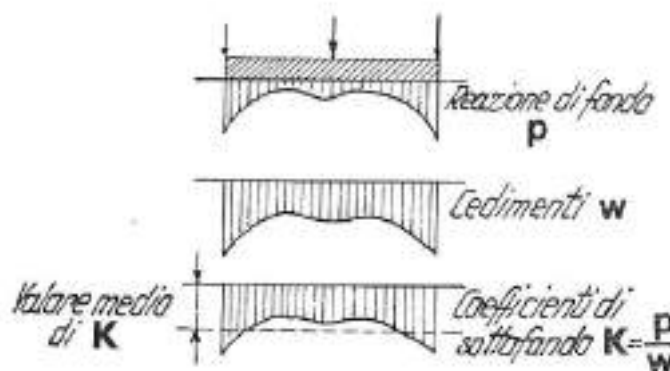


### 13. DETERMINAZIONE PRELIMINARE DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Il coefficiente di sottofondo  $k_s$ , introdotto da Winkler nell'ambito del suo modello di interazione terreno-struttura, definisce la relazione di proporzionalità tra una pressione fittizia  $p$  in un punto generico del terreno ed il corrispondente cedimento  $w$ :

$$k_s = \frac{p}{w}$$

A livello teorico essa si presenta come una proprietà costante del terreno, indipendente dalla estensione e dalla forma della superficie di carico, nonché dalle caratteristiche elastiche di questa e designa un suolo idealmente costituito da un letto di molle indipendenti aventi costante di elasticità pari a  $k_s$ . In realtà nessuna massa terrosa si comporta in tal modo e l'applicazione di questo modello risulta significativa solo per limitati casi teorici.



#### **Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo – Metodo di Terzaghi**

La valutazione sperimentale del coefficiente  $k_s$  è limitata a prove di carico con piastre rigide, attendibili solo per strutture sottoposte a carichi concentrati, come ad esempio le pavimentazioni stradali.

Date le difficoltà a ricavarne sperimentalmente il valore, è possibile ricorrere ad un'indagine analitica che, per una determinata fondazione, consente di ricavarlo in funzione dei parametri di deformabilità del terreno e delle dimensioni della fondazione, come suggerito da Terzaghi applicando le relazioni:

$$w = \frac{qb}{E} I_u$$
$$k = \frac{E}{I_w b}$$

con         $q$         sollecitazione di carico  
              $E$         modulo di elasticità  
              $I_w$        modulo di compressibilità

e ipotizzando una ripartizione uniforme del carico e del cedimento in una zona delimitata da piani inclinati di  $45^\circ$ .

Il successivo foglio espone tale calcolo per i terreni costituenti il piano fondale nel caso oggetto di studio, confrontandone le risultanze con i valori di  $k_s$  presenti in letteratura.

**Valutazione teorica del coefficiente di sottofondo in condizioni statiche – Metodo di Bowles**

$$K_s = \frac{E_s}{B(1-\nu^2)}$$

dove:

$K_s$  = modulo di Winkler verticale;

$E_s$  = modulo di Young (ricavato indirettamente dai valori delle indagini penetrometriche)

$B$  = larghezza della fondazione

$\nu$  = coefficiente di Poisson (ricavato indirettamente dai valori delle indagini MASW)

$$K_h = 2 \cdot K_s$$

dove:

$K_h$  = modulo di Winkler orizzontale;

$K_s$  = modulo di Winkler verticale.

## 14. CONCLUSIONI

Il presente lavoro si è prefisso lo scopo di valutare le condizioni zonali dell'area di studio, esaminando il contesto geologico, morfologico ed idrologico presenti, insieme alla caratterizzazione geotecnica preliminare del sito, al fine di poter supportare la progettazione per il nuovo intervento edilizio da realizzarsi in Via Arturo Toscanini, località Monticelli Terme, in Comune di Montechiarugolo (PR).

Di seguito si riporta una sintesi dei principali aspetti emersi:

### Studio geologico

L'area in oggetto si colloca ad un'altezza di circa 105 metri s.l.m., in un contesto morfologico tipico di alta pianura, in cui il paesaggio è caratterizzato da un andamento sub-pianeggiante con blande pendenze digradanti verso nord nord-est, in accordo con la vergenza appenninica caratteristica di questa porzione di pianura. Nel complesso l'assetto risulta essere **assolutamente stabile e con bassissima o nulla predisposizione al dissesto**.

La rete di scolo delle acque superficiali risulta essere ben regimata sia per la presenza di un sistema di raccolta delle acque meteoriche legata alla presenza di un'efficiente rete di fossi e canali di scolo al contorno dell'area di studio (sistemazioni antropiche).

I corsi d'acqua di maggiore importanza al contorno dell'area di studio sono sicuramente il Fiume Enza, posto 4 km a est dell'area, ed il Torrente Parma, distante circa 4.3 km verso ovest. Nelle strette vicinanze dell'area invece, esiste un corso d'acqua a regime minore, denominato Canale Arianna che dista rispettivamente 60 metri, in direzione ovest. Gli appena citati corsi d'acqua, sia per le condizioni di regimazione, sia per la distanza plano-altimetrica, **non mostrano interferenze negative con l'area indagata** come indicato al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA Geoportale Regione Emilia Romagna).

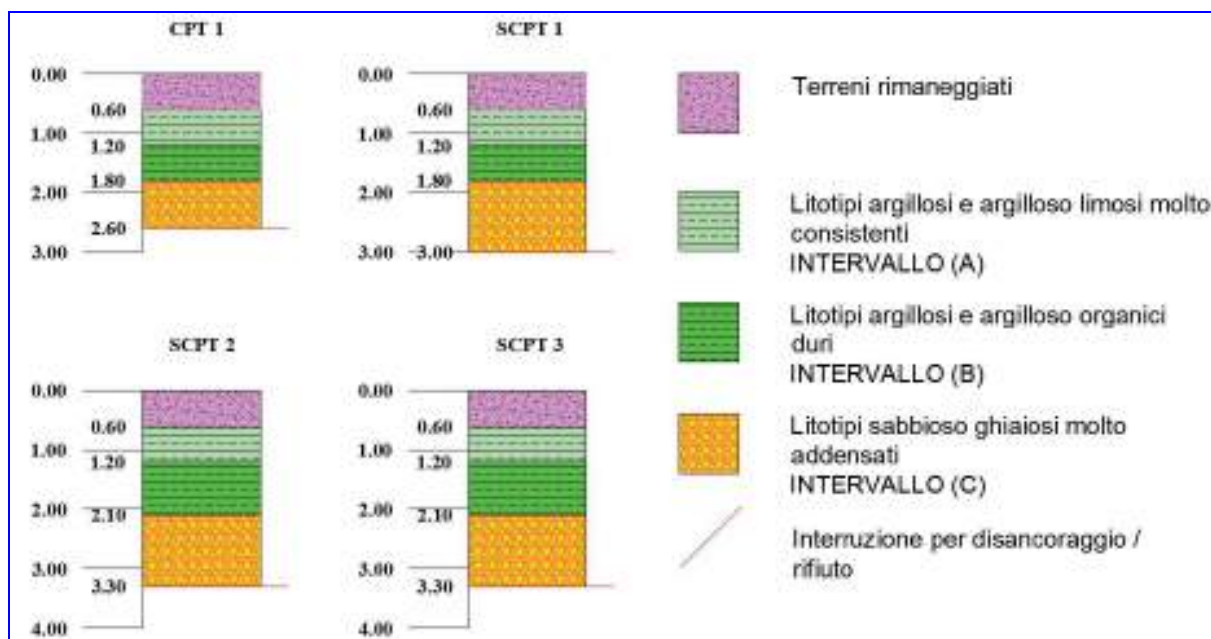
Nel corso delle indagini effettuate non si è osservata la presenza di un **sistema di circolazione idrica vero e proprio**. Tuttavia come evidenziato nel corso di precedenti studi realizzati nel medesimo contesto morfologico e stratigrafico è possibile l'instaurarsi di un sistema di circolazione sub-superficiale, attestato nei livelli a maggior granulometria presenti. Tali sistemi di circolazione pur potendo considerare il substrato superficiale come scarsamente permeabile, è resa possibile dalle condizioni di infiltrazione efficace presenti nella coltre dei terreni argillosi, proprio per le fessurazioni che in essi si producono in seguito ai cicli di essiccazione/imbibizione (contrazione/rigonfiamento). Questi sistemi risultano pertanto caratterizzati da una forte stagionalità con lenti freatiche superficiali e discontinue, caratterizzate da livelli di soggiacenza assai variabili. Per questo motivo i piani interrati degli edifici dovranno essere protetti, mediante idonei sistemi di difesa passiva, dalle acque di circolazione potenzialmente presenti.

L'area di studio, così come riportato nella cartografia tematica esistente (Carta Geologica Regione Emilia-Romagna scala 1:10.000 Foglio 200050), si colloca in corrispondenza dei depositi appartenenti all' **AES7a – Unità di Niviano**. Questi depositi sono costituiti da limi e limi sabbiosi con intercalazioni di ghiaie e sabbie di origine d'interconoide. Questi depositi corrispondono all' **Diluvium medio Q<sub>1m</sub>** (Carta Geologica d'Italia 1:100.000 foglio 73 Parma) costituito da alti terrazzi sabbioso ghiaiosi, a suolo argilloso giallo-arancio potente almeno 1.50 m, che verso la pianura si immergono ad unghia sotto al Q<sub>1r</sub>.

La cartografia tematica esistente, in particolare la “Tavola A.6 del Piano Infraregionale delle Attività Estrattive – Carta Idrogeologica della Pianura e dei Sistemi Idrogeologici dell’Appennino Parmense” delinea l’andamento delle linee isofreatiche mediante pozzi e punti di controllo della rete piezometrica. Nell’area indagata le linee isofreatiche sono riportate ad una quota assoluta compresa tra gli 90 ed gli 95 metri, corrispondendo ad una soggiacenza media di circa 10/15 metri dal piano campagna, quindi ad una quota maggiore rispetto a quanto raggiunto dalle indagini geognostiche.

I risultati delle indagini geognostiche realizzate permettono di supporre i seguenti intervalli reologicamente e geomeccanicamente uniformi:

Intervallo	Z <sub>min</sub> (m)	Z <sub>max</sub> (m)	γ (t/m³)	γ <sub>SAT</sub> (t/m³)	γ'(t/m³)	Cu (kg/cm2)	Φ'	E (kg/cm²)
			γ(kN/m³)	γ <sub>SAT</sub> (kN/m³)	γ'(kN/m³)	Cu (kPa)		E (MPa)
Suoli	0.00	-0.60/-0.60/- 0.60/-0.60	---					
A	-0.60/-0.60/- 0.60/-0.60	-1.20/- 1.20/1.20/-1.20	2.00	2.30	1.30	0.90	---	60
			19.61	22.55	12.74	88.26		5.88
B	-1.20/- 1.20/1.20/-1.20	-1.80/-1.80/- 2.10/-2.10	2.10	2.30	1.30	1.30	---	130
			20.59	22.55	12.74	127.49		12.75
C	-1.80/-1.80/- 2.10/-2.10	interruzione	1.85	1.90	0.90	---	37°	>300
			18.14	18.63	8.83			>29.42



**Studio sismico**

I parametri necessari per la determinazione delle forme spettrali da utili per la definizione dell'azione sismica di progetto sono stati ricavati dal programma messo a punto dal Ministero "Spettri NTC-07" ver. 1.0.3 in accordo con quanto previsto dal D.M. 17/01/2018

<b>LON</b>	E 10.396892°
<b>LAT</b>	N 44.720638°
<b>V<sub>N</sub></b>	50 anni
<b>Classe</b>	II
<b>C<sub>U</sub></b>	1

<b>STATO LIMITE</b>	<b>T<sub>R</sub></b> (anni)	<b>a<sub>g</sub></b> (g)	<b>F<sub>0</sub></b>	<b>T<sub>c</sub>*</b> (s)
<b>SLO</b>	30	0,048	2,472	0,243
<b>SLD</b>	50	0,060	2,500	0,259
<b>SLV</b>	475	0,151	2,439	0,282
<b>SLC</b>	975	0,192	2,437	0,291

Per la classificazione del sito in oggetto si è definito il parametro meccanico di base definito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, Vs<sub>30</sub> realizzando indagini geofisiche in sito mediante la tecnica "MASW".

**Le elaborazioni effettuate hanno permesso di attribuire al sito indagato la categoria di sottosuolo "B".**

Nel contesto geologico esistente, il rischio di liquefazione può essere considerato del tutto irrilevante, grazie all'analisi stratigrafica delle formazioni esistenti, che permette di **escludere con assoluta certezza la presenza di litotipi sabbiosi classati suscettibili a fenomeni di liquefazione.**

Coefficienti sismici

Tipi

Stabilità dei pendii e fondazioni

☐

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

H (m)

1

L<sub>0</sub> (m)

0.1

Cat. Sottosuolo

8

Cat. Topografica

T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz. categoria	1,46	1,44	1,42	1,41
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐

Acc. ne massima attesa al sito [m/s²]

0.8

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
k <sub>h</sub>	0.012	0.014	0.044	0.055
k <sub>v</sub>	0.006	0.007	0.022	0.028
A <sub>max</sub> [m/s²]	0.566	0.706	1.778	2.261
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240



### Studio geotecnico preliminare

I risultati rappresentano un riferimento per il progettista e saranno quindi da utilizzare in fase preliminare esclusivamente per permettere un corretto predimensionamento delle strutture fondali e non utilizzabili per le verifiche di stabilità del sistema sovrastruttura-fondazione previste dalla vigente normativa (per cui è necessario conoscere gli effettivi valori dei carichi previsti, le dimensioni esecutive delle strutture, le sollecitazioni effettivamente trasmesse dalla struttura al terreno), che dovranno essere eseguite dal progettista stesso (art. 6.2.2 N.T.C.).

I calcoli geotecnici sono stati sviluppati in via preliminare, sulla scorta delle strutture fondali ipotizzate nella prima fase progettuale.

In relazione alle condizioni in essere della struttura si è quindi sviluppato un'ipotesi di calcolo che vede il piano fondale impostato nelle porzioni più superficiali dei terreni di fondazione, all'interno dell'orizzonte A (così come definito nel capitolo 7), ad una profondità di circa -1.00 metri dal piano campagna.

Come tipologia dell'impianto fondale sono state ipotizzate fondazioni superficiali nastriformi.

Tipologia di fondazioni:	superficiali nastriformi
Profondità del piano di imposta:	-1.00 m da p.c.
Larghezza fondazione:	100 cm
Altezza fondazione:	60 cm
Carichi per SLU	centrati

Il valore di riferimento da assumere per il calcolo delle strutture è quello derivante dall'applicazione delle formule di Terzaghi con un valore di **pressione ammissibile ( $\sigma_{amm}$ ) pari a 1.48 kg/cm<sup>2</sup>**.

Il valore del **coefficiente di sottofondo  $k_s$** , ricavato attraverso un'indagine analitica in funzione dei parametri di deformabilità del terreno e delle dimensioni della fondazione è stato stimato in **2.38 kg/cm<sup>3</sup>** per fondazioni superficiali nastriformi.

A seguito delle considerazioni effettuate, derivanti dalle valutazioni geologiche e geologico-tecniche formulate e fatte salve le prescrizioni di cui sopra, si ritiene di poter esprimere **un parere del tutto favorevole alla realizzazione delle opere in ambito di progetto**.

San Michele Tiorre, li 9 gennaio 2023

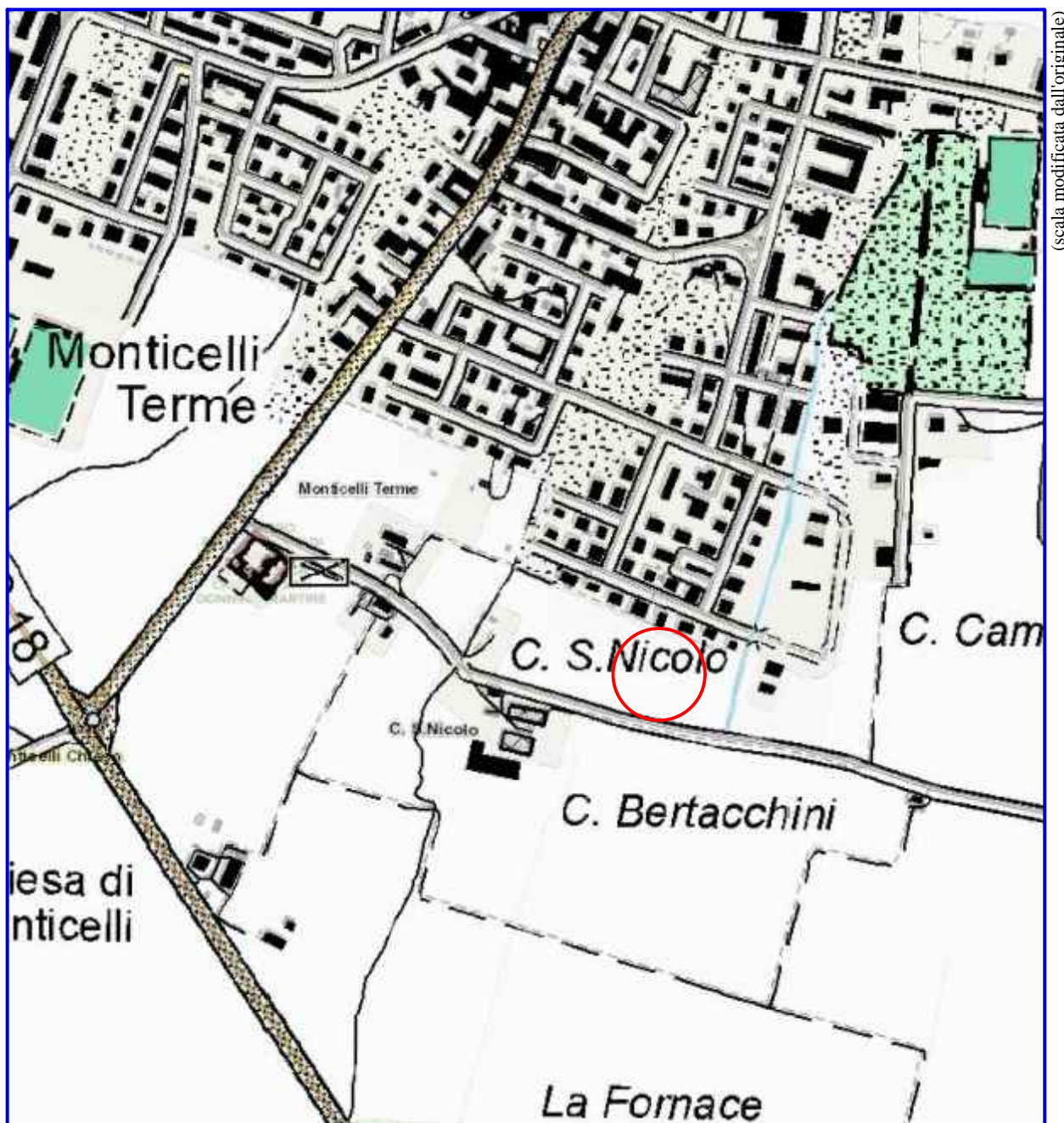


Dott. Geol. Luca Calzolari

# TAVOLE

## Tavola I

# STRALCIO CARTA TOPOGRAFICA REGIONALE GEOPORTALE REGIONE EMILIA-ROMAGNA Scala 1:25.000



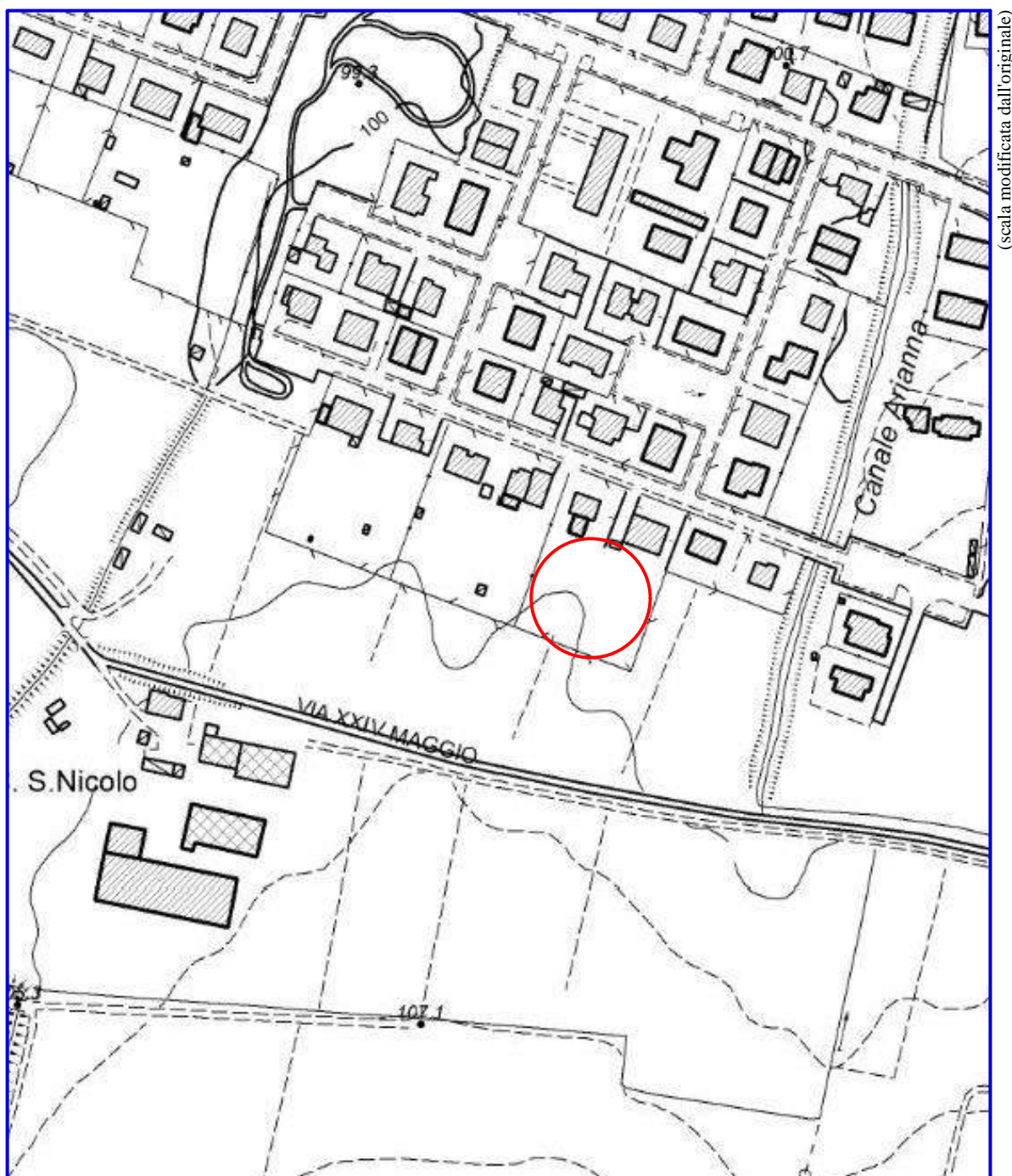
(scala modificata dall'originale)

 Area di ubicazione edificio in progetto

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)

## Tavola II

# STRALCIO CARTA TECNICA REGIONALE GEOPORTALE REGIONE EMILIA-ROMAGNA Scala 1:5.000



Area di ubicazione edificio in progetto

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)



## Tavola III

# STRALCIO PLANIMETRICO CATASTALE E UBICAZIONE DELLE PROVE EFFETTUATE Scala 1:2.000

Comune di Montechiarugolo - Foglio 12 Mappali 313, 332,  
912, 1047, 1049



Area in oggetto di studio



Ubicazione prove penetrometriche di tipo statico (CPT) o dinamico (SCPT)



Stendimento MASW



Indagini HVSR

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)



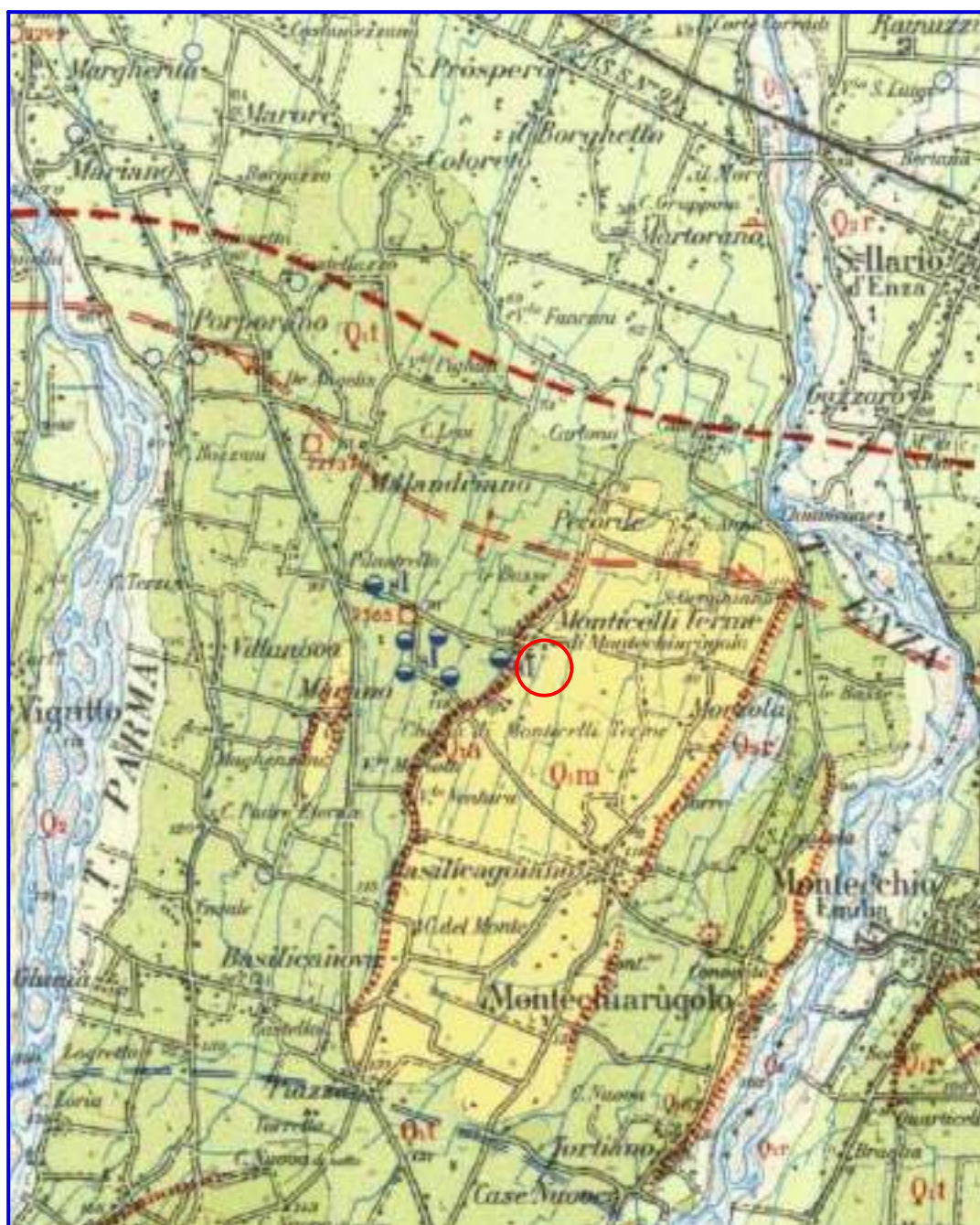
## Tavola IV

# STRALCIO CARTA GEOLOGICA D'ITALIA

**Parma**

**Scala 1:100.000**

**-Foglio 73 -**



(scala modificata dall'originale)



Area in oggetto di studio

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)

# LEGENDA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA

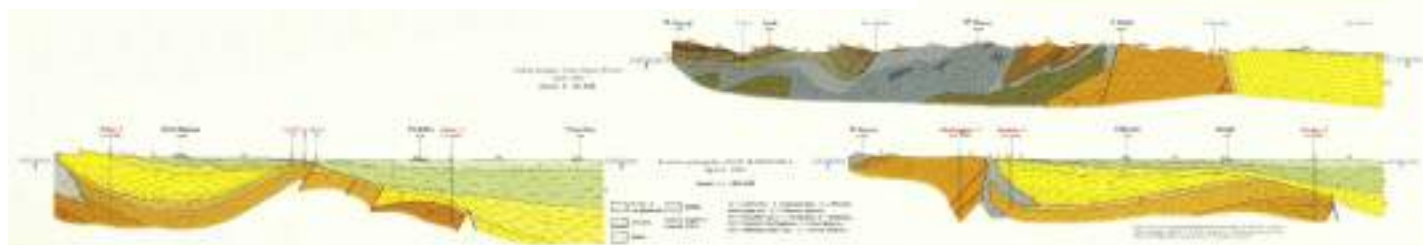
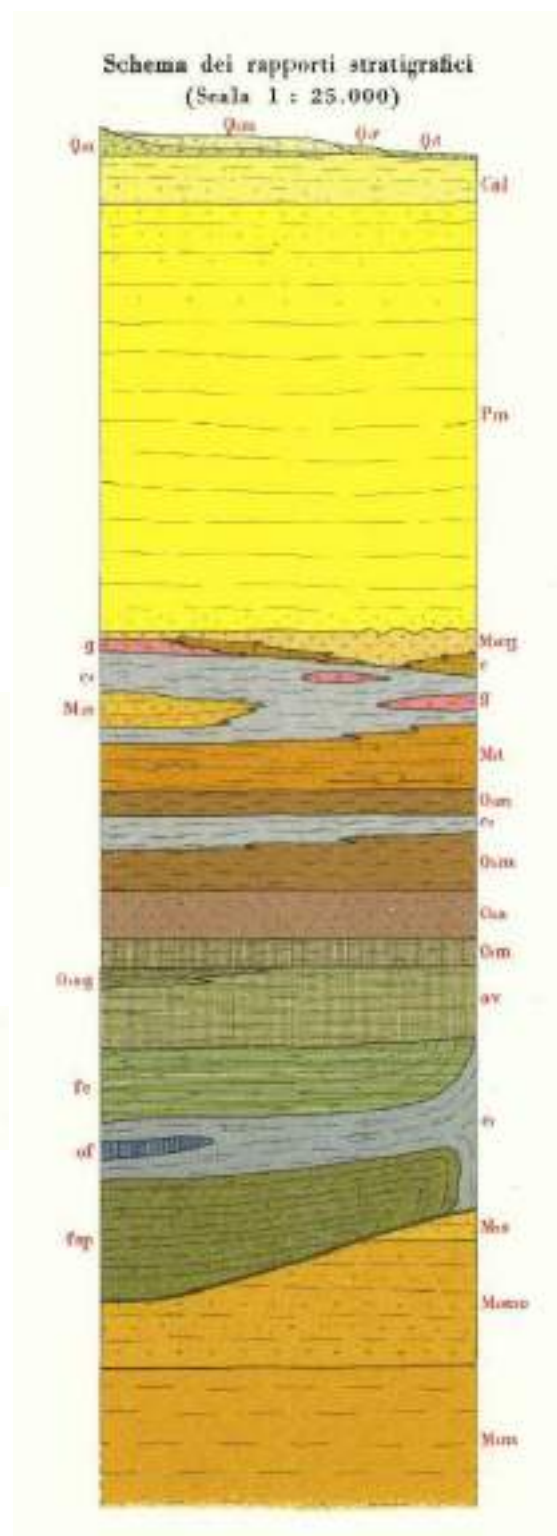
## Parma -Foglio 73 -



Piacenza	Cremona	Monza
80	81	82
Fidenza d'Arda	<b>PARMA</b>	Poggia mod' Emilia
72	73	74
Portofino	Castellina in' Monti	Modena
84	85	86



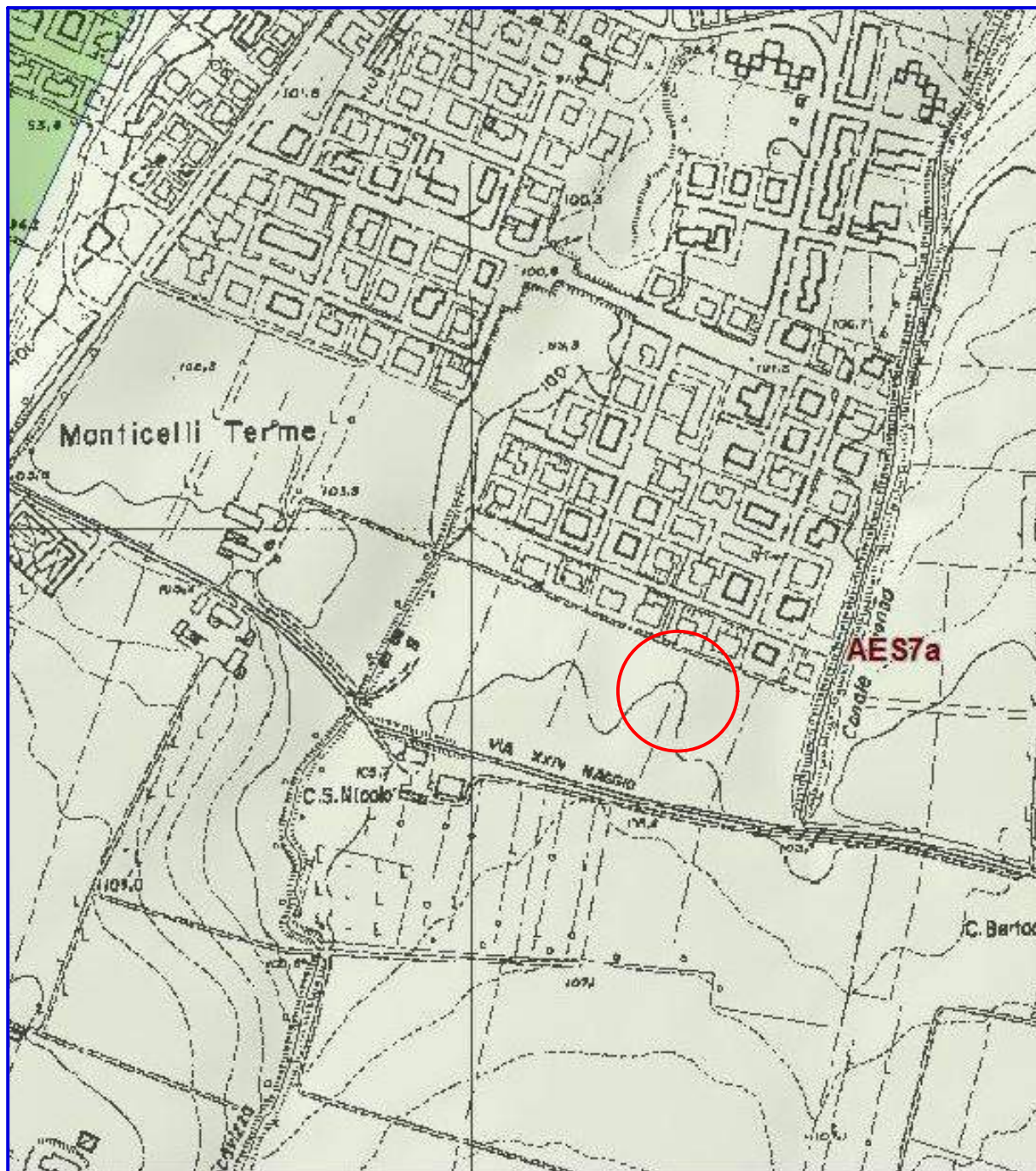
Le sezioni C-D e E-F sono state gentilmente fornite al Direttore del rilevamento del Servizio Sest. e perquisizioni dell'A.G.I.P. Le scale stratigrafiche e l'interpretazione stratigrafica dei dati fossili sono leggermente diverse da quelle del rilevamento al topografico.





## Tavola IV bis

# STRALCIO CARTA GEOLOGICA REGIONALE EMILIA ROMAGNA - Scala 1:10.000 Foglio 200 050 - Monticelli



(scala modificata dall'originale)



Area di ubicazione edificio in progetto

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)

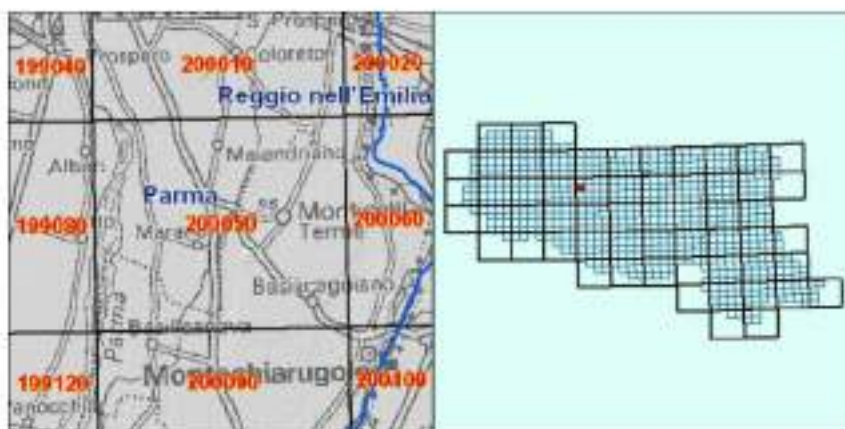
# LEGENDA CARTA GEOLOGICA REGIONE EMILIA ROMAGNA

## Scala 1:10.000

### Foglio 200 050 - Monticelli



LEGENDA DELLA SEZIONE CARTOGRAFICA: 200050 - MONTICELLI TERME



#### AES7a - Unità di Niviano

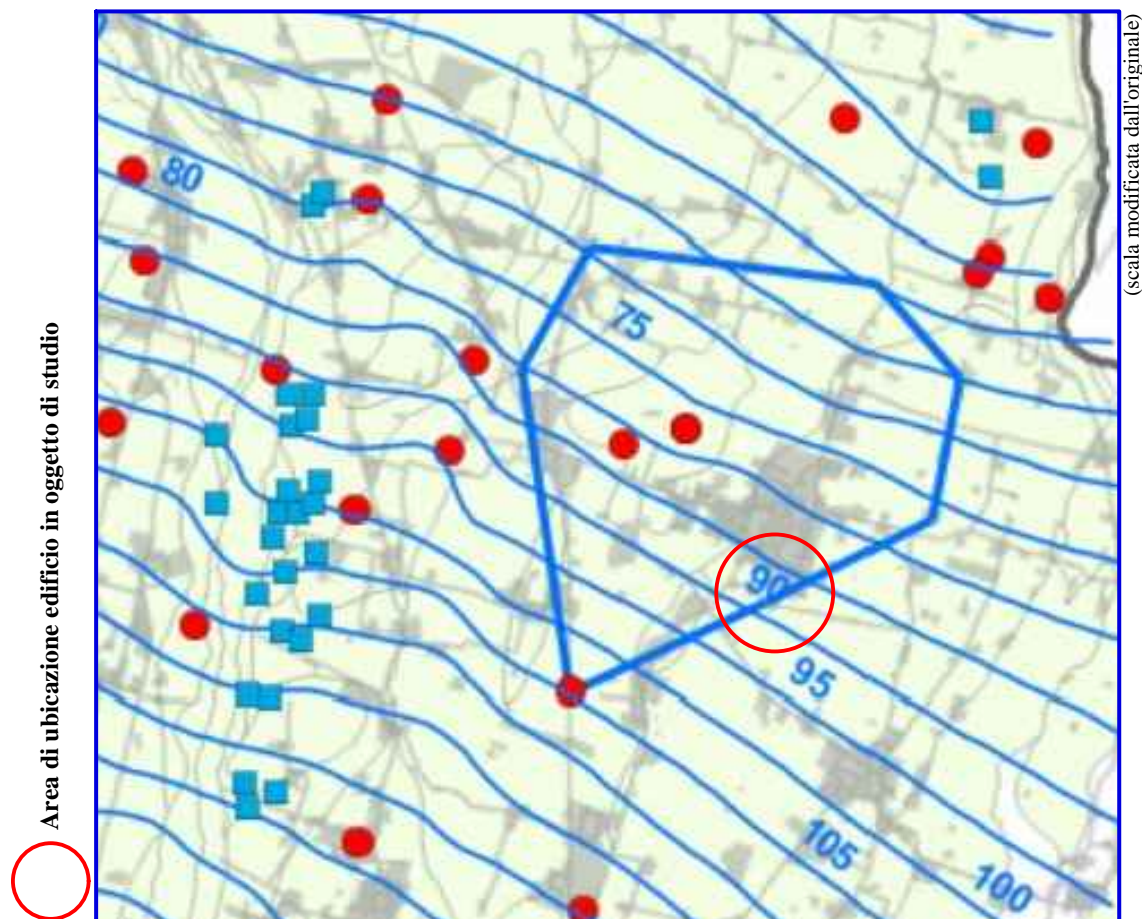
Ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati; depositi di conoide ghiaiosa e depositi intravallivi terrazzati. Limi e limi sabbiosi con intercalazioni di ghiaie e sabbie; depositi di interconoide. Il profilo di alterazione dell'unità è molto evoluto e può raggiungere i 4-5 m di profondità. L'unità presenta una copertura fine, composta e discontinua, di spessore fino a 2 m, costituita da limi e limi argillosi giallastri. Lo spessore massimo è di circa 15 metri.  
(Pleistocene sup.)



## Tavola V

# STRALCIO PIANO INFRAREGIONALE ATTIVITA' ESTRATTIVE

Scala 1:100.000



(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)



### ANALISI IDROGEOLOGICA DELLA PIANURA PARMESE

- Punti di controllo della rete piezometrica
- Limite freatico
- Linee isoteatiche
- Asi di drenaggio
- Depositi alluvionali di pianura
- Pozzi
- Sorgenti non captate
- Sorgenti storiche (I.B.C.)
- Sorgenti captate
- Sorgenti con deposito di travertino
- Faglia
- Concessioni minerarie
- Limite delle zone di protezione delle acque sotterranee pedecollina-pianura

## Tavola VI

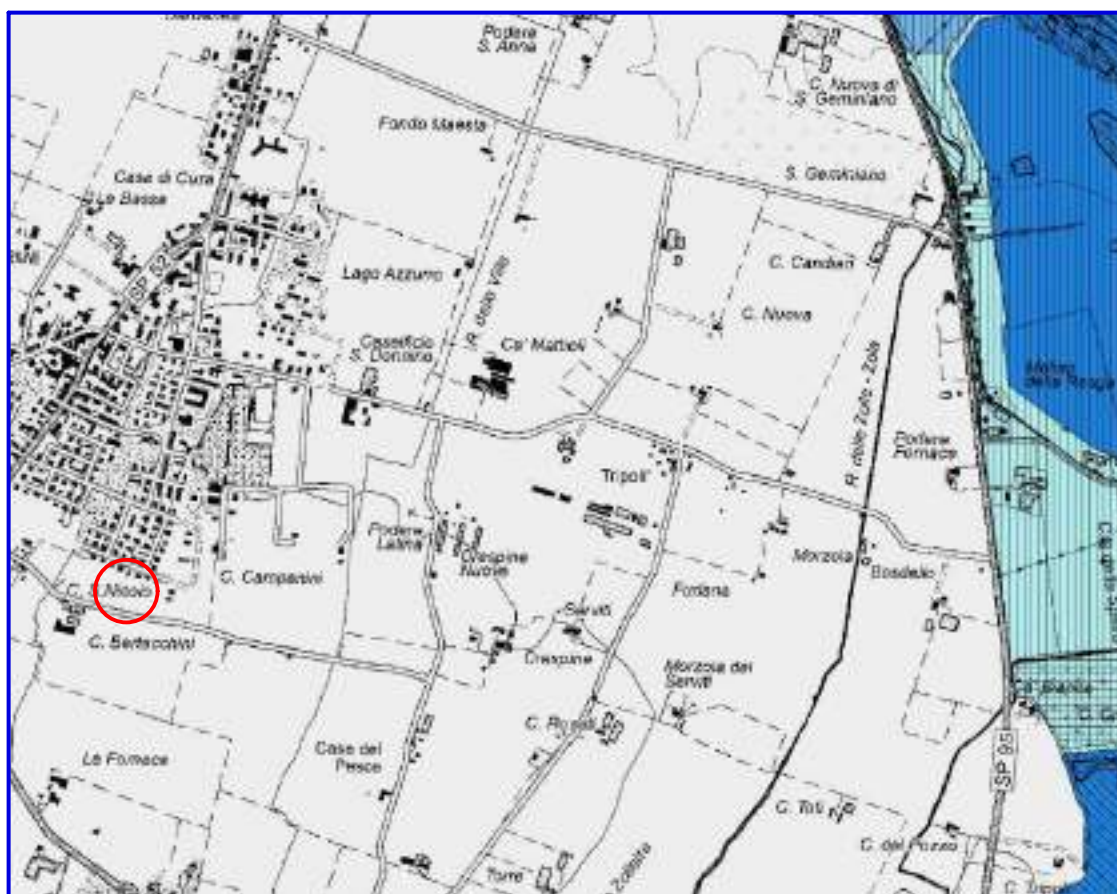
# STRALCIO CARTA DEL PIANO DI GESTIONE DEL RISCHIO ALLUVIONI

## Tavola del Pericolo

**Scala 1:25.000**

## Geoportale Regione Emilia-Romagna

Area di ubicazione edificio in progetto



(scala modificata dall'originale)

Aggiornamento e revisione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvione redatto ai sensi dell'art. 7 del D.Lgs. 49/2010 attuativo della Dir. 2007/60/CE – Il ciclo di gestione

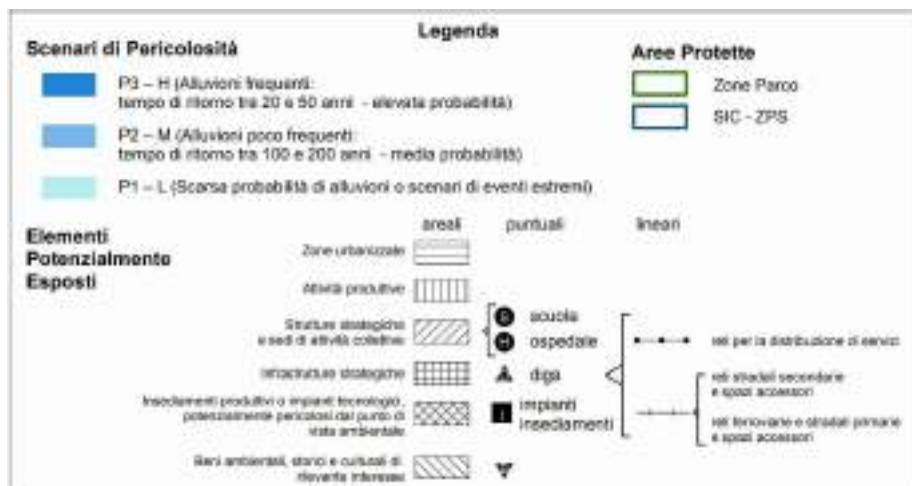
(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)

### RELAZIONE METODOLOGICA

Distretto del fiume Po



dicembre 2021

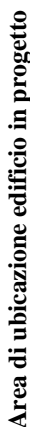




## Tavola VI bis

# Scala 1:25.000

# Geoportale Regione Emilia-Romagna



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)

(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)

Distretto del fiume Po



## Aree Protette

### Legenda

## Il Parco

SIC - ZPS

### Classi di Rischio

partially

linear

are all

**R1** (rischio moderato o nullo)

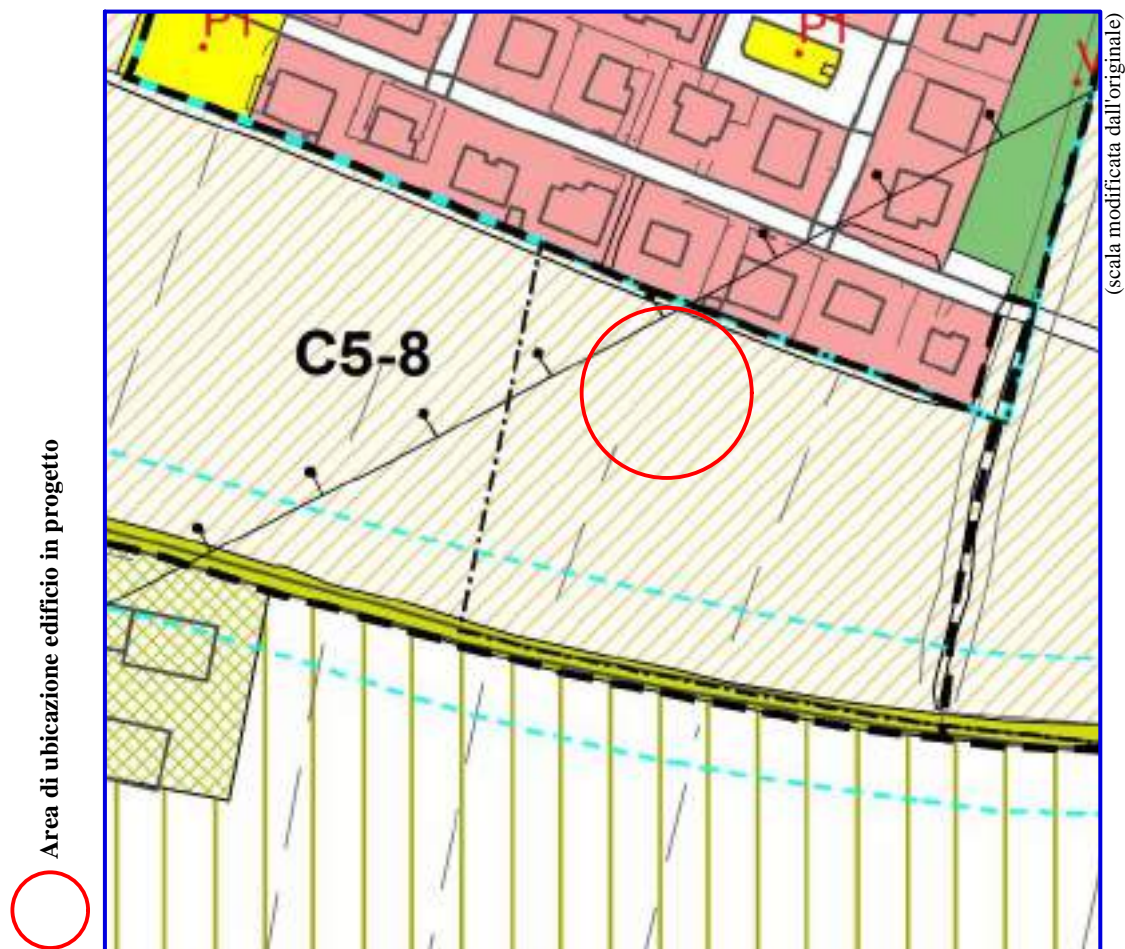
**R2** (rischio medio)

**R3** (rischio elevato)

**R4** (rischio molto elevato)

## Tavola VII

# STRALCIO DEL RUE DEL COMUNE DI MONTECHIARUGOLO Scala 1:5.000



(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)



Aree residenziali di riferimento	
	Zone residenziali di riferimento (Art. 55)
	Zone residenziali di nuovo impianto (Art. 56)
	Zone residenziali di nuovo impianto (Art. 57)
	Zone residenziali di nuovo impianto (Art. 58)
	Zone residenziali di nuovo impianto (Art. 59)
	Zone residenziali di nuovo impianto (Art. 60)
	Zone residenziali di nuovo impianto (Art. 61)
	Zone residenziali di nuovo impianto (Art. 62)

Progetto di urbanizzazione (legge 47/1985)

Sondizione del territorio	
	Zone agricole per funzioni non direttamente connesse alla coltivazione (Art. 118)
	Aree di pertinenza di edifici residenziali non connesse alla coltivazione (Art. 119)
	Aree di pertinenza di edifici residenziali non connesse alla coltivazione (Art. 120)
	Aree di pertinenza di edifici residenziali non connesse alla coltivazione (Art. 121)
	Aree di pertinenza di edifici residenziali non connesse alla coltivazione (Art. 122)
	Aree di pertinenza di edifici residenziali non connesse alla coltivazione (Art. 123)
	Aree di pertinenza di edifici residenziali non connesse alla coltivazione (Art. 124)
	Aree di pertinenza di edifici residenziali non connesse alla coltivazione (Art. 125)

PERMETTEZIONI	
	Permetto della zona sottoposta a Complesso C.D.
	Permetto della zona con intervento urbano
	Permetto del superamento
	Permetto degli edifici candidati all'APCA
	Permetto del settore residenziale
	Permetto del settore artigianale
	Confine provinciale
	Confine comunale

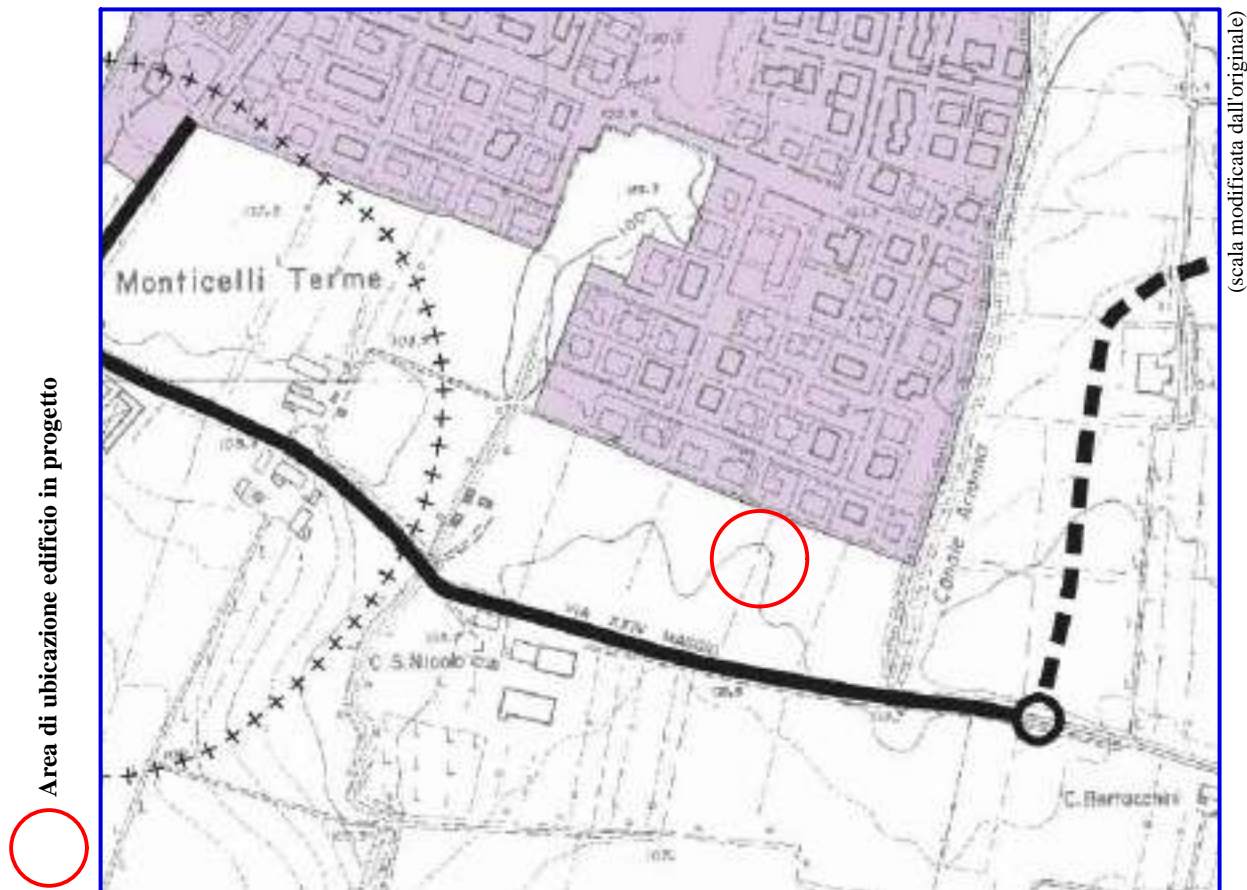
SODIZIONE TERRITORIALE - SODIZIONE DELLA REGIONE (TAV. RUE 1.1 - RUE)	
	Zone per la mobilità e servizi urbanistici esistenti (Art. 140)
	Zone per la mobilità e servizi urbanistici in progetto
	Zone per la mobilità e servizi urbanistici in progetto (Art. 141)
	Zone per la mobilità e servizi urbanistici in progetto (Art. 142)
	Zone per la mobilità e servizi urbanistici in progetto (Art. 143)
	Zone per la mobilità e servizi urbanistici in progetto (Art. 144)
	Zone per la mobilità e servizi urbanistici in progetto (Art. 145)
	Zone per la mobilità e servizi urbanistici in progetto (Art. 146)



## Tavola VIII

# STRALCIO DELLA CARTA DEI VINCOLI

Scala 1:10.000



(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)



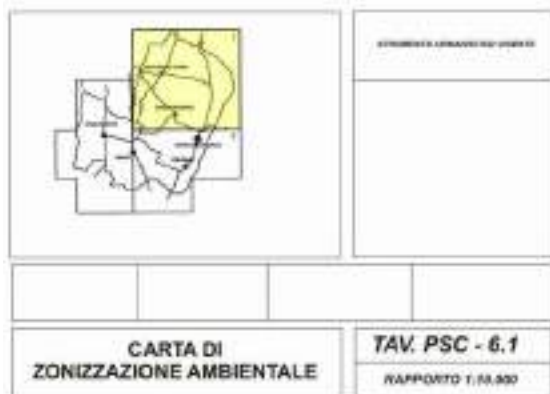
# STRALCIO DELLA CARTA DI ZONIZZAZIONE AMBIENTALE

**Scala 1:10.000**



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)





## Tavola X

# STRALCIO DELLA CARTA DI ZONIZZAZIONE DEL TERRITORIO

## Scala 1:5.000

Area di ubicazione edificio in progetto



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)

REGIONE EMILIA ROMAGNA PROVINCIA DI PARMA

COMUNE DI MONTECHIARUGOLO

# P.S.C.

PIANO STRUTTURALE COMUNALE



SISTEMA AMBIENTALE (TITOLO IV° N.T.A. - P.S.C.)

- Zona di tutela (Art. 4)
- Zona di protezione idrogeologica (Art. 5)
- Perimetro delle zone di tutela dei caratteri ambientali di legno, legno e corsi d'acqua (Art. 17 P.T.P.R. - Art. 45)
- Perimetro delle zone di particolare interesse paesaggistico ambientale (Art. 18 P.T.P.R. - Art. 46)
- Perimetro delle zone di tutela del paesaggio
- Perimetro delle zone di tutela e progetti di tutela, recupero e valorizzazione
- Fascia delle zone soggette a tutela idrogeologica: fascia "1" di difesa della piana
- Fascia delle zone soggette a tutela idrogeologica: fascia "2" di difesa della piana
- Vincolo posto per il mantenimento dei caratteri paesaggistici del territorio rurale (Art. 20)
- Perimetro delle zone sottoposte a progetti di sviluppo ambientale e di riqualificazione (Art. 22)
- Vincolo posto per il mantenimento delle condizioni di permeabilità su elementi e spazi di valore ambientale (Art. 21)
- Rapporto ai corsi d'acqua (legge 431/05)

SISTEMA URBANO RESIDENZIALE (TITOLO IV° N.T.A. - P.S.C.)

- Aree residenziali consolidate di recupero esistente
- Aree residenziali da riqualificare
- Aree residenziali da edificare
- Perimetro dei nuclei urbani
- Aree residenziali di trasformazione
- Perimetro dei nuclei urbani
- Aree residenziali di trasformazione

SISTEMA URBANO PRODUTTIVO (TITOLO IV° N.T.A. - P.S.C.)

- Aree produttive consolidate
- Aree produttive da potenziare
- Aree produttive da edificare
- Perimetro dei nuclei urbani
- Aree produttive di trasformazione

SISTEMA TERRITORIALE RURALE (TITOLO IV° N.T.A. - P.S.C.)

- Territorio rurale periferico
- Territorio rurale
- Territorio rurale di trasformazione nel territorio rurale (Art. 23)

DOTAZIONI TERRITORIALI - SISTEMA DELLA MOBILITA' (TITOLO VII° N.T.A. - P.S.C.)

- Zona per la mobilità di rango urbano territoriale esistente/H1
- Viabilità di rilievo intercomunale TIPO C
- Viabilità di rilievo comunale TIPO F1
- Viabilità locale TIPO F2
- Zona per la mobilità di rango urbano territoriale di progetto/H1
- Viabilità di rilievo comunale TIPO F1
- Viabilità locale TIPO F2
- Corridoio infrastrutturale di salvaguardia

PERIMETRI E CONFINI

- Perimetro del territorio urbanizzato
- Perimetro del territorio urbanizzabile
- Perimetro del territorio rurale di rilievo paesaggistico
- Perimetro del territorio rurale periferico
- Confine comunale
- Confine provinciale

# STRALCIO CARTA DELLE INDAGINI Scala 1:10.000



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)

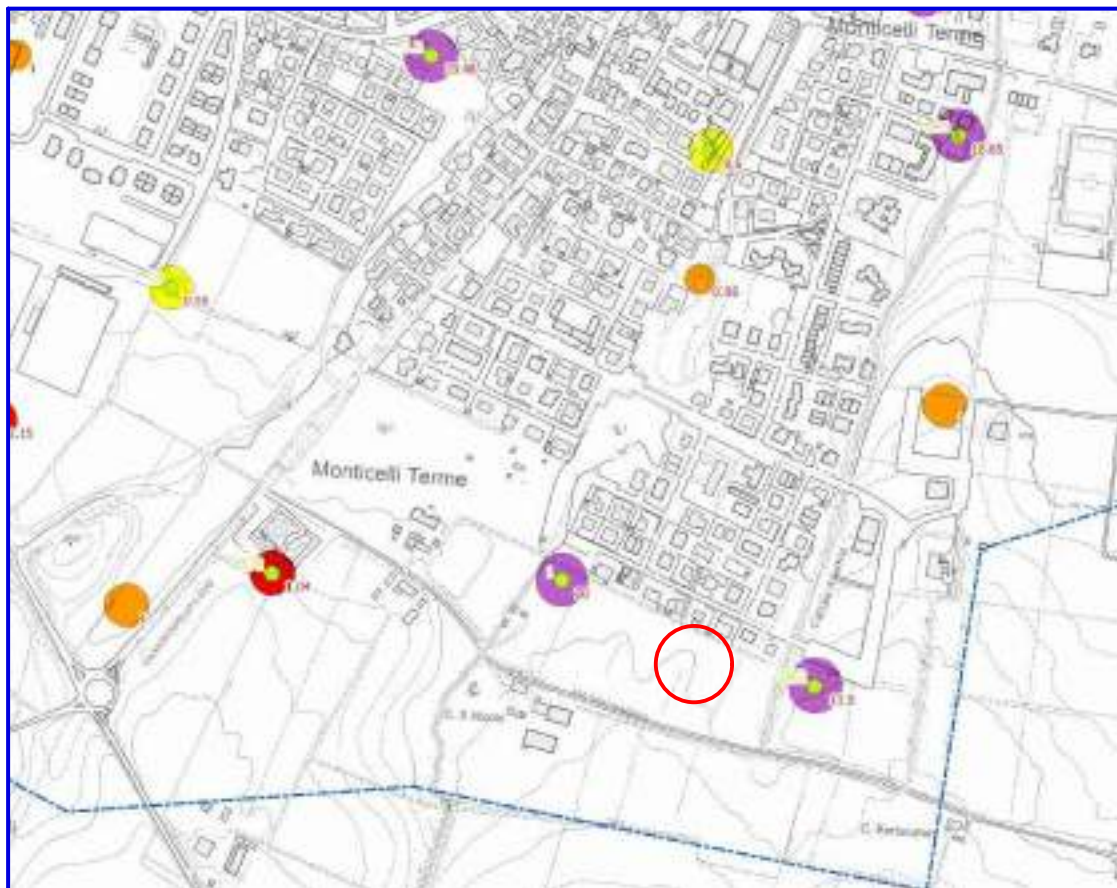




## Tavola XII

# STRALCIO CARTA DELLE FREQUENZE DELLE NATURALI DEL TERRENO Scala 1:5.000

Area di ubicazione edificio in oggetto di studio



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)



### Legenda



FREQUENZE NATURALI DEI TERRENI	
Classe di frequenza (Hz)	
Minori per la maggior parte	
$f_0 < 0.0 \text{ Hz}$	
$0.0 \text{ Hz} < f_0 < 1 \text{ Hz}$	
$1 \text{ Hz} < f_0 < 2 \text{ Hz}$	
$2 \text{ Hz} < f_0 < 3 \text{ Hz}$	
$f_0 > 3 \text{ Hz}$	

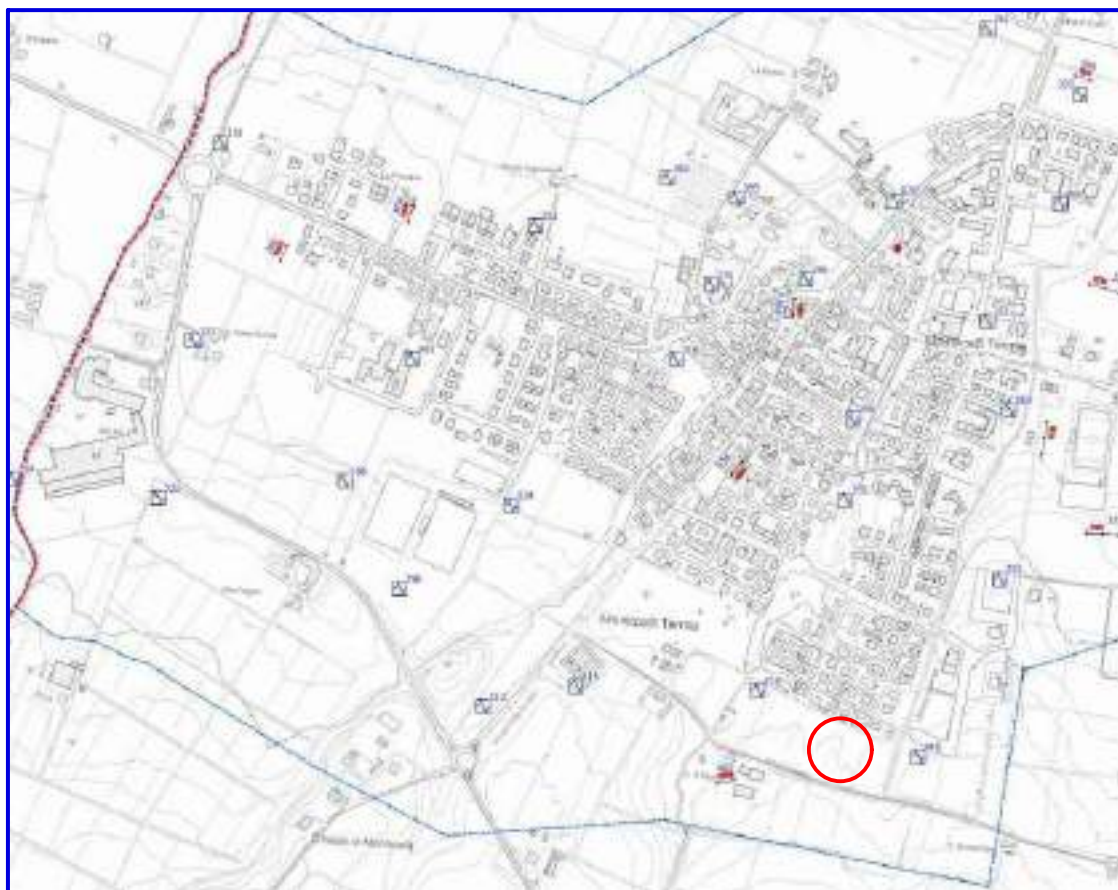
FREQUENZA PRINCIPALE E RELATIVO VALORE (Hz)	
Amplificazione $f_0 \geq 3$	Contrasto impedenza elevato
Amplificazione $2 \leq f_0 < 3$	Contrasto impedenza moderata
Amplificazione $1.5 \leq f_0 < 2$	Contrasto impedenza bassa
Amplificazione $f_0 < 1.5$	Assenza significante contrasto impedenza
In figura la frequenza principale e relativo valore (Hz)	

## Tavola XIII

# STRALCIO CARTA DELLE VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO S (Vs)

Scala 1:5.000

Area di ubicazione edificio in oggetto di studio



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)



### Legenda

- Confine comunale
- Area oggetto di indagine sismica
- Stazioni sismologiche a scala 1:5000 (INPS)
- Puntualità sismologica
- Strada
- Fiume
- Profilo sismico a 1:5000

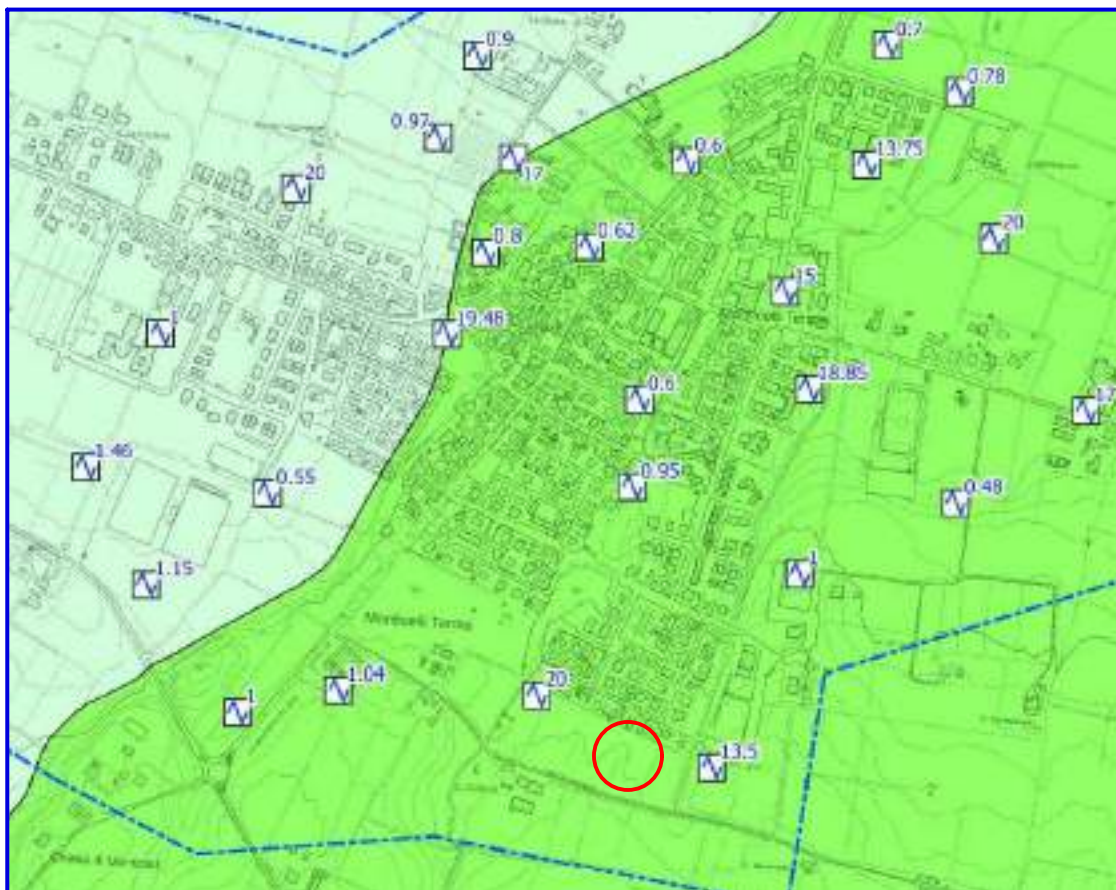
250	VSH	Velocità di taglio delle onde di taglio S (Vs) in m/s (VSH = 250 m/s)
450	VSE	Velocità di taglio delle onde di taglio S (Vs) in m/s (VSE = 450 m/s)



## Tavola XIV

# STRALCIO CARTA DELLE MICROZONE OMOGENEE IN PROSPETTIVA SISMICA (MOPS) Scala 1:10.000

Area di ubicazione edificio in progetto



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)



### Legenda

Confine Comune

Area oggetto di microzonazione sismica

### Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali

- 2001** Zona 1: Soppressione sismologica controllata da strutture di protezione e sistemi di controllo a livello di edificio e in scala comunale (grado e controllo, sistemi da non essere di copertura e rischio più non essere in scala di scala 1:10.000)
- 2002** Zona 2: Soppressione sismologica controllata da strutture di protezione e sistemi di controllo a livello di edificio e in scala comunale (grado e controllo, sistemi da non essere di copertura e rischio più non essere in scala di scala 1:10.000)
- 2003** Zona 3: Soppressione sismologica controllata da strutture di protezione e sistemi di controllo a livello di edificio e in scala comunale (grado e controllo, sistemi da non essere di copertura e rischio più non essere in scala di scala 1:10.000)

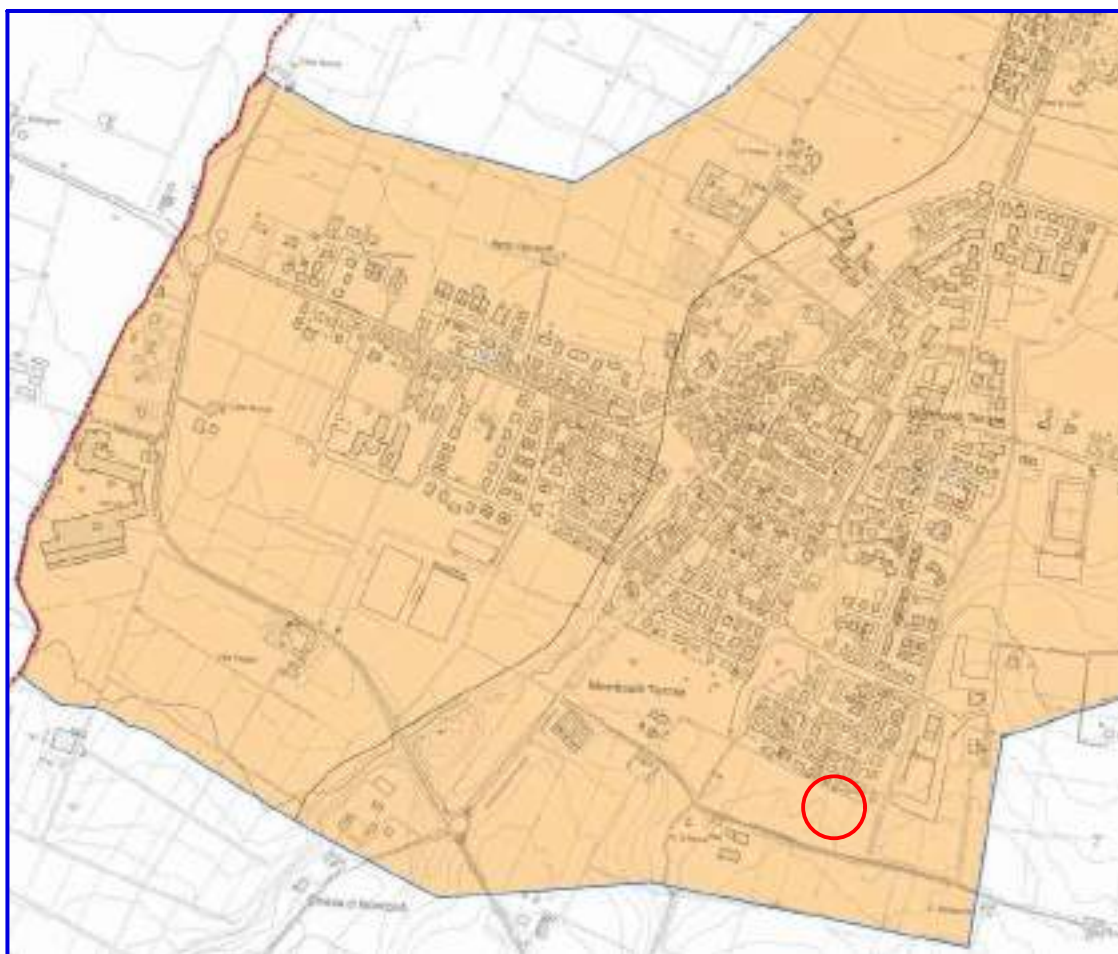
### Punti di misura di rumore sismico

Punto di misura di rumore sismico con indicazione del valore di R<sub>0</sub>

## Tavola XV

# STRALCIO CARTA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA FA-PGA Scala 1:5.000

Area di ubicazione edificio in oggetto di studio



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)



### Legenda



Confine comunale



Area oggetto di microzonazione sismica

### Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali



FA<sub>iso</sub> 1.3 - 1.3



FA<sub>iso</sub> 1.3 - 1.4



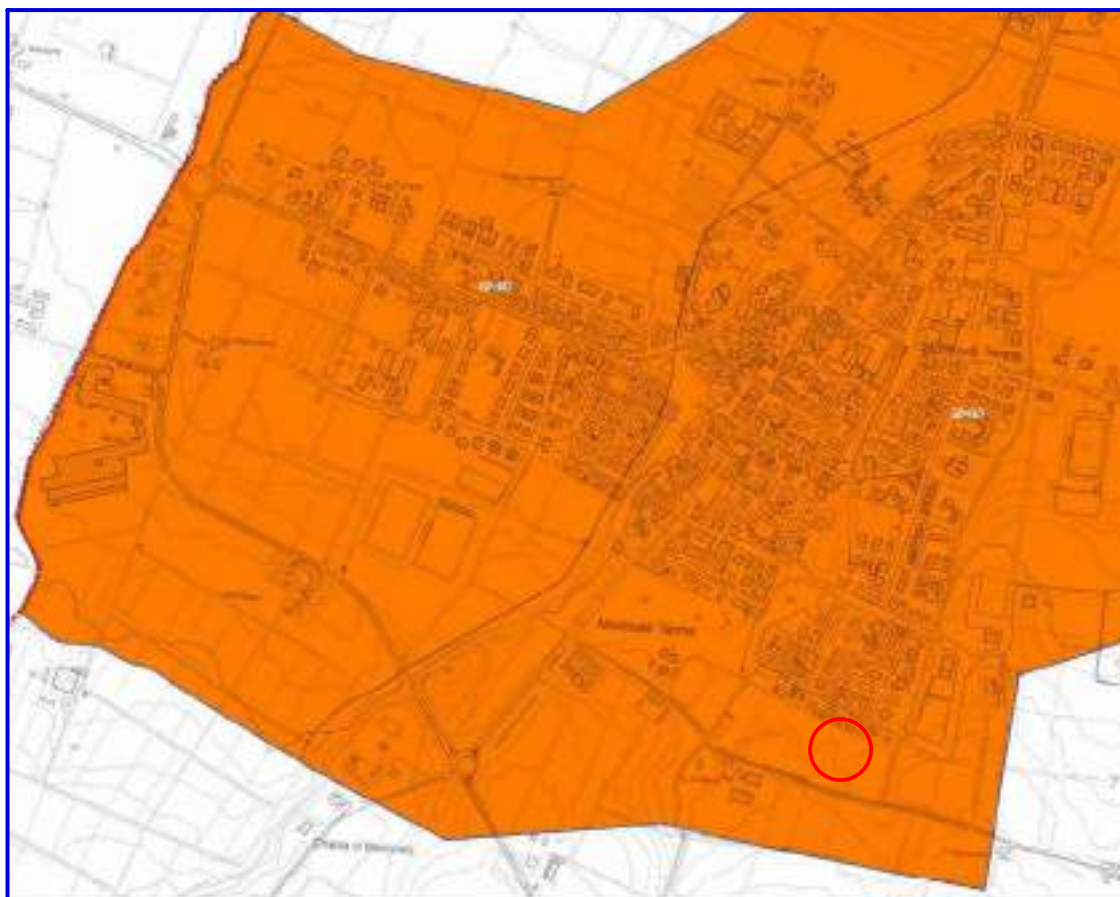
FA<sub>iso</sub> 1.5 - 1.0



## Tavola XVI

# STRALCIO CARTA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA FA-IS 0.1 - 0.5 s Scala 1:5.000

Area di ubicazione edificio in progetto



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)



### Legenda



Confine comunale



Area oggetto di microzonazione sismica

### Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali



FA  $h < h_0$ : 1,1 - 1,2



FA  $h < h_0$ : 1,5 - 2,0

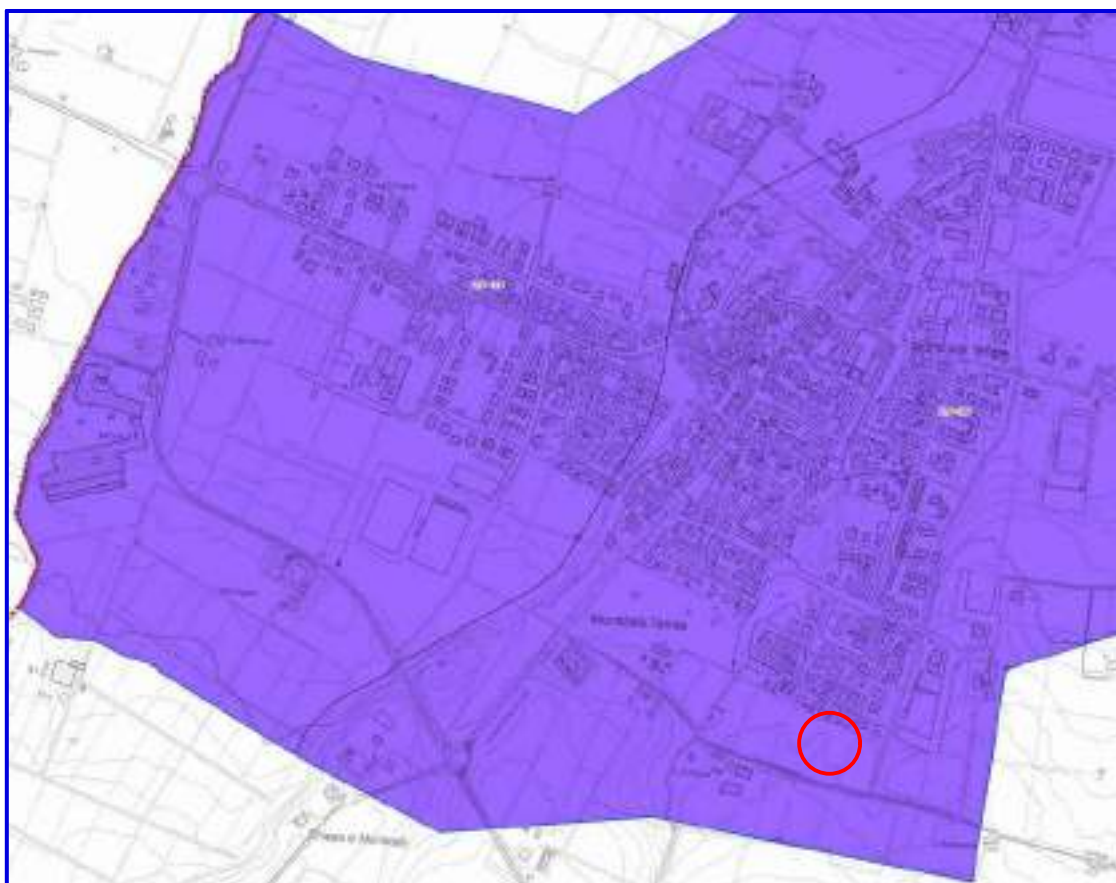


FA  $h < h_0$ : 1,7 - 3,3

## Tavola XVII

# STRALCIO CARTADELLA MICROZONAZIONE SISMICA FA-IS 0.5 - 1.0 s Scala 1:5.000

Area di ubicazione edificio in progetto



(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)



### Legenda





## Tavola XVIII

# STRALCIO RIPRESA AEREOFOTOGRAMMETRICA Google Earth 2019

Area di ubicazione edificio in progetto



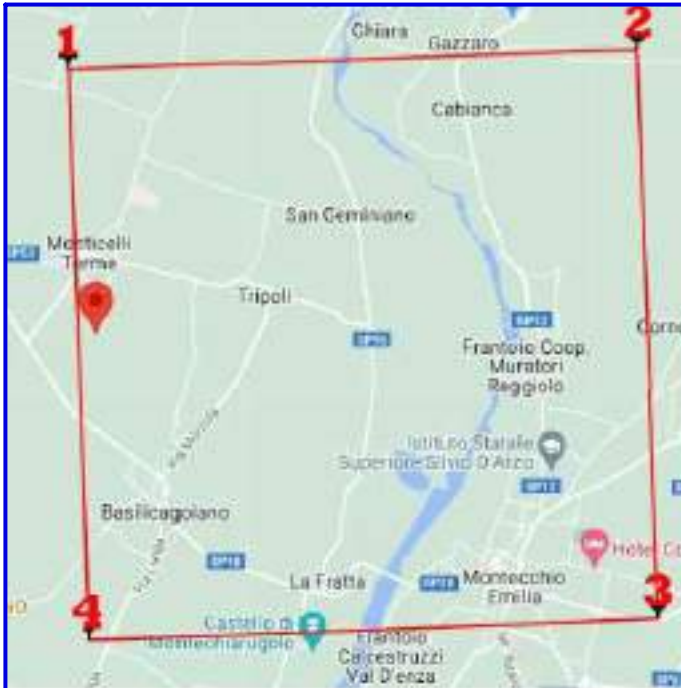
(scala modificata dall'originale)

(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)



## Tavola XIX

# PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE



(Coord. UTM N 4952866.65 E 610630.24)  
(Lat. 44.720638° - Lon 10.396892°)

### Stati limite



Classe Edificio

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



Vita Normale

50



Interpolazione

Media ponderata

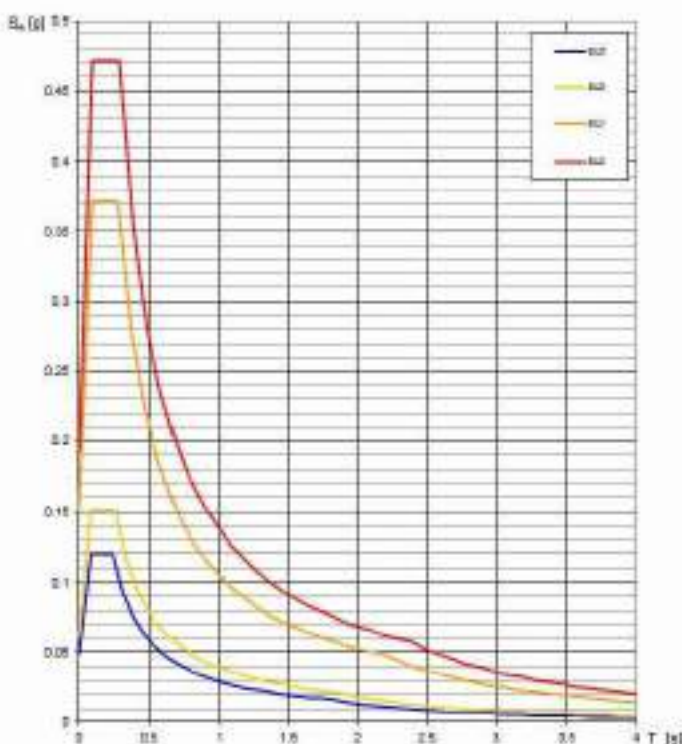
CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	30	0.048	2.472	0.243
Danno (SLD)	50	0.060	2.500	0.259
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.151	2.439	0.262
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.192	2.437	0.291
Periodo di riferimento per l'azione sismica	50			

### Coefficienti sismici

	Tipo	Stabilità dei pendii e fondazioni			
<input type="checkbox"/>	Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti				
	H (m)	0.1			0.1
	Cat. Sottosuolo	B		*	
	Cat. Topografica	T1		*	
		SLO	SLD	SLV	SLC
SS	Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC	Coeff. funz. categoria	1,46	1,44	1,42	1,41
ST	Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
<input type="checkbox"/>	Acc. max attesa al sito [m/s²]				0.5
		SLO	SLD	SLV	SLC
$k_H$		0.012	0.014	0.044	0.055
$k_v$		0.006	0.007	0.022	0.028
$A_{max}$ [m/s²]		0.568	0.706	1.779	2.281
Beta		0.200	0.200	0.240	0.240

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



## **TABELLE**



### Fondazioni superficiali (metodo di Terzaghi)

condizioni:

D/B < 4

Cuneo  $\alpha = \varphi$

D < B

$$q_d = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma s_\gamma$$

Tipo fond.

### PARAMETRI di CALCOLO:

$\varphi$	angolo di attrito	<input type="text" value="0.00"/>	°
<b>B</b>	larghezza fondazione	<input type="text" value="1.00"/>	m
<b>D</b>	profondità piano di imposta	<input type="text" value="1.00"/>	m
<b>Dq</b>	prof. Interramento fondazioni	<input type="text" value="1.00"/>	m
<b>c</b>	coesione	<input type="text" value="88.26"/>	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma'$	peso specifico	<input type="text" value="12.75"/>	kN/m <sup>3</sup>
$\bar{q}$	sovraccarico laterale = $\gamma' \cdot Dq$	<input type="text" value="12.75"/>	kN/m <sup>2</sup>

N.B. I valori di  $\gamma$  derivati dall'elaborazione delle prove penetrometriche sono in realtà dei  $\gamma'$  (scelta a favore di sicurezza)

<b>Nc</b>	<input type="text" value="5.00"/>
<b>Nq</b>	<input type="text" value="1.00"/>
<b>Ny</b>	<input type="text" value="0.00"/>

Ricavati graficamente dall'ABACO

<b>qd=</b>	<b>454</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
qd=	4.45	kg/cm <sup>2</sup>
qd =	4.37	daN/cm <sup>2</sup>
<b>q amm</b>	<b>151.35</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
q amm=	1.48	kg/cm <sup>2</sup>
q amm =	1.46	daN/cm <sup>2</sup>

pressione limite

pressione ammissibile

Fatt. Sicurezza

Tabella Conversione Peso specifico:

t/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/cm <sup>3</sup>	KN/m <sup>3</sup>	daN/cm <sup>3</sup>
1.3	1300	0.0013	12.7	0.00128

Tabella Conversione Coesione:

kg/cm <sup>2</sup>	KN/cm <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kPa	t/mq	daN/cm <sup>3</sup>
0.90	0.0088	88.3	88.3	9.00	0.8829

### Coefficienti $s_c$ e $s_\gamma$

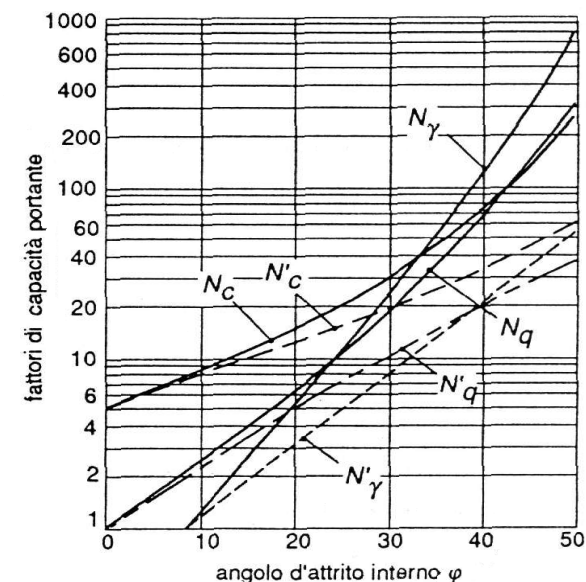
Fondazioni

	nastri.	circol.	quadr.
$s_c$	1.0	1.3	1.3
$s_\gamma$	1.0	0.6	0.8

Valori

di calcolo

### Fattori di capacità portante



Coefficienti di capacità portante secondo Terzaghi

- N terreni fortemente consolidati
- N' terreni normalmente consolidati





### Fondazioni superficiali (metodo di Meyerhof)

#### Carico Verticale

condizioni:

D/B < 4

Cuneo a=f

D < B

$$q_d = cN_{cs}dc + \gamma D N_q sqdq + 0,5 \gamma B N_{ys}dy$$

Tipo fond.

#### PARAMETRI di CALCOLO:

$\varphi$	angolo di attrito	<input type="text" value="0.00"/>	°
B	larghezza fondazione	<input type="text" value="1.00"/>	m
Dq	prof. Interramento fondazioni	<input type="text" value="1.00"/>	m
D	profondità piano di imposta	<input type="text" value="1.00"/>	m
c	coesione	<input type="text" value="88.26"/>	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma'$	peso specifico	<input type="text" value="12.75"/>	kN/m <sup>3</sup>
L	lung. Fond.nastrif.	<input type="text" value="19.00"/>	m
$\bar{q}$	sovraccarico laterale = $\gamma' Dq$	<input type="text" value="12.75"/>	kN/m <sup>2</sup>

Nc	<input type="text" value="5.14"/>	Kp	<input type="text" value="0.998"/>	dc	<input type="text" value="1.200"/>
Nq	<input type="text" value="1.00"/>	sc	<input type="text" value="1.000"/>	dq=dy	<input type="text" value="1.000"/>
Ny	<input type="text" value="0.00"/>	sq=sy	<input type="text" value="1.000"/>		

qd =	<input type="text" value="557"/>	kN/m <sup>2</sup>	pressione limite
qd =	<input type="text" value="5.46"/>	kg/cm <sup>2</sup>	
qd =	<input type="text" value="5.36"/>	daN/cm <sup>2</sup>	
q amm	<input type="text" value="159"/>	kN/m <sup>2</sup>	pressione ammissibile
q amm =	<input type="text" value="1.56"/>	kg/cm <sup>2</sup>	
q amm =	<input type="text" value="1.53"/>	daN/cm <sup>2</sup>	

Fatt.Sicurezza

Tabella Conversione Peso specifico:

t/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/cm <sup>3</sup>	KN/m <sup>3</sup>	daN/cm <sup>3</sup>
1.3	1300	0.0013	12.7	0.00128

Tabella Conversione Coesione:

kg/cm <sup>2</sup>	KN/cm <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kPa	t/mq	daN/cm <sup>2</sup>
0.90	0.0088	88.3	88.2613	9.00	0.8829

Tabella 3. Coefficienti di capacità portante per le equazioni di Meyerhof (M), Hansen (H) e Vesic (V).

$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_{q(M)}$	$N_{q(H)}$	$N_{q(V)}$	$N_c / N_q$	$2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.461	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	564.4	871.7	761.3	1.195	0.131

Tabella 4. Fattori di forma, profondità e inclinazione dell'equazione di Meyerhof ( $D$  = profondità,  $B$  = larghezza,  $L$  = lunghezza della fondazione).

Fattori	Valori	Per
Forma	$s_x = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$ $s_x = s_y = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$ $s_x = s_y = 1$	Ogni valore di $\varphi$ $\varphi > 10^\circ$ $\varphi = 0$
Profondità	$d_x = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$ $d_x = d_y = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$ $d_x = d_y = 1$	Ogni valore di $\varphi$ $\varphi > 10^\circ$ $\varphi = 0$
Inclinazione	$i_x = i_y = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2$ $i_x = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2$ $i_x = 0$	Ogni valore di $\varphi$ $\varphi > 10^\circ$ $\varphi = 0$





**Fondazioni superficiali (metodo di Brinch - Hansen)**

Possibilità carico eccentrico - piano inclinato - effetti inerziali sismici

CONDIZIONI DRENATE:

$$q_d = c N_{cs} d c_{ic} g c b c z c + \gamma D N_q s q d q i q g q b q z q + 0,5 \gamma B N_{ys} d y i y g y b y z y$$

CONDIZIONI NON DRENATE:

$$q_d = c u N' c s' c d' c i' c g' c b' c + q$$

condizioni:

D/B < 4

Cuneo a=f

D < B

Tipo fond. **1**

PARAMETRI di CALCOLO:

$\varphi$	angolo di attrito	<b>0.0</b>	gradi	<b>0.0000</b>	rad
<b>B</b>	larghezza fondazione	<b>1.0</b>	m	<b>1.00</b>	D/B
<b>D</b>	prof. Interramento fondazioni	<b>1.0</b>	m	<b>0.0000</b>	$\tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2$
<b>c</b>	coesione	<b>88.3</b>	kN/m <sup>2</sup>	<b>2</b>	m(B)
$\gamma'$	peso specifico	<b>12.7</b>	kN/m <sup>2</sup>	<b>1</b>	Br=B-2e
<b>L</b>	lung. Fond.nastrif.	<b>19.0</b>	m		
$\beta$	incl. Piano camp.	<b>0</b>	gradi	<b>0.0000</b>	rad
$\alpha$	incl. Fondazione	<b>0</b>	gradi	<b>0.0000</b>	rad
<b>e</b>	eccentricità Msd/Nsd	<b>0</b>			
<b>S</b>	Fattore sottosuolo	<b>1.50</b>		<b>0.3862</b>	kh
$\bar{q}$	sovraccarico laterale =g' Dq	<b>9.1</b>	kN/m <sup>2</sup>		
$\gamma$	peso saturo	<b>13.7</b>	kN/m <sup>2</sup>		
<b>q</b>	spinta laterale	<b>13.75</b>	kN/m <sup>2</sup>		

Fattori di forma	Fattori di profondità	Fattori di inclinazione	Fattori di terreno (base su pendio)
$i_1 = 0,2 \frac{B}{L}$ $i_2 = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$ $i_3 = 1$ per il rusore.	$d_1' = 0,44$ $d_2' = 1 + 0,44$ $d_3' = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)$ $d_4' = 1$ (ogni valore di $\varphi$ )	$i_1' = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{N}{A \rho'_{cs}}}$ (Hansen) $i_2 = 1 - \frac{\sin \varphi}{A \rho'_{cs} N_c}$ (Vesic) $i_3 = i_4 = \frac{1 - i_2}{N_c - 1}$ (Hansen e Vesic)	$i_1' = \frac{\beta}{143^\circ}$ per Vesic usare $N_q = -2 \alpha q \beta$ per $\varphi = 0$ $i_2 = 1 - \frac{\beta}{143^\circ}$
$i_4 = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$ $i_5 = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$	$d_1 = \frac{D}{B}$ per $\frac{D}{B} \leq 1$ $d_2 = \tan^{-1} \frac{D}{B}$ per $\frac{D}{B} > 1$ (rad)	$i_4 = \left(1 - \frac{0,5 N}{V + A \rho'_{cs} \cos \varphi}\right)^2$ (Hansen) $i_5 = \left(1 - \frac{N}{V + A \rho'_{cs} \cos \varphi}\right)^2$ (Vesic)	$i_6 = i_7 = (1 - 0,2 \tan \beta)^2$ (H) $i_8 = i_9 = (1 - \tan \beta)^2$ (V)
$A_f$ = area effettiva della fondazione (8° x L) $C_u$ = aderenza alla base-coesione o valore valore $D$ = profondità della fondazione $e_x, e_y$ = eccentricità del carico $N$ = componente orizzontale del carico, con (H) / tang $\varphi$ $V$ = campo sovraccarico sulla f. di inclinazione del pendio $\alpha$ = angolo di attrito tra terreno e fondazione (per il calcolo della tensione) spinta laterale della fondazione		$i_6 = \left(1 - \frac{0,7 N}{V + A \rho'_{cs} \cos \varphi}\right)^2$ (H) $i_7 = \left(1 - \frac{0,7 N - \eta^2 (497 N)}{V + A \rho'_{cs} \cos \varphi}\right)^2$ (H) (H) $i_8 = \left(1 - \frac{N}{V + A \rho'_{cs} \cos \varphi}\right)^2$ (V) $i_9 = \left(1 - \frac{N}{V + A \rho'_{cs} \cos \varphi}\right)^2$ (V)	Fattori di base (base inclinata) $i_1' = \frac{\beta}{143^\circ}$ $i_2 = 1 - \frac{\beta}{143^\circ}$ $i_3 = \exp(-2 \tan \varphi)$ (H) $i_4 = \exp(-2,7 \tan \varphi)$ (H) $i_5 = i_6 = (1 - \tan \varphi)^2$ (V)
		$\eta = \eta_1 = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ (H) (parall. a B) $\eta = \eta_2 = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$ (H) (parall. a L)	Note: $\beta + \varphi \leq 90^\circ$ $\beta \leq \varphi$ $\rho'_{cs} > 0$

Fattori Capacità portante	Fattori Forma	Fattori Profondità	Incl.piano camp.	Incl.fondazione	Inc. ed eccentric. Carico	Effetti inerziali correttivi
<b>Nc</b>	<b>5.140</b>	<b>Sc</b> 1.01	<b>dc</b> 1.000	<b>gc</b> ---	<b>bc</b> ---	<b>zc</b> 0.876
<b>Nq</b>	<b>1.000</b>	<b>Sq</b> 1.01	<b>dq</b> 1.000	<b>gq</b> 1.000	<b>bq</b> 1.000	<b>zq</b> ---
<b>Ny</b>	<b>0.000</b>	<b>Sy</b> 1.01	<b>d'c</b> 1.400	<b>gy</b> 1.000	<b>by</b> 1.000	<b>zy</b> ---
<b>N'e</b>	<b>5.140</b>	<b>s'c</b> 1.01		<b>g'c</b> 1.000	<b>b'c</b> 1.000	

<b>qd=</b>	<b>656</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
------------	------------	-------------------------

qd= 6.43 kg/cm<sup>2</sup>

qd = 6.31 daN/cm<sup>2</sup>

<b>q amm</b>	<b>187</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
--------------	------------	-------------------------

q amm= 1.84 kg/cm<sup>2</sup>

q amm = 1.80 daN/cm<sup>2</sup>

pressione limite

pressione ammissibile

Fatt.Sicurezza

**3.5**

N.B. - I fattori con indice ' vengono usati nel caso di condizioni non drenate

$$k = \frac{q}{w} = E \frac{b + 2H}{bH} = \alpha_1 \frac{E}{b}$$

**Fondazioni circolari o quadrate**

E		kg/cm <sup>2</sup>
H		cm
b		cm
H/b		
$\alpha_1$		

modulo di elasticità  
potenza dello strato compressibile  
lato o diametro della fondazione

k =		kg/cm <sup>3</sup>
-----	--	--------------------

(\*) NOTA (valore non compensato o da bibliografia)

**Fondazioni nastriformi**

E	132	kg/cm <sup>2</sup>
H	80	cm
b	100	cm
H/b	0.80	
$\alpha_2$	1.80	

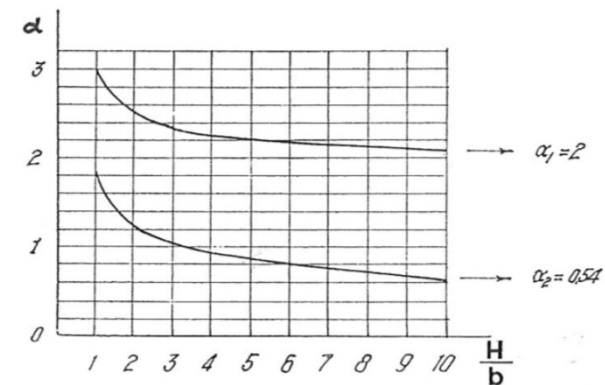
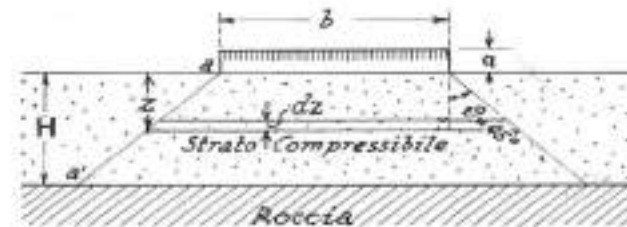
modulo di elasticità  
potenza dello strato compressibile  
base della fondazione

k =	2.38	kg/cm <sup>3</sup>
-----	------	--------------------

2.38 (valore non compensato o da bibliografia)

**Valori sperimentali ricavati da prove con piastra standard**

Terreno coerente normal consolidato	1 ÷ 5	kg/cm <sup>3</sup>
Terreno coerente sovra consolidato	15 ÷ 25	»
Sabbia molto compatta	> 15	»
» compatta	15 ÷ 7,5	»
» mediamente compatta	7,5 ÷ 3	»
» mediamente sciolta	3 ÷ 1,25	»
» sciolta	1,25 ÷ 0,4	»
» molto sciolta	< 0,4	»
» e ghiaia compatta	10 ÷ 30	»



Sabbia	sciolta	mediamente addensata	densa
secca o umida	$K_s = 1-2$	2-10	10-30
saturo	$K_s = 1$	3	10
Argille preconsolidate	$C_u = 0.5-1$ $K_s = 2-4$	$C_u = 1-2$ 4-8	$C_u > 2$ kg/cm <sup>2</sup> 8-10

**Metodo di Vesic (Bowles)**

$$K_s = \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)}$$

	Plinti	Nastriformi
$k_v =$		1.52
$k_h =$		3.04

kg/cm<sup>3</sup>

kg/cm<sup>3</sup>

**(\*) NOTA**

Per valore non compensato si intende il valore derivante dalla formula esposta.

Può succedere che le equazioni portino a valori talvolta anomali. In questo caso i valori vengono compensati con i valori sperimentali presenti in letteratura in un'ottica comunque cautelativa

# **ALLEGATO 1**

## **Prove Penetrometriche Statiche (CPT) e Dinamiche (SCPT)**

## LEGENDA VALORI DI RESISTENZA

Strumento utilizzato:

PENETROMETRO STATICO OLANDESE tipo GOUDA (tipo meccanico).

Caratteristiche:

- punta conica meccanica  $\varnothing 35.7$  mm, angolo di apertura  $\alpha = 60^\circ$  - ( area punta  $A_p = 10 \text{ cm}^2$ )
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' ( $\varnothing 35.7$  mm - h 133 mm - sup. lat.  $A_m = 150 \text{ cm}^2$ )
- velocità di avanzamento costante  $V = 2 \text{ cm / sec}$  ( $\pm 0,5 \text{ cm / sec}$ )
- spinta max nominale dello strumento  $S_{max}$  variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione (lett.  $\Rightarrow$  Spinta)  $C_t = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$

fase 1 - resistenza alla punta  $R_p \text{ ( Kg / cm}^2 \text{ )} = ( \text{L. punta} ) C_t / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale  $R_L \text{ ( Kg / cm}^2 \text{ )} = [ ( \text{L. laterale} ) - ( \text{L. punta} ) ] C_t / 150$

fase 3 - resistenza totale  $R_t \text{ ( Kg )} = ( \text{L. totale} ) C_t$

$R_p / R_L = \text{'rapporto Begemann'}$

- L. punta = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta ( fase 1 )
- L. laterale = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto ( fase 2 )
- L. totale = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne ( fase 3 )

N.B. : la spinta  $S \text{ ( Kg )}$ , corrispondente a ciascuna fase, si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna  $L$  per la costante di trasformazione  $C_t$ .

N.B. : causa la distanza intercorrente ( 20 cm circa ) fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale  $R_L$  viene computata 20 cm sopra la punta.

### CONVERSIONI

1 kN ( kiloNewton ) = 1000 N  $\approx 100 \text{ kg} = 0,1 \text{ t}$  - 1MN (megaNewton) = 1000 kN = 1000000 N  $\approx 100 \text{ t}$

1 kPa ( kiloPascal ) = 1 kN/m<sup>2</sup> = 0,001 MN/m<sup>2</sup> = 0,001 MPa  $\approx 0,1 \text{ t/m}^2 = 0,01 \text{ kg/cm}^2$

1 MPa ( MegaPascal ) = 1 MN/m<sup>2</sup> = 1000 kN/m<sup>2</sup> = 1000 kPa  $\approx 100 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ kg/cm}^2$

kg/cm<sup>2</sup> = 10 t/m<sup>2</sup>  $\approx 100 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kPa} = 0,1 \text{ MN/m}^2 = 0,1 \text{ Mpa}$

1 t = 1000 kg  $\approx 10 \text{ kN}$



## LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Valutazioni in base al rapporto:  $F = (R_p / R_L)$

( Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977 )

valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = R_p / R_L$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F < 15$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$15 < F \leq 30$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$30 < F \leq 60$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 60$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di  $R_p$  e di  $FR = (R_L / R_p) \% :$

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$  di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato ( inalterato ) , per depositi coesivi.

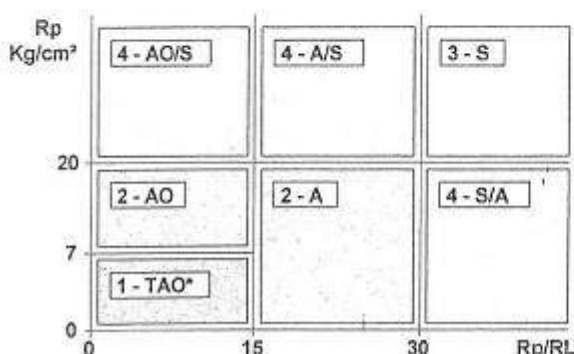
## LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI

### SCELTE LITOLOGICHE ( validità orientativa )

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto  $R_p / R_L$   
( Begemann 1965 -Raccomandazioni A.G.I. 1977 ), prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

$R_p \leq 20 \text{ kg/cm}^2$  : possibili terreni COESIVI      anche se  $( R_p / R_L ) > 30$

$R_p \geq 20 \text{ kg/cm}^2$  : possibili terreni GRANULARI      anche se  $( R_p / R_L ) < 30$



### NATURA LITOLOGICA

- 1 - COESIVA (TORBOSA) ALTA COMPRIMIBILITA'
- 2 - COESIVA IN GENERE
- 3 - GRANULARE
- 4 - COESIVA / GRANULARE

### PARAMETRI GEOTECNICI ( validità orientativa ) - simboli - correlazioni - bibliografia

- $\gamma'$  = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [ correlazioni :  $\gamma'$  -  $R_p$  - natura ]  
( Terzaghi & Peck 1967 -Bowles 1982 )
- $\sigma'_{vo}$  = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno ( valutata in base ai valori di  $\gamma'$  )
- $C_u$  = coesione non drenata (terreni coesivi ) [ correlazioni :  $C_u$  -  $R_p$  ]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi ) [ correlazioni : OCR -  $C_u$  -  $\sigma'_{vo}$  ]  
( Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983 )
- Eu = modulo di deformazione non drenato (terr.coes.) [ correl. : Eu -  $C_u$  - OCR -  $I_p$   $I_p$ = ind.plast.]  
Eu50 - Eu25 corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976 )
- $E'$  = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [ correlazioni :  $E'$  -  $R_p$  ]  
 $E'_{50}$  -  $E'_{25}$  corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza  $F = 2 - 4$  rispettivamente )  
(Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski et al. 1983 )
- Mo = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [ correl. : Mo -  $R_p$  - natura ]  
(Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973 )
- Dr = densità relativa (terreni gran. N. C. - normalmente consolidati)  
[ correlazioni : Dr -  $R_p$  -  $\sigma'_{vo}$  ] (Schmertmann 1976 )
- $\phi'$  = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C. ) [ correl. :  $\phi'$  - Dr -  $R_p$  -  $\sigma'_{vo}$  ]  
(Schmertmann 1978 - Durgunoglu & Mitchell 1975 - Meyerhof 1956 / 1976 )  
  - $\phi'_{1s}$  - (Schmertmann) sabbia fine uniforme       $\phi'_{2s}$  - sabbia media unif./ fine ben gradata
  - $\phi'_{3s}$  - sabbia grossa unif./ media ben gradata       $\phi'_{4s}$  - sabbia-ghiaia poco lim./ ghiaietto unif.
  - $\phi'_{dm}$  - ( Durgunoglu & Mitchell ) sabbie N.C.       $\phi'_{my}$  - (Meyerhof) sabbie limose



**Prova Penetrometrica Statica**  
**Lecture di Campagna/Valori di Resistenza**

CPT **1**

Committente Costruzioni e Residenze Oltretorrente srl Data 14/12/2022  
Cantiere privato Quota inizio p.c.  
Località Monticelli Terme Prof. Falda / metri  
Provincia Montecchiarugolo (PR)

Profondità	Lecture Campagna		qc	fs	RF
m	punta	laterale	kg/cm2		

0.20	---	---	---	0.533	0.0
0.40	18	26	18.00	0.867	20.8
0.60	18	31	18.00	1.467	12.3
0.80	21	43	21.00	1.800	11.7
1.00	29	56	29.00	1.867	15.5
1.20	38	66	38.00	3.667	10.4
1.40	45	100	45.00	5.200	8.7
1.60	46	124	46.00	5.733	8.0
1.80	49	135	49.00	3.200	15.3
2.00	78	126	78.00	4.400	17.7
2.20	270	336	270.00	3.667	73.6
2.40	373	428	373.00	6.000	62.2
2.60	537	627	537.00	---	---
2.80	sancora	---	sancora	---	---
3.00	---	---	---	---	---
3.20	---	---	---	---	---
3.40	---	---	---	---	---
3.60	---	---	---	---	---
3.80	---	---	---	---	---
4.00	---	---	---	---	---
4.20	---	---	---	---	---
4.40	---	---	---	---	---
4.60	---	---	---	---	---
4.80	---	---	---	---	---
5.00	---	---	---	---	---
5.20	---	---	---	---	---
5.40	---	---	---	---	---
5.60	---	---	---	---	---
5.80	---	---	---	---	---
6.00	---	---	---	---	---
6.20	---	---	---	---	---
6.40	---	---	---	---	---
6.60	---	---	---	---	---
6.80	---	---	---	---	---
7.00	---	---	---	---	---
7.20	---	---	---	---	---
7.40	---	---	---	---	---
7.60	---	---	---	---	---

Profondità	Lecture Campagna		qc	fs	RF
m	punta	laterale	kg/cm2		

7.80	---	---	---	---	---
8.00	---	---	---	---	---
8.20	---	---	---	---	---
8.40	---	---	---	---	---
8.60	---	---	---	---	---
8.80	---	---	---	---	---
9.00	---	---	---	---	---
9.20	---	---	---	---	---
9.40	---	---	---	---	---
9.60	---	---	---	---	---
9.80	---	---	---	---	---
10.00	---	---	---	---	---
10.20	---	---	---	---	---
10.40	---	---	---	---	---
10.60	---	---	---	---	---
10.80	---	---	---	---	---
11.00	---	---	---	---	---
11.20	---	---	---	---	---
11.40	---	---	---	---	---
11.60	---	---	---	---	---
11.80	---	---	---	---	---
12.00	---	---	---	---	---
12.20	---	---	---	---	---
12.40	---	---	---	---	---
12.60	---	---	---	---	---
12.80	---	---	---	---	---
13.00	---	---	---	---	---
13.20	---	---	---	---	---
13.40	---	---	---	---	---
13.60	---	---	---	---	---
13.80	---	---	---	---	---
14.00	---	---	---	---	---
14.20	---	---	---	---	---
14.40	---	---	---	---	---
14.60	---	---	---	---	---
14.80	---	---	---	---	---
15.00	---	---	---	---	---

Penetrometro Statico tipo Pagani da 10/20 t  
Costante di trasformazione Ct=10 - Velocità avanzamento punta 2cm/s  
Punta meccanica tipo Begemann = 35,7 mm (area punta 10 mm2 - apertura 60°)  
Manicotto laterale (superficie 150 cm2)



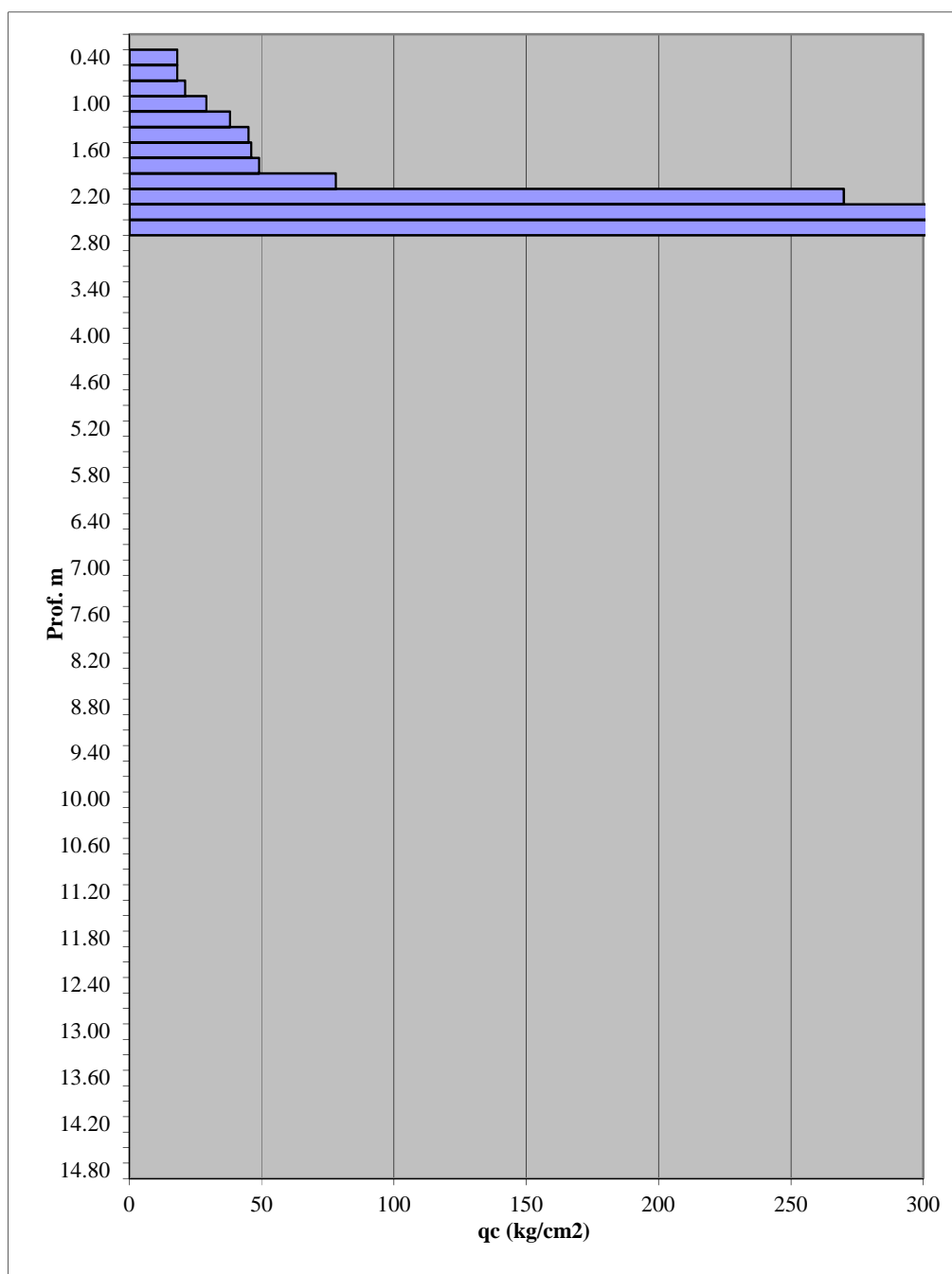
**Prova Penetrometrica Statica  
Diagramma di Resistenza**

CPT

1

Committente	Costruzioni e Residenze Oltretorrente srl	Data	14/12/2022
Cantiere	privato	Quota inizio	p.c.
Località	Monticelli Terme	Prof. Falda	/ metri
Provincia	Montechiarugolo (PR)		

**Resistenza alla Punta (Cone Resistance)**





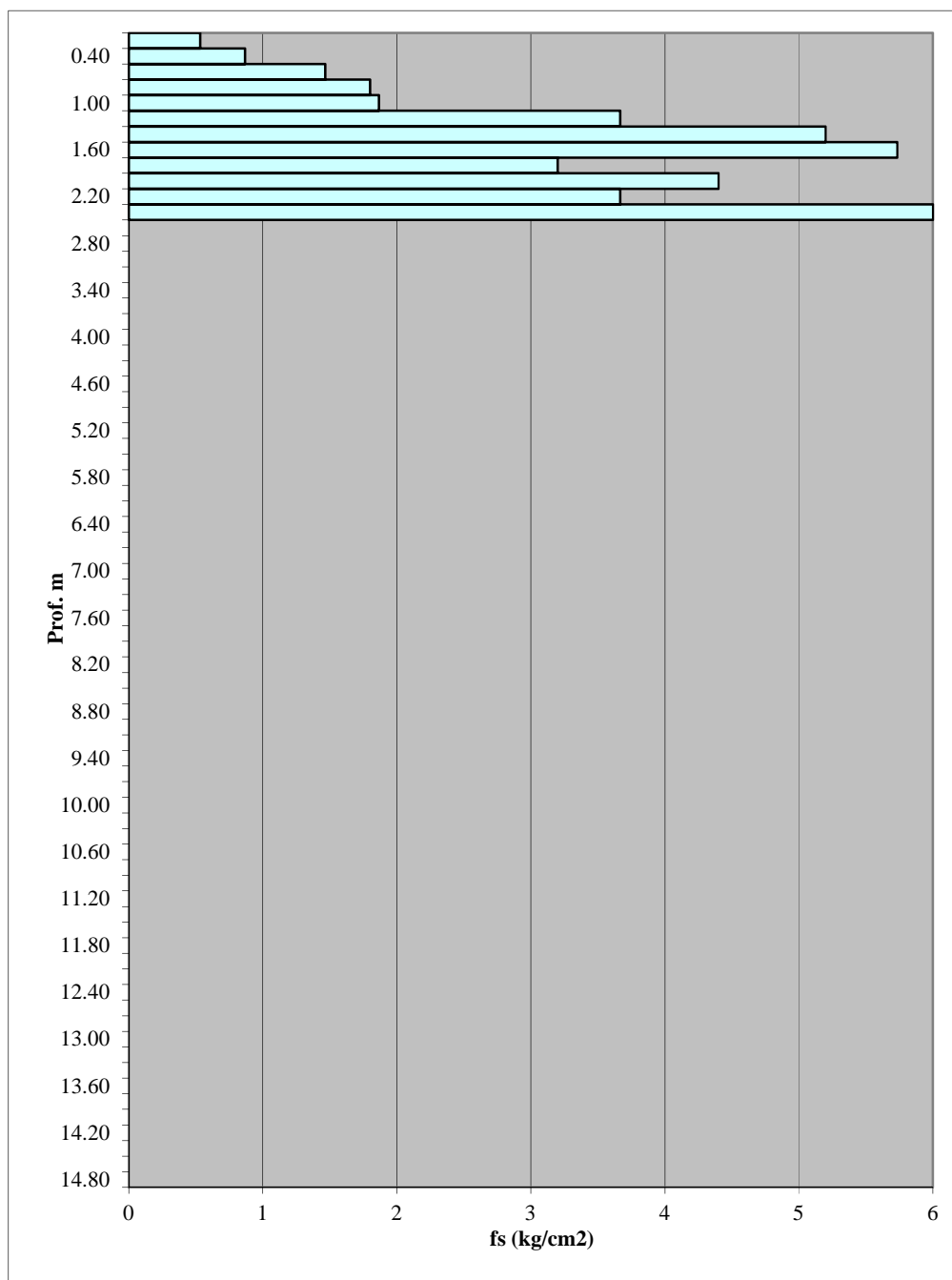


**Prova Penetrometrica Statica  
Diagramma di Resistenza**

CPT **1**

Committente	Costruzioni e Residenze Oltretorrente srl	Data	14/12/2022
Cantiere	privato	Quota inizio	p.c.
Località	Monticelli Terme	Prof. Falda	/ metri
Provincia	Montechiarugolo (PR)		

**Resistenza Unitaria di attrito laterale locale**





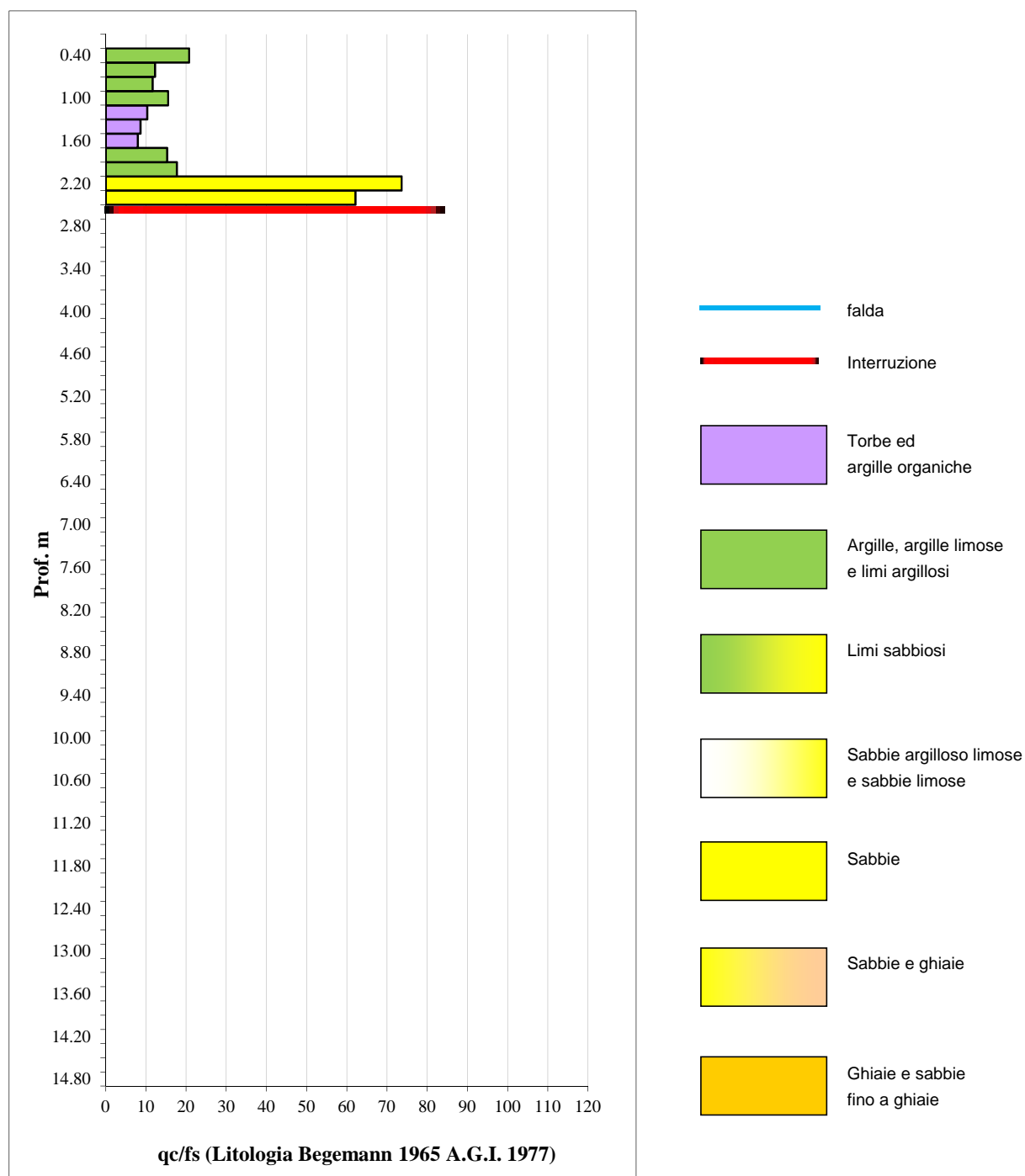
**Prova Penetrometrica Statica  
Valutazioni Litologiche**

CPT **1**

Committente      Costruzioni e Residenze Oltretorrente s  
Cantiere          privato  
Località          Monticelli Terme  
Provincia        Montechiarugolo (PR)

Data: 14/12/2022  
Quota inizio: p.c.  
Prof. Falda: / metri

**Valutazioni Litologiche**





**Prova Penetrometrica Statica**  
**Valutazioni Litologiche - Tabella Parametri Geotecnici**

CPT

1

Committente      Costruzioni e Residenze Oltretorrente srl      Data:      14/12/2022  
Cantiere      privato      Quota inizio:      p.c.  
Località      Monticelli Terme      Prof. Falda:      /      metri  
Provincia      Montechiarugolo (PR)

Prof.	qc	fs	RF	Litologia	- Consistenza addensamento	Natura	$\gamma'$	$\sigma'_{vo}$	Cu	Mo	OCR	$\varphi$ (dm)	$\varphi$ (my)	DR	$\varphi$ (1s)	$\varphi$ (2s)	$\varphi$ (3s)	$\varphi$ (4s)
m	kg/cm2	kg/cm2		(Begemann, 1977- Searle)			t/m3	kg/cm2			(-)	°	°	(%)	°	°	°	°
0.20	---	0.533	0.0	---	---	coesive	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
0.40	18.00	---	---	---	consistente	---	2.10	0.07	0.77	63	87.2	----	----	---	---	---	---	---
0.60	18.00	1.467	12.3	argilla limosa	consistente	coesive	2.10	0.11	0.77	63	71.9	----	----	---	---	---	---	---
0.80	21.00	1.800	11.7	argille	++consistente	coesive	2.00	0.15	0.84	42	54.1	----	----	---	---	---	---	---
1.00	29.00	1.867	15.5	argilla limosa	++consistente	coesive	2.10	0.19	1.02	58	51.0	----	----	---	---	---	---	---
1.20	38.00	3.667	10.4	argille	++consistente	coesive	2.10	0.23	1.14	114	46.4	----	----	---	---	---	---	---
1.40	45.00	5.200	8.7	argille organiche	-----	coesive	2.10	0.27	1.35	135	46.9	----	----	---	---	---	---	---
1.60	46.00	5.733	8.0	argille organiche	-----	coesive	2.00	0.31	1.38	138	40.6	----	----	---	---	---	---	---
1.80	49.00	3.200	15.3	argilla limosa	dura	coesive	2.00	0.35	1.47	147	37.7	----	----	---	---	---	---	---
2.00	78.00	4.400	17.7	limo argilloso	dura	coesive	1.70	0.39	2.34	234	59.0	----	----	---	---	---	---	---
2.20	270.00	3.667	73.6	sabbia	addensata	granulari	1.70	0.43	8.10	810	246.4	45	42	127	46	46	47	48
2.40	373.00	6.000	62.2	sabbia	++add,	granulari	1.70	0.47	11.19	1119	330.2	46	44	136	47	47	48	49
2.60	537.00	---	---	---	++add,	---	1.70	0.51	16.11	1611	470.2	48	45	147	49	48	49	50
2.80	lisancorati	---	---	---	++add,	---	1.70	#####	#####	####	#####	---	---	---	---	---	---	---
3.00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
3.20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
3.40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
3.60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
3.80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
4.00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
4.20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
4.40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
4.60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
4.80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5.00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5.20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5.40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5.60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5.80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
6.00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
6.20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
6.40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
6.60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
6.80	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
7.00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
7.20	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
7.40	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
7.60	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

$\gamma'$  = peso di unità di volume del terreno alleggerito

$\sigma'_{vo}$  = Tensione verticale geostatica (efficace) del terreno

Cu = coesione non drenata

Mo = Modulo confinato drenato (Mitchell & Gardner, 1975) non ricavato da prove su campioni

OCR = Rapporto di sovraconsolidazione (Ladd e Foot)

$\varphi$  (dm) = angolo di attrito interno efficace (Durgunoglu&Mitchell)

$\varphi$  (my) = angolo di attrito interno efficace (Meyerhof)

$\varphi$  (1s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia fine unif.(Schmertmann)

$\varphi$  (2s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia media unif. (Schmertmann)

$\varphi$  (3s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia grossa unif.(Schmertmann)

$\varphi$  (4s) = angolo di attrito interno efficace - sabbia-ghiaia (Schmertmann)

DR = Densità relativa (Harman)

## Prova Penetrometrica n.

1

(SCPT)

Prof. m	Colpi (DPSH) N 30(DPSH)	Res.Punta qc (Mpa)	Res.Punta qc (kg/cm2)	qc (bar)	Σ (bar)	sigma (kg/cm2)	Angolo attr. Gradi °	Modulo E (kg/cm2)
0.30	2	1.20	12.2	12	0.02	0.02	28	18.35
0.60	3	1.80	18.4	18	0.05	0.05	28	27.53
0.90	3	1.80	18.4	18	0.07	0.07	28	27.53
1.20	3	1.80	18.4	18	0.09	0.10	28	27.53
1.50	7	4.20	42.8	42	0.12	0.12	30	64.24
1.80	12	7.20	73.4	72	0.14	0.14	33	110.13
2.10	45	27.00	275.3	270	0.16	0.17	37	412.98
2.40	58	34.80	354.9	348	0.19	0.19	37	532.28
2.70	72	43.20	440.5	432	0.21	0.22	37	660.77
3.00	100	60.00	611.8	600	0.24	0.24	37	917.73
3.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
3.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
3.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
12.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
12.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00

Profondità falda /  
 Cantiere  
 Committente  
 Data

privato

Costruzioni e Residenze Oltretorrente srl

14/12/2022

Oltretorrente srl

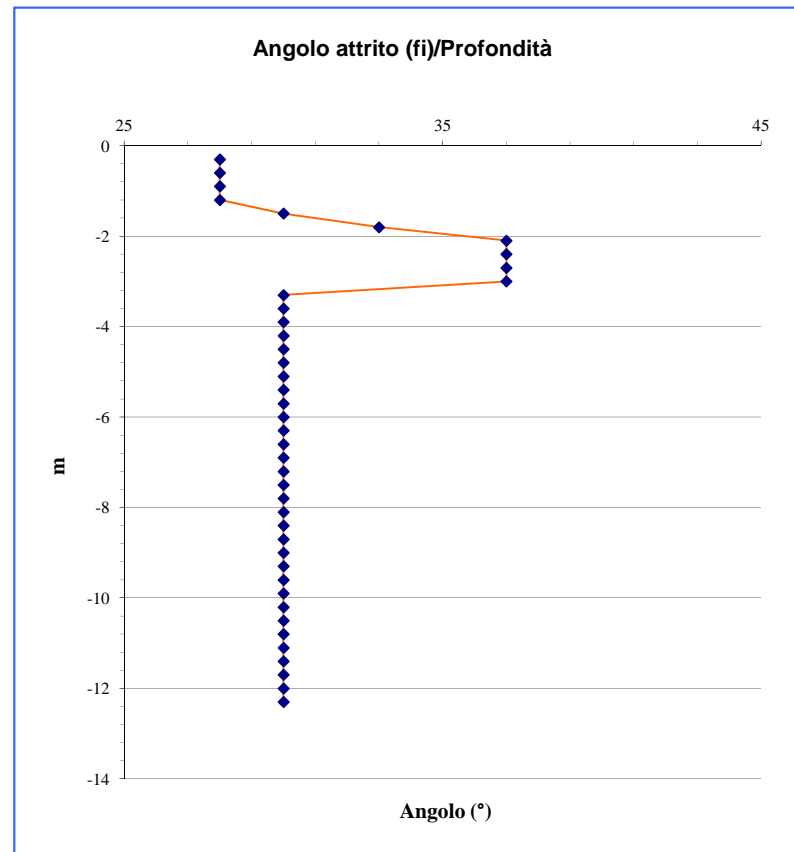
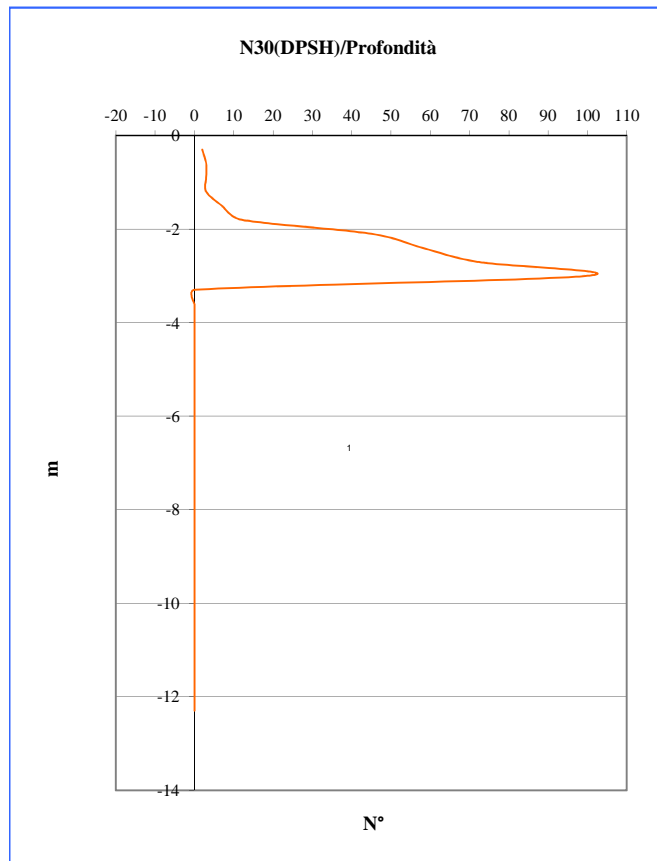
MaC Studio Tecnico



Prova Penetrometrica n.

1

(SCPT)



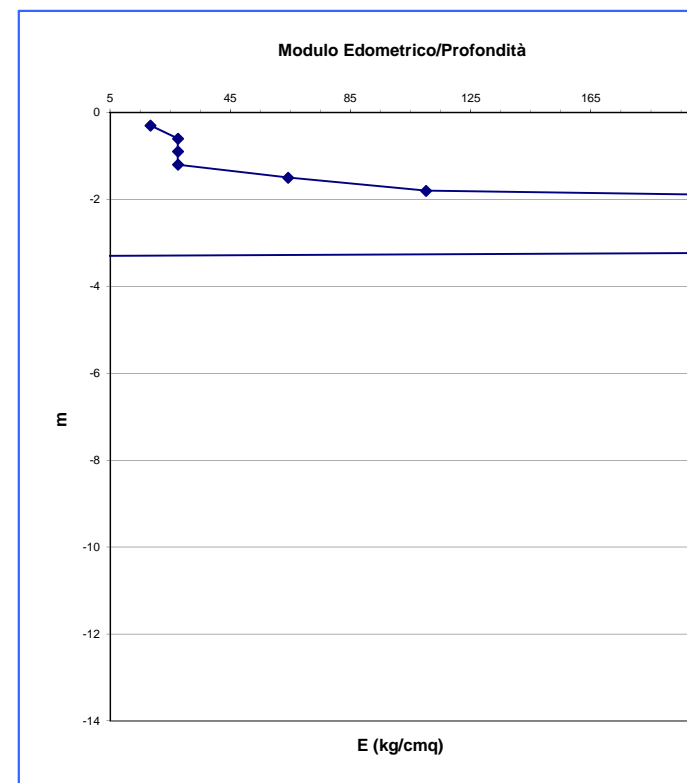
Prof. N                      Terzaghi e Peck  
cu (Kpa)                      cu (kg/cm2)

n.

1

1 (SCPT)

Classificazione orientativa  
(Terzaghi, Peck, Skempton)

[illegible]

## Prova Penetrometrica n.

2

(SCPT)

Prof. m	Colpi (DPSH) N 30(DPSH)	Res.Punta qc (Mpa)	Res.Punta qc (kg/cm2)	qc (bar)	Σ (bar)	sigma (kg/cm2)	Angolo attr. Gradi °	Modulo E (kg/cm2)
0.30	2	1.20	12.2	12	0.02	0.02	28	18.35
0.60	2	1.20	12.2	12	0.05	0.05	28	18.35
0.90	3	1.80	18.4	18	0.07	0.07	28	27.53
1.20	4	2.40	24.5	24	0.09	0.10	28	36.71
1.50	11	6.60	67.3	66	0.12	0.12	32	100.95
1.80	9	5.40	55.1	54	0.14	0.14	31	82.60
2.10	8	4.80	48.9	48	0.16	0.17	30	73.42
2.40	18	10.80	110.1	108	0.19	0.19	36	165.19
2.70	39	23.40	238.6	234	0.21	0.22	37	357.91
3.00	51	30.60	312.0	306	0.24	0.24	37	468.04
3.30	100	60.00	611.8	600	0.26	0.26	37	917.73
3.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
3.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
12.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
12.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00

Profondità falda /  
 Cantiere  
 Committente  
 Data

privato

Costruzioni e Residenze Oltretorrente srl

14/12/2022

rente srl

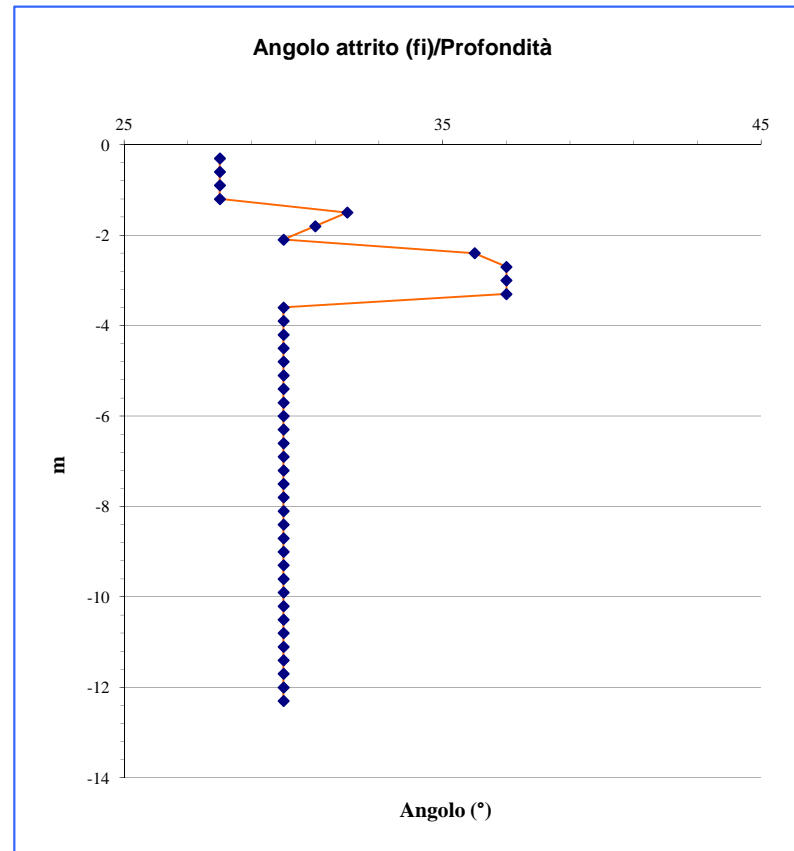
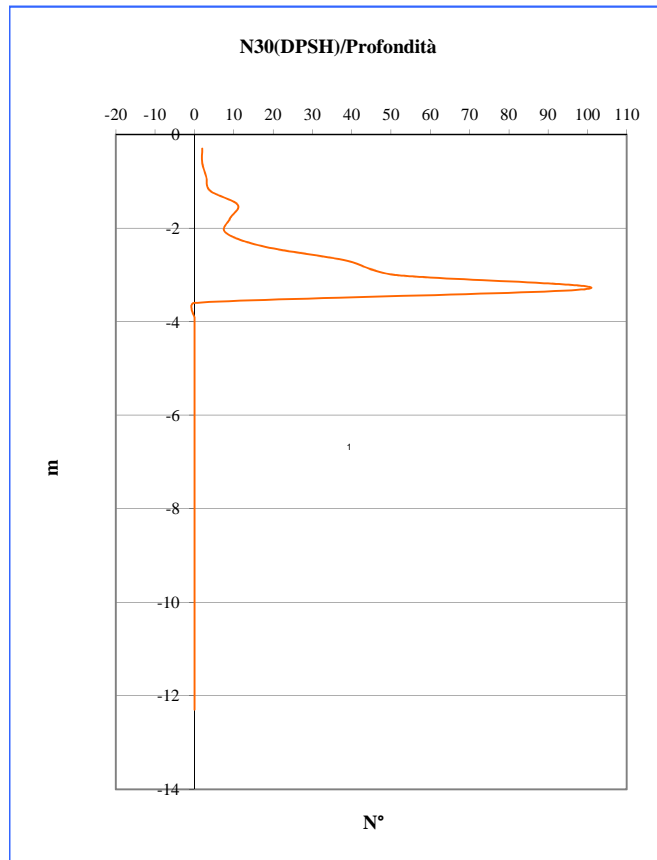
MaC Studio Tecnico

Prova Penetrometrica

n.

2

(SCPT)

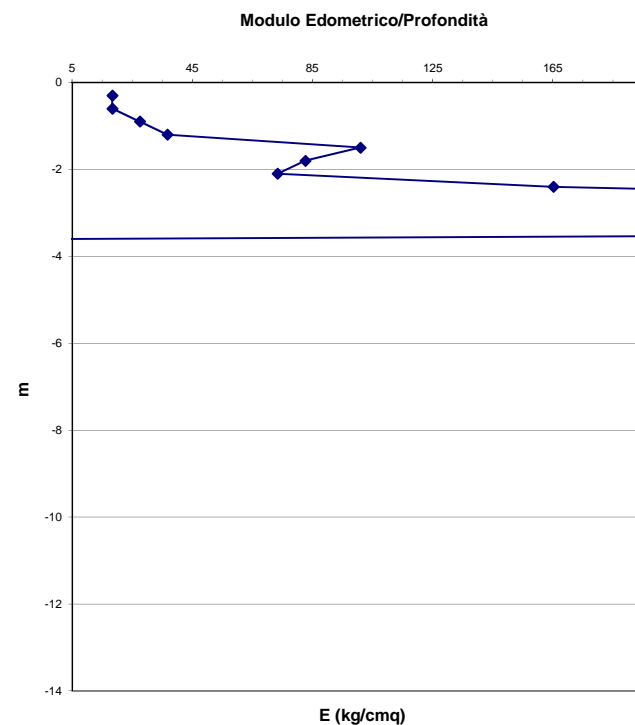




Prof. N Terzaghi e Peck  
cu (Kpa) cu (kg/cm2)

Classificazione orientativa  
(Terzaghi, Peck, Skempton)

(SCPT)

[illegible]

## Prova Penetrometrica n.

3

(SCPT)

Prof. m	Colpi (DPSH) N 30(DPSH)	Res.Punta qc (Mpa)	Res.Punta qc (kg/cm2)	qc (bar)	Σ (bar)	sigma (kg/cm2)	Angolo attr. Gradi °	Modulo E (kg/cm2)
0.30	2	1.20	12.2	12	0.02	0.02	28	18.35
0.60	3	1.80	18.4	18	0.05	0.05	28	27.53
0.90	4	2.40	24.5	24	0.07	0.07	28	36.71
1.20	6	3.60	36.7	36	0.09	0.10	28	55.06
1.50	12	7.20	73.4	72	0.12	0.12	33	110.13
1.80	8	4.80	48.9	48	0.14	0.14	30	73.42
2.10	8	4.80	48.9	48	0.16	0.17	30	73.42
2.40	26	15.60	159.1	156	0.19	0.19	37	238.61
2.70	48	28.80	293.7	288	0.21	0.22	37	440.51
3.00	63	37.80	385.4	378	0.24	0.24	37	578.17
3.30	100	60.00	611.8	600	0.26	0.26	37	917.73
3.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
3.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
4.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
5.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
6.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
7.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
8.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.60	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
9.90	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.20	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.50	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
10.80	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.10	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.40	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
11.70	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
12.00	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00
12.30	0	0.00	0.0	0	-	-	30	0.00

Profondità falda /  
 Cantiere  
 Committente  
 Data

privato

Costruzioni e Residenze Oltretorrente srl

14/12/2022

rento srl

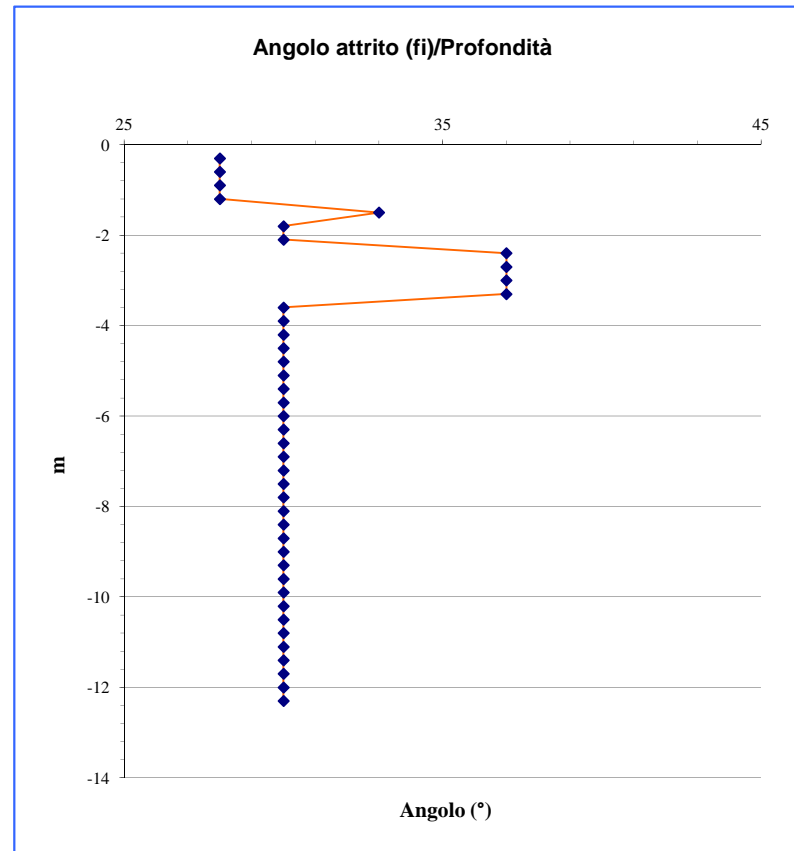
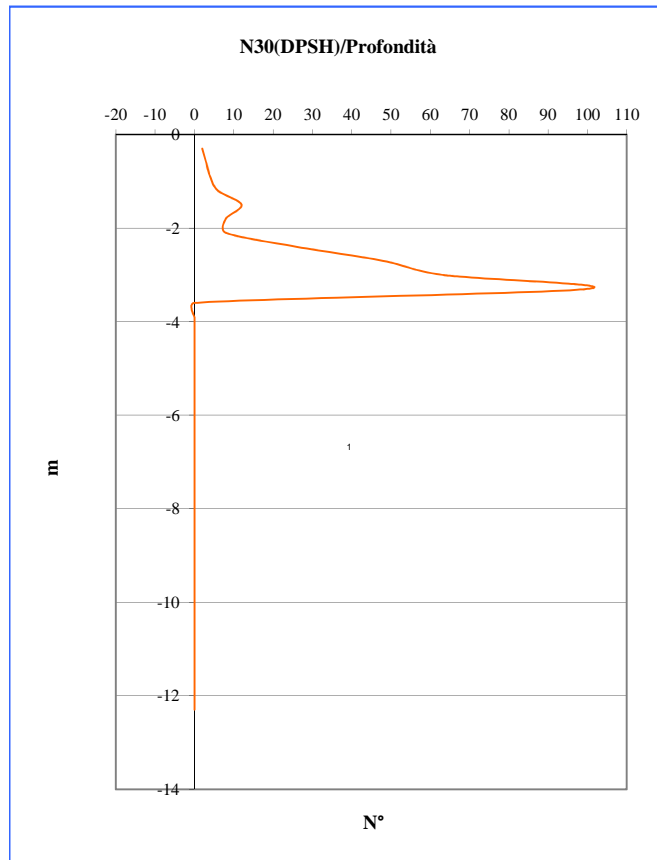
MaC Studio Tecnico

Prova Penetrometrica

n.

3

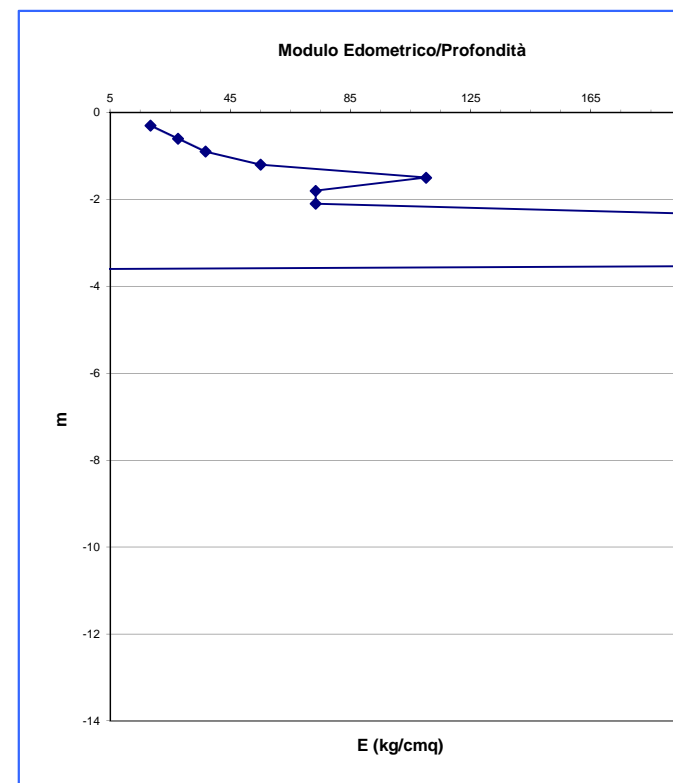
(SCPT)



(SCPT)

Classificazione orientativa  
(Terzaghi, Peck, Skempton)

0.30	2	12.50	0.13	Argilla molle
0.60	3	18.75	0.19	Sabbia molto sciolta o argilla tenera
0.90	4	25.00	0.25	Sabbia molto sciolta o argilla tenera
1.20	6	37.51	0.38	Sabbia sciolta o argilla media
1.50	12	75.01	0.76	Sabbia media o argilla media
1.80	8	50.01	0.51	Sabbia sciolta o argilla media
2.10	8	50.01	0.51	Sabbia sciolta o argilla media
2.40	26	162.53	1.66	Sabbia media o argilla molto compatta
2.70	48	300.05	3.06	Sabbia addensata o argilla dura
3.00	63	393.82	4.02	Sabbia molto addensata
3.30	100	625.11	6.37	Sabbia molto addensata
3.60	0	0.00	0.00	-
3.90	0	0.00	0.00	-
4.20	0	0.00	0.00	-
4.50	0	0.00	0.00	-
4.80	0	0.00	0.00	-
5.10	0	0.00	0.00	-
5.40	0	0.00	0.00	-
5.70	0	0.00	0.00	-
6.00	0	0.00	0.00	-
6.30	0	0.00	0.00	-
6.60	0	0.00	0.00	-
6.90	0	0.00	0.00	-
7.20	0	0.00	0.00	-
7.50	0	0.00	0.00	-
7.80	0	0.00	0.00	-
8.10	0	0.00	0.00	-
8.40	0	0.00	0.00	-
8.70	0	0.00	0.00	-
9.00	0	0.00	0.00	-
9.30	0	0.00	0.00	-
9.60	0	0.00	0.00	-
9.90	0	0.00	0.00	-
10.20	0	0.00	0.00	-
10.50	0	0.00	0.00	-
10.80	0	0.00	0.00	-
11.10	0	0.00	0.00	-
11.40	0	0.00	0.00	-
11.70	0	0.00	0.00	-
12.00	0	0.00	0.00	-
12.30	0	0.00	0.00	-





# **ALLEGATO 2**

## **Documentazione Fotografica**



**Foto 1** Prova CPT1



**Foto 2** Prova SCPT1



**Foto 3** Prova SCPT2



**Foto 4** Prova SCPT3





**Foto 5** Prova MASW



**Foto 6** Prova MASW



**Foto 7** Prova HVS2





**Foto 8** Prova HVSr

# **ALLEGATO 3**

## **Report GRILLA**



# 7521\_MONTICELLI\_CIVA, [Z] MASW

Inizio registrazione: 06/12/2022 14:47:42

Fine registrazione: 06/12/2022 14:54:58

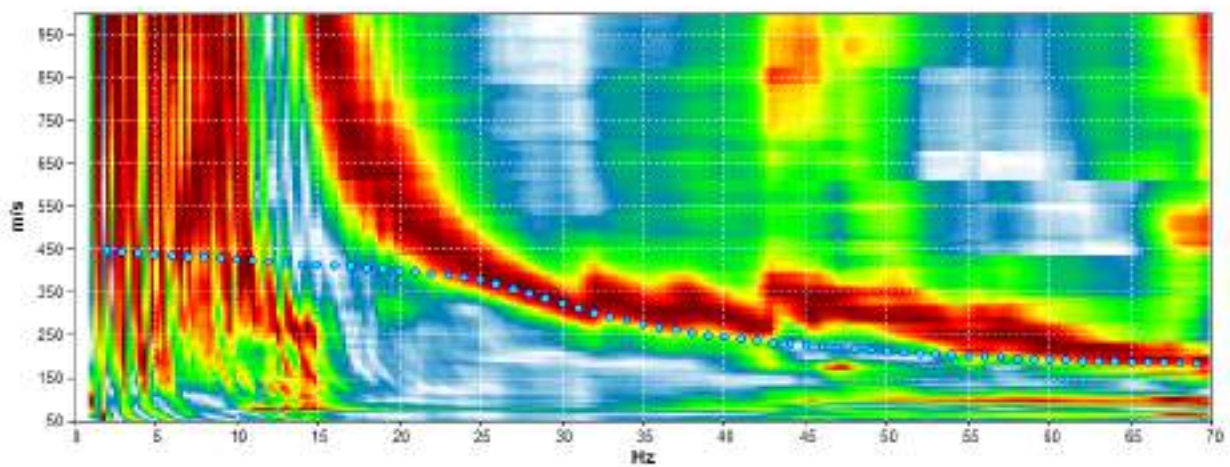
Durata registrazione: 0h00'03".

Freq. campionamento: 512 Hz

Nomi canali: B1 ; B2 ; B3 ; B4 ; B5 ; B6 ; B7 ; B8 ; B9 ; B10

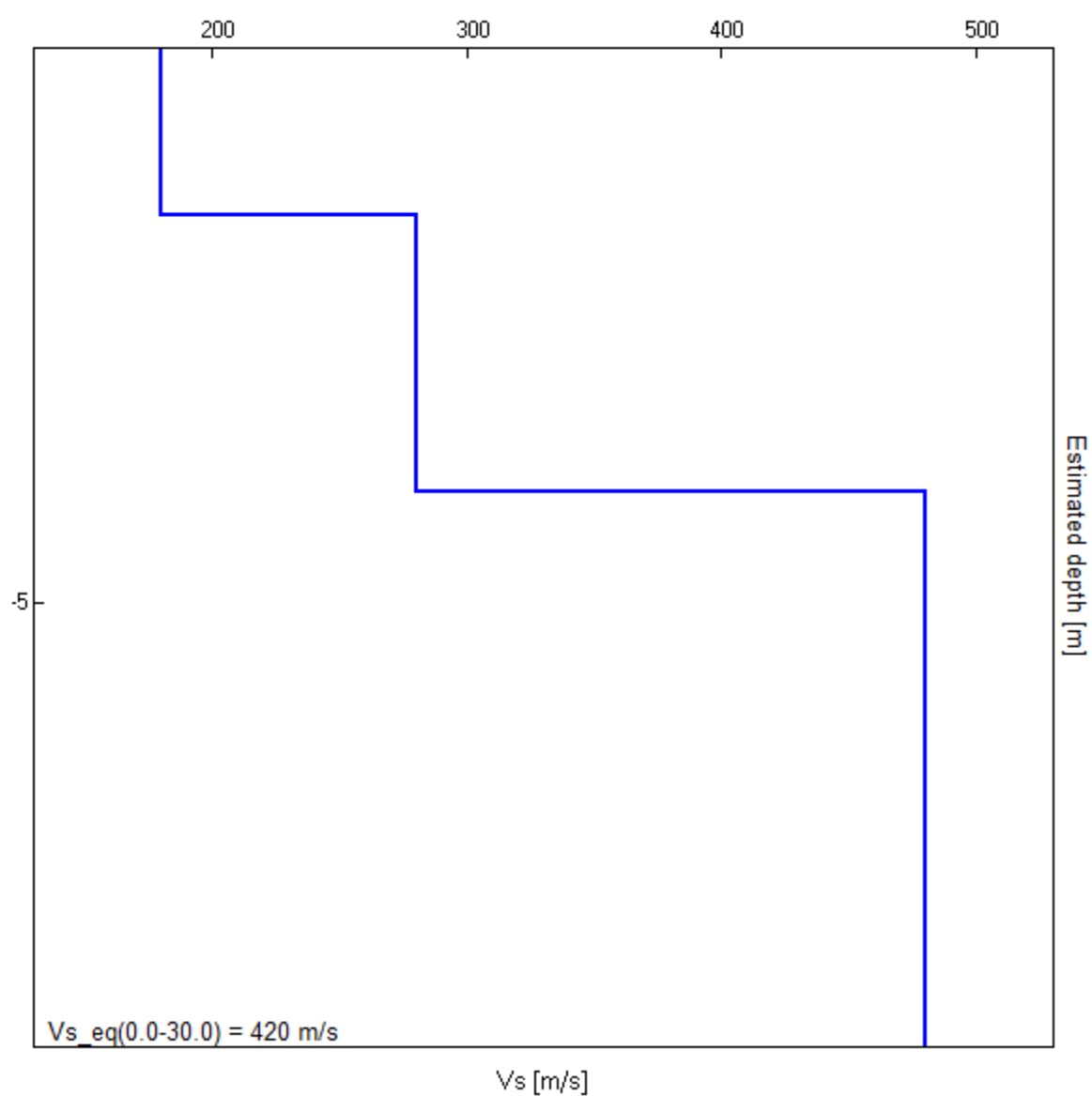
Array geometry (x): 0.0 3.0 6.0 9.0 12.0 15.0 18.0 21.0 24.0 27.0 m.

## MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.50	1.50	180	0.42
4.00	2.50	280	0.42
inf.	inf.	480	0.42

$$V_{s\_eq}(0.0-30.0) = 420 \text{ m/s}$$



## 7521\_MONTICELLI\_CIVA, HVSR2

Strumento: TEB-0574/01-21

Formato dati: 16 bit

Fondo scala [mV]: 179

Inizio registrazione: 06/12/2022 15:28:58 Fine registrazione: 06/12/2022 15:48:58

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN; wless trig.

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00".

Analizzato 85% tracciato (selezione manuale)

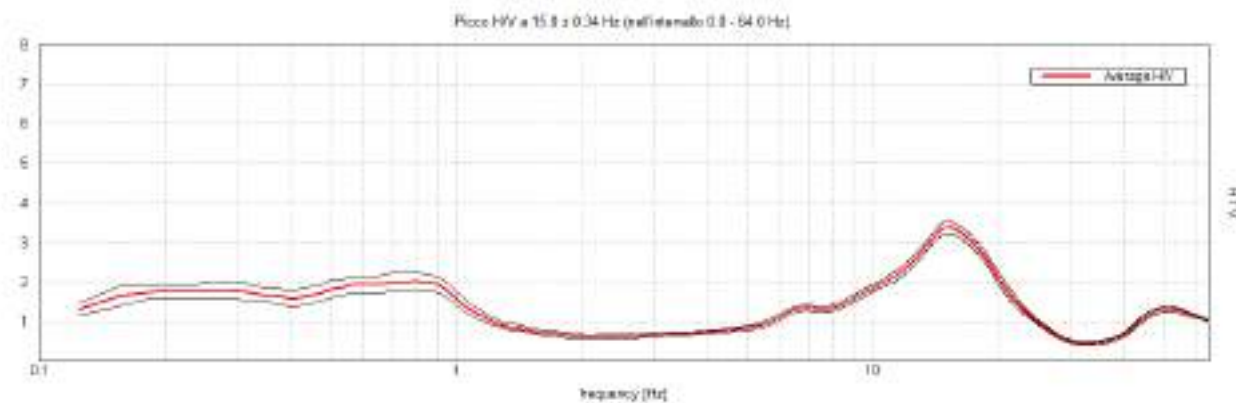
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

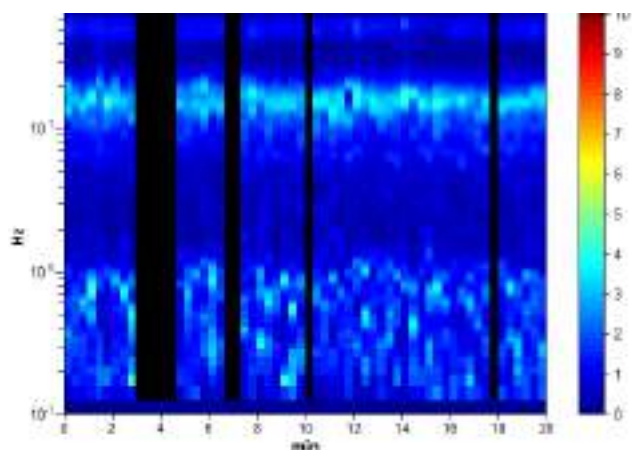
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 15%

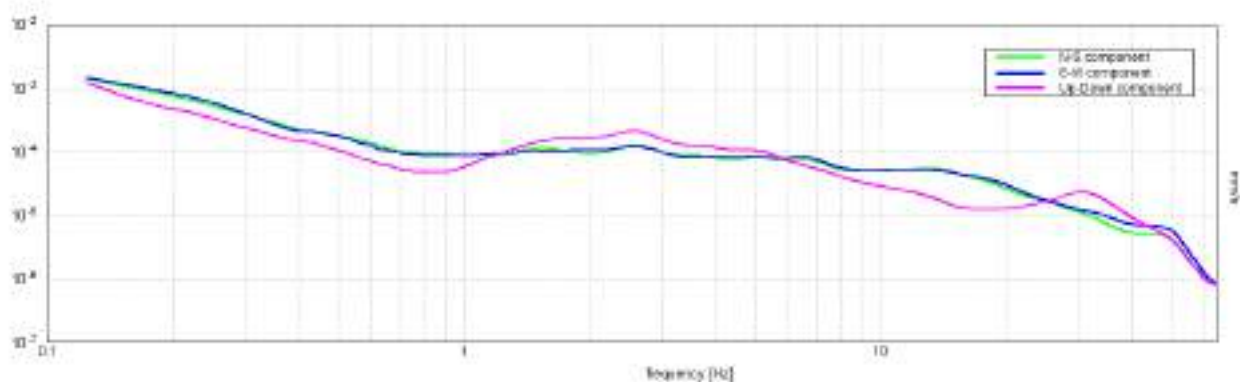
### RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



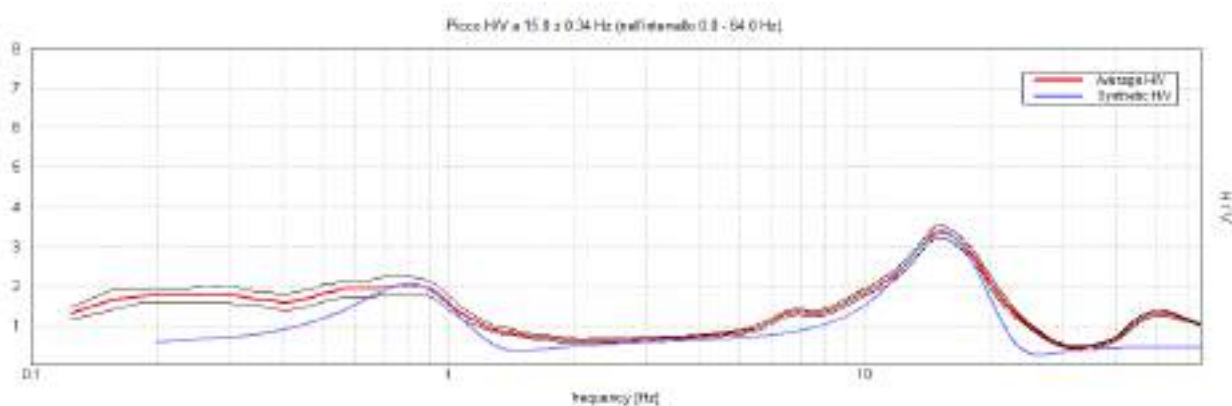
### SERIE TEMPORALE H/V



## SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



**Profondità alla base  
dello strato [m]**

3.25  
133.25  
inf.

**Spessore [m]**

3.25  
130.00  
inf.

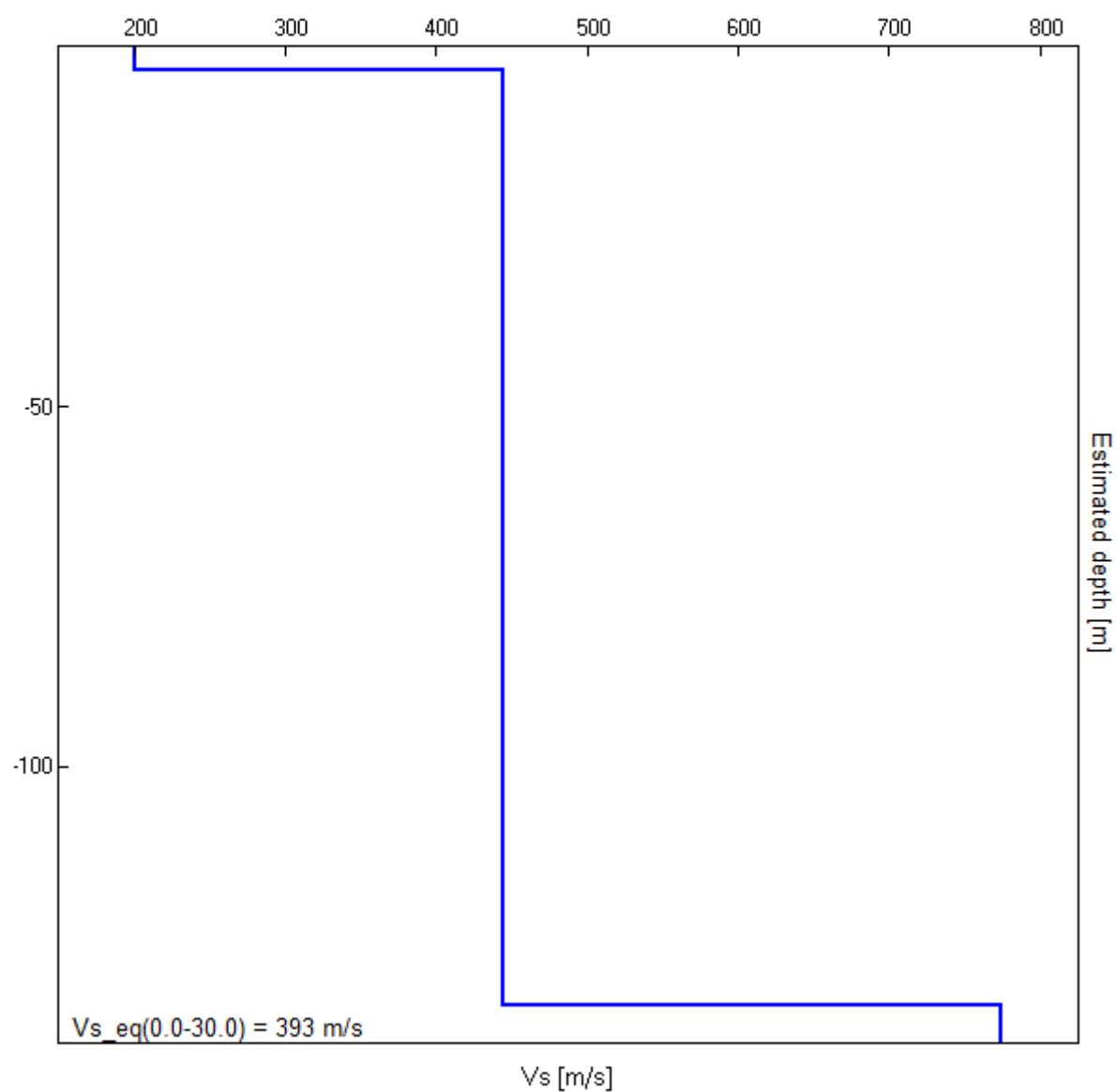
**Vs [m/s]**

200  
445  
775

**Rapporto di Poisson**

0.40  
0.45  
0.42

$$V_{s\_eq}(0.0-30.0) = 393 \text{ m/s}$$





[Secondo le linee guida SESAME, 2005. **Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di *Grilla* prima di interpretare la tabella seguente**].

**Picco H/V a  $15.0 \pm 0.34$  Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).**

**Criteri per una curva H/V affidabile**

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$15.00 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$15300.0 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 721	OK	

**Criteri per un picco H/V chiaro**

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste $f^-$ in $[f_0/4, f_0]$   $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	9.344 Hz	OK	
Esiste $f^+$ in $[f_0, 4f_0]$   $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	21.313 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$3.38 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.02274  < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.34115 < 0.75$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.155 < 1.58$	OK	

$L_w$	lunghezza della finestra
$n_w$	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
$f$	frequenza attuale
$f_0$	frequenza del picco H/V
$\sigma_f$	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
$A_0$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f_0$
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza $f$
$f^-$	frequenza tra $f_0/4$ e $f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
$f^+$	frequenza tra $f_0$ e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$ , $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

**Valori di soglia per  $\sigma_f$  e  $\sigma_A(f_0)$**

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20