

COMUNE DI MONTECHIARUGOLO
PROVINCIA DI PARMA

PROGRAMMA INTEGRATO DI INTERVENTO
DENOMINATO C5/2-3 IN MONTICELLI TERME

~~Adottato~~ con delibera Consiliare n. 24 del 23.04.08
~~Approvato~~ ~~Giunta Comunale~~

IL SINDACO
IL SEGRETARIO CAPO

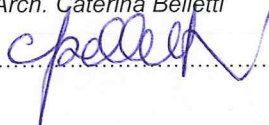
- RELAZIONE GEOLOGICO/SISMICA C5-2

~~Adottato~~ con delibera Consiliare n. 64 del 5.11.07
~~Approvato~~ ~~Giunta Comunale~~

IL SINDACO
IL SEGRETARIO CAPO

Progettista e Coordinatore

Arch. Caterina Belletti



Progettisti

STUDIO ASSOCIATO BETTATI BERZOLINI
Arch. Gino Bettati

Ing. Alfredo Soncini

Geom. Sergio Paglia



COMUNE DI MONTECHIARUGOLO

Provincia di Parma

Comune di Montechiarugolo

PIANO PARTICOLAREGGIATO

C5-2

LOCALITÀ MONTICELLI



RELAZIONE GEOLOGICO-SISMICA

Novembre 2006



AMBITER S.r.l.
società di ingegneria ambientale

via Nicolodi, 5/A
43100 - Parma

tel 0521-942630
fax 0521-942436

info@ambiter.it
www.ambiter.it

817/1

COMUNE DI MONTECHIARUGOLO

Provincia di Parma

Comune di Montechiarugolo

PIANO PARTICOLAREGGIATO C5-2 IN LOCALITÀ MONTICELLI TERME

AMBITER s.r.l.

Via Nicolodi, 5/A 43100 – Parma tel. 0521-942630 fax 0521-942436 www.ambiter.it info@ambiter.it

DIREZIONE TECNICA

dott. geol. Giorgio Neri



REDAZIONE

dott. geol. Francesco Ravaglia

dott. geol. Elisa Pisaroni

COLLABORAZIONE

CODIFICA

8 1 7 - R G S - 1 1 / 0 6

ELABORATO

DESCRIZIONE

RGS

RELAZIONE GEOLOGICO-SISMICA

04						
03						
02						
01	11/2006	F. Ravaglia	E. Pisaroni	M. Neri	G. Neri	Emissione
REV.	DATA	REDAZIONE		VERIFICA	APPROVAZIONE	DESCRIZIONE

FILE	R. A.	COMMESSA
817_rgs_XX_XX.doc	FR	817

INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	5
2.	MODELLO GEOLOGICO.....	6
2.1	GEOLOGIA DELL'AREA.....	6
	2.1.1 <i>CICLO DEL QUATERNARIO MARINO.....</i>	<i>6</i>
	2.1.2 <i>CICLO QUATERNARIO CONTINENTALE.....</i>	<i>7</i>
2.2.	ASSETTO GEOMORFOLOGICO.....	9
2.3.	ASSETTO IDROGEOLOGICO.....	10
	2.3.1. <i>COMPORAMENTO IDRODINAMICO DEGLI ACQUIFERI.....</i>	<i>11</i>
	2.3.2. <i>VULNERABILITÀ DEGLI ACQUIFERI.....</i>	<i>12</i>
2.4.	ASSETTO TETTONICO E SISMICITA'.....	12
	2.4.1. <i>ASSETTO SISMOTETTONICO.....</i>	<i>12</i>
	2.4.2. <i>SISMICITÀ STORICA.....</i>	<i>14</i>
	2.4.3. <i>ZONIZZAZIONE SISMICA NAZIONALE E REGIONALE.....</i>	<i>16</i>
	2.4.4. <i>PERICOLOSITÀ E RISCHIO SISMICO NEL TERRITORIO COMUNALE.....</i>	<i>22</i>
3.	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	26
3.1	TRINCEE ESPLORATIVE.....	26
3.2	PROVE PENETROMETRICHE.....	27
	3.2.1 <i>PROVA PENETROMETRICA STATICA (CPT).....</i>	<i>27</i>
	3.2.2 <i>PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (SCPT).....</i>	<i>28</i>
3.3	INDAGINI SISMICHE.....	29
	3.3.1 <i>INDAGINI PER LA DETERMINAZIONE DELLA VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO.....</i>	<i>29</i>
	3.3.2 <i>DESCRIZIONE DEL METODO.....</i>	<i>30</i>
	3.3.3 <i>STRUMENTAZIONE E CRITERI DI ACQUISIZIONE.....</i>	<i>31</i>
4.	MODELLO GEOTECNICO.....	32
4.1	ASSETTO STRATIGRAFICO.....	32
4.2	PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA.....	33
4.3	RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	35
	4.3.1 <i>TERREMOTO DI RIFERIMENTO.....</i>	<i>38</i>
	4.3.2 <i>DEFINIZIONE DELLE PROPRIETÀ DINAMICHE DEI TERRENI.....</i>	<i>40</i>
	4.3.3 <i>ANALISI DEI FENOMENI DI AMPLIFICAZIONE SISMICA.....</i>	<i>44</i>
5.	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	47
5.1	CAPACITÀ PORTANTE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE.....	47
	5.1.1 <i>CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE.....</i>	<i>47</i>
	5.1.2 <i>CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE.....</i>	<i>53</i>

5.1.3 VULNERABILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE.....	57
6. CONCLUSIONI E PERSCRIZIONI.....	58

Figure in calce

A01 – Inquadramento geologico

A02 – Inquadramento idrogeologico

A03 – Ubicazione prove geognostiche

F01-04 – Sezioni stratigrafiche interpretative

Allegati

Prove penetrometriche statiche

Prove penetrometriche dinamiche

1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione sono esaminati gli aspetti geologici, idrogeologici e sismici delle aree interessate dal piano di lottizzazione C5-2 in località Monticelli Terme, nel Comune di Montechiarugolo.

Come indicato dal D.M. 14.09.05, recante "Norme Tecniche per le Costruzioni" il modello geologico del sito è stato orientato alla ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio. Il modello è sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per l'inquadramento, da parte del progettista, delle problematiche geotecniche a piccola e grande scala e per definire il programma delle indagini in fase di progettazione definitiva ed esecutiva.

Per la costruzione del modello geologico e per la caratterizzazione geotecnica preliminare dei terreni interessati dai Piani di lottizzazione C5 è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche consistente nell'esecuzione delle seguenti prove:

- n. 28 prove penetrometriche statiche (CPT01 – CPT28);
- n. 20 prove penetrometriche dinamiche (SCPT1 – SCPT20), che hanno raggiunto valori di rifiuto a profondità variabile tra 2 e 11 m dal p.c.;
- n. 10 trincee esplorative con escavatore meccanico;
- n. 7 indagini geofisiche di tipo ReMI per la determinazione delle Vs30 e della categoria del suolo di fondazione.

In particolare sull'area C5-2 sono state eseguite n. 4 CPT, n. 3 SCPT e n. 2 trincee esplorative.

Nell'area è stata inoltre effettuata una specifica indagine geofisica di tipo ReMI.

I dati ottenuti dalle indagini geognostiche e sismiche, dalle stratigrafie di pozzi e da dati bibliografici disponibili, hanno consentito la ricostruzione della stratigrafia del sottosuolo, la parametrizzazione geotecnica preliminare dei terreni di fondazione, la valutazione delle velocità delle onde sismiche di taglio e la determinazione della categoria sismica del suolo di fondazione.

Sulla base di parametri stimati è stata determinata la capacità portante del complesso terreno-fondazione e sono state definite le prescrizioni per la corretta progettazione e realizzazione delle opere previste.

2. MODELLO GEOLOGICO

2.1 GEOLOGIA DELL'AREA

I depositi affioranti nel tratto di pianura in esame sono composte da una serie di unità terrigene marine e continentali, suddivisibili, seguendo lo schema stratigrafico di Ricci Lucchi et al. (1982), in due cicli sedimentari, denominati Qm e Qc. Ogni ciclo è inteso come la successione di sedimenti relativi all'arco temporale intercorrente tra una fase trasgressiva e una fase regressiva, con interposta una fase di compensazione o stazionaria.

2.1.1 CICLO DEL QUATERNARIO MARINO

Il ciclo del Quaternario marino (Qm) è rappresentato nella parte inferiore da sedimenti prevalentemente fini di ambiente marino relativamente profondo e nella parte superiore da sabbie e ghiaie prevalenti di ambiente deltizio con locale sviluppo di livelli torbosi di ambiente lagunare.

In riferimento a quanto desunto dai tecnici del Servizio cartografico e geologico della Regione Emilia Romagna, i sedimenti di origine marina (Qm) si sono depositi a partire dalla fine del Pliocene fino a 650.000 anni BP (Pleistocene medio). In essi sono riconoscibili tre distinti cicli progradazionali (Qm1, Qm2 e Qm3) ben individuabili nei profili sismici AGIP.

I sedimenti dell'unità "Qm1" sono sedimentati nell'intervallo temporale compreso tra 2,2 e 1,0 milioni di anni (Piacenziano sup. - Pleistocene inf.) e sono costituiti da calcareniti fossilifere alla base, in discordanza angolare con i sottostanti depositi delle argille marine plioceniche. Nella parte intermedia troviamo depositi silico-clastici essenzialmente argillosi e siltosi, di ambiente marino poco profondo e nella parte superiore sabbie fini e medio-grossolane, di ambiente litorale o deltizio.

I sedimenti dell'unità "Qm2" sono sedimentati nell'intervallo temporale compreso tra 1,0 e 0,8 milioni di anni (Pleistocene inferiore – inizio del Pleistocene medio) in contatto inconforme sui sottostanti depositi dell'unità Qm1. Essi sono costituiti principalmente da sabbie, da fini a grossolane d'ambiente litorale, talora associate a limi argillosi d'ambiente lagunare e ghiaie, solitamente alterate, d'ambiente deltizio a segnalazione della presenza di una paleofoce di qualche corso d'acqua.

I sedimenti dell'unità "Qm3" sono sedimentati nell'intervallo temporale compreso tra 0,8 e 0,65 milioni di anni (Pleistocene medio), sono "troncati" al tetto con contatto marcatamente erosivo dai depositi fluviali continentali, e sono analoghi ai precedenti. Sono costituiti in prevalenza da limi sabbiosi in strati spessi e

molto spessi, dalla caratteristica colorazione gialla, con intercalazioni di sabbie ben selezionate con stratificazione di tipo incrociata cuneiforme, d'ambiente litorale; in subordine sono intercalati anche da:

- ghiaie d'ambiente deltizio, solitamente alterate, da fini a medie, ben arrotondate, spesso appiattite e embriate, in corpi discontinui a geometria lenticolare;
- depositi lagunari costituiti da argille ed argille-limose con laminazione piano parallela da decantazione, con locale sviluppo di livelli torbosi.

-

2.1.2. CICLO QUATERNARIO CONTINENTALE

Il ciclo del quaternario continentale (Qc), sviluppatosi a partire da circa 650.000 anni BP, è suddivisibile, sulla base di quanto affermato dai tecnici del Servizio cartografico e geologico della Regione Emilia Romagna, in due unità stratigrafiche principali: Unità Emiliana Inferiore e Unità Emiliana Superiore.

L'Unità Emiliana Inferiore (SEI) (non affiorante in carta), depositatasi presumibilmente tra circa 650.000 e 450.000 - 350.000 anni BP (pleistocene medio), rappresenta la fase iniziale della sedimentazione continentale del Quaternario con limite inferiore e superiore di tipo erosivo. L'unità è sedimentata in un ambiente di piana alluvionale durante un periodo di subsidenza regionale. È costituita in prevalenza da depositi fini con intercalazioni di corpi ghiaiosi e sabbiosi nastriformi, riferibili ad antichi paleoalvei fluviali, i quali diventano preponderanti in corrispondenza dell'apertura dei principali bacini vallivi sull'antistante pianura alluvionale.

L'unità Emiliana Superiore (SES) ha avuto origine circa 350.000 - 450.000 anni BP (Pleistocene medio), dopo un'importante fase tettonica di sollevamento regionale, con la quale ebbe inizio la rapida progredazione dei sistemi di conoide alluvionale nella zona antistante ai rilievi appenninici e dei sistemi fluvio-deltizi lungo la fascia del Po, responsabile peraltro della superficie d'inconformità tra l'Unità Emiliana Superiore e l'Unità Emiliana Inferiore.

L'unità Emiliana Superiore (SES) nell'area in esame è costituita da depositi prevalentemente ghiaiosi nelle aree attigue e contigue dei corsi d'acqua principali e limi e/o argille prevalenti o comunque più abbondanti nelle aree perfluviali. Il rapporto tra materiali grossolani e fini, elevato nella zona di alta pianura, decresce linearmente procedendo verso valle e verso le zone più interne delle aree perfluviali, fino a valori medi, generalmente superiori all'unità. I sedimenti sono organizzati in grandi sistemi di conoide alluvionale, dove le litologie grossolane (ghiaie e sabbie) costituiscono estesi corpi tabulari, interdigerati da cunei di materiali essenzialmente fini (limi ed argille). Il tratto di pianura con la successione sedimentaria descritta è comunemente definito "Pianura pedemontana" ed è appunto il frutto della coalescenza dei sistemi di conoide alluvionale.

Nell'area in esame affiorano le sottounità della pianura pedemontana relative ai depositi di conoide alluvionale del T. Enza:

1. Depositi di conoide alluvionale del Pleistocene medio: rappresentano una sottounità dell'Unità emiliana Superiore, costituendo i sistemi di conoide alluvionale più antichi presenti nel bacino badano. Ad essi è stata attribuita un'età compresa tra i 450.000 - 350.000 e 180.000 anni BP. L'unità caratterizza il margine morfologico dell'Appennino settentrionale, formando modesti rilievi con superfici sommitali leggermente digradanti verso nord-est e passanti con gradualità a versanti dolcemente ondulati. Il limite di affioramento con i depositi fluviali più recenti è quasi sempre marcato da un brusco salto morfologico. I Depositi di conoide alluvionale del Pleistocene medio appoggiano in discordanza sopra i Depositi fluviali del Pleistocene medio. Si tratta essenzialmente di ghiaie e ghiaie sabbiose, talora conglomeratiche, organizzate in banchi tra loro amalgamati o, più raramente, separati da livelli discontinui di limi e sabbie limose. Le ghiaie sono eterometriche con ciottoli e blocchi di dimensioni anche notevoli (fino a 30 + 40 centimetri); a volte presentano nulla o scarsa matrice interstiziale, altre volte sono immersi in abbondante matrice limo - argillosa e/o sabbiosa. L'alterazione pedogenetica molto intensa (profilo di alterazione del suolo molto evoluto con spessori fino a 7 - 8 m) ha determinato una parziale dissoluzione dei ciottoli calcarei ed arenacei e la formazione di una copertura a paleosuolo limoso argilloso dal caratteristico colore giallo-arancio, noto in letteratura con il nome di paleosuolo di Collecchio. Lo spessore di questo paleosuolo è quasi sempre di almeno 2 - 3 m.
2. Depositi di conoide alluvionale del Pleistocene medio - superiore: rappresentano una sottounità dell'Unità emiliana Superiore, costituendo gli antichi sistemi di conoide alluvionale, affioranti in corrispondenza del margine morfologico dell'Appennino settentrionale. Ad essi è stata attribuita un'età compresa tra i 180.000 e 80.000 anni BP. La conformazione del rilievo è rappresentata da modesti rilievi con ampie superfici sommitali leggermente inclinate, poste a quote diverse, che si raccordano tramite brevi scarpate all'alta pianura. Tali superfici sono relativamente ben conservate con larghe e strette ondulazioni e profonde incisioni, connesse all'azione erosiva del reticolo idrografico che le attraversa. I Depositi di conoide alluvionale del Pleistocene medio - superiore sono costituiti da depositi prevalentemente ghiaiosi che si rinvergono in spessi corpi a geometria cuneiforme. Il profilo verticale presenta una successione sedimentaria formata dalla ripetizione di cicli elementari, ciascuno dei quali caratterizzato da un intervallo basale prevalentemente grossolano, di spessore in genere compreso tra qualche metro e 10 - 15 metri, ed un intervallo di tetto prevalentemente fine con spessore in genere inferiore a 8 - 10 metri. A volte l'intervallo fine può essere completamente eliso per erosione; in questo caso si ha la saldatura tra i depositi ghiaiosi riferibili a due cicli successivi.
3. Depositi di conoide alluvionale antichi: rappresentano una sottounità dell'Unità emiliana Superiore, sedimentati nell'intervallo temporale compreso tra i 7.500 e i 1.500 anni fa, nell'ambiente

Relazione geologico-sismica

superfici pianeggianti leggermente degradanti verso nord-est con pendenze che variano da 0,5 a 1,0%, le quali sono terrazzate dai depositi alluvionali recenti e medio recenti. Tali superfici sono inoltre discretamente sopraelevate rispetto all'alveo dei fiumi attuali e dei terrazzi più recenti e presentano deboli ondulazioni legate alla rimozione ed al trasporto dei materiali alluvionali, mobilizzati dai corsi d'acqua minori che le attraversano. La successione stratigrafica è costituita da depositi prevalentemente ghiaiosi, strutturati in spessi corpi a geometria cuneiforme e organizzati in cicli elementari a base grossolana e tetto fine. Questa unità è la più estesa nell'area in esame ed interessa per intero il territorio oggetto di Piano Particolareggiato (v. fig. 01).

2.2. ASSETTO GEOMORFOLOGICO

L'attuale assetto geomorfologico dell'ambito geografico in esame è il risultato dell'effetto combinato di alterne vicende climatiche di varia intensità, lente deformazioni tettoniche ed interventi antropici, che si sono imposti negli ultimi millenni ed hanno direttamente interagito con la rete idrografica.

L'area di progetto ricade nella pianura pedemontana (settore di pianura che borda il margine appenninico, estendendosi in direzione Nord fino alla Via Emilia e poco oltre), a quote variabili tra 90 e 94 m s.l.m.

La pianura pedemontana, nell'ambito geografico in esame, è costituita dal sistema di conoide alluvionale del T. Enza. Il paesaggio, nel suo complesso, è contraddistinto dai seguenti aspetti:

- il T. Enza con andamento rettilineo scorre nelle aree topograficamente depresse caratterizzando un canale inciso nel materasso alluvionale;
- le zone perifluviali sono caratterizzate da vari ordini di terrazzi fluviali impostati a quote gradualmente superiori, allontanandosi dall'asse fluviale del T. Enza, esprimendo un'età di formazione progressivamente più antica;
- le superfici di tali terrazzi fluviali sono generalmente sub-pianeggianti con deboli ondulazioni a seguito delle incisioni prodotte dalla rete idrica secondaria, e digradano leggermente verso N-NE con pendenze medie pari a 0,5 – 1,0%;
- le superfici di terrazzo, verso il lato fiume, sono interrotte lateralmente da scarpate di alcuni m (orli di terrazzi fluviali) o da sensibili aumenti di pendenza; verso monte gli orli di terrazzo affiorano con sufficiente continuità, mantenendo un andamento circa parallelo all'asta fluviale;
- la rete idrica secondaria, nelle zone esterne al comprensorio urbanizzato scorre nelle aree topograficamente depresse generando deboli ondulazioni alla superficie del piano campagna, mentre all'interno è intubata.

Nell'area in esame ed in un suo significativo intorno non sono presenti dissesti idrogeologici; l'area si presenta quindi stabile.

2.3. ASSETTO IDROGEOLOGICO

In riferimento a quanto desunto dai tecnici del Servizio cartografico e geologico della Regione Emilia Romagna e da ENI-AGIP il sottosuolo del bacino padano, nel settore emiliano – romagnolo, è suddivisibile in tre Unità Idrostratigrafiche (Maxley, 1964), definite come Gruppi Acquifero A, B e C.

La differenziazione si basa sulle caratteristiche stratigrafico deposizionali dei sedimenti terrigeni, marini (Qm) e continentali (Qc) del quaternario, che hanno colmato il bacino padano. Analogamente alla successione stratigrafica sono possibili le seguenti associazioni:

- Gruppo acquifero A: ricalca l'unità Emiliana Superiore;
- Gruppo acquifero B: ricalca l'unità Emiliana Inferiore;
- Gruppo acquifero C: ricalca i sedimenti delle unità marine (Qm).

I 3 gruppi di acquiferi sono separati tra loro dai sedimenti fini appartenenti all'unità emiliana inferiore, estesa su scala regionale in tutto il bacino idrografico della pianura emiliana romagnola.

In relazione all'assetto strutturale dei gruppi di acquiferi che caratterizzano il bacino idrografico della pianura emiliana romagnola, gli acquiferi del gruppo A, sono quelli interessati direttamente o indirettamente dal progetto.

Il limite basale di tale gruppo di acquiferi si trova alla quota di -50 m ÷ -180 m s.l.m., immergente verso nord-est con pendenze comprese tra 2% e 4%, rappresentato da un consistente strato di sedimenti fini appartenenti all'Unità Emiliana Inferiore.

L'impalcatura del gruppo di acquiferi A è costituita dall'alternanza di lobi di conoide (costituite da ghiaie in matrice sabbiosa e/o limosa) e frange di conoide (argille e limi).

Il rapporto tra materiali grossolani e fini è inferiore all'unità e presenta un trend digradante da sud a nord; in altri termini la frequenza delle intercalazioni di sedimenti fini aumenta progressivamente procedendo dal margine morfologico dell'Appennino settentrionale verso l'asse fluviale del Po.

L'assetto stratigrafico configura quindi un acquifero multistrato, dal quale si possono desumere le seguenti considerazioni:

- l'alternanza tra lobi di conoide, dotati di un buon grado di conducibilità idraulica complessiva, e delle frange di conoide, caratterizzate invece da un ridotto grado di conducibilità idraulica, determinano acquiferi con falde a pelo libero nella parte superiore del sistema di conoidi alluvionali e acquiferi con falde confinate nella parte inferiore;
- i lobi di conoide sono costituiti da una successione di strati amalgamati aventi base di ghiaie pulite o in scarsa matrice sabbiosa e tetto di ghiaie in abbondante matrice sabbiosa digradante verso l'alto a limosa; talora il tetto degli strati è chiuso da orizzonti limo sabbiosi.

2.3.1. COMPORAMENTO IDRODINAMICO DEGLI ACQUIFERI

La caratterizzazione idrodinamica degli acquiferi è stata effettuata attraverso l'analisi dell'andamento della superficie piezometrica, mediante la correlazione dei livelli statici misurati nella Rete provinciale di pozzi.

I dati rilevati sono stati analizzati con metodi geostatistici in modo da definire il comportamento della variabile "piezometria" in funzione dello spazio. Tali metodi consentono di stimare la massima distanza di correlazione tra le misure eseguite, al fine di pervenire ad una migliore elaborazione della superficie piezometrica tramite programma di 'contouring'.

Le misure effettuate, elaborate secondo la metodologia precedentemente descritta, hanno portato alla stesura della carta isopiezometrica (v. fig. A02), che esprime l'andamento rappresentativo del flusso idrico sotterraneo.

In riferimento alle registrazioni effettuate nei pozzi di misura e alle ricostruzioni della superficie piezometrica si deducono i seguenti aspetti idrogeologici:

- nel periodo di osservazione l'andamento della superficie piezometrica è risultato relativamente regolare, con direzione di flusso verso nord/nord-est;
- le linee equipotenziali hanno mostrato un orientamento ovest/nord-ovest ed est/sud-est;
- le quote piezometriche sono attestata a quote oscillanti tra 72 e 76 m s.l.m.;
- la soggiacenza presenta valori medi di circa 13-15 m, si prevedono oscillazioni di alcuni metri
- il gradiente idraulico presenta valori medi pari circa 1%.

2.3.2. VULNERABILITÀ DEGLI ACQUIFERI

La vulnerabilità naturale degli acquiferi all'inquinamento rappresenta un indicatore ambientale di suscettibilità delle falde idriche all'inquinamento determinato dal carico antropico esistente.

Il territorio esaminato è stato suddiviso in classi di vulnerabilità sulla base della metodologia proposta dalla Provincia di Parma.

L'area in esame ricade in "Aree caratterizzate da vulnerabilità a sensibilità elevata" ai sensi della Nuova Carta della Vulnerabilità degli Acquiferi, redatta dall'Amm.ne prov.le di Parma nel 2000. (v. fig A03)

2.4. ASSETTO TETTONICO E SISMICITA'

2.4.1. ASSETTO SISMOTETTONICO

L'area in esame ricade nel contesto generale della Pianura Padana che costituisce nel Mesozoico l'avampaese comune delle catene (Appennino ed Alpi), dall'Oligocene in poi evolve in avanfossa prima legata al Sudalpino e poi, dal Messiniano, alla catena appenninica.

L'avanzata delle opposte falde, sviluppatasi in due distinte tappe, hanno indotto sprofondamenti flessurali nell'antistante avampaese padano e il formarsi di successivi bacini di avanfossa confinati al margine delle due catene in surrezione (Fig. 01).

Le due fosse a polarità opposta si accrescono quindi successivamente sullo stesso avampaese e vengono in parte a sovrapporsi.

Il contesto sismotettonico, che influenza il sito in esame è caratterizzato da una sismicità bassa che si manifesta principalmente lungo le zone di accavallamento frontale del margine appenninico secondo una fascia con direttrice NO-SE, che dalla zona di Varzi, si estende verso Borgotaro, alla Lunigiana fino ai Graben della Garfagnana.

Allineamenti di terremoti si trovano anche lungo lineamenti trasversali alle due fasce longitudinali e sembrano quasi collegarle. Evidente è la distribuzione dei sismi lungo la Val Parma e la Val Taro.

Le intensità massime registrate in queste zone raggiungono al massimo valori pari all'VIII grado della scala MCS (Mercalli, Cancani, Sieberg).

L'intensità dei sismi sembra decrescere esponenzialmente da SE verso NO, anche le profondità focali tendono a diminuire in questa direzione.

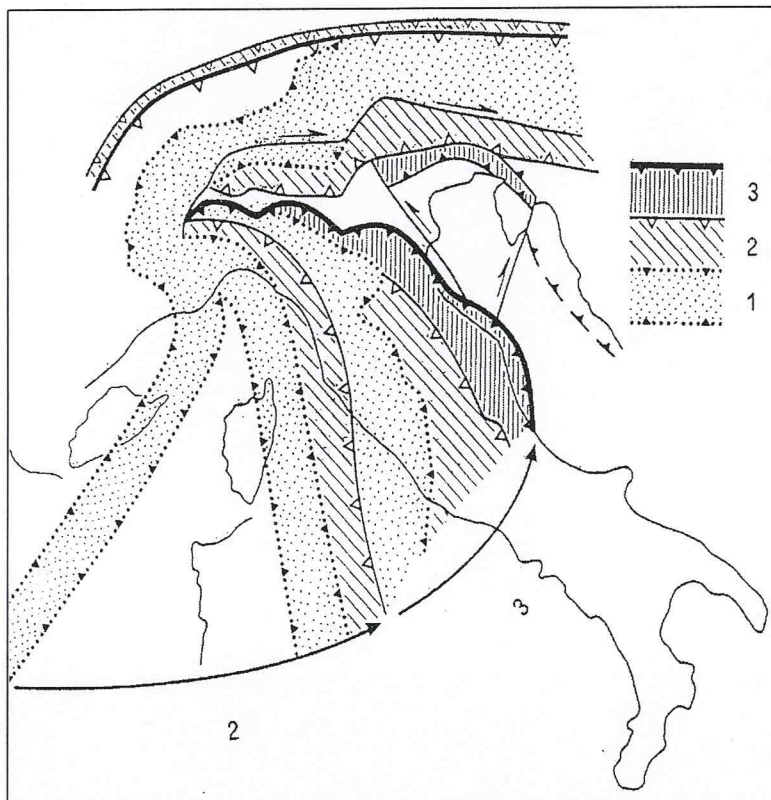


Figura 01 –Tappe dell'accrezione tettonica delle Alpi Calcareae Meridionali e dell'Appennino dall'Oligocene al Pleistocene (Castellarin et al., 1992, modif.):1 –presunto fronte delle catene nel pre-Oligocene; 2 –fronte delle catene nel Miocene medio; 3 – fronte delle catene nel Plio- Pleistocene

La maggior parte dei fuochi sismici è concentrata entro i primi 10-15 Km di profondità, con un approfondimento nel settore di Borgotaro-Pontremoli oltre il quale si hanno poi profondità decisamente maggiori per l'area della Garfagnana (da: *Guide Geologiche Regionali n°6 Appennino Ligure –Emiliano*).

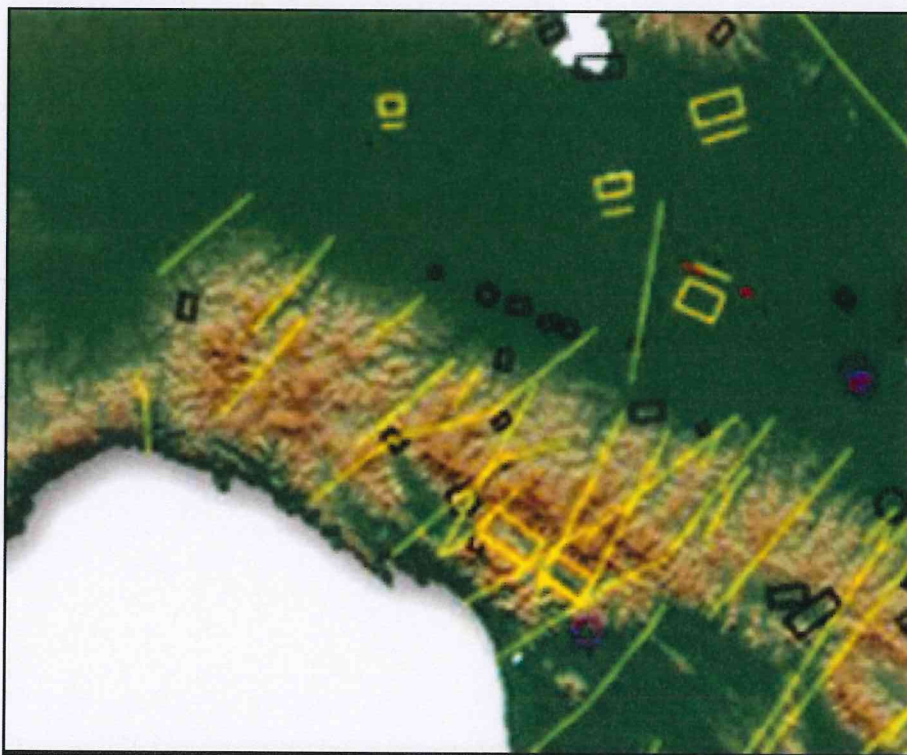


Figura 02 – Faglie dell'Appennino settentrionale, con evidenze di attività quaternaria.

2.4.2. SISMICITÀ STORICA

La sismicità storica nella provincia di Parma è congrua con il quadro sismo-tettonico descritto in precedenza.

La sismicità è classificabile come bassa come dimostrano le osservazioni storiche (evidenziate nel grafico successivo) dove gli eventi di rilievo registrati sono ridotti in ragione dell'intervallo temporale di registrazione.

Gli eventi di maggior rilievo (con effetti maggiori del VI Grado MCS), sono quello del 1738 con epicentro nell'area di Parma, quello del 1786 con epicentro nell'area di Piacenza, l'evento del 1901 con epicentro a Salò ed infine il più recente, avvenuto nel 1951, con epicentro nel territorio lodigiano.

Piano particolareggiato C5-2 - Relazione geologico-sismica

Tr	Anno	Mese	Giorno	Ora	Minuto	sec	Area massimi effetti	Np	Imx	Io	Lat	Lon	Me	dE	Mm	dM
DI	1438	6	11	20			PARMENSE	12	80	80	44,85	10,23	598	73	540	28
DI	1483	8	11	19	40		ROMAGNA MERIDIONALE	14	85	80	44,17	12,23	572	31	540	28
DI	1501	6	5	10			APPENNINO MODENESE	19	90	85	44,52	10,85	585	27	580	21
DI	1570	11	17	19	10		FERRARA	60	80	75	44,82	11,63	530	19	510	45
DI	1584	9	10	20	30		APPENNINO TOSCO-EM.	17	90	90	43,87	12	598	31	600	26
DI	1624	3	18	19	45		ARGENTA	17	85	75	44,65	11,85	530	47	510	45
DI	1661	3	22	12	45		APPENNINO ROMAGNOLO	58	90	90	44,02	11,9	572	13	600	26
DI	1672	4	14	15	45		RIMINESE	92	80	80	43,93	12,58	545	14	540	28
DI	1688	4	11	11	30		ROMAGNA	36	90	90	44,39	11,942	572	25	600	26
DI	1768	10	19	23			APPENNINO ROMAGNOLO	24	90	90	43,93	11,87	572	17	600	26
DI	1781	4	4		78		FAENTINO	78	90		44,235	11,797	572	16	600	26
DI	1786	12	25	1			RIMINESE	91	80	80	43,98	12,58	559	17	540	28
DI	1870	10	30		27		MELDOLA	27	80		44,139	12,052	545	17	540	28
DI	1916	8	16	7	6	14	ALTO ADRIATICO	256	80	80	43,97	12,67	559	10	540	28
DI	1918	11	10	15	12	28	APPENNINO ROMAGNOLO	95	80	80	43,93	11,9	545	15	540	28
DI	1919	6	29	15	6	13	MUGELLO	269	90	90	43,95	11,48	598	10	600	26
DI	1920	9	7	5	55	40	GARFAGNANA	640	100	95	44,18	10,28	645	11	630	29
DI	1929	4	20	1	9	46	BOLOGNESE	639	80	70	44,47	11,13	515	11	480	45
DI	1971	7	15	1	33	23	PARMENSE	228	80	75	44,82	10,35	559	17	510	45
DI	1983	11	9	16	29	52	PARMENSE	833	70	65	44,77	10,27	483	16	460	49

Tr Tipo di record (se esistono dati di base: cod. "DI")
 Np numero dei punti di intensità
 Imx intensità massima (scala MCS)
 Io intensità epicentrale (scala MCS)
 Me Magnitudo equivalente
 dE errore associato alla stima di Me
 Mm magnitudo macrosismica
 dM errore associato alla stima di Mm
 tM codice di determinazione di Mm
 Ms magnitudo strumentale
 dS errore associato alla stima di Ms
 tS codice di determinazione di Ms
 Ma magnitudo media pesata
 dA errore associato alla stima di Ma

Grafico 1: Terremoti con Io ≥ 7-8 MCS più significativi per l'area emiliano romagnola (fonte: <http://www.regione.emilia-romagna.it/>)

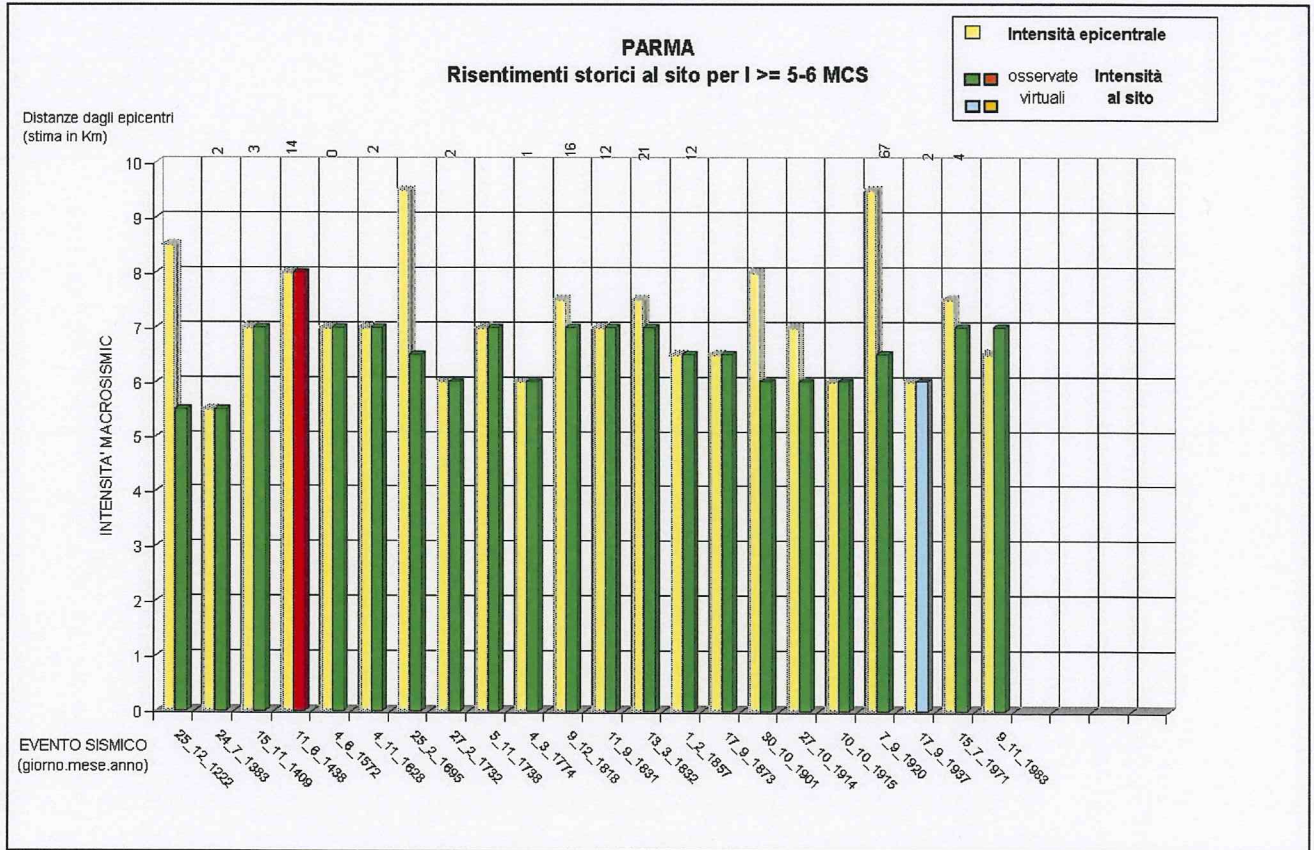


Grafico 2: Terremoti con Io ≥ 5-6 MCS il Comune di Parma (fonte: <http://www.regione.emilia-romagna.it/>)

2.4.3. ZONIZZAZIONE SISMICA NAZIONALE E REGIONALE

Negli ultimi anni il punto di riferimento per le valutazioni di pericolosità sismica è stato rappresentato dalla zonazione sismogenetica ZS4 (Scandone et al. 1996 - 2000) che rappresentava la traduzione operativa del modello sismotettonico riassunto in Meletti et al. (2000). In seguito all'emanazione dell'O.P.C.M. 20.3.2003, n. 3274 è stato redatto a cura di un gruppo di lavoro dell'INGV un documento denominato "Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall' O.P.C.M. 20-3-2003, n. 3274. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici."

In tale documento vi è anche un sostanziale aggiornamento della ZS4 con la costruzione di un modello sismogenetico denominato ZS9.

Tale modello riprende sostanzialmente il retroterra informativo della precedente zonazione, recependo i più recenti avanzamenti delle conoscenze sulla tettonica attiva della penisola anche considerando le indicazioni derivanti da episodi sismici più recenti (es. Bormio 2000, Monferrato 2001, ecc...).

La zonizzazione è stata condotta tramite l'analisi cinematica degli elementi geologici, cenozoici e quaternari coinvolti nella dinamica delle strutture litosferiche profonde e della crosta superficiale. Il confronto tra le informazioni che hanno condotto alla costruzione del modello geodinamico e la sismicità osservata ha permesso di costruire la carta nazionale delle zone sismogenetiche.

Per il reperimento dei dati relativi alla sismicità osservata è stato considerato il catalogo storico contenente 2.488 eventi degli ultimi 1.000 anni con intensità epicentrali maggiore o uguale al V – VI grado MCS la cui magnitudo è maggiore o uguale a 4. L'elaborazione ha portato alla realizzazione della figura di seguito riportata (Fig. 03).



Figura 03 – Zonizzazione sismogenetica ZS9

Piano particolareggiato C5-2 - Relazione geologico-sismica

La zona che interessa l'area in esame è la 913, che fa parte del complesso "Appennino settentrionale e centrale" (zone che vanno dalla 911 alla 923).

In questa porzione di territorio, come riportato nel rapporto del gruppo di lavoro citato precedentemente, si verificano nella porzione nord occidentale terremoti prevalentemente compressivi, aventi meccanismi trascorrenti nelle zone di svincolo che dissecano la continuità longitudinale delle strutture.

I terremoti storici raramente hanno raggiunto valori molto elevati di magnitudo; la massima magnitudo rilevata è $M_d = 4,8$. Le zone ipocentrali si verificano generalmente a profondità comprese tra 12 e 20 Km con profondità efficace di 13 km.

Nella Zona Sismogenetica 913 sono previsti, sulla base dei meccanismi focali, valori di massima magnitudo pari a $M_{wmax} = 5,91$.

In termini macrosismici, il catalogo DOM4.1, che raccoglie le osservazioni macrosismiche di terremoti di area italiana al di sopra della soglia del danno e che contiene circa 37.000 osservazioni macrosismiche relative a più di 900 terremoti e a più di 10.000 località, è stato utilizzato, su incarico della protezione civile, da Molin et al. (1996) in combinazione con i dati di CFTI (Catalogo dei Forti Terremoti Italiani di ING/SGA – Boschi et al., 1995) per la redazione della "Mappa delle massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani", di cui si riporta un estratto relativamente alla Regione Emilia-Romagna (Fig. 04).

Il territorio di Parma è caratterizzato da un'intensità macrosismica pari a 8.

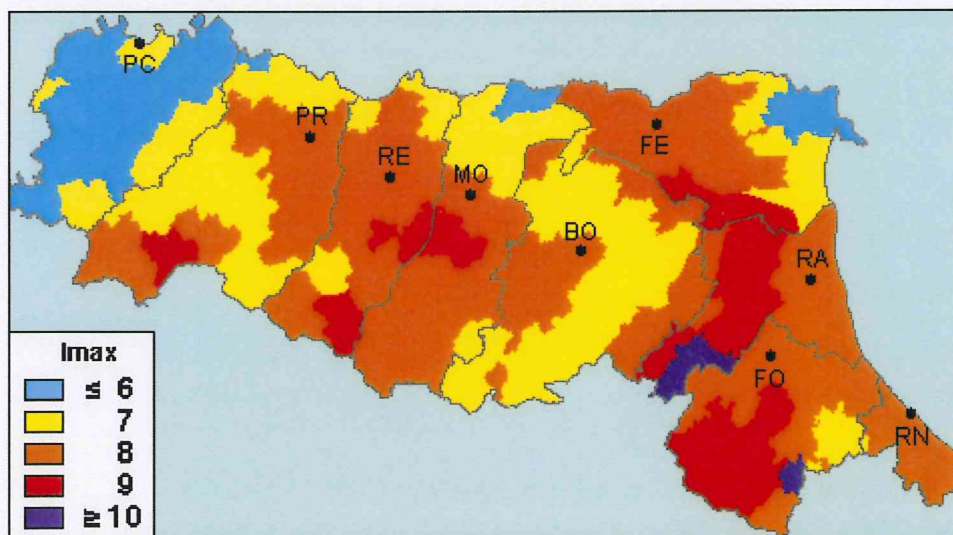


Figura 04 – Mappa delle massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani (estratto della Regione Emilia-Romagna).

Piano particolareggiato C5-2 - Relazione geologico-sismica

Ogni zonizzazione sismogenetica è caratterizzata da un definito modello cinematico il quale sfrutta una serie di relazioni di attenuazione stimate sulla base di misurazioni accelerometriche effettuate sia sul territorio nazionale che europeo (fig. 05). Sulla base di tali zone, per tutto il territorio italiano, sono state sviluppate le carte della pericolosità sismica.

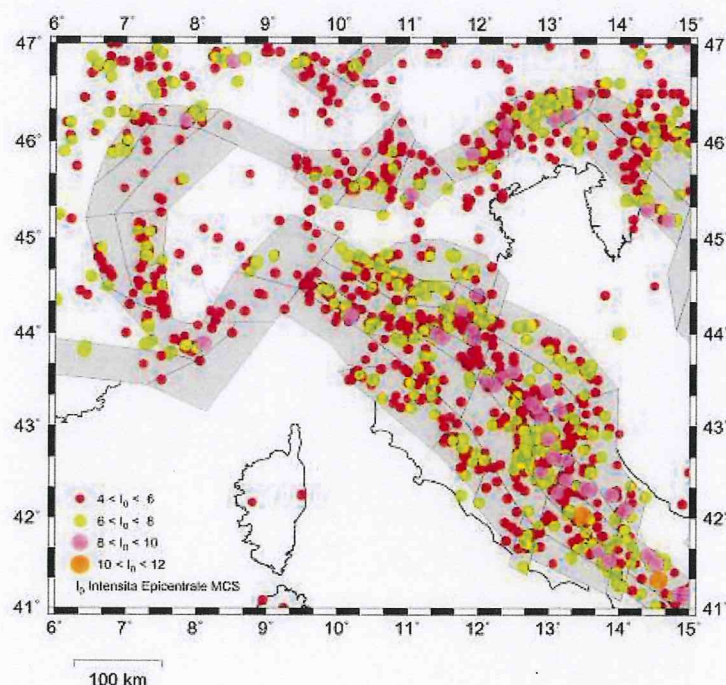


Figura 05 – Zone sismogenetiche e principali epicentri sul territorio Italiano.

Il risultato ottenibile, per ogni comune, è rappresentato da una stima del rischio sismico che tiene conto dell'intera storia sismica riportata nel catalogo sismico nazionale e che viene espresso in termini probabilistici. La pericolosità sismica di riferimento ipotizza un substrato omogeneo in roccia ed è espressa in **PGA** (*Peak Ground Acceleration*) con associato un periodo di ritorno di 475 anni, valore convenzionale in quanto rappresenta l'accelerazione associata alla probabilità del 90 % di non superamento considerando un periodo di ritorno di 50 anni.

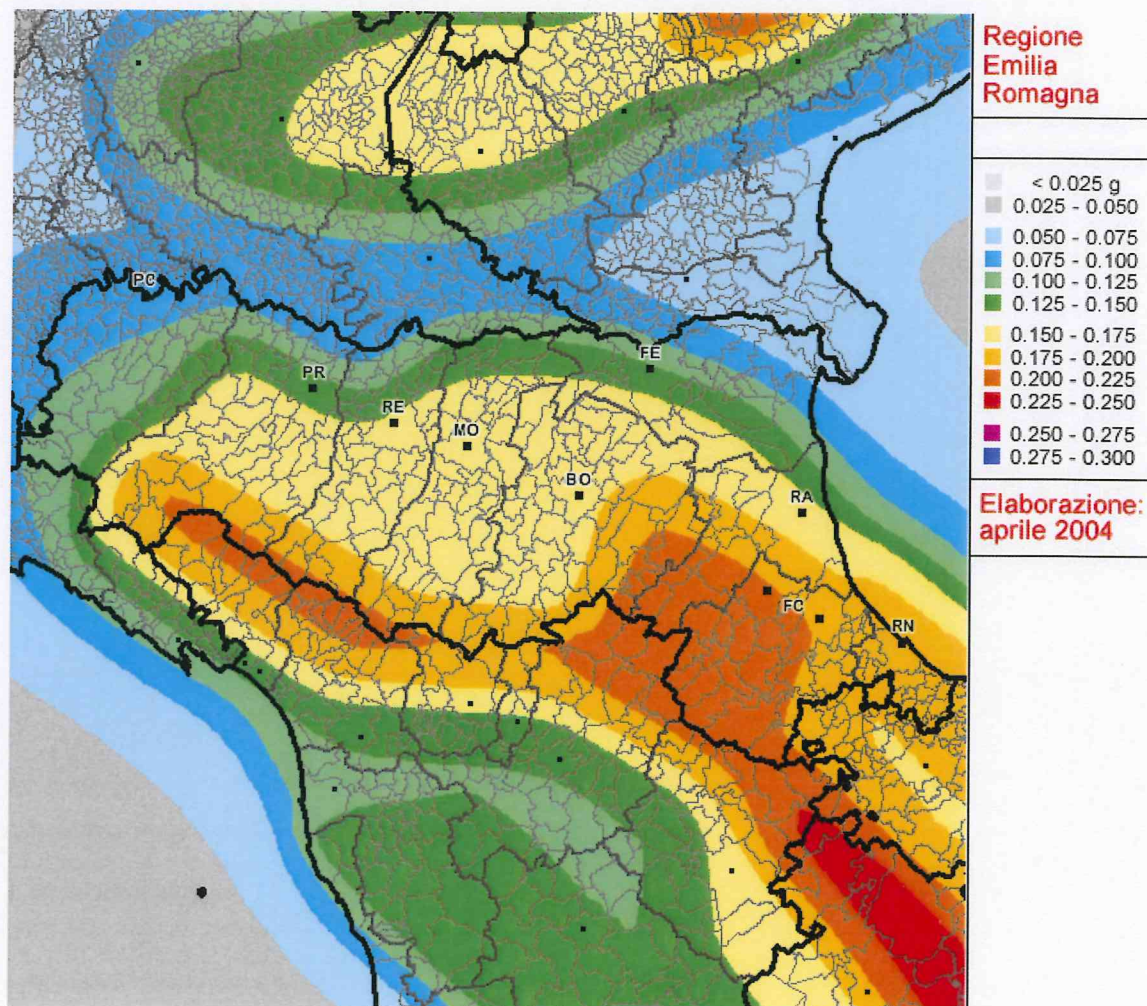
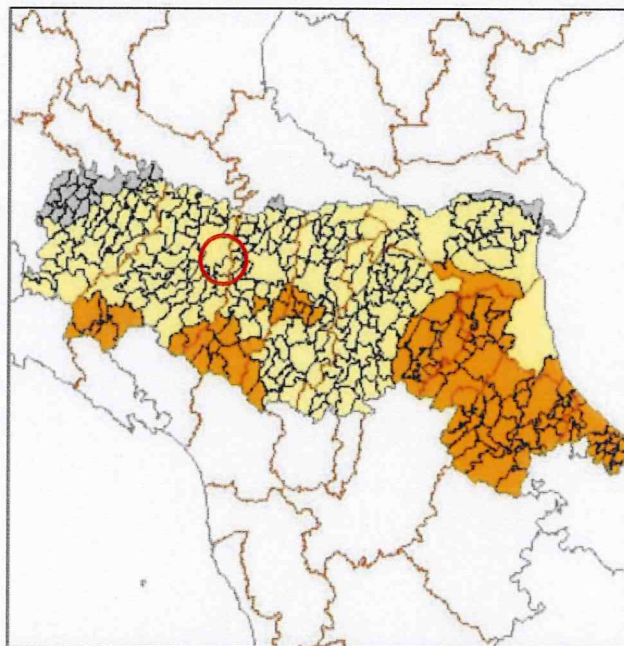


Figura 06 – Carte di pericolosità sismica del territorio regionale espresse in accelerazione orizzontale di picco PGA con periodo di ritorno di 475 anni (pari alla probabilità di non eccedenza del 90% in 50 anni) Le aree a diverso PGA sono differenziate in base a colorazioni diverse corrispondenti alle diverse classi.

Sulla base delle carte di PGA ottenute, il territorio italiano è stato suddiviso in quattro zone (o categorie) contraddistinte da differenti valori di PGA (tabella 2) come rappresentato nella figura 12.

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni
1	>0.25
2	0.15-0.25
3	0.05-0.15
4	<0.05

Tab. 2: Valori di PGA per le varie zone



Classificazione 2003

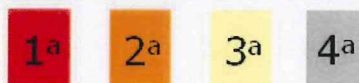


Figura 07 – Carta di macrozonazione sismica della Regione Emilia Romagna. Nel circolo in rosso è inquadrato il Comune oggetto di studio.

Come si può vedere dalla carta di macrozonazione sismica della Regione Emilia Romagna (fig. 07), il Comune di Montechiarugolo ricade nella Zona 3, definita come zona a “sismicità bassa” (S=6 secondo la precedente Normativa).

L’accelerazione massima di riferimento, per il sito oggetto di studio, raggiunge valori di PGA pari a 0,15g.

2.4.4. PERICOLOSITÀ E RISCHIO SISMICO NEL TERRITORIO COMUNALE

La metodologia utilizzata per la valutazione della pericolosità utilizza il calcolo probabilistico di Cornell risalente alla fine degli anni '60. Questo metodo di calcolo considera tutte le possibili sorgenti che possono influenzare il moto del terremoto

La costruzione della carta della pericolosità sismica è avvenuta attraverso l'utilizzo dei parametri MCS e PGA (che rappresenta l'accelerazione attesa al suolo, parametro utilizzato storicamente per questo genere di valutazioni e utilizzato come dato progettuale).

Considerando un tempo di ritorno di 475 anni, il Comune di Montechiarugolo presenta un'accelerazione attesa al suolo (PGA) compresa tra 0,15 e 0,2 g e una intensità macrosismica (scala MCS) del VII grado.

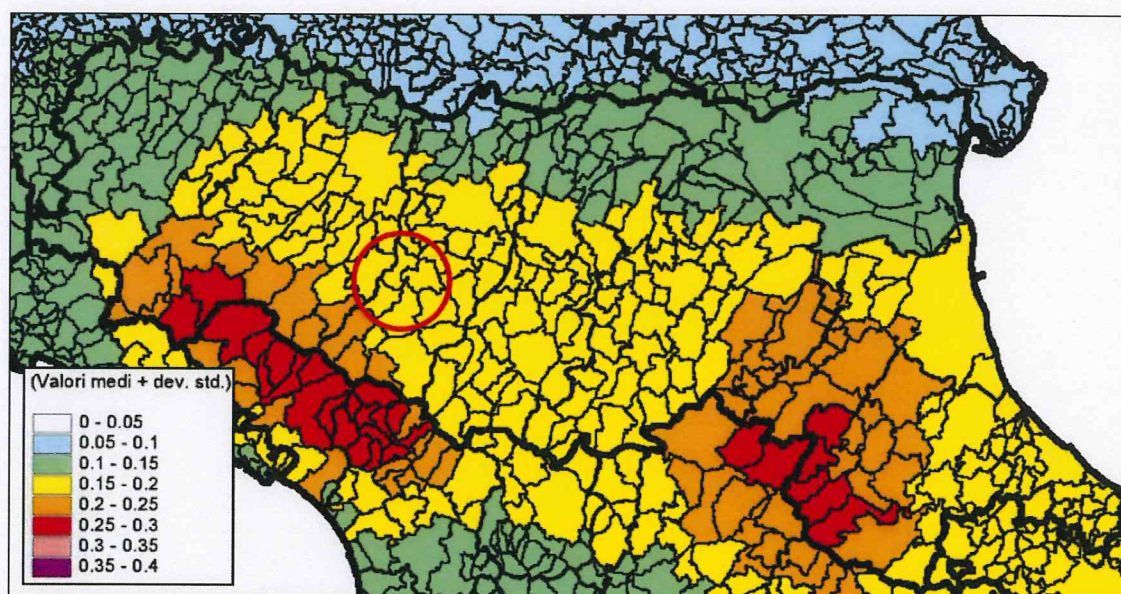


Fig. 08 – PGA (g) con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (periodo di ritorno di 475 anni), valori riportati ai capoluoghi comunali (Albarello et al., 2000).

Sono state realizzate le carte del rischio sismico. Si tratta del primo caso di cartografia sismica nazionale che riporta, su base comunale e su base annua, l'ammontare atteso dei danni relativi al patrimonio edilizio abitativo e il numero medio di persone coinvolte in crolli di edifici abitativi. Per valutare la vulnerabilità del patrimonio edilizio esistente è stato utilizzato un approccio tipologico-statistico che

suddivide gli edifici in tre classi (A, B e C) in base alla tipologia costruttiva e all'anno di costruzione, con una ulteriore differenziazione all'interno della classificazione C, dove è operata la distinzione tra edifici costruiti in muratura di buona qualità ed edifici costruiti in cemento armato. La base di riferimento per questa suddivisione sono i dati del censimento ISTAT del 1991. La stima dei danni riportati dal patrimonio edilizio è stata condotta considerando 4 livelli di effetti verificati, che vanno dal crollo al danno medio totale che rappresenta il costo di ripristino di un edificio danneggiato. È stato poi inserito nella valutazione l'indice relativo alla popolazione coinvolta in crolli.

Il risultato finale è sintetizzato nella carta del valore atteso di popolazione coinvolta in crolli per comune stimato in una percentuale media in un periodo di 100 anni.

Su base centennale, statisticamente il territorio comunale di Montechiarugolo presenta una percentuale di popolazione coinvolta in crolli compresa tra lo 0,2 e l'1% sia considerando l'intensità macrosismica che l'accelerazione attesa al suolo (fig: 09). La superficie abitativa danneggiata, su base annua, risulta invece compresa tra lo 0,1 e lo 0,2%, considerando l'accelerazione attesa al suolo, e tra lo 0,2 e lo 0,4% considerando l'intensità macrosismica (fig 10).

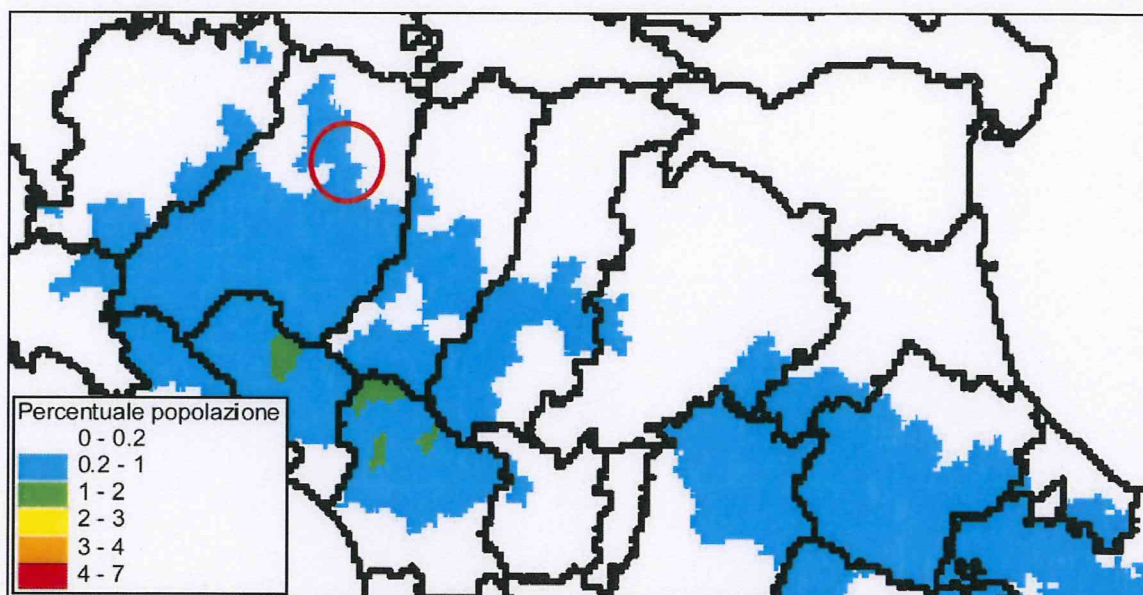


Fig. 09 – Valore atteso di popolazione coinvolta in crolli per comune, percentuale media in 100 anni, parametro MCS (Servizio Sismico Nazionale, 2000).

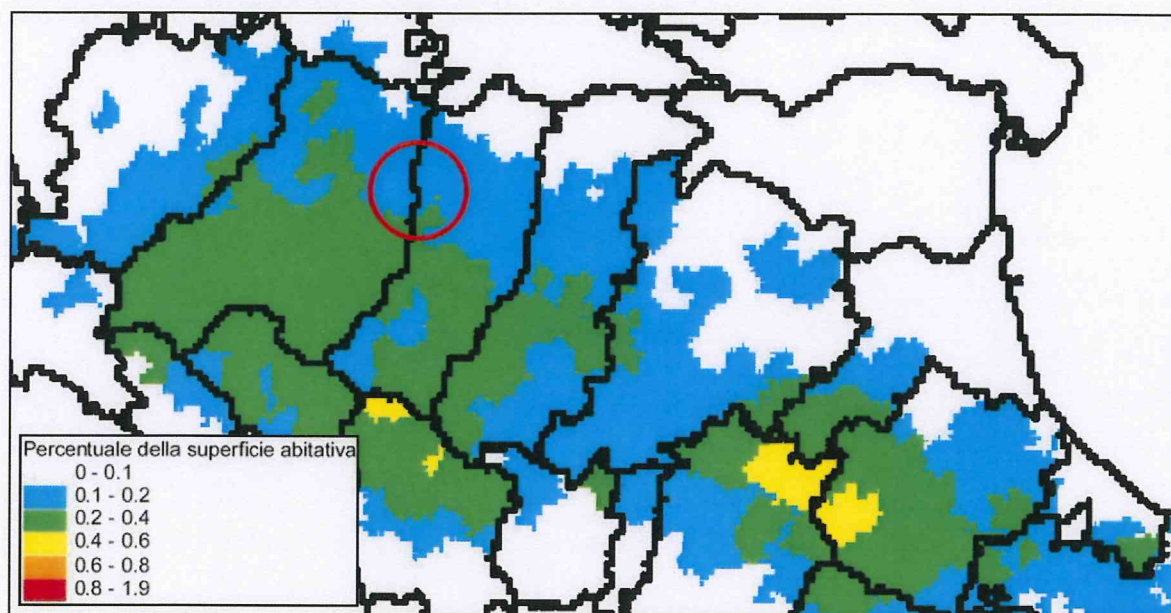


Fig. 10 – Valore atteso di superficie abitativa danneggiata per comune, percentuale media annua, parametro MCS (Servizio Sismico Nazionale, 2000).

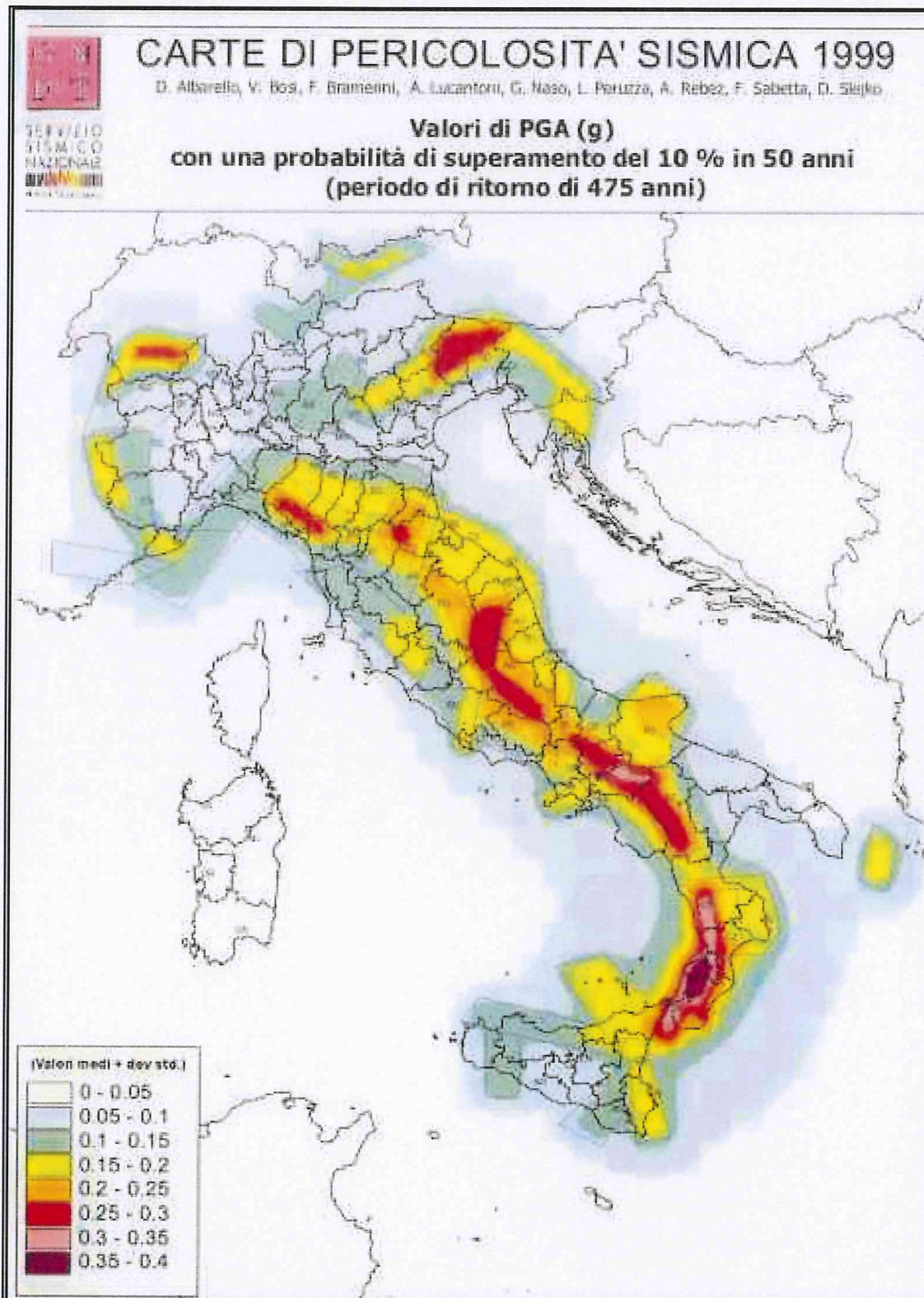


Figura 11 -Carte di pericolosità sismica del territorio nazionale espresse in accelerazione orizzontale di picco PGA con periodo di ritorno di 475 anni (pari alla probabilità di non eccedenza del 90% in 50 anni) Le aree a diverso PGA sono differenziate in base a colorazioni diverse corrispondenti alle diverse classi (Albarello et al.,2000

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Nell'area in esame sono state eseguite specifiche indagini geognostiche per la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni di fondazione.

In particolare sono state eseguite:

- n. 4 prove penetrometriche statiche (CPT);
- n.3 prove penetrometriche dinamiche (SCPT);
- n. 2 trincee con escavatore dinamico;
- n. 1 analisi dei microterremoti per la determinazione delle velocità delle onde di taglio.

Nel presente capitolo sono descritte le modalità d'indagine

3.1 TRINCEE ESPLORATIVE

Nel comparto C5-2 sono state eseguite n. 2 trincee esplorative (TR09, TR10).



Foto1: trincea 09



Foto2: trincea 10

3.2 PROVE PENETROMETRICHE

3.2.1 PROVA PENETROMETRICA STATICA (CPT)

Nel comparto C5-2 sono state eseguite n.4 prove CPT (CPT22, CPT23, CPT24, CPT25) che hanno raggiunto il rifiuto intorno ai 3 m dal p.c.

Le prove penetrometriche statiche costituiscono uno standard ormai consolidato nell'indagine in terreni coesivi (limi e argille) e sabbiosi. Le prove sono state realizzate in conformità con le specifiche ASTM (D 3441) e la "Raccomandazione" ISSMFE per la standardizzazione delle prove penetrometriche in Europa (1989).

La prova penetrometrica statica C.P.T. è una tecnica di indagine geognostica che consiste nella misurazione, mediante cella di carico digitale, della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standard (punta Begemann), infissa a velocità costante nel sottosuolo con una batteria di aste cave alla cui estremità inferiore è collegata la punta stessa.

Le caratteristiche tecniche della punta conica, la quale dispone di un manicotto per la misurazione della resistenza per attrito laterale, sono le seguenti:

- Angolo al vertice 60°
- Diametro 36.7 mm
- Sezione 10 cm²

Le dimensioni del manicotto sono:

- Diametro 36.7 mm
- lunghezza 133 mm

Agendo separatamente sulla punta, sulla punta più il manicotto e sull'insieme di aste, è così possibile misurare ogni 20 cm di approfondimento i seguenti valori:

- la resistenza all'avanzamento della sola punta Q_c :
- la resistenza all'avanzamento della punta più la resistenza per attrito laterale sul manicotto $Q_c + F_s$.

Per l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche è stato utilizzato un penetrometro modello "Pagani TG63-200", capace di una spinta d'infissione pari a 200 KN.

3.2.2 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (SCPT)

Nel comparto C5-2 sono state eseguite n.3 prove SCPT (SCPT01, SCPT17, SCPT18), che hanno raggiunto il rifiuto a profondità di circa 3 m.dal p.c.

La prova S.C.P.T. (Standard Cone Penetration Test) trova largo impiego nella caratterizzazione geotecnica di depositi granulari, ove non è possibile eseguire la C.P.T.

La prova consiste nell'infissione di una punta in acciaio di dimensioni standard mediante cadute di un maglio da altezza costante e nella misura del numero di colpi necessari a produrre successivi avanzamenti di tratti di lunghezza prefissata.

Con le prove penetrometriche dinamiche è possibile valutare, con correlazioni empiriche, l'angolo di attrito interno e l'addensamento dei terreni attraversati.

3.3 INDAGINI SISMICHE

3.3.1 INDAGINI PER LA DETERMINAZIONE DELLA VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO

L'analisi dei microtremori rappresenta un tipo di indagine geofisica efficace ed innovativa per lo studio dell'andamento delle Vs in profondità.

I dati vengono acquisiti con la strumentazione standard impiegata per i rilievi sismici a rifrazione, purché siano disponibili 24 canali ed il sismografo sia in grado di registrare con una precisione di 24 bit.

Il software per l'elaborazione è denominato **ReMi** e si basa su un algoritmo sviluppato da J.Louie (Università del Nevada, Reno) nel 2001.



Foto 3 - Stendimento realizzato nell'area

Gli obiettivi principali dell'analisi dei Microtremori sono di:

- determinare le Vs30 (media pesata delle Vs nei primi 30 metri di sottosuolo, al di sotto del piano di posa) per la definizione del suolo di fondazione secondo la normativa vigente e le relative nuove regole inerenti alla progettazione antisismica.
- ottenere i valori di Vs per ciascuna delle principali litologie per definirne il comportamento dinamico ed effettuare una simulazione della risposta sismica locale attraverso codici numerici.

Il software per l'elaborazione è denominato ReMi e si basa su un algoritmo sviluppato da J.Louie (Università del Nevada, Reno) nel 2001.

3.3.2 DESCRIZIONE DEL METODO

I metodi classici impiegati per la valutazione delle onde S nel sottosuolo sono generalmente rappresentati dalla sismica in foro (downhole e crosshole) e dalla sismica di superficie (rifrazione, riflessione e SASW).

L'analisi dei microtremori, rappresenta un metodo alternativo che ha suscitato negli ultimi anni un interesse crescente in quanto è in grado di fornire risultati accurati a costi relativamente contenuti; tale metodica è infatti realizzabile con procedure operative molto simili a quelle impiegate per la sismica di superficie convenzionale.

Nel caso specifico tuttavia i tempi di registrazione dei *files* sismici devono essere necessariamente più lunghi, generalmente non inferiori ai 15 secondi. Le geometrie e la strumentazione di acquisizione devono inoltre essere in grado di fornire informazioni sul contenuto spettrale dei microtremori presenti sul luogo di indagine all'interno di una banda di frequenza circa compresa tra i 2 Hz e i 40 Hz.

L'elaborazione dei dati consiste nel trasformare ciascuna delle registrazioni effettuate in spettri bidimensionali di tipo "*slowness-frequency*" che permettono di stabilire una relazione tra le velocità di fase di ciascuna singola componente in frequenza appartenente ai treni d'onda che si propagano in superficie.

Tali spettri consentono infatti, attraverso un *picking* manuale, la definizione di una curva di dispersione caratteristica del moto sismico in superficie che è strettamente correlato alla distribuzione delle onde S con la profondità.

L'inversione di questa curva consente di ottenere l'andamento delle onde S in profondità e, successivamente, arrivare alla determinazione delle Vs30.

Il software con cui viene realizzata questo tipo di elaborazione è ReMi, prodotto dalla Optim LLC (Reno, Nevada, USA).

3.3.3 STRUMENTAZIONE E CRITERI DI ACQUISIZIONE

Per l'acquisizione sismica è stato impiegato un sismografo a 24 canali denominato SMARTSEIS, facente parte della gamma dei prodotti Geometrics.

Questo strumento è dotato di un convertitore analogico-digitale a 16 bit (15+1), ed un amplificatore analogico digitale (24 dB) che determinano un *dynamic range* (120 dB), in grado di riprodurre in modo molto accurato il segnale sismico. I sensori disposti sul terreno sono geofoni (**Mark Products**) caratterizzati da una frequenza di smorzamento di 14 Hz.

Vengono adottate geometrie di acquisizione che prevedono l'allineamento di n. 24 geofoni con spaziatura costante pari a 5 metri.

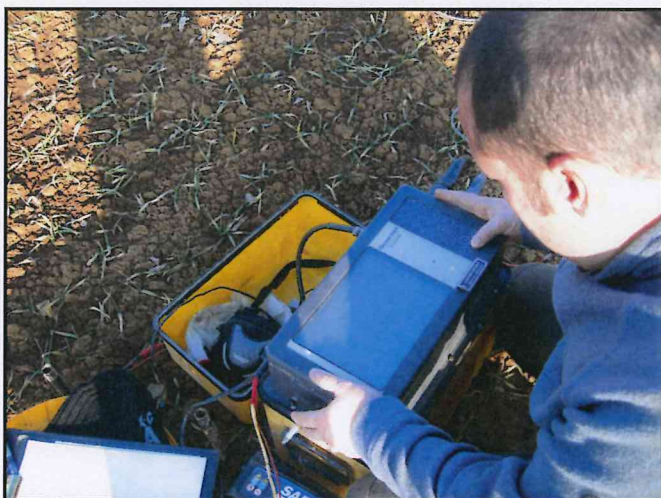


Foto4 – strumentazione utilizzata per l'analisi dei microterremoti realizzata nella'area

I dati, acquisiti in formato SEG-2, sono successivamente stati trasferiti su PC e convertiti in formato SEG-Y, compatibile con il software **ReMi** impiegato per l'elaborazione. Ciascuna delle registrazioni effettuate è stata convertita in uno spettro *frequency-slowness*, sul quale è stata interpretata la curva di dispersione relativa alle componenti in frequenza dei tremori a cui è sottoposto il sottosuolo nel luogo di indagine.

4 MODELLO GEOTECNICO

4.1 ASSETTO STRATIGRAFICO

Ai fini della ricostruzione della stratigrafia al di sotto dei livelli investigati si è fatto riferimento ai profili stratigrafici di pozzi idrici forniti dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna.

CODICE POZZO	DA (m)	A (m)	LITOLOGIA
P682	0	4	Argilla
	4	12	Argilla con sassi
	12	16	Argilla
	16	18	Ghiaia
	18	20	Argilla

CODICE POZZO	DA (m)	A (m)	LITOLOGIA
P685	0	3,5	Argilla
	3,5	5,5	Argilla con ghiaia
	5,5	12	Argilla
	12	18	Argilla con ghiaia
	18	20	Ghiaia con argilla
	20	21	Argilla
	21	24	Sabbia

La stratigrafia dei pozzi indicano che i terreni sono caratterizzati da alternanza di livelli argillosi e livelli di ghiaia in abbondante matrice argillosa.

Le indagini effettuate nell'area confermano tale stratigrafia

LIVELLO A : da p.c. a 1,5m

È un livello di terreno superficiale costituito da materiale prevalentemente limoso-argilloso, con locale presenza di elementi organici e di ciottoli di varie dimensioni. I terreni, di colore rosso-bruno, sono in genere sovraconsolidati per essiccazione e risultano sensibili alle variazioni di umidità stagionale e dell'azione del gelo-disgelo che determinano, dopo prolungati eventi meteorici, fenomeni di plasticizzazione e rigonfiamento e, dopo periodi siccitosi, fenomeni di contrazione e fessurazione.

Le resistenze alla punta registrate durante le prove penetrometriche statiche si attestano intorno ai 25 kg/cm².

Le prove penetrometriche dinamiche mostrano valori medi di N_{SCPT} di 8 colpi/20 cm, a testimonianza dell'abbondante matrice limo-argillosa

LIVELLO B: da 1,5 a 2-3 m

Il livello è costituito da ghiaie fortemente alterate nelle quali le prove penetrometriche statiche raggiungono generalmente il rifiuto. La matrice è abbondante di natura limo-argillosa, color bruno nocciola, compatta.

I ciottoli sono di natura prevalentemente calcarea ed arenacea e sono fortemente alterati. Si individua la presenza di patine di alterazione giallastre, di ossidazione e sono frequenti concrezioni calcaree a testimonianza della circolazione di fluidi.

Nel livello alcune prove penetrometriche statiche hanno raggiunto il rifiuto, mentre altre mostrano valori di resistenza alla punta, R_p, che variano tra 30 e 40 Kg/cm².

Le prove penetrometriche dinamiche mostrano valori di N_{SCPT} non superiori a 10 colpi/20 cm, a testimonianza dell'abbondante matrice limo-argillosa, ad eccezione della SCPT 18 in cui si raggiunge il rifiuto. La presenza di matrice, anche in percentuali superiori al 30%, lascia ipotizzare cautamente un comportamento coesivo dei terreni appartenenti al livello.

LIVELLO C: oltre 2 - 3 m.

Si tratta di ghiaie poligeniche ed eterometriche immerse in abbondante matrice limoso-argillosa localmente sabbiosa, nelle quali le prove penetrometriche dinamiche raggiungono valori di rifiuto.

La dimensione dei ciottoli varia da centimetrici a decimetrici, anche in questo caso la natura dei ciottoli è prevalentemente calcarea ed arenacea.

In alcune trincee si evidenzia la presenza di livelli limoso-argilloso con sabbia di colore generalmente grigio chiaro, indicati con C' (figure in allegato F01-F04).

Tutte le prove penetrometriche statiche raggiungono il rifiuto al tetto di questo livello, mentre le prove penetrometriche dinamiche presentano valori superiori a 10 colpi/20cm, di N_{SCPT}.

All'interno del livello sono presenti lenti limo-argillose, alle quali corrispondono valori di N_{SCPT} inferiori a 10 colpi/20 cm (livello C').

4.2 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base dei dati disponibili è possibile determinare il campo di variazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dall'opera riconosciuti nelle sezioni stratigrafiche (v. fig. F01-04).

Tali valori sono da intendersi come indicativi e dovranno essere opportunamente verificati in fase di progettazione definitiva sulla base di indagini geognostiche integrative.

Livello A: (da p.c. a 1,5 m)

γ'	=	1.85 - 1.95	KN/m ³
c_u	=	60 - 100	kPa
ϕ_u	=	0	°
c'	=	0	kPa
ϕ'	=	24 - 26	°
M	=	4 - 6	MPa

Livello B: (da 1,5 a 2-3 m)

γ'	=	1.85 - 2.00	KN/m ³
c_u	=	60 - 100	kPa
ϕ_u	=	0	°
c'	=	0	kPa
ϕ'	=	24 - 36	°
E	=	25 - 30	MPa
M	=	6 - 10	MPa
ν	=	0.31	

Livello C: (oltre 2 - 3 m).

γ'	=	1.85 - 2.00	KN/m ³
c'	=	0	kPa
ϕ'	=	34 - 38	°
E	=	20 - 35	Mpa
ν	=	0.29	

Livello C':

γ'	=	1.95 - 2.10	KN/m ³
c'	=	120	kPa
ϕ_u	=	0	
M	=	5 - 8	MPa

dove:

γ'	=	peso di volume efficace
c'	=	coesione in termini di sforzi efficaci
ϕ'	=	angolo di attrito in termini di sforzi efficaci
ϕ_u	=	angolo di attrito in termini di sforzi totali
E	=	modulo elastico
M	=	modulo edometrico
N	=	modulo di Poisson

4.3 RISPOSTA SISMICA LOCALE

In relazione alle caratteristiche geologiche e geomorfologiche, lo studio della pericolosità sismica più dettagliato e basato sulle condizioni locali, risulta essere molto importante in quanto la variabilità delle caratteristiche dei depositi superficiali può incidere sul moto sismico atteso in maniera anche molto più significativa dei fattori "macrosismici" regionali su cui è basata la classificazione sismica del Territorio.

Nella seguente figura sono schematizzate le condizioni che possono determinare un'amplificazione locale della velocità delle onde di taglio.

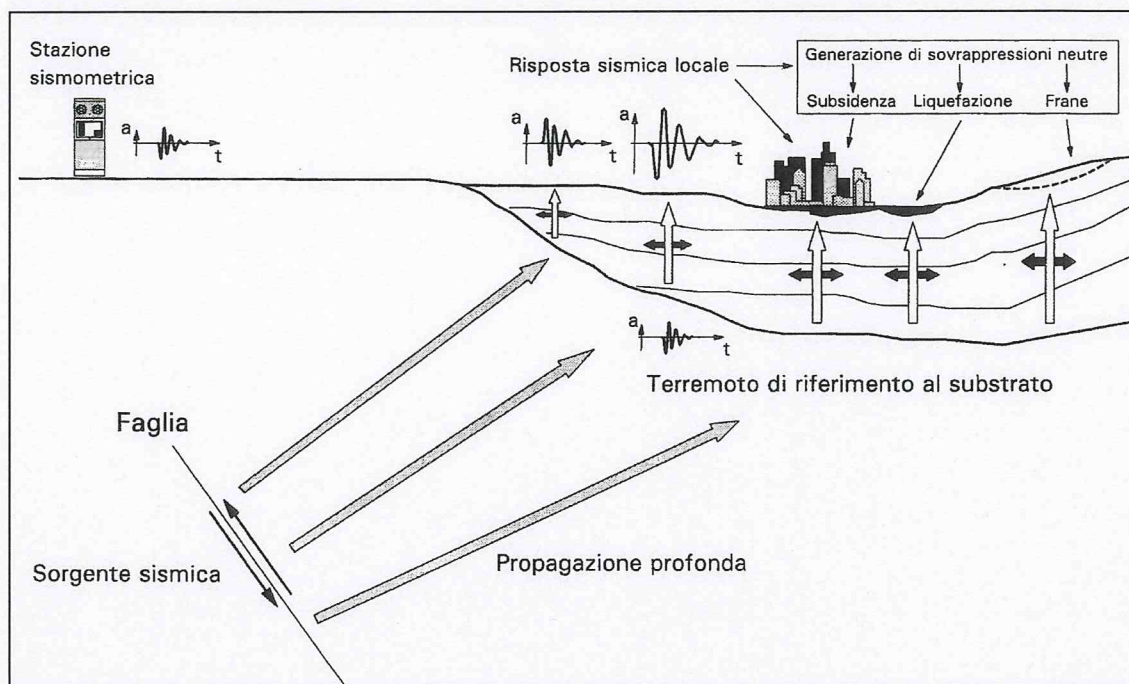


Fig. 14 - Schema illustrativo

Al fine di verificare il comportamento sismico locale sono state eseguite 7 stese sismiche di tipo ReMI sul territorio interessato dalle lottizzazioni. Le tecniche di indagine e le metodologie di interpretazione dei risultati sono descritte nei capitoli successivi.

Una volta nota la pericolosità sismica di base di un dato sito, occorre stabilire quali effetti possono essere indotti dalle condizioni locali quali morfologia superficiale e sepolta, regime delle acque sotterranee, costituzione del sottosuolo, proprietà dinamiche dei terreni sul moto di un sisma.

I parametri necessari per questa valutazione sono principalmente:

- la conoscenza dell'andamento della velocità delle onde S (V_s) con la profondità;
- la disponibilità di uno o più accelerogrammi di riferimento rappresentativi di un *input* sismico alla base;
- l'individuazione delle curve di degrado più rappresentative delle proprietà meccaniche locali del suolo oggetto dell'indagine.

La conoscenza delle V_{s30} è stato il principale obiettivo delle indagini geofisiche effettuate.

Lo studio della risposta sismica locale rappresenta uno strumento estremamente utile per la valutazione degli effetti in superficie di un terremoto. Esso consente di studiare in modo analitico i possibili fenomeni di risonanza dovuti alla coincidenza tra le frequenze dominanti del segnale sismico in ingresso e quelle "naturali" del sottosuolo.

Tale studio consente inoltre di valutare i possibili ulteriori effetti di risonanza causati dalla eventuale corrispondenza tra le modalità di vibrazione proprie dei manufatti edificati, o da edificare, con le frequenze di maggior amplificazione del sottosuolo sede delle fondazioni.

Con riferimento a quanto riportato nel Decreto Ministeriale del 14 settembre 2005 recante "Norme Tecniche per le Costruzioni", che recepisce sostanzialmente quanto già riportato nell'Ordinanza 3274 del 20/03/2003 e successive modifiche, ai fini della definizione della azione sismica di progetto, viene prevista la suddivisione del suolo di fondazione nelle seguenti categorie:

- a)** formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/sec, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 metri;
- b)** depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra i 360 e gli 800 m/s;
- c)** depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra i 180 ed i 360 m/s;

- d) depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi, da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di Vs30 inferiori a 180 m/s;
- e) profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di Vs30 simili a quelle dei tipi c e d e spessore compreso tra 5 e 20 metri, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con Vs30 maggiore di 800 m/s.

In relazione a questi tipi di suolo, il sopra citato Decreto prevede la definizione di spettri di risposta elastici, e quindi indipendenti dal livello di sismicità, da moltiplicare per il valore massimo di accelerazione che caratterizza il sito (fig. 15).

Tali spettri sono definiti per il suolo di tipo (a), per quello di tipo (d), mentre un medesimo spettro rappresenta le categorie (b), (c) ed (e).

Si ricorda inoltre che, come già specificato, la normativa prevede la presenza di quattro zone sismiche, caratterizzate da diverse accelerazioni riferite al suolo rigido (*bedrock*).

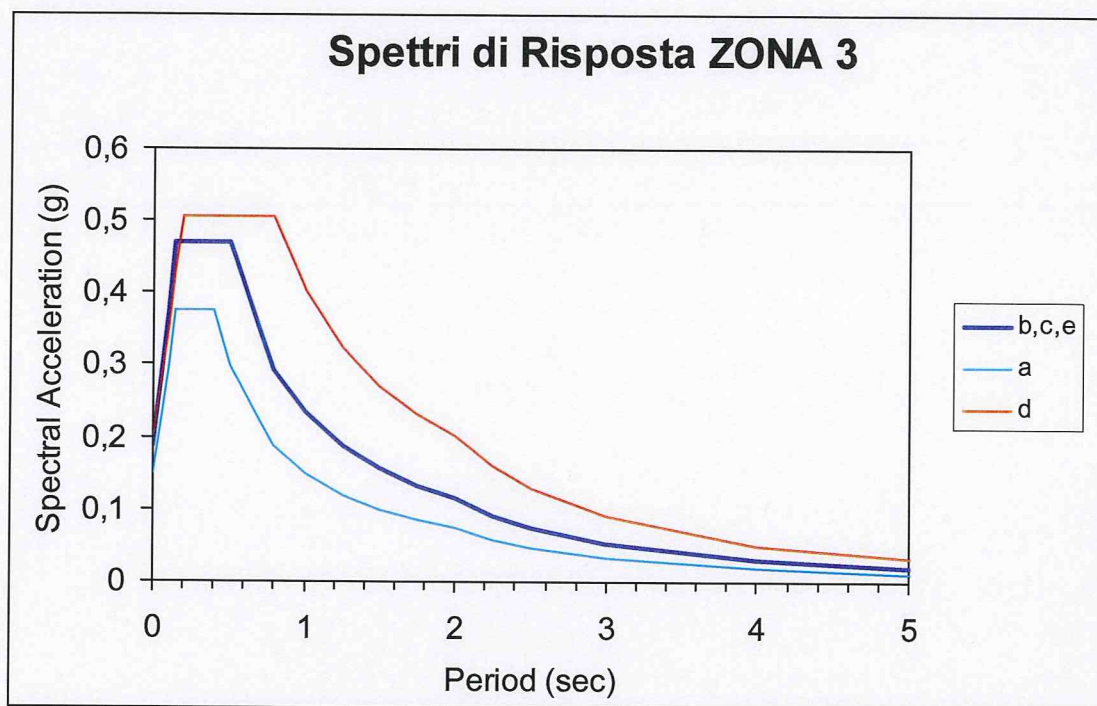


Figura 15 – Spettri di risposta per i tipi di suolo di fondazione, relativi alla Zona 3, secondo la Normativa Sismica Ordinanza Ministeriale 3274 Marzo 2003 recepita dal Decreto Ministeriale del 14 settembre 2005.

Gli spettri indicati nei vari colori nella fig. 15 corrispondono a quelli proposti dal Decreto, dove la Zona 3 è rappresentata da un'accelerazione massima al *bedrock* di 0.15 g.

4.3.1 TERREMOTO DI RIFERIMENTO

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

Per quanto riguarda la definizione del terremoto di riferimento, il problema è stato affrontato utilizzando una serie di accelerogrammi ritenuti significativi per l'area di Parma e comuni limitrofi.

In particolare, sono stati utilizzate le registrazioni delle scosse relative ai seguenti terremoti:

- Parma (Novembre 1983) registrato presso la stazione di Fornivo;
- Reggio Emilia (Aprile 1987) registrato presso la stazione di Novellara;
- Reggio Emilia (Maggio 1987) registrato presso la stazione di Sorvolo;
- Reggio Emilia (Marzo 1988) registrato presso la stazione di Novellara.

Tali accelerogrammi appartengono ad eventi sismici che, dal punto di vista dei meccanismi focali, dell'intensità e delle caratteristiche spettrali, possono essere considerati rappresentativi per l'area della Provincia di Parma per una analisi del rischio sismico.

In fig. 16 vengono riportate le rappresentazioni grafiche delle accelerazioni registrate nella componente orizzontali N-S ed E-W.

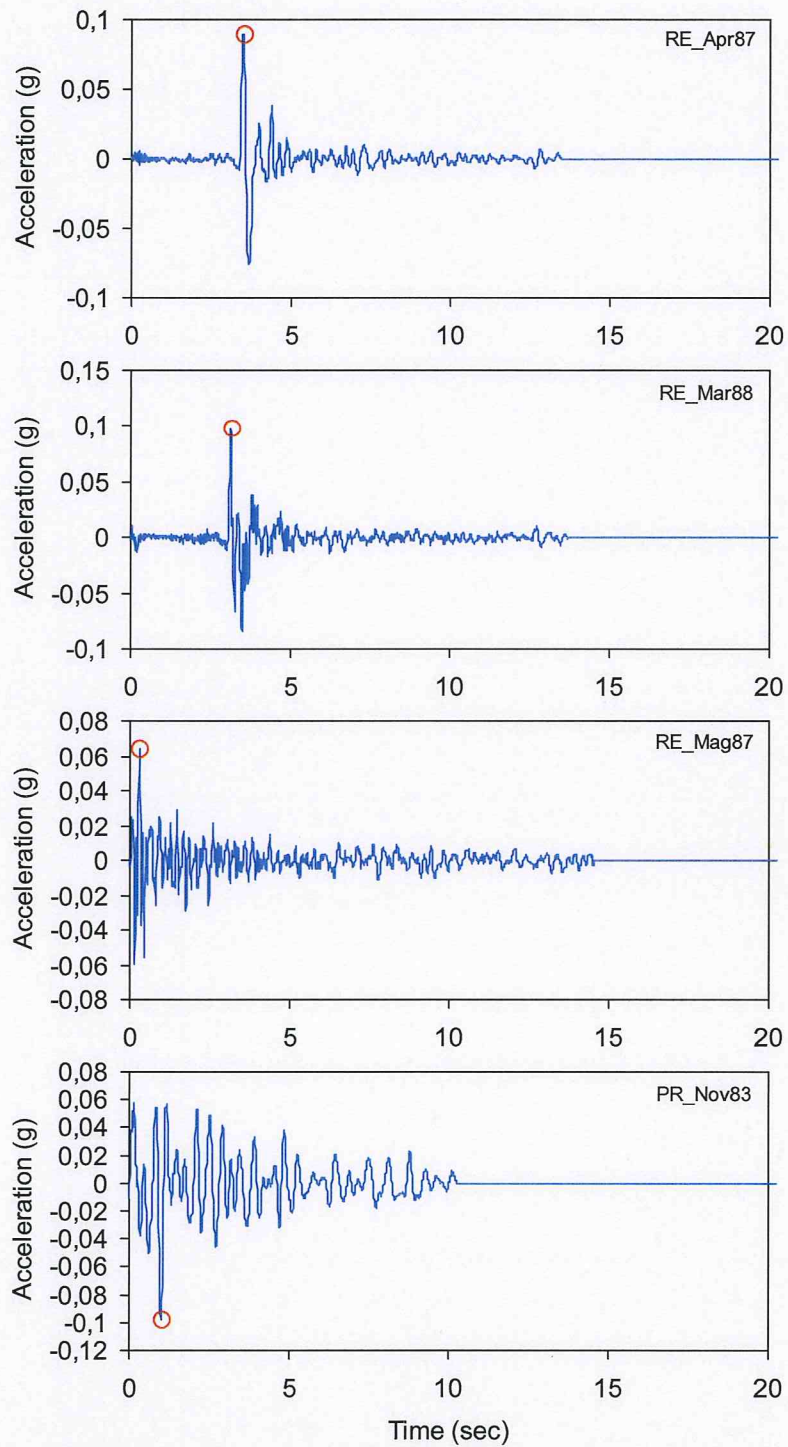


Figura 16 - Accelerogrammi di riferimento di orientazione N-S.

4.3.2 DEFINIZIONE DELLE PROPRIETÀ DINAMICHE DEI TERRENI

Per il calcolo delle Vs30, sulla base dei dati ricavati dalle indagini dei microtremori (ReMI), è stata impiegata la formula riportata nel D.M. del 15 settembre 2005 "Norme Tecniche per le Costruzioni" così di seguito enunciata:

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

dove h_i e V_i indicano rispettivamente, lo spessore (in metri) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori.

I risultati dell'indagine Remi sono riepilogati nel grafico e nella tabella di seguito riportati.

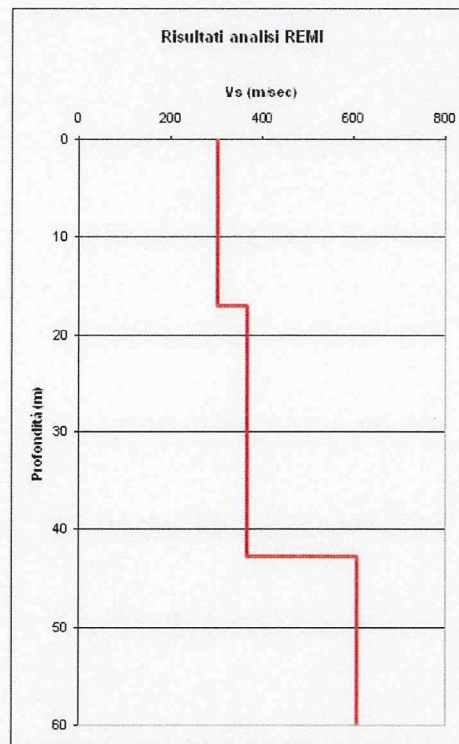


Figura 17 – Modello di velocità stimato per la stesa ReMI 06 nel comparto C5-2.

Strato	Profondità		Spessore	Vs media
	da	a		
	m da p.c.	m da p.c.	m	m/s
1	0	17.0	17.0	306
2	17.0	42.7	25.7	439
3	42.7	59.9	17..25	406

Tabella 3: tabella riassuntiva dei valori delle Vs, ottenuti nei singoli starti del comparto C5-2.

L'applicazione della formula ai modelli di velocità ottenuti tramite l'interpretazione dei dati di campagna ha consentito la determinazione dei valori di Vs30 e l'attribuzione del suolo di fondazione ad una specifica categoria così come determinato dal D.M. 14.09.05.

I risultati ottenuti sono riassunti nella tabella successiva.

COMPARTO	ReMI	Vs30 (m/s)	CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE
C5-2	06	327	C
C5-2 - C5-3	07	333	C

Tab. 3 Risultati indagini ReMI

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

Questi parametri variano con il livello di deformazione al taglio γ (fig. 18).

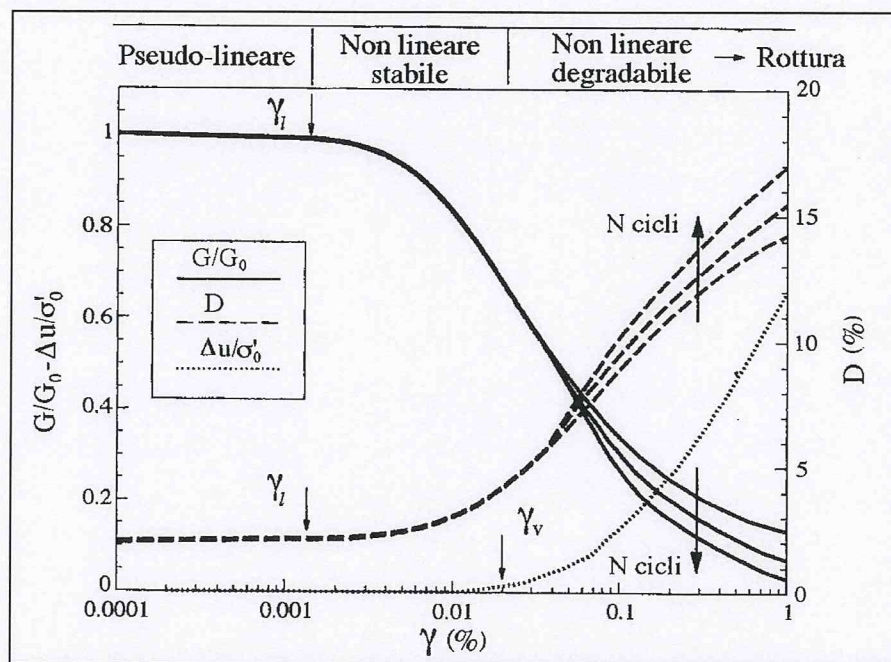


Figura 18 - Andamento del Modulo di rigidità G e dello Smorzamento D in funzione della deformazione tangenziale □

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

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

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

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

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

In base alle loro caratteristiche (grado di addensamento, saturazione in acqua, ecc.) sono state scelte le curve di degrado che meglio definiscono il comportamento meccanico dei terreni della zona in oggetto di studio.

Tali curve, rappresentative dei due litotipi principali presenti in zona (Argille limose e Ghiaie) sono riportate graficamente in fig. 19.

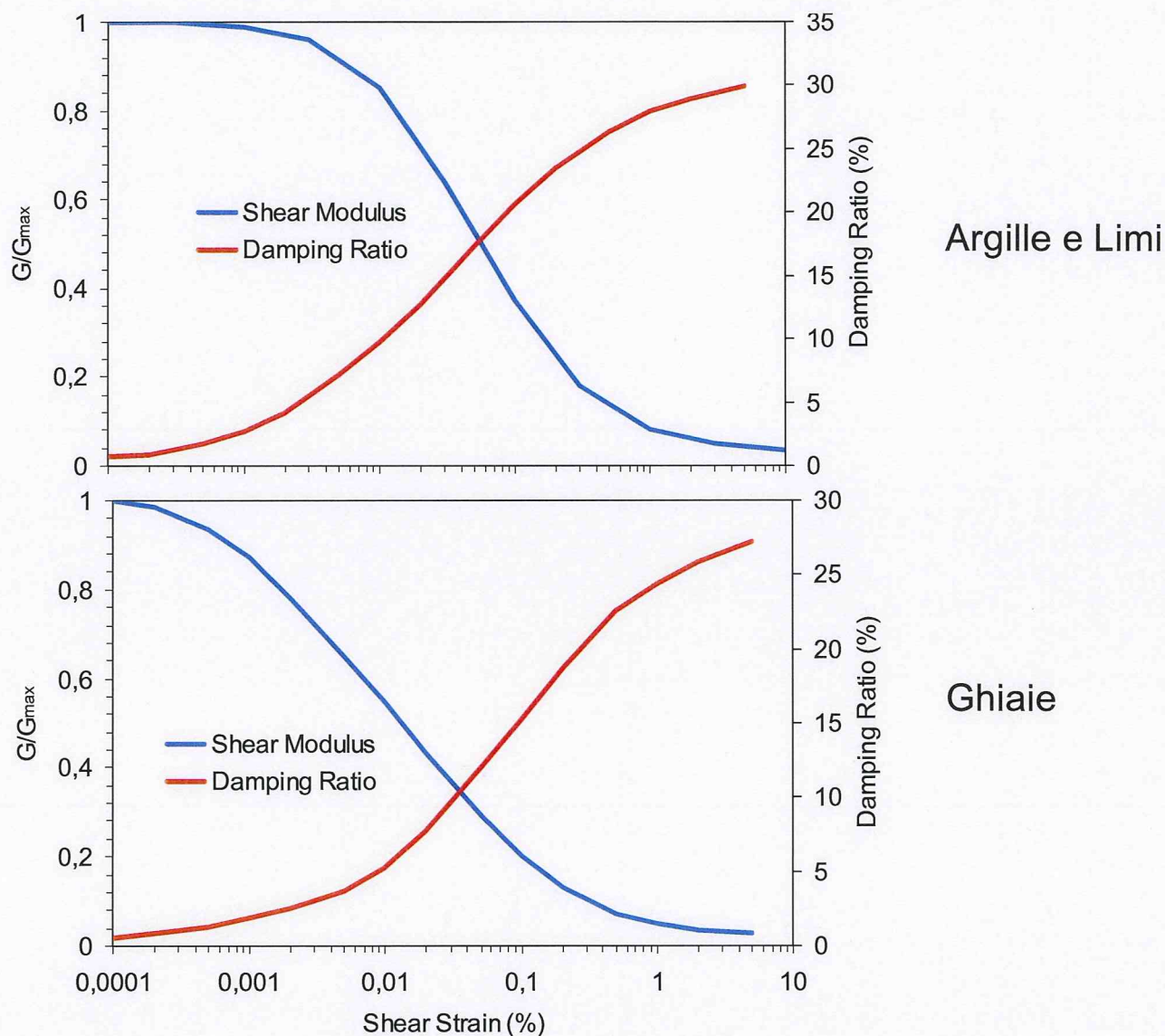


Figura 19 - Curve di degrado corrispondenti ai principali litotipi presenti nell'area di indagine.

4.3.3 ANALISI DEI FENOMENI DI AMPLIFICAZIONE SISMICA

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

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

L'algoritmo che è stato impiegato per questo studio è denominato **SHAKE2000**; si tratta di un codice di calcolo famoso già dagli anni '70 per l'analisi di problemi di tipo monodimensionale e basato sulla cosiddetta "analisi lineare equivalente".

I dati in *input* di questo programma di calcolo sono rappresentati dai profili di velocità V_s rappresentativi l'area in oggetto di studio, ottenuti dalle elaborazioni dei dati forniti dall'analisi dei microtremori, dagli accelerogrammi relativi ai terremoti di riferimento e dalle curve di degrado delle litologie che ne definiscono le proprietà meccaniche.

L'analisi lineare equivalente assume che il modulo di rigidità al taglio **G/Gmax** e lo smorzamento D siano funzione delle deformazione al taglio G.

In SHAKE2000 i loro valori al variare della profondità vengono determinati in modo iterativo in modo tale da diventare compatibili con il livello di deformazione indotto dal terremoto di riferimento.

La rappresentazione della risposta sismica locale, più significativa dal punto di vista ingegneristico, è lo *spettro di risposta dell'oscillatore semplice*. Esso viene definito come la legge di variazione della accelerazione massima prodotto da un segnale sismico applicato alla base di un oscillatore semplice di fissato smorzamento ξ al variare del suo periodo naturale. L'ordinata per $T=0$ coincide con il valore di picco del moto sismico in superficie.

Gli spettri di risposta non normalizzati e calcolati per ognuno degli accelerogrammi di riferimento sono riportati nella fig. 20.

A questo punto risulta essere importante confrontare lo spettro di risposta proposto dalla normativa e rappresentativo di un suolo di fondazione di tipo "C".

La rappresentazione grafica di tale confronto è riportato in fig. 21.

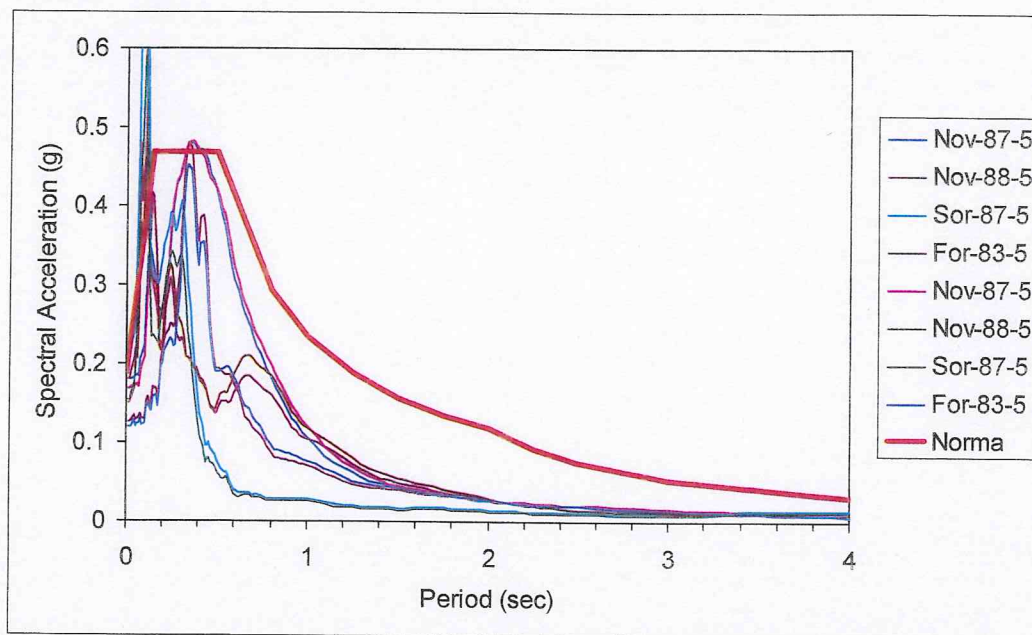


Figura 21: Confronto tra spettri di risposta calcolati attraverso modellazione numerica e lo Spettro di Norma relativo ad un suolo di fondazione di tipo "C" presente in Zona 3

L'involuppo degli spettri di risposta del suolo (fig. 21), calcolati attraverso le simulazioni numeriche, non sembra evidenziare la presenza di periodicità critiche dal punto di vista di eventuali fenomeni di risonanza. Le ampiezze di tale involuppo corrispondenti a periodi superiori a 2 secondi risultano essere sottese allo spettro che la Norma antisismica prevede per l'area di studio.

Per la progettazione delle opere previste nel sito in esame, si può assumere quindi che lo spettro di risposta di riferimento, da Decreto Ministeriale del 14 settembre recante "Norme Tecniche per le Costruzioni", per la Zona 3 relativo alla categoria di suolo **C**, risulti adeguatamente cautelativo.

In fase di progettazione definitiva/esecutiva dovrà comunque essere approfondita l'indagine geofisica mirata a verificare le velocità delle onde di taglio, con indagini dirette quali down-hole.

Un secondo utile diagnostico per descrivere gli effetti locali del moto sismico in superficie è rappresentato dalla Funzione di Amplificazione (fig. 22). Valori di amplificazione (>1) o di attenuazione (<1) vengono ad essere espressi in funzione della frequenza.

Nel caso specifico è possibile osservare come si ottengano Funzioni di Amplificazione leggermente differenti, con un picco di risonanza centrato sui 4Hz per il Comparto C5-8, mentre il massimo di amplificazione per i restanti Comparti si trova in corrispondenza dei 6 Hz.

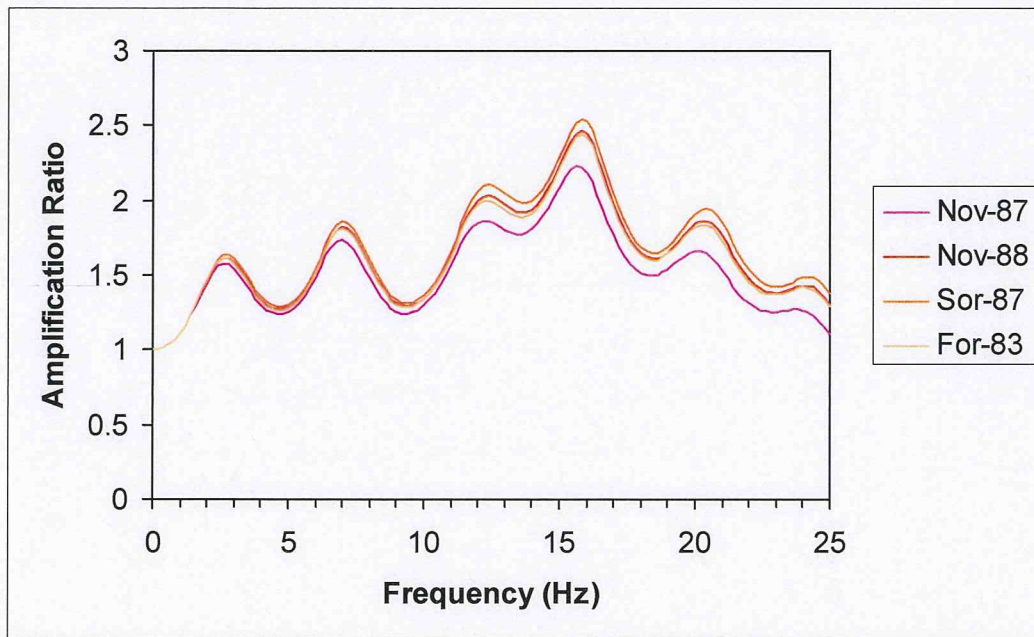


Figura 22: Funzioni di amplificazione

5. VERIFICHE GEOTECNICHE

5.1 VERIFICA PRELIMINARE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE

Cautelativamente, per il calcolo della capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione alla stratigrafia riscontrata si è ipotizzato di intestare le fondazioni nel livello B, alla profondità di circa 2 m dal p.c.

Si è inoltre ipotizzato la realizzazione di una fondazione nastriforme con larghezza pari a 2 m.

A favore di sicurezza si è inoltre trascurata la resistenza dovuta al livello C, caratterizzato da migliori valori dei parametri di resistenza.

Il calcolo della capacità portante (Verifica allo Stato Limite Ultimo) è stato quindi effettuato con riferimento alla resistenza al taglio del livello B, caratterizzato da una presenza abbondante di matrice limo-argillosa.

Proprio in relazione alla litologia a carattere coesivo la verifica è stata effettuata, come peraltro previsto dal DM 14.9.2005, sia in condizioni non drenate che in condizioni drenate.

In entrambi i casi la capacità portante è stata verificata in condizioni statiche e dinamiche (sismiche).

Occorre evidenziare che i calcoli riportati nei seguenti capitoli non considerano i valori di cedimento. In fase di progettazione esecutiva dovrà essere verificata la compatibilità dei cedimenti attesi. Nel caso in cui i cedimenti risultino superiori al valore ammissibili, i carichi trasmessi dalle fondazioni dovranno essere opportunamente ridotti (Verifica allo stato limite di esercizio).

5.1.1 CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE

L'analisi di stabilità in "condizioni non drenate", prevede che l'involuppo di rottura sia individuato dai seguenti parametri:

$$C_u > 0$$

$$\Phi_u = 0$$

dove:

C_u = coesione in termini di tensioni totali

Φ_u = angolo di attrito in termini di tensioni totali

Piano particolareggiato C5-2 - Relazione geologico-sismica

La verifica a breve termine viene effettuata per valutare il comportamento alla fine della costruzione, quando il terreno sottostante, essendo poco permeabile, non ha avuto il tempo di consolidare e drenare sotto il nuovo carico imposto: si tratta quindi di un'analisi non consolidata non drenata.

In questa fase poiché il terreno non consolida, e quindi non subisce cambi di volume, la sua resistenza al taglio non è influenzata dal sistema di sforzi applicati dalla costruzione. Rispetto a quest'ultima quindi il terreno si comporta come puramente coesivo, cioè con $\phi_u = 0$.

La stabilità è controllata dalla coesione C_u , non consolidata non drenata, che rappresenta appunto la capacità a resistere che il terreno ha sviluppato sotto le tensioni naturali.

Per determinare la capacità portante è stata quindi presa in considerazione la soluzione indicata dall'Eurocodice 7, secondo la quale la capacità portante è regolata dalla seguente equazione:

$$q_{lim} = R/A' (M1) = C_u * N_c * s'c * d'c * i'c * b'c * g'c + q$$

dove:

$N_c f(\phi)$	=	fattore di capacità portante
$s_c f(B', L')$	=	fattore correttivo di forma della fondazione
$i_c f(cuV, B', L')$	=	fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione del carico
$b_c f(\alpha)$	=	fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione della base della fondazione
$g_c f(\beta)$	=	fattore correttivo che tiene conto dell'inclinazione del piano campagna
$d_c f(B', D)$	=	fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa
q	=	sovraccarico totale agente ai bordi della fondazione
c_u	=	coesione in termini di sforzi totali

e, determinando che non si verifichi una rottura per punzonamento (rottura locale), attraverso l'approccio suggerito da Vesic (1973), per il quale esiste il problema se:

$$I_r < I_{r_{crit}}$$

dove:

I_r	=	$G / (c + \sigma \operatorname{tg} \phi')$ indice di rigidità
$I_{r_{crit}}$	=	$0,5 \exp ((3.3 - 0.45 B/L) \operatorname{ctg} (\pi/4 - \phi/2))$ indice di rigidità critico
G	=	modulo di elasticità tangenziale	

Nel caso che $I_r < I_{r_{crit}}$, Vesic, propone di introdurre nel calcolo dei fattori riduttivi per evitare fenomeni di rottura a punzonamento: ψ_c .

Piano particolareggiato C5-2 - Relazione geologico-sismica

La capacità portante limite in condizioni statiche secondo il D.M. 11.3.1988¹, pari alla capacità portante applicando i coefficienti riduttivi (M1) del DM 14.9.2005², risulta quindi pari a:

$$q_{lim} = R/A'(M1) = 354 \text{ KPa}$$

Tale valore, secondo il DM 14.9.2005, deve essere confrontato con le azioni trasmesse dalle fondazioni moltiplicate per i coefficienti parziali della colonna A1 della tabella B.

¹ Secondo il DM 11.3.88 il carico ammissibile deve essere fissato come un'aliquota del carico limite. Il coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore a 3.

² Nel caso di realizzazione di fondazioni superficiali per la verifica di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi (SLU del complesso fondazione-terreno = raggiungimento della massima capacità di resistenza dei terreni) deve essere rispettata la condizione nella quale le azioni di calcolo (E_d), ottenute applicando i coefficienti definiti in tab. B, sono confrontate con la resistenza di progetto (R_d), ottenuta applicando i coefficienti definiti in tab. A

Parametro	Simbolo	Coeff. Parziale γ m	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'k$	$\gamma \varphi'=1,00$	$\gamma \varphi'=1,25$
Coesione efficace	$c' k$	$\gamma c'=1,00$	$\gamma c'=1,25$
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma c_u=1,00$	$\gamma c_u=1,40$
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma \gamma =1,00$	$\gamma \gamma =1,00$

Tab. A: Coefficienti parziali per i parametri del terreno

azione	simbolo γ_f	coefficiente parziale (A1)	coefficiente parziale (A2)
Permanente sfavorevole	γ_G	1,4	1,0
Permanente favorevole		1,0	1,0
Variabile sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
Variabile favorevole		0	0

Tab. B: Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche di stati limite ultimi (SLU)

I coefficienti della colonna A1, combinati con quelli della colonna M1, sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno, mentre i coefficienti della colonna A2, combinati con quelli della colonna M2, sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

Tranne nei casi in cui una delle due combinazioni sia manifestamente più restrittiva, le verifiche degli stati limite SLU devono essere condotte con entrambe le combinazioni (A1+M1 e A2+M2).

Le indicazioni del DM 14.9.2005, nel caso di fondazioni superficiali, coincidono di fatto con l'approccio progettuale n. 1 definito dall'Eurocodice UNI EN 1997-1 (EC7).

Applicando un F_s pari a 3, si ottiene la seguente capacità portante ammissibile:

$$q_{amm} = q_{lim} / F_s = 118 \text{ KPa}$$

Tale valore, secondo il DM 11.3.88, deve essere confrontato con le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Applicando i coefficienti riduttivi (M_2) ai parametri geotecnici si ottiene invece:

$$R/A' = 262 \text{ KPa}$$

dove:

R = resistenza di progetto
A' = area equivalente ($B' \times L'$)

che, secondo il DM 14.9.2005, deve essere confrontato con le azioni trasmesse dalle fondazioni moltiplicate per i coefficienti parziali della colonna A2 della tabella B.

L'effetto del sisma può essere determinato con riferimento al metodo pseudostatico, considerando una forza orizzontale e quindi considerando la riduzione dovuta al fattore i_c .

Nella seguente figura è riportato l'andamento della capacità portante limite ed ammissibile, Q_{lim} e Q_{amm} , in funzione della forza orizzontale (H), secondo l'approccio del DM 11.3.88.

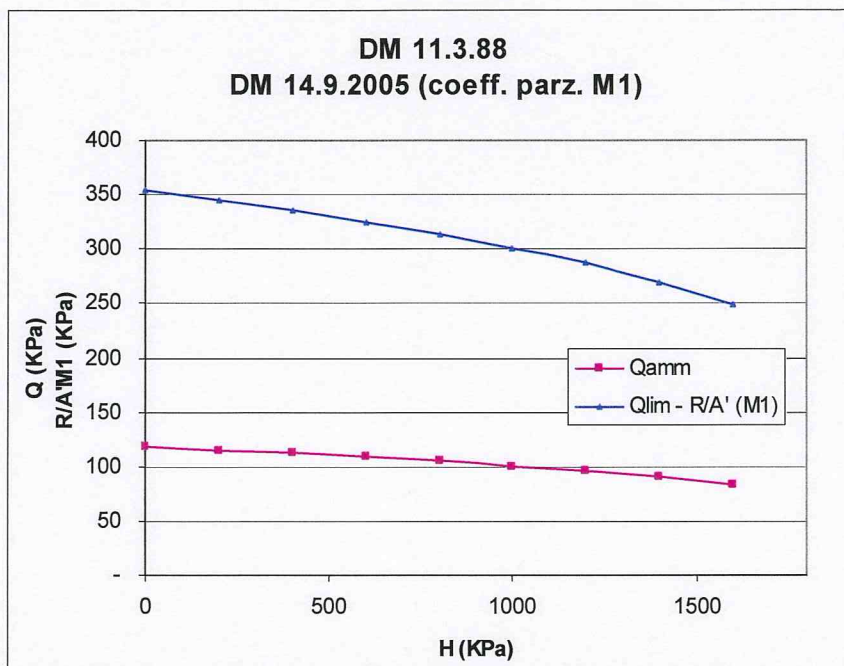


Figura 22: Andamento di Q_{lim} e Q_{amm} in funzione della forza orizzontale

Nella seguente figura è invece riportato l'andamento della capacità portante (R/A') funzione della forza orizzontale (H), secondo l'approccio del DM 14.9.05.

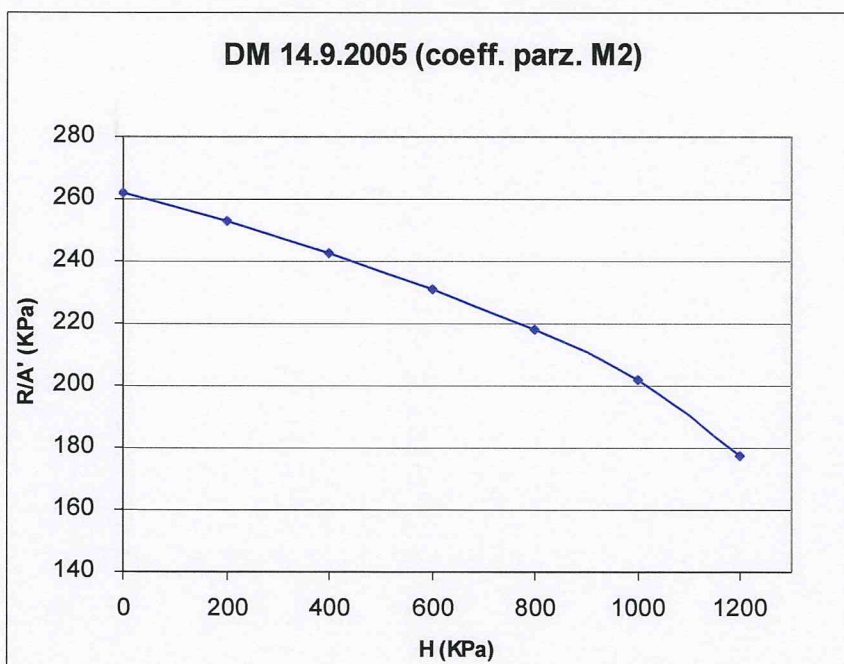


Figura 23: Andamento di R/A' in funzione della forza orizzontale

5.1.2 CAPACITÀ PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

La capacità portante del complesso terreno-fondazioni in "condizioni drenate", è governata dai seguenti parametri:

$$c' = 0$$

$$\varphi' > 0$$

dove:

- c' = coesione in termini di tensioni efficaci
 φ' = angolo di resistenza in termini di tensioni efficaci

In coerenza con le indicazioni dell'Eurocodice 7, il calcolo della capacità portante limite, q_{lim} , può essere effettuato facendo riferimento all'espressione:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot \psi_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot \psi_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

dove:

- $N_c, N_\gamma, N_q, f(\phi)$ = fattori di capacità portante
 $s_c, s_\gamma, s_q, f(\phi; B', L')$ = fattori correttivi di forma della fondazione
 $i_c, i_\gamma, i_q, f(\phi; H, V, B', L')$ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico
 $b_c, b_\gamma, b_q, f(\phi; \alpha)$ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione
 $g_c, g_\gamma, g_q, f(\phi; \beta)$ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna
 $d_c, d_\gamma, d_q, f(\phi; B', D)$ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa
 c' = coesione in termini di sforzi efficaci
 ϕ' = angolo di attrito in termini di sforzi efficaci
 γ' = peso di volume efficace
 q' = sovraccarico agente ai bordi della fondazione
 α = inclinazione della fondazione
 β = inclinazione del piano campagna
 B' = larghezza fondazione equivalente = $(B - 2 e_b)$
 L' = lunghezza fondazione equivalente = $(L - 2 e_l)$
 e_b, e_l = eccentricità del carico assiale rispetto al baricentro della fondazione nelle direzioni B e L
 B' = larghezza fondazione
 L' = lunghezza fondazione
 D = approfondimento del piano di fondazione dal piano di ultimo calpestio
 N = forza verticale
 V = forza orizzontale

Piano particolareggiato C5-2 - Relazione geologico-sismica

e determinando che non si verifichi una rottura per punzonamento (rottura locale), attraverso l'approccio suggerito da Vesic (1973), per il quale esiste il problema se:

$$I_r < I_{r_{crit}}$$

dove:

I_r	=	$G / (c + \sigma \operatorname{tg} \phi')$ indice di rigidità
I_{rcrit}	=	$0,5 \exp ((3,3 - 0,45 B/L) \operatorname{ctg} (\pi/4 - \phi'/2))$ indice di rigidità critico
G	=	modulo di elasticità tangenziale	

Nel caso che $I_r < I_{r_{crit}}$, Vesic propone di introdurre nel calcolo dei fattori riduttivi per evitare fenomeni di rottura a punzonamento: ψ_c , ψ_γ , ψ_q .

Nel caso in esame, quindi, considerando sempre:

B	2	m
L	15	m
E _b	0	m
E _I	0	m
B'	2	m
L'	15	m
D	2	m
α	0	°
β	0	°
V	0	KPa
N	0	Kpa
prof. falda	10,00	m

e:

	c'	ϕ'	ϕ'	γ'	G
	Kpa	°	rad	KN/m3	KPa
DM 11.3.88 - DM 14.9.05 (M1)	0,0	24,0	0,42	18,5	7.147
DM 14.9.05 (M2)	0,0	19,6	0,34	18,5	7.147

si ottiene:

	sq	sc	sy	bq	bc	b _γ	iq	ic	i _γ
	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DM 11.3.88 - DM 14.9.05 (M1)	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
DM 15.9.05 (M2)	1,0	1,1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	q'	dq	dc	d _γ	Nq	Nc	N _γ		

Piano particolareggiato C5-2 - Relazione geologico-sismica

	KPa	-	-	-	-	-	-
DM 11.3.88 - DM 14.9.05 (M1)	37,0	1	1	1	9,6	19,3	7,7
DM 14.9.05 (M2)	37,0	1	1	1	6,2	14,5	3,7

	ir	ircrit	yq	yc	yg
	-	-	-	-	-
DM 11.3.88 - DM 14.9.05 (M1)	289	73	1,0	1,0	1,0
DM 14.9.05 (M2)	362	49	1,0	1,0	1,0

La capacità portante limite secondo il D.M. 11.3.1988, pari alla capacità portante applicando i coefficienti riduttivi (M1) del DM 14.9.2005, risulta quindi pari a:

$$Q_{lim} = R/A' (M1) = 511 \text{ KPa}$$

Tale valore, secondo il DM 14.9.2005, deve essere confrontato con le azioni trasmesse dalle fondazioni moltiplicate per i coefficienti parziali della colonna A1 della tabella B.

La capacità portante ammissibile, considerando un fattore di sicurezza, F_s , pari a 3, come indicato dal D.M. 11.3.1988, risulta pari a:

$$Q_{amm} = 170 \text{ KPa}$$

Tale valore, secondo il DM 11.3.88, deve essere confrontato con le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Applicando i coefficienti riduttivi (M2) alle caratteristiche geotecniche, secondo il DM 14.9.2005, si ottiene invece:

$$R/A' (M2) = 303 \text{ KPa}$$

dove:

R = resistenza di progetto

A' = area equivalente ($B' \times L'$)

che, secondo il DM 14.9.2005, deve essere confrontato con le azioni trasmesse dalle fondazioni moltiplicate per i coefficienti parziali della colonna A2 della tabella B.

In condizioni dinamiche la rottura avviene lungo una superficie di scorrimento deformata rispetto a quella in condizioni statiche; ciò determina diversi valori dei coefficienti adimensionali di capacità portante N_q , N_c e N_γ in funzione del coefficiente sismico considerato, come indicato da Richards et al. (1993), indicato dalle Linee guida dell'AGI (2005).

Nella seguente figura è riportato l'andamento della capacità portante limite ed ammissibile, Q_{lim} e Q_{amm} , in funzione del rapporto tra coefficiente sismico orizzontale e verticale, secondo l'approccio del DM 11.3.88.

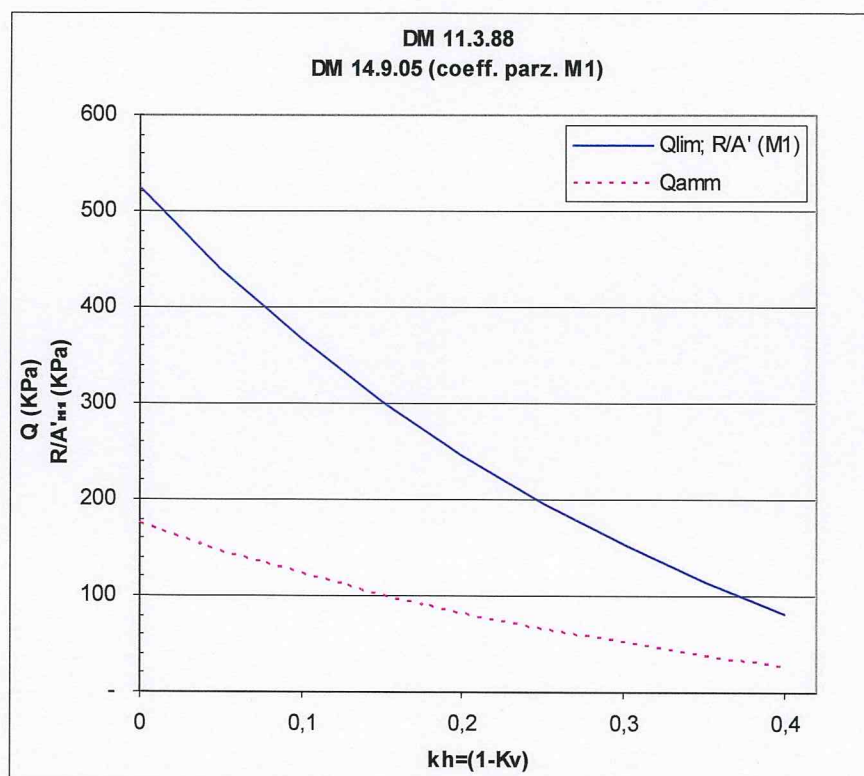


Figura 24: Andamento di Q_{lim} e Q_{amm} in funzione del rapporto tra coefficiente sismico orizzontale e verticale

Nella seguente figura è invece riportato l'andamento della capacità portante (R/A') in funzione del rapporto tra coefficiente sismico orizzontale e verticale, secondo l'approccio del DM 14.9.05.

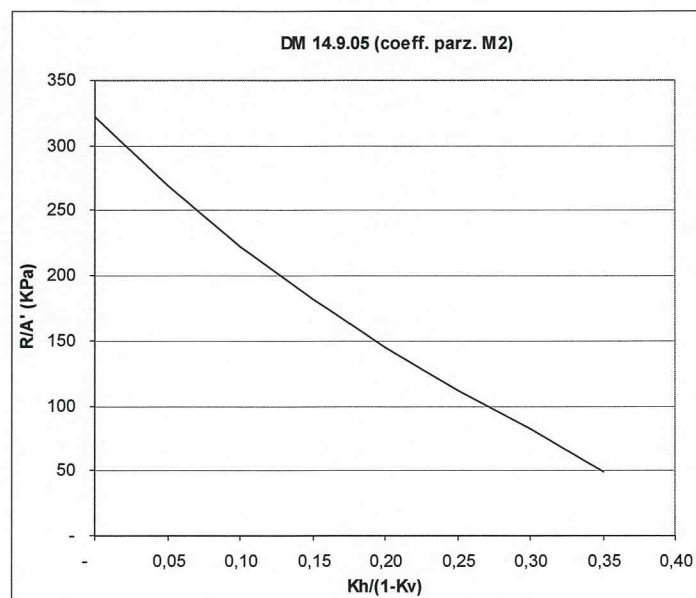


Figura 25: Andamento di R/A' in funzione del rapporto tra coefficiente sismico orizzontale e verticale

Il progettista, sulla base del periodo di oscillazione delle strutture e dello spettro di risposta di progetto, potrà quindi determinare il coefficiente sismico e quindi le azioni trasferibili dalle fondazioni.

5.1.3 VULNERABILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

Per quanto riguarda la Vulnerabilità alla liquefazione dei terreni di fondazioni, è stata effettuata una valutazione semiempirica [criterio di Youd & Perkins modificato] per fornire una stima di massima della vulnerabilità di depositi, in prevalenza granulari (saturi), alla liquefazione.

Sulla base di una serie di tabelle (a cui sono associati dei punteggi) che tengono conto di:

- Tipo di deposito sedimentario (Piana Alluvionale);
- Profondità della falda (soggiacenza di 10 metri da p.c.);
- Età dei depositi (Pleistocene superiore).

Si ricava un punteggio medio di 20 associato ad una probabilità di liquefazione "BASSA".

Tenendo inoltre conto della zona di appartenenza (Zona 3), a cui è associata un'accelerazione massima al bedrock di 0.15 g, e soprattutto della natura limo-argillosa dei depositi superficiali, si ritiene remota una liquefazione dei depositi presenti nell'area di studio.

6. CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI

L'area interessata dall'intervento urbanistico è pianeggiante e stabile; non sono presenti fenomeni geologici e geomorfologici attivi in grado di comprometterne la stabilità.

La successione stratigrafica è rappresentata sostanzialmente dall'alternanza da livelli limo-argillosi e limo-sabbiosi e ghiaie in abbondante matrice limo-argillosa.

L'area è soggetta ad un'attività sismica medio-bassa, indotta sia da terremoti documentati con epicentro nell'ambito del territorio provinciale sia, di riflesso, dagli eventi più intensi provenienti dalle province limitrofe.

Nell'area non sono presenti faglie superficiali, discontinuità o cavità tali da indurre un pericolo sismico aggiuntivo. Non sono inoltre prevedibili fenomeni di amplificazione locale dell'accelerazione sismica dovuti alla stratigrafia dell'area o all'assetto topografico o ad effetti di bordo.

La zona sismica di riferimento è la "zona 3", per un valore massimo di PGA pari a 0,15 g; il suolo di fondazione è classificabile in "categoria "C".

Nei capitoli precedenti è riportata la stima preliminare dell'andamento della capacità portante del complesso fondazioni-terreno, sia in condizioni statiche che dinamiche, in funzione del rapporto tra coefficiente sismico orizzontale e verticale, sia con l'approccio definito dal DM 11.3.88 che con quello indicato dal DM 14.09.2005 (con coeff. parziali dell'insieme M2).

Con le ipotesi di calcolo considerate, il valore minimo di capacità portante del complesso fondazioni-terreno senza considerare gli effetti sismici si ottiene in condizioni a breve termine e risulta pari a circa 118 KPa ($\cong 1.2 \text{ kg/cm}^2$).

Occorre comunque evidenziare che i valori indicati di capacità portante non considerano l'entità dei cedimenti connessi. In fase di progettazione dovrà quindi essere verificata la compatibilità dei cedimenti attesi con le caratteristiche degli edifici e, nel caso in cui questi risultino superiori al valore ammissibile, i carichi trasmessi dalle fondazioni dovranno essere opportunamente ridotti.

L'area è idonea dal punto di vista geologico alla realizzazione degli edifici in progetto, nel rispetto delle prescrizioni di seguito riportate:

- il piano di fondazione dovrà essere posto al di fuori del campo di variazione significative del contenuto d'acqua del terreno e a profondità tali da non risentire di fenomeni di erosione o scalzamento di acque superficiali; e comunque al di sotto della coltre di terreno vegetale, nonché al di sotto dello strato interessato dal gelo;

Piano particolareggiato C5-2 - Relazione geologico-sismica

- il terreno di fondazione non dovrà subire rimaneggiamenti e deterioramenti prima della costruzione della opera;
- eventuali acque ruscellanti o stagnanti dovranno essere allontanate dagli scavi;
- il piano di posa degli elementi strutturali di fondazione dovrà essere regolarizzato e protetto con conglomerato magro o altro materiale idoneo;
- è opportuno che il piano di posa delle fondazioni sia tutto sullo stesso livello;
- particolare attenzione dovrà essere posta alla realizzazione degli sbancamenti; dovranno essere eseguite, prima dell'esecuzione degli scavi, opportune opere di sostegno e, in caso di esecuzione di scavi non sostenuti, con altezza superiore a 1.0 m, la pendenza dovrà essere sempre $< 25^\circ$.

Per la tutela degli acquiferi sotterranei dovranno inoltre essere rispettate le seguenti prescrizioni:

- è vietata la ricerca di acque sotterranee e la realizzazione di pozzi anche ad uso domestico, ove non autorizzati dalle pubbliche autorità competenti ai sensi dell'art. 95 del RD 11/05/1933 n. 1775;
- la progettazione e la costruzione di condotte fognarie, in conformità con quanto previsto dal DMLP del 12/12/1985 (p.ti 1, 2, 3, 4), nonché dalla circolare dei MMLLPP n. 27291 del 30/03/1986, dovranno garantire l'affidabilità dell'opera in relazione al grado di sicurezza statica, di resistenza alla corrosione, di integrità della tenuta nel tempo, tenendo conto della caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni interessati dal tracciato delle tubazioni;
- è obbligatoria la separazione tra reti di acque bianche e acque nere;
- dovrà essere prevista una corretta gestione dei cantieri al fine di evitare la percolazione nel sottosuolo di acque inquinate;
- le acque di prima pioggia provenienti dalla viabilità e dai piazzali dovranno essere opportunamente trattate prima dello scarico nella rete idrica superficiale e in alternativa inviata alla pubblica fognatura.

Si ribadisce infine che le indagini geognostiche effettuate sono commisurate all'importanza ed all'estensione dell'opera e alle conseguenze che gli interventi possono produrre sull'ambiente circostante ma anche alla fase di approfondimento tipica del Piano particolareggiato.

Nelle successive fasi di progettazione (progetto preliminare, definitivo ed esecutivo) dovranno quindi essere eseguite opportune indagini geognostiche integrative per una caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni di fondazione, spinta ad almeno 30 m dal p.c. e comunque commisurate all'importanza ed all'estensione dell'opera e alla tipologia delle fondazioni previste.

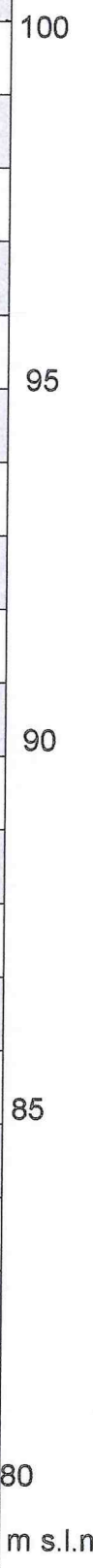
Il piano di indagine geognostica integrativa¹³ dovrà essere definita sulla base delle indicazioni delle Linee guida dell'AGI e dell'Eurocodice 7.

In fase di progettazione dovranno quindi essere redatti opportuni studi geologici e geotecnici di dettaglio sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche integrative e sulla base delle scelte progettuali assunte.

¹ Ai sensi del DM 14.9.2005, le indagini e le prove devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'art. 59 del DPR 6.6.2001 n. 380. I laboratori utilizzati dovranno far parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

SEZIONE 6

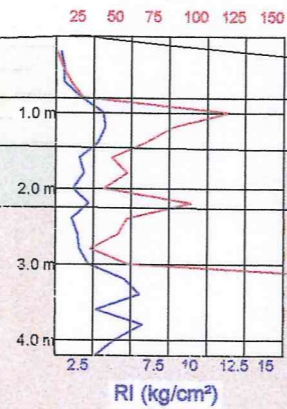
COMPARTO C5-2



sez.04 TR10

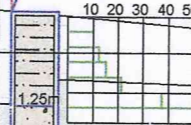
CPT24
90.8 m s.l.m.

Rp (kg/cm²)



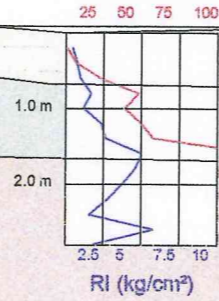
SCPT18
90.4 m s.l.m.

Nscpt (colpi / 20 cm)



CPT23
89.9 m s.l.m.

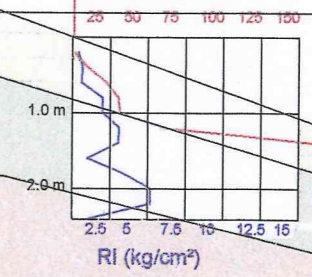
Rp (kg/cm²)



sez.05

CPT22
89.7 m s.l.m.

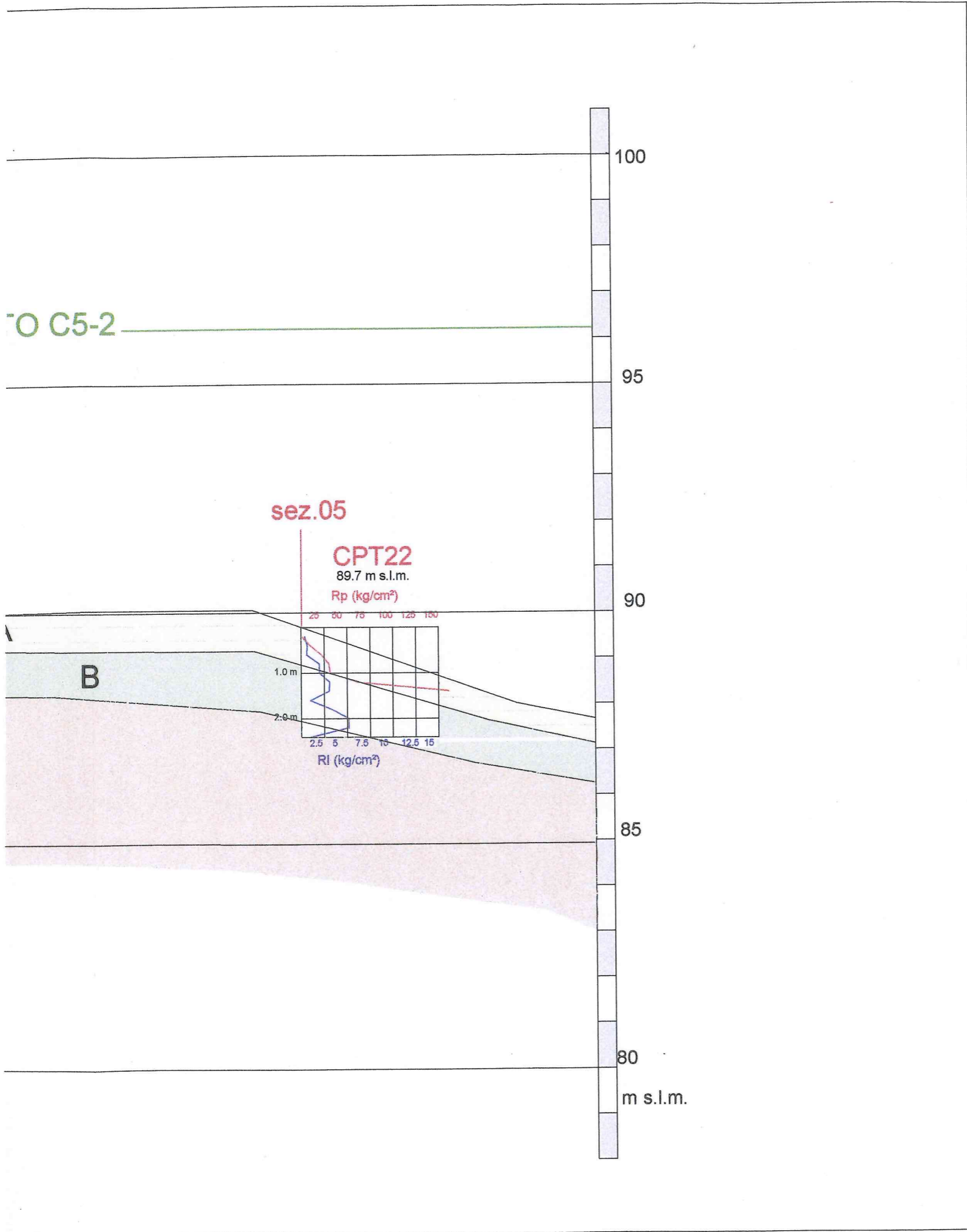
Rp (kg/cm²)



A

B

C



COMMITTENTE
COMUNE DI MONTECHIARUGOLO

Provincia di Parma
 Montechiarugolo

PIANO PARTICOLAREGGIATO C5-2
 MONTICELLI TERME

RELAZIONE GEOLOGICO-SISMICA

AMBITER s.r.l. via Nicolodi, 5/A 43100 Parma tel. 0521-942630
 fax 0521-942436 www.ambiter.it info@ambiter.it

LEGENDA

- A** Limo e limo-argilloso con presenza di elementi organici e ciottoli di varie dimensioni
- B** Ghiaie in abbondante matrice limo-argillosa
- C** Ghiaie in matrice limo-argillosa
- C'** Limo e limo-argilloso con sabbia

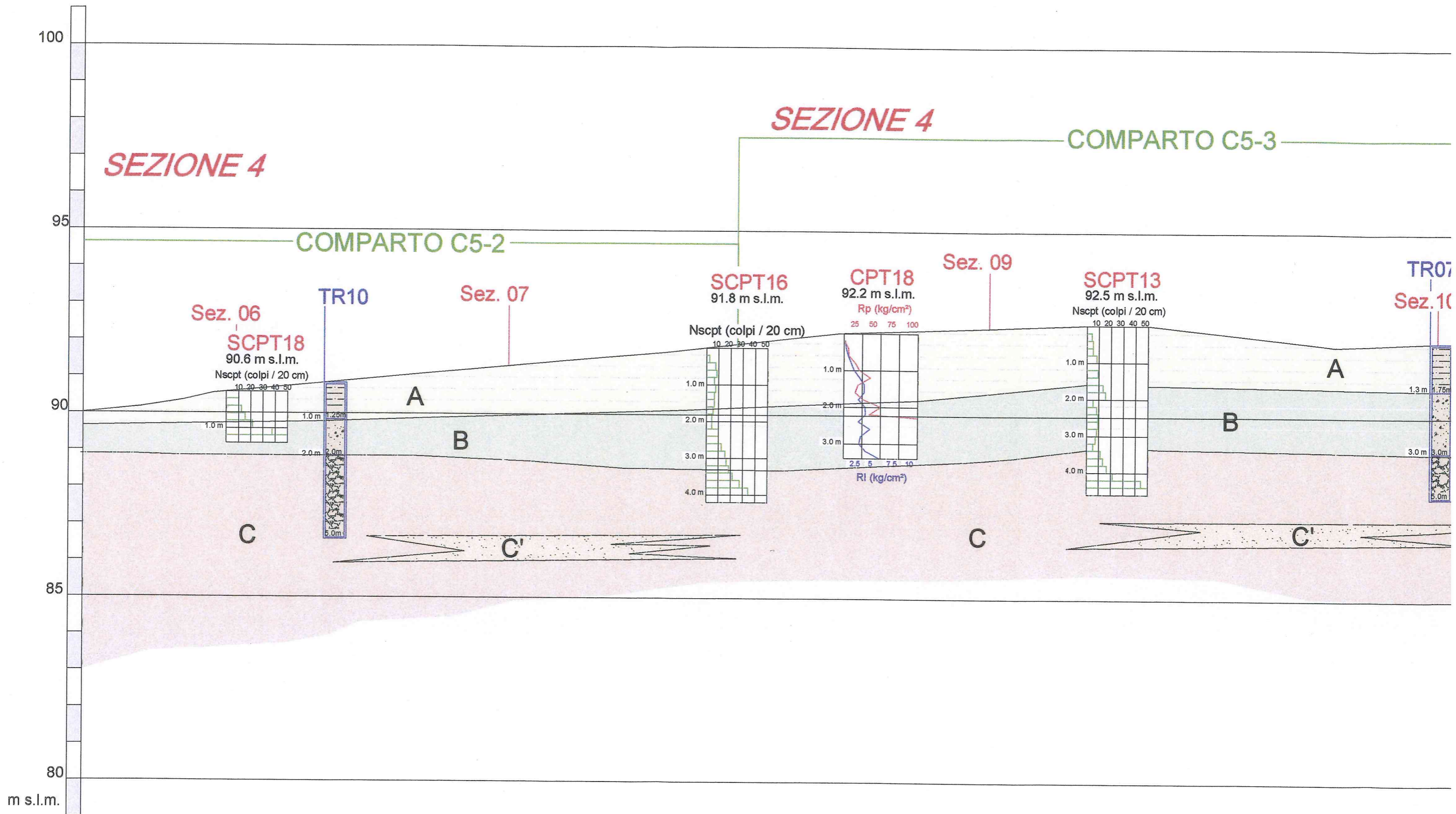
TR : trincee con escavatore.
 CPT : prova penetrometrica statica.
 SCPT : prova penetrometrica dinamica.

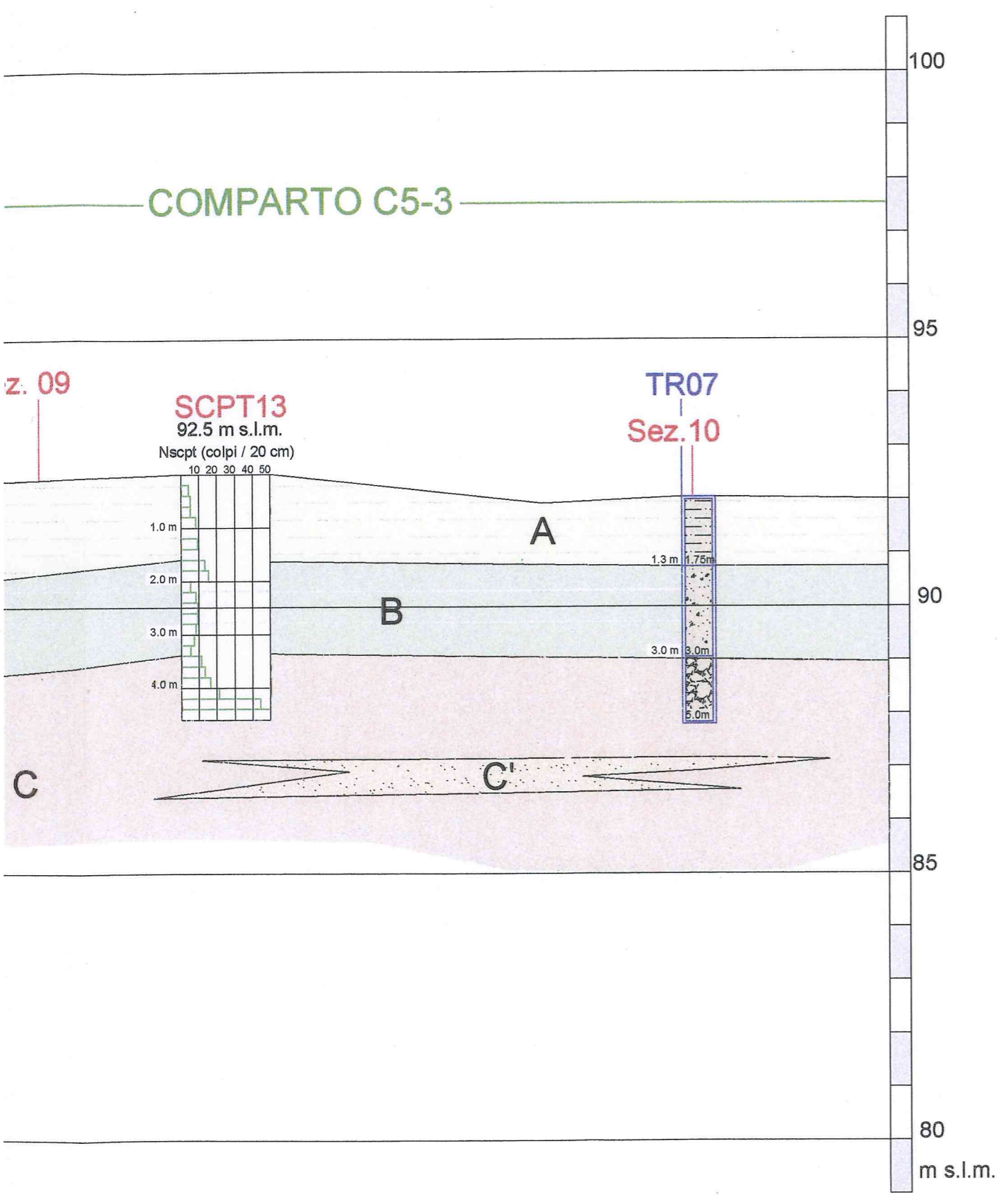
CODIFICA **8117-F04-11/06**

FIGURA	NOME	TIPO
F04	SEZIONE STRATIGRAFICA INTERPRETATIVA	Sezione
		SCALA
		or. 1:1000 ver. 1:100

REV.	DATA	REDAZIONE	APPROV.	DESCRIZIONE	
03					
02					
01					
00	11/2006	F. Ravaglia	E. Pisaroni	G. Neri	Emissione

FILE	COMMESSA
817_cartografia_00_XX.dwg	817
RESPONSABILE ARCHIVIAZIONE	
FR	





COMMITTENTE
COMUNE DI MONTECHIARUGOLO

Provincia di Parma
Montechiarugolo

**PIANO PARTICOLAREGGIATO C5-2
MONTICELLI TERME**

RELAZIONE GEOLOGICO-SISMICA

AMBITER s.r.l. via Nicolodi, 5/A 43100 Parma tel. 0521-942630
fax 0521-942436 www.ambiter.it info@ambiter.it

LEGENDA

- A** Limo e limo-argilloso con presenza di elementi organici e ciottoli di varie dimensioni
- B** Ghiaie in abbondante matrice limo-argillosa
- C** Ghiaie in matrice limo-argillosa
- C'** Limo e limo-argilloso con sabbia

TR : trincee con escavatore.
CPT : prova penetrometrica statica.
SCPT : prova penetrometrica dinamica.

CODIFICA **8117-F01-11/08**

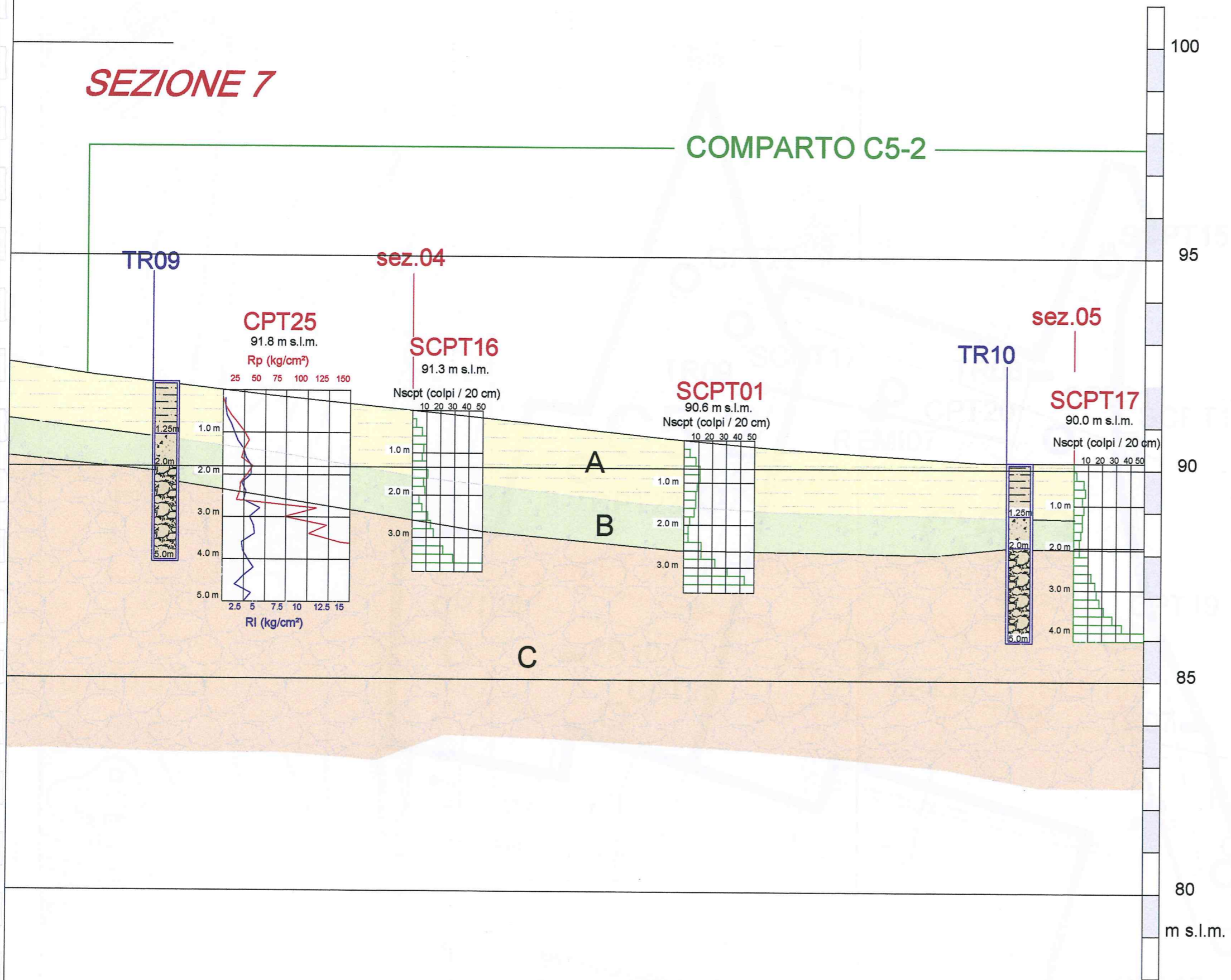
FIGURA	NOME	TIPO
F01	SEZIONE STRATIGRAFICA INTERPRETATIVA	Sezione
		SCALA
		or. 1:1000 ver. 1:100

REV.	DATA	REDAZIONE	APPROV.	DESCRIZIONE
03				
02				
01				
00	11/2006	F. Ravaglia	E. Pisaroni	G. Neri Emissione

FILE	COMMESSA
817_cartografia_00_XX.dwg	817
RESPONSABILE ARCHIVIAZIONE	
FR	

SEZIONE 7

COMPARTO C5-2



COMMITTENTE
COMUNE DI MONTECHIARUGOLO

Provincia di Parma
Montechiarugolo

PIANO PARTICOLAREGGIATO C5-2
MONTECELLI TERME

RELAZIONE GEOLOGICO-SISMICA

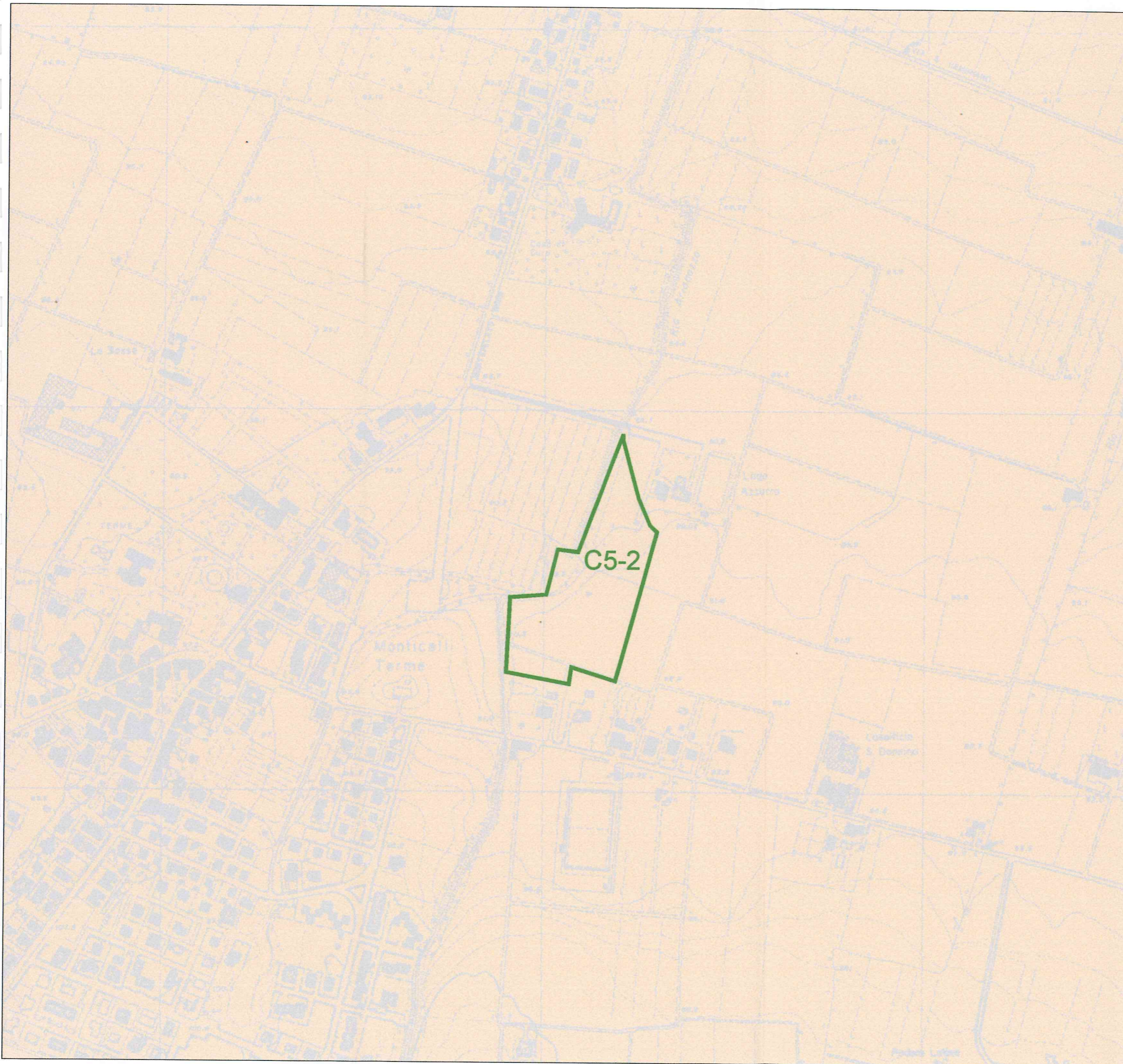
AMBITER s.r.l. via Nicolodi, 5/A 43100 Parma tel. 0521-942630 fax 0521-942436 www.ambiter.it info@ambiter.it

LEGENDA

- A** Limo e limo-argilloso con presenza di elementi organici e ciottoli di varie dimensioni
- B** Ghiaie in abbondante matrice limo-argillosa
- C** Ghiaie in matrice limo-argillosa
- C'** Limo e limo-argilloso con sabbia

TR : trincee con escavatore.
CPT : prova penetrometrica statica.
SCPT : prova penetrometrica dinamica.

CODIFICA		817-F03-11/06		
FIGURA	NOME	TIPO		
F03	SEZIONE STRATIGRAFICA INTERPRETATIVA	Sezione		
		SCALA		
		or. 1:1000 ver. 1:100		
03				
02				
01				
00	11/2006	F. Ravaglia	E. Pisaroni	G. Neri
REV.	DATA	REDAZIONE	APPROV.	DESCRIZIONE
		FILE		COMMESSA
		817_cartografia_00_XX.dwg		817
		RESPONSABILE ARCHIVIAZIONE		
		FR		



COMMITTENTE
COMUNE DI MONTECHIARUGOLO

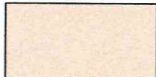
Provincia di Parma
Montechiarugolo

**PIANO PARTICOLAREGGIATO C5-2
MONTICELLI TERME**

RELAZIONE GEOLOGICO-SISMICA

AMBITER s.r.l. via Nicolodi, 5/A 43100 Parma tel. 0521-942630
fax 0521-942436 www.ambiter.it info@ambiter.it

Legenda

 Ghiaie e sabbie. Depositi di conoide alluvionale antichi

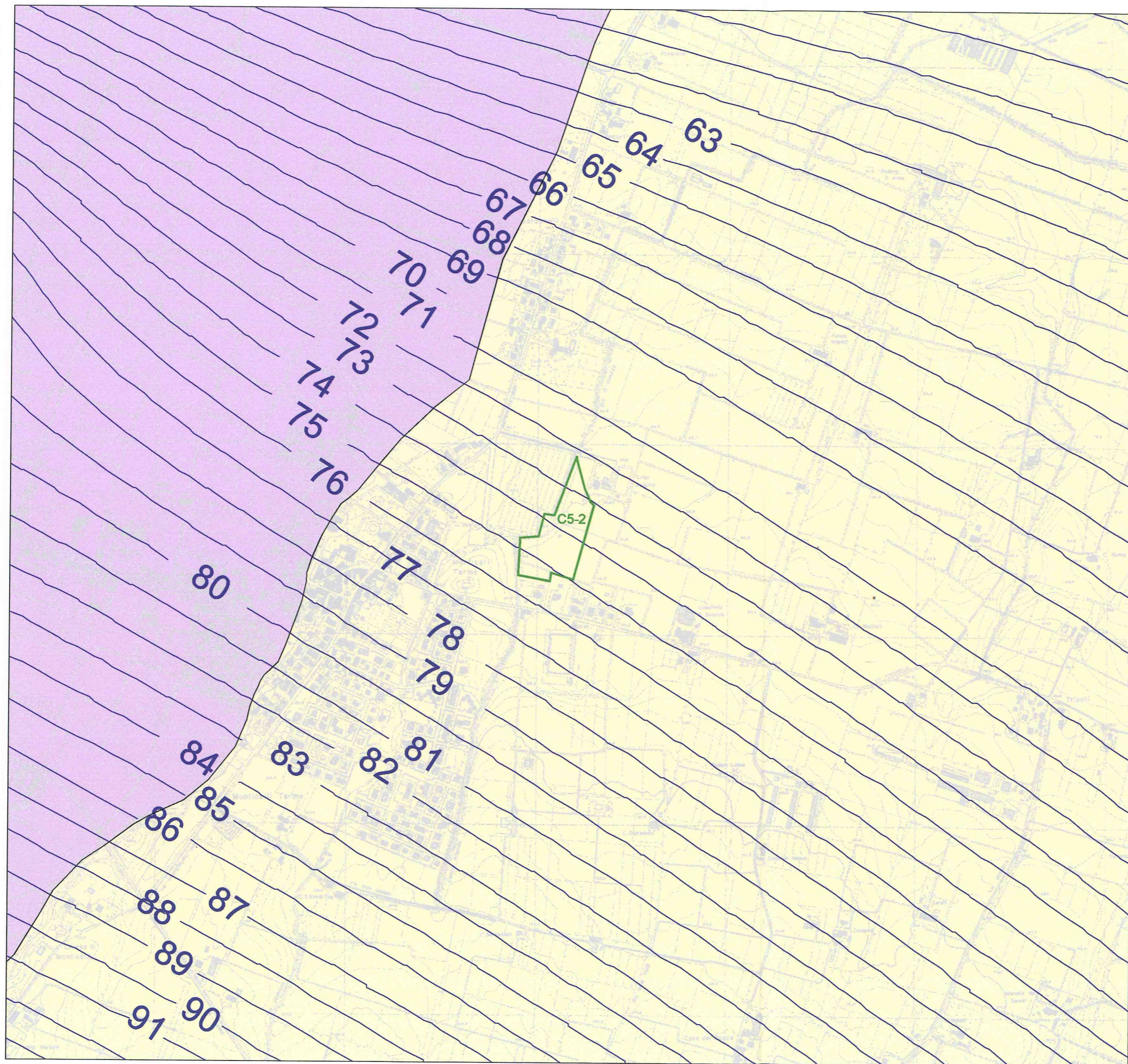
 Area C5-2

CODIFICA **8117-011-011/06**

FIGURA	NOME	TIPO
A01	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	Planimetria
		SCALA
		1:5.000


03					
02					
01					
00	11/2006	F.Ravaglia	E.Pisaroni	G. Neri	Emissione
REV.	DATA	REDAZIONE	APPROV.	DESCRIZIONE	

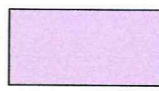
FILE	COMMESSA
817_cartografia_00_XX.dwg	817
RESPONSABILE ARCHIVIAZIONE	
FR	

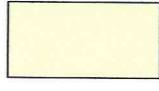



COMMITTENTE	
COMUNE DI MONTECHIARUGOLO	
Provincia di Parma	
Montechiarugolo	
PIANO PARTICOLAREGGIATO C5-2	
MONTICELLI TERME	
RELAZIONE GEOLOGICO-SISMICA	
AMBITER s.r.l.	via Nicolodi, 5/A 43100 Parma tel. 0521-942630 fax 0521-942436 www.ambiter.it info@ambiter.it

LEGENDA

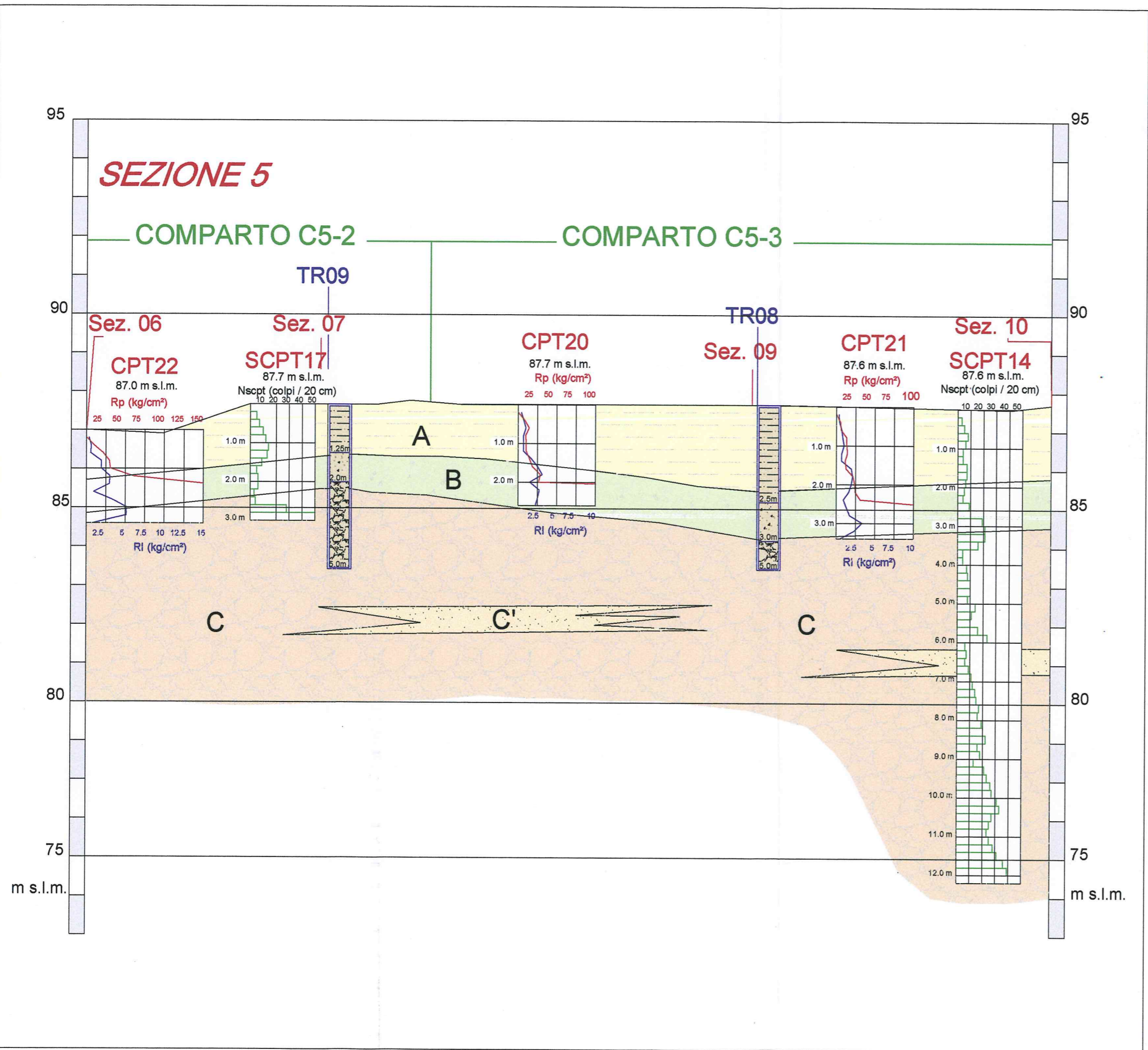
 Isopiezometriche (m s.l.m.)

 Vulnerabilità a sensibilità Attenuata

 Vulnerabilità a sensibilità Elevata

 Area C5-2

CODIFICA		8117-8102-011/08			
FIGURA	NOME	TIPO			
A02	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	Planimetria			
		SCALA			
		1:10.000			
03					
02					
01					
00	10/2006	F.Ravaglia	E.Pisaroni	G. Neri	Emissione
REV.	DATA	REDAZIONE	APPROV.	DESCRIZIONE	
FILE		COMMESSA			
817_cartografia_00_XX.dwg		817			
RESPONSABILE ARCHIVIAZIONE					
FR					



COMMITTENTE
COMUNE DI MONTECHIARUGOLO

Provincia di Parma
Montechiarugolo

PIANO PARTICOLAREGGIATO C5-2
MONTECELLI TERME

RELAZIONE GEOLOGICO-SISMICA

AMBITER s.r.l. via Nicolodi, 5/A 43100 Parma tel. 0521-942630
fax 0521-942436 www.ambiter.it info@ambiter.it

LEGENDA

A Limo e limo-argilloso con presenza di elementi organici e ciottoli di varie dimensioni

B Ghiaie in abbondante matrice limo-argillosa

C Ghiaie in matrice limo-argillosa

C' Limo e limo-argilloso con sabbia

TR : trincee con escavatore.
CPT : prova penetrometrica statica.
SCPT : prova penetrometrica dinamica.

CODIFICA		8117-F02-11/06			
FIGURA	NOME	TIPO			
F02	SEZIONE STRATIGRAFICA INTERPRETATIVA	Sezione			
		SCALA			
		or. 1:1000 ver. 1:100			
03					
02					
01					
00	11/2006	F. Ravaglia	E. Pisaroni	G. Neri	Emissione
REV.	DATA	REDAZIONE	APPROV.	DESCRIZIONE	
FILE		COMMESSA			
817_cartografia_00_XX.dwg		817			
RESPONSABILE ARCHIVIAZIONE					
FR					

Allegato B

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

PROVA PENETROMETRICA STATICA - ELABORAZIONE NUMERICA DEI RISULTATI

Committente : Comune di Montechiarugolo (PR)
 Localita' : Monticelli Terme - PP5
 Impresa esecutrice : Soil System s.n.c.
 Data : 07-03-2006

progr.: CPT-4.0/S

PROVA CPT n. : 22

Parametri penetrometrici

Parametri geotecnici stimati

Rp = resistenza alla punta [kg/cm2]
 Rl = resistenza lat. locale [kg/cm2]
 FR = Rl/Rp x 100 [-]
 Rt = resistenza totale [kgf]

g = Peso di volume [t/m3]
 P'v = Press. vert. efficace [kg/cm2]
 u = Press. neutra [kg/cm2]
 E = Modulo di deform. [kg/cm2]
 OCR = Grado di sovracons. [-]
 Cu = Coesione non drenata [kg/cm2]
 Fi = Angolo di attrito [gradi]
 Gmax = Modulo di taglio din. [kg/cm2]

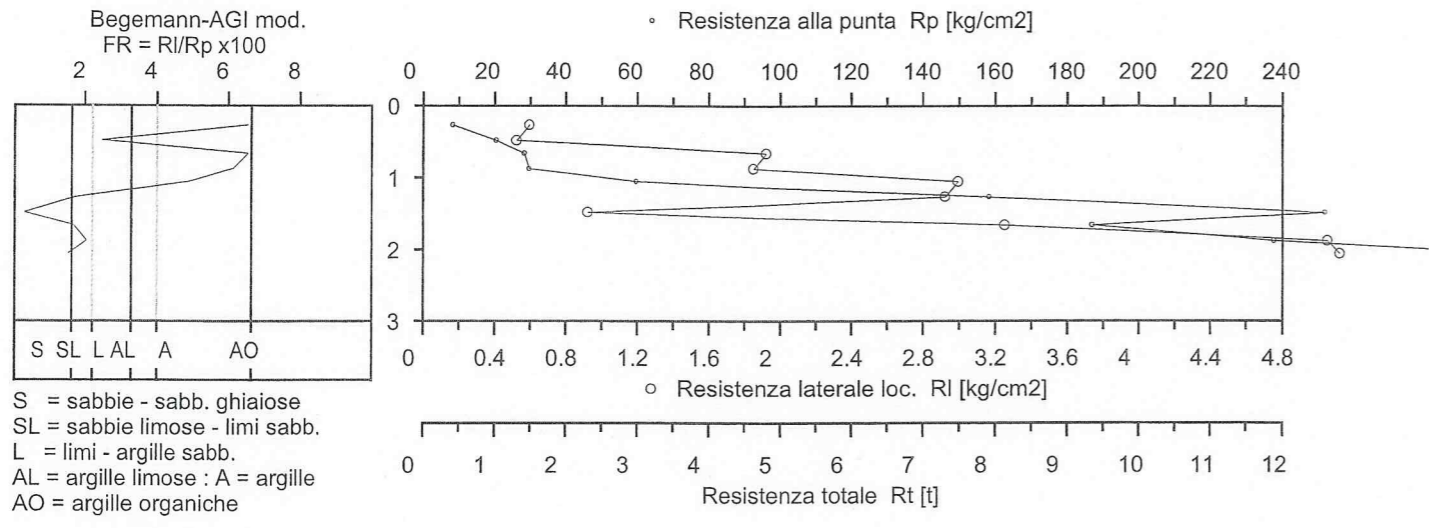
Quota p.c.: m
 Falda a m dal p.c.
 z = prof. max. tratto esplorato dalla base penetr.

z [m]	Rp	Rl	FR	Rt	g	P'v	u	E	OCR	Cu	Fi	Gmax	TERRENO (AGI)
0.2	-	0.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.4	9.1	0.6	6.6	-	1.77	0.07	0.00	40	> 50	0.50	0.0	-	ARGILLA
0.6	21.1	0.5	2.5	-	1.82	0.11	0.00	63	-	0.00	28.6	-	LIMO-ARG.S
0.8	29.3	1.9	6.6	-	1.85	0.14	0.00	71	> 50	1.62	0.0	-	ARGILLA
1.0	30.3	1.9	6.2	-	1.85	0.18	0.00	73	> 50	1.67	0.0	-	ARGILLA
1.2	60.3	3.0	5.0	-	1.96	0.22	0.00	132	> 50	3.34	0.0	-	ARGILLA
1.4	159.3	2.9	1.8	-	2.30	0.27	0.00	478	-	0.00	43.1	-	SABBIA LIM.
1.6	252.3	0.9	0.4	-	2.23	0.31	0.00	757	-	0.00	48.0	1463	SABBIA
1.8	187.4	3.3	1.7	-	2.30	0.36	0.00	562	-	0.00	46.0	-	SABBIA LIM.
2.0	238.4	5.1	2.1	-	2.30	0.40	0.00	715	-	0.00	48.0	-	LIMO SABB.
2.2	314.4	5.1	1.6	-	2.30	0.45	0.00	943	-	0.00	48.0	-	SABBIA
2.4	452.4	0.9	0.2	-	2.23	0.49	0.00	1357	-	0.00	48.0	2091	SABBIA

PROVA PENETROMETRICA STATICA n. 22

Committente : Comune di Montechiarugolo (PR)
 Localita' : Monticelli Terme - PP5
 Data : 07-03-2006

progr.: CPT-4.0/S



PROVA PENETROMETRICA STATICA n. 22

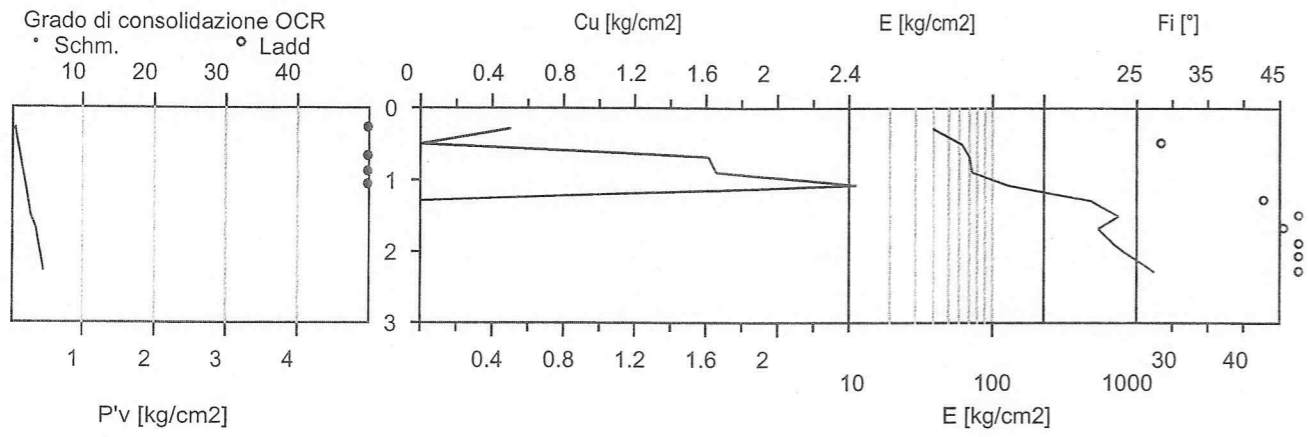
Committente : Comune di Montechiarugolo (PR)

progr.: CPT-4.0/S

Localita' : Monticelli Terme - PP5

Litologia : Begemann ('65) - AGI ('77), modif.

Data : 07-03-2006



PROVA PENETROMETRICA STATICA - ELABORAZIONE NUMERICA DEI RISULTATI

Committente : Comune di Montechiarugolo (PR)
 Localita' : Monticelli Terme - PP5
 Impresa esecutrice : Soil System s.n.c.
 Data : 07-03-2006

progr.: CPT-4.0/S

PROVA CPT n. : 23

Parametri penetrometrici

Parametri geotecnici stimati

Rp = resistenza alla punta [kg/cm2]
 Rl = resistenza lat. locale [kg/cm2]
 FR = Rl/Rp x 100 [-]
 Rt = resistenza totale [kgf]
 Quota p.c.: m
 Falda a m dal p.c.
 z = prof. max. tratto esplorato dalla base penetr.

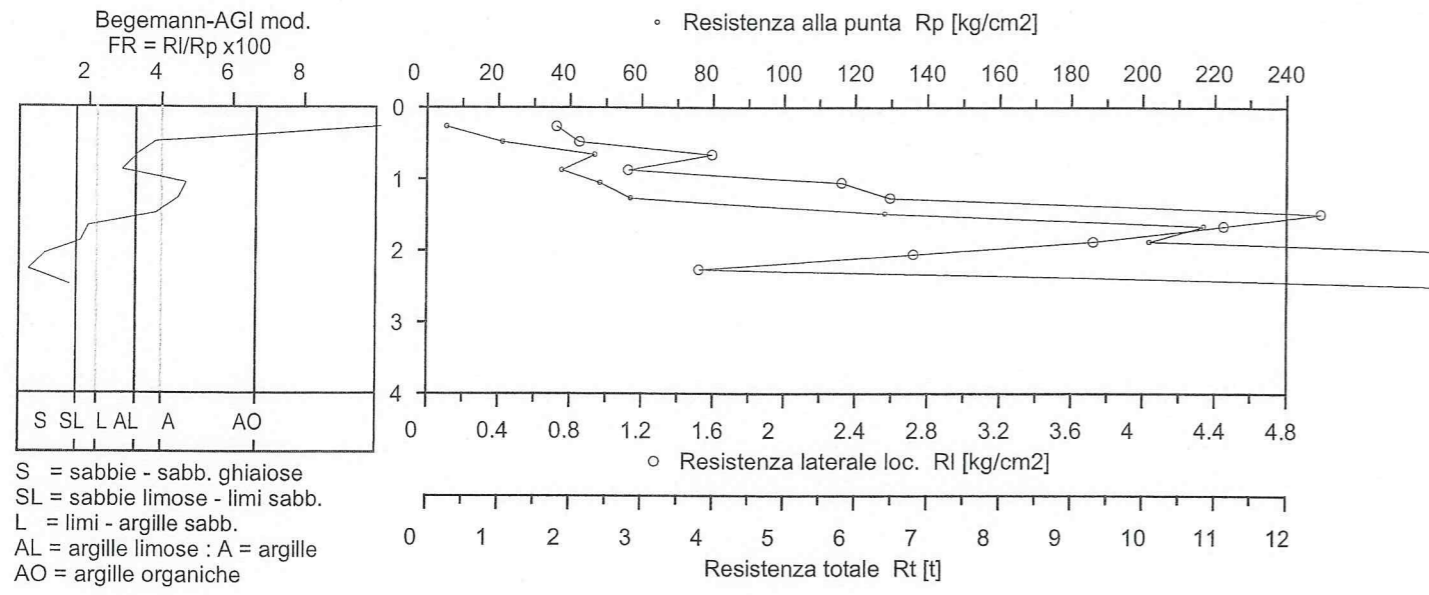
g = Peso di volume [t/m3]
 P'v = Press. vert. efficace [kg/cm2]
 u = Press. neutra [kg/cm2]
 E = Modulo di deform. [kg/cm2]
 OCR = Grado di sovracons. [-]
 Cu = Coesione non drenata [kg/cm2]
 Fi = Angolo di attrito [gradi]
 Gmax = Modulo di taglio din. [kg/cm2]

z [m]	Rp	Rl	FR	Rt	g	P'v	u	E	OCR	Cu	Fi	Gmax	TERRENO (AGI)
0.2	-	0.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.4	6.1	0.7	12.0	-	1.76	0.07	0.00	17	> 50	0.34	0.0	-	ARG. ORG.
0.6	22.1	0.9	3.9	-	1.82	0.11	0.00	55	> 50	1.22	0.0	-	ARG.LIM.
0.8	47.3	1.6	3.4	-	1.91	0.15	0.00	108	> 50	2.62	0.0	-	ARG.LIM.
1.0	38.3	1.1	3.0	-	1.88	0.18	0.00	115	-	0.00	29.8	-	LIMO-ARG.S
1.2	49.3	2.3	4.7	-	1.92	0.22	0.00	112	> 50	2.72	0.0	-	ARGILLA
1.4	57.3	2.6	4.5	-	1.95	0.26	0.00	126	> 50	3.17	0.0	-	ARGILLA
1.6	129.3	5.0	3.9	-	2.21	0.30	0.00	211	> 50	7.16	0.0	-	ARG.LIM.
1.8	217.4	4.5	2.1	-	2.30	0.35	0.00	652	-	0.00	48.0	-	LIMO SABB.
2.0	202.4	3.7	1.8	-	2.30	0.40	0.00	607	-	0.00	47.4	-	SABBIA LIM.
2.2	326.4	2.7	0.8	-	2.23	0.44	0.00	979	-	0.00	48.0	1713	SABBIA
2.4	360.4	1.5	0.4	-	2.23	0.49	0.00	1081	-	0.00	48.0	1820	SABBIA
2.6	377.4	5.7	1.5	-	2.23	0.53	0.00	1132	-	0.00	48.0	1872	SABBIA
2.8	528.5	1.7	0.3	-	2.23	0.58	0.00	1586	-	0.00	48.0	2299	SABBIA

PROVA PENETROMETRICA STATICA n. 23

Committente : Comune di Montechiarugolo (PR)
 Localita' : Monticelli Terme - PP5
 Data : 07-03-2006

progr.: CPT-4.0/S

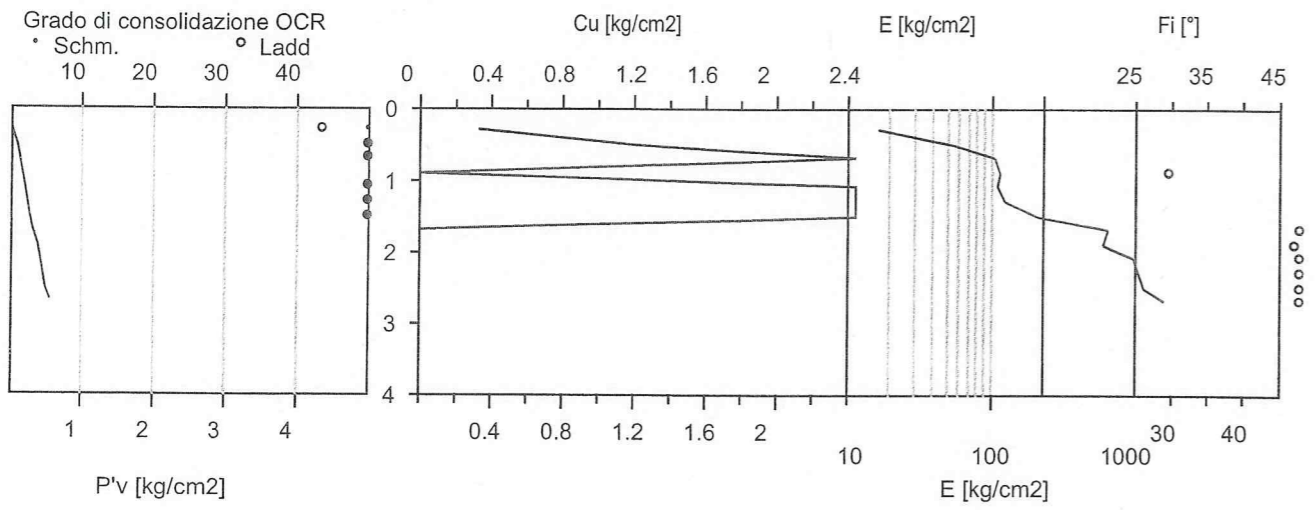


PROVA PENETROMETRICA STATICA n. 23

Committente : Comune di Montechiarugolo (PR)
Localita' : Monticelli Terme - PP5
Data : 07-03-2006

progr.: CPT-4.0/S

Litologia : Begemann ('65) - AGI ('77), modif.



PROVA PENETROMETRICA STATICA - ELABORAZIONE NUMERICA DEI RISULTATI

Committente : Comune di Montechiarugolo (PR)
 Localita' : Monticelli Terme - PP5
 Impresa esecutrice : Soil System s.n.c.
 Data : 07-03-2006

progr.: CPT-4.0/S

PROVA CPT n. : 24

Parametri penetrometrici

Parametri geotecnici stimati

Rp = resistenza alla punta [kg/cm2]
 Rl = resistenza lat. locale [kg/cm2]
 FR = Rl/Rp x 100 [-]
 Rt = resistenza totale [kgf]

g = Peso di volume [t/m3]
 P'v = Press. vert. efficace [kg/cm2]
 u = Press. neutra [kg/cm2]
 E = Modulo di deform. [kg/cm2]
 OCR = Grado di sovracons. [-]
 Cu = Coesione non drenata [kg/cm2]
 Fi = Angolo di attrito [gradi]
 Gmax = Modulo di taglio din. [kg/cm2]

Quota p.c.: m
 Falda a m dal p.c.

z = prof. max. tratto esplorato dalla base penetr.

 z [m] Rp Rl FR Rt g P'v u E OCR Cu Fi Gmax TERRENO (AGI)

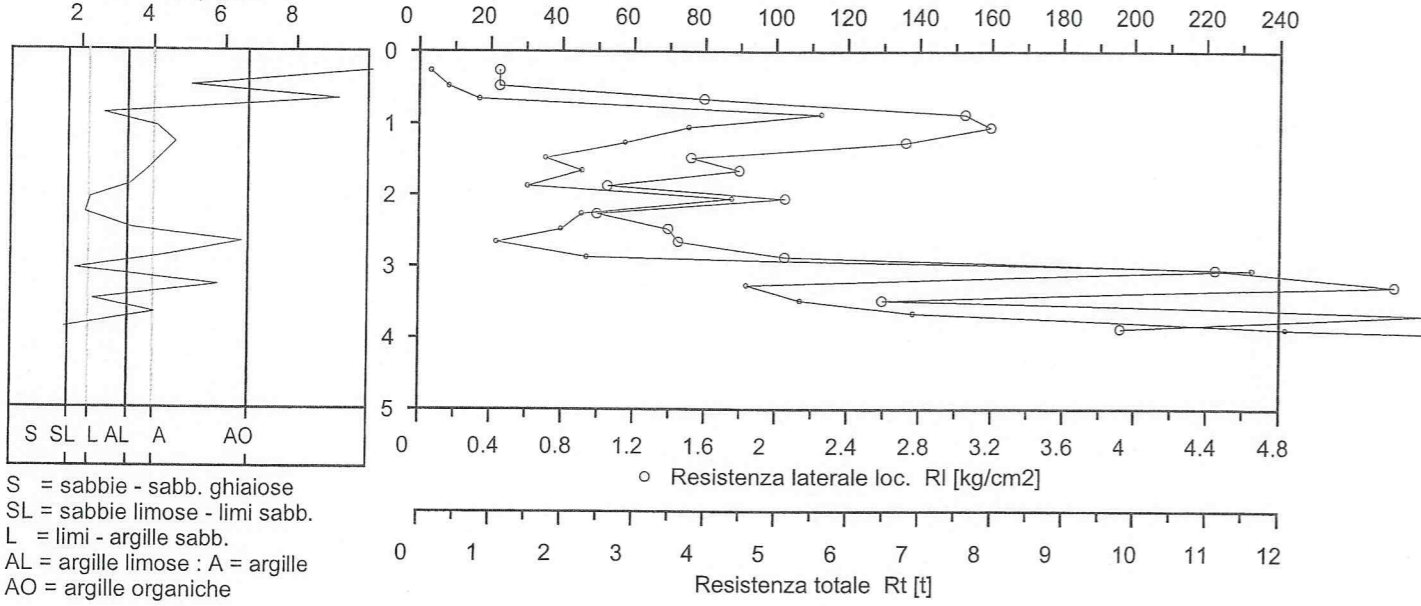
0.2	-	0.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.4	4.1	0.5	11.3	-	1.75	0.07	0.00	11	25.6	0.23	0.0	-	ARG. ORG.	
0.6	9.1	0.5	5.1	-	1.77	0.11	0.00	40	> 50	0.50	0.0	-	ARGILLA	
0.8	17.3	1.6	9.3	-	1.80	0.14	0.00	47	> 50	0.95	0.0	-	ARG. ORG.	
1.0	113.3	3.1	2.7	-	2.15	0.19	0.00	340	-	0.00	37.6	-	LIMO-ARG.S	
1.2	76.3	3.2	4.2	-	2.01	0.23	0.00	157	> 50	4.22	0.0	-	ARGILLA	
1.4	58.3	2.7	4.7	-	1.95	0.26	0.00	128	> 50	3.22	0.0	-	ARGILLA	
1.6	36.3	1.5	4.2	-	1.87	0.30	0.00	86	> 50	2.00	0.0	-	ARGILLA	
1.8	46.4	1.8	3.9	-	1.91	0.34	0.00	107	> 50	2.56	0.0	-	ARG.LIM.	
2.0	31.4	1.1	3.4	-	1.85	0.38	0.00	76	49.5	1.72	0.0	-	ARG.LIM.	
2.2	88.4	2.1	2.3	-	2.06	0.42	0.00	265	-	0.00	35.5	-	LIMO-ARG.S	
2.4	46.4	1.0	2.2	-	1.91	0.46	0.00	139	-	0.00	31.4	-	LIMO SABB.	
2.6	40.4	1.4	3.5	-	1.89	0.49	0.00	95	47.9	2.22	0.0	-	ARG.LIM.	
2.8	22.5	1.5	6.5	-	1.82	0.53	0.00	56	14.7	1.22	0.0	-	ARGILLA	
3.0	47.5	2.1	4.3	-	1.91	0.57	0.00	109	49.9	2.61	0.0	-	ARGILLA	
3.2	233.5	4.5	1.9	-	2.30	0.62	0.00	701	-	0.00	46.5	-	LIMO SABB.	
3.4	92.5	5.5	5.9	-	2.07	0.66	0.00	178	> 50	5.10	0.0	-	ARGILLA	
3.6	107.5	2.6	2.4	-	2.13	0.70	0.00	323	-	0.00	37.3	-	LIMO-ARG.S	
3.8	138.7	5.7	4.1	-	2.24	0.74	0.00	216	> 50	7.66	0.0	-	ARGILLA	
4.0	242.7	3.9	1.6	-	2.30	0.79	0.00	728	-	0.00	45.6	-	SABBIA	
4.2	563.6	2.6	0.5	-	2.23	0.83	0.00	1691	-	0.00	48.0	2391	SABBIA	

PROVA PENETROMETRICA STATICA n. 24

Committente : Comune di Montechiarugolo (PR)
 Localita' : Monticelli Terme - PP5
 Data : 07-03-2006

progr.: CPT-4.0/S

Begemann-AGI mod.
 $FR = Rl/Rp \times 100$



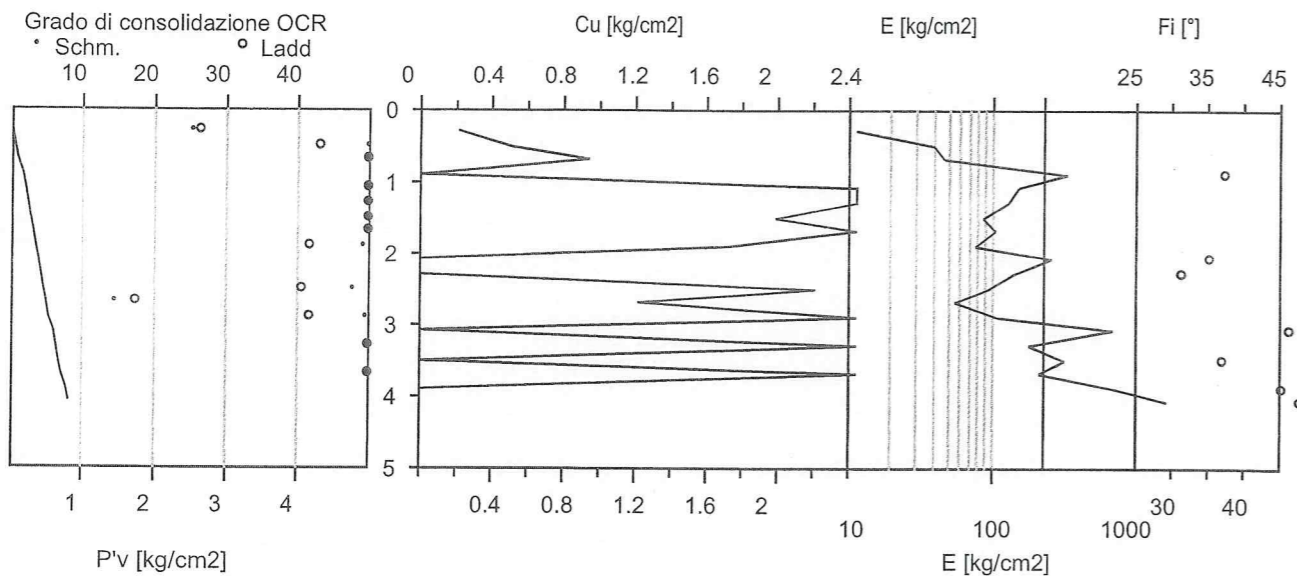
S = sabbie - sabb. ghiaiose
 SL = sabbie limose - limi sabb.
 L = limi - argille sabb.
 AL = argille limose : A = argille
 AO = argille organiche

PROVA PENETROMETRICA STATICA n. 24

Committente : Comune di Montechiarugolo (PR)
Localita' : Monticelli Terme - PP5
Data : 07-03-2006

progr.: CPT-4.0/S

Litologia : Begemann ('65) - AGI ('77), modif.



PROVA PENETROMETRICA STATICA - ELABORAZIONE NUMERICA DEI RISULTATI

Committente : Comune di Montechiarugolo (PR)
 Localita' : Monticelli Terme - PP5
 Impresa esecutrice : Soil System s.n.c.
 Data : 07-03-2006

progr.: CPT-4.0/S

PROVA CPT n. : 25

Parametri penetrometrici

Parametri geotecnici stimati

Rp = resistenza alla punta [kg/cm2]
 Rl = resistenza lat. locale [kg/cm2]
 FR = Rl/Rp x 100 [-]
 Rt = resistenza totale [kgf]
 Quota p.c.: m
 Palda a m dal p.c.
 z = prof. max. tratto esplorato dalla base penetr.

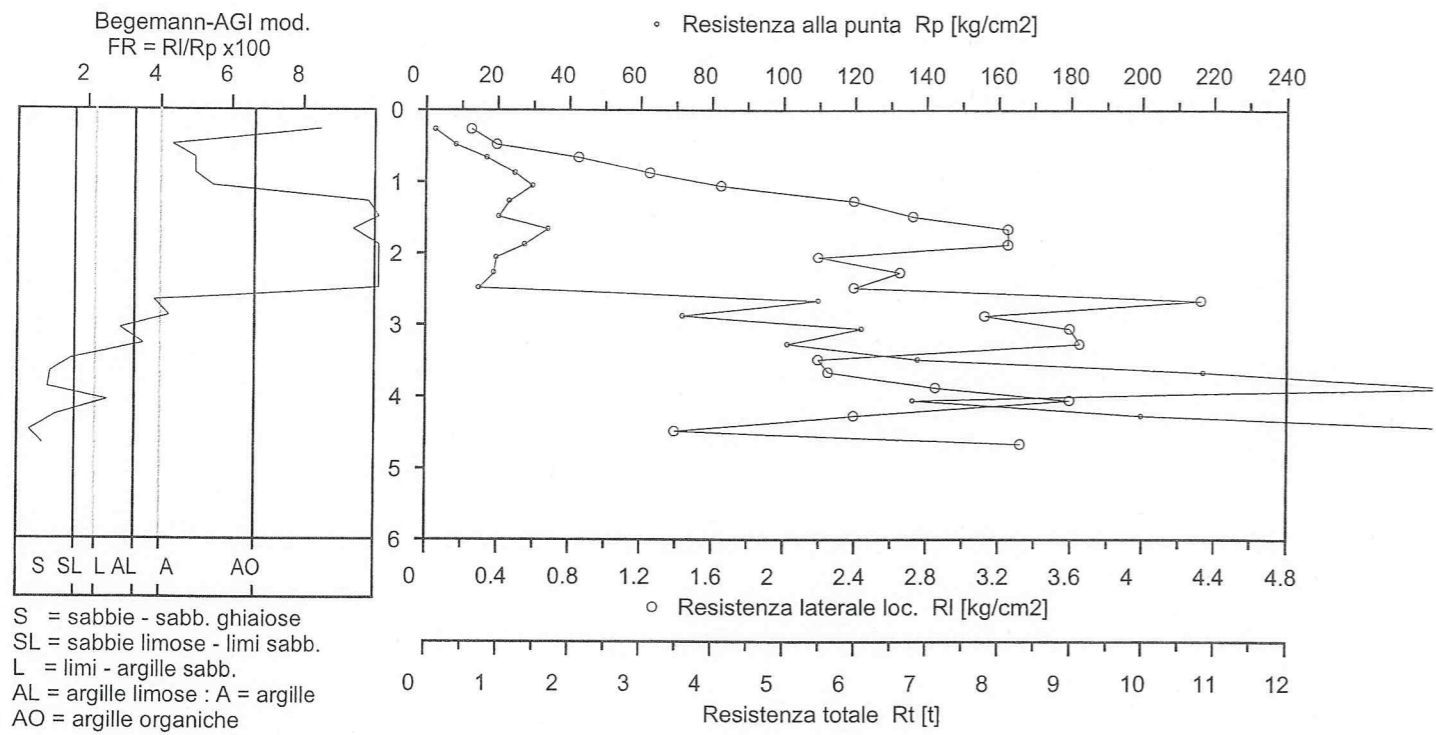
g = Peso di volume [t/m3]
 P'v = Press. vert. efficace [kg/cm2]
 u = Press. neutra [kg/cm2]
 E = Modulo di deform. [kg/cm2]
 OCR = Grado di sovracons. [-]
 Cu = Coesione non drenata [kg/cm2]
 Fi = Angolo di attrito [gradi]
 Gmax = Modulo di taglio din. [kg/cm2]

z [m]	Rp	Rl	FR	Rt	g	P'v	u	E	OCR	Cu	Fi	Gmax	TERRENO (AGI)
0.2	-	0.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.4	3.1	0.3	8.5	-	1.75	0.07	0.00	9	15.7	0.17	0.0	-	ARG. ORG.
0.6	9.1	0.4	4.4	-	1.77	0.11	0.00	40	> 50	0.50	0.0	-	ARGILLA
0.8	17.3	0.9	5.0	-	1.80	0.14	0.00	51	> 50	0.95	0.0	-	ARGILLA
1.0	25.3	1.3	5.0	-	1.83	0.18	0.00	62	> 50	1.39	0.0	-	ARGILLA
1.2	30.3	1.7	5.5	-	1.85	0.22	0.00	73	> 50	1.67	0.0	-	ARGILLA
1.4	24.3	2.4	9.9	-	1.83	0.25	0.00	60	> 50	1.33	0.0	-	ARG. ORG.
1.6	21.3	2.7	12.9	-	1.82	0.29	0.00	53	39.5	1.17	0.0	-	ARG. ORG.
1.8	34.4	3.3	9.5	-	1.86	0.33	0.00	82	> 50	1.89	0.0	-	ARG. ORG.
2.0	28.4	3.3	11.5	-	1.84	0.36	0.00	69	44.2	1.56	0.0	-	ARG. ORG.
2.2	20.4	2.2	10.8	-	1.81	0.40	0.00	51	20.3	1.11	0.0	-	ARG. ORG.
2.4	19.4	2.7	13.8	-	1.81	0.44	0.00	53	16.0	1.05	0.0	-	ARG. ORG.
2.6	15.4	2.4	15.6	-	1.80	0.47	0.00	42	9.4	0.83	0.0	-	ARG. ORG.
2.8	110.5	4.3	3.9	-	2.14	0.51	0.00	197	> 50	6.11	0.0	-	ARG.LIM.
3.0	72.5	3.1	4.3	-	2.00	0.55	0.00	151	> 50	4.00	0.0	-	ARGILLA
3.2	122.5	3.6	2.9	-	2.18	0.60	0.00	368	-	0.00	38.3	-	LIMO-ARG.S
3.4	101.5	3.7	3.6	-	2.11	0.64	0.00	188	> 50	5.60	0.0	-	ARG.LIM.
3.6	138.5	2.2	1.6	-	2.17	0.68	0.00	416	-	0.00	43.8	1015	SABBIA
3.8	217.7	2.3	1.0	-	2.23	0.73	0.00	653	-	0.00	45.4	1337	SABBIA
4.0	288.6	2.9	1.0	-	2.23	0.77	0.00	866	-	0.00	46.4	1589	SABBIA
4.2	136.7	3.6	2.6	-	2.23	0.82	0.00	410	-	0.00	39.9	-	LIMO-ARG.S
4.4	200.7	2.4	1.2	-	2.23	0.86	0.00	602	-	0.00	44.4	1272	SABBIA
4.6	322.6	1.4	0.4	-	2.23	0.91	0.00	968	-	0.00	46.2	1701	SABBIA
4.8	413.8	3.3	0.8	-	2.23	0.95	0.00	1241	-	0.00	47.1	1980	SABBIA
5.0	551.8	2.5	0.5	-	2.23	1.00	0.00	1655	-	0.00	48.0	2361	SABBIA

PROVA PENETROMETRICA STATICA n. 25

Committente : Comune di Montechiarugolo (PR)
 Localita' : Monticelli Terme - PP5
 Data : 07-03-2006

progr.: CPT-4.0/S



PROVA PENETROMETRICA STATICA n. 25

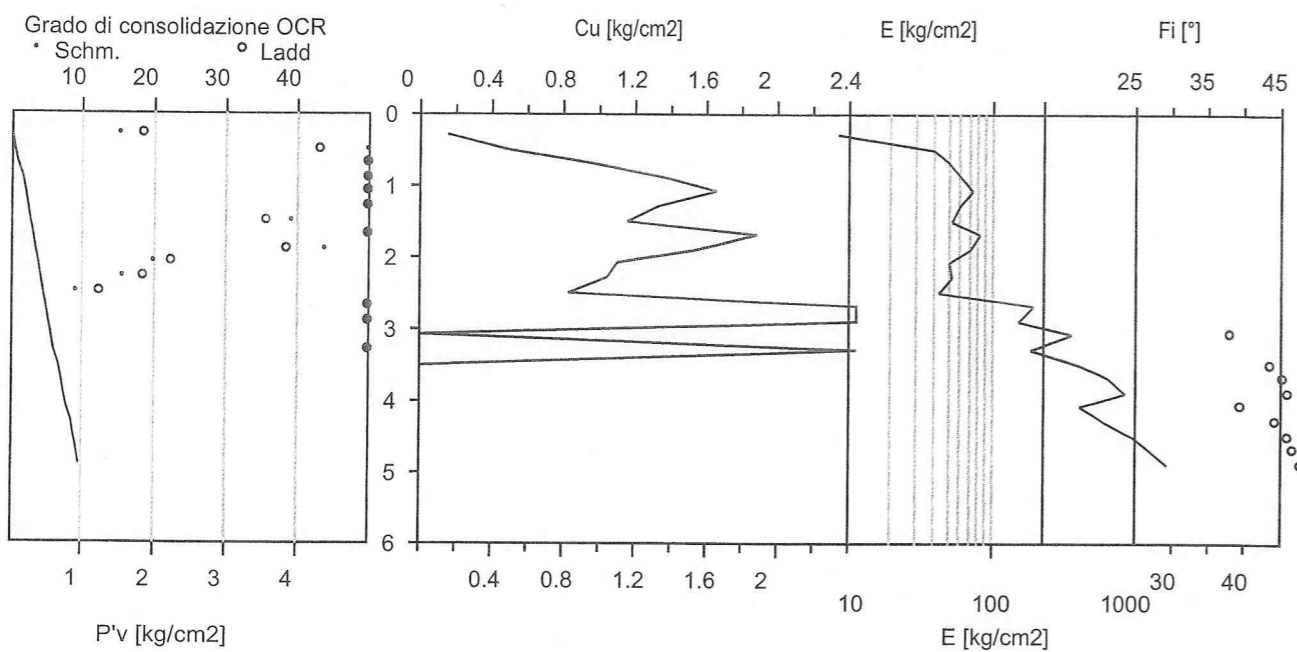
Committente : Comune di Montechiarugolo (PR)

progr.: CPT-4.0/S

Localita' : Monticelli Terme - PP5

Litologia : Begemann ('65) - AGI ('77), modif.

Data : 07-03-2006



Allegato C

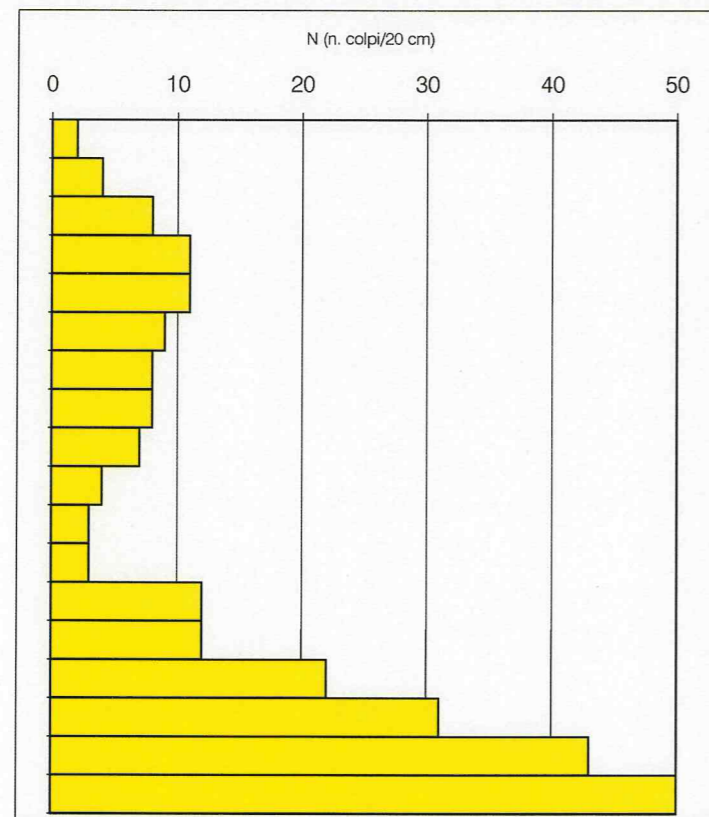
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

SCPT01

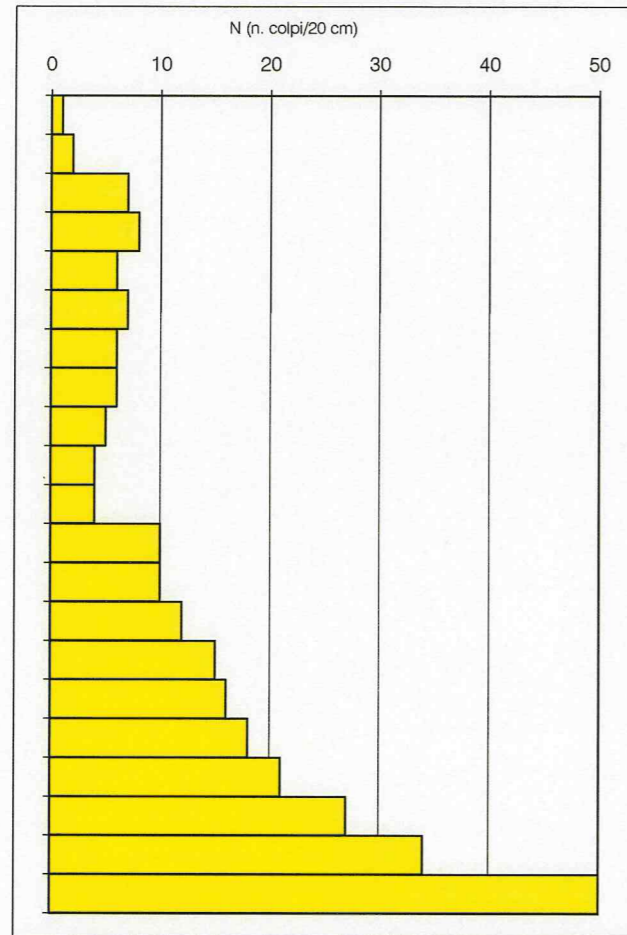
Loc. Monticelli (PR)

Data:
Note:
Profondità falda:

-10



SCPT17



SCPT18

