

R. Emilia Romagna

Provincia di Ferrara

## Comune di Cento

### PROGETTO NUOVO EDIFICIO DEL POLO SCUOLE DI CASUMARO, CENTO (FE)

*Amministrazione Comunale di Cento (FE)*



### CARATTERIZZAZIONE - MODELLAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA E SISMICA

Dr. Geol. GIAN PIETRO MAZZETTI



REL.N°	REV.	DATA	NOTE	Verificato	Approvato
1907/12	0	Dicembre 2012		G.P.Mazzetti	G.P.Mazzetti

**CENTROGEO SURVEY SNC**

42015 CORREGGIO (RE) - PIAZZA S. QUIRINO, 6 - TEL 0522 641001 - FAX 0522 632162

**COMUNE DI CENTO****PROGETTO NUOVO EDIFICIO DEL POLO  
SCUOLE DI CASUMARO - CENTO (FE)****Caratterizzazione e modellazione geologico –geotecnica e sismica****Amministrazione Comunale di Cento (FE)**

---

**INDICE**

---

INTRODUZIONE .....	1
INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO .....	1
CARATTERIZZAZIONE TETTONICA E MODELLAZIONE GEOLOGICA .....	2
CARATTERI TETTONICI E SISMICI DEL TERRITORIO .....	4
INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....	6
CARATTERI IDROGEOLOGICI.....	9
Assetto piezometrico dell'acquifero freatico .....	9
Soggiacenza.....	10
MODELLAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE .....	10
Inquadramento topografico .....	10
CLASSIFICAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE .....	10
AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO .....	15
PROSPEZIONE SISMICA INTEGRATA ATTIVA - PASSIVA .....	16
Identificazione categoria suolo di fondazione .....	17
Fattore di amplificazione sismico locale.....	18
ANALISI DI TERZO LIVELLO.....	21
Risposta sismica locale.....	21
Calcolo degli effetti di sito .....	22
Definizione dei coefficienti di amplificazione sismica .....	25
ANALISI DEI MICROTREMORI CON LA TECNICA HVSR .....	26
ANALISI SUSCETTIVITÀ ALLA LIQUEFAZIONE .....	27
CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	30
Considerazioni sulla litostratigrafia geomeccanica.....	32
MODULO DI REAZIONE .....	34
PORTANZA DEI TERRENI.....	35
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	35
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI STATICHE .....	36
Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M1 .....	37
Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M2 .....	37
Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo .....	38
STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI DINAMICHE .....	39
Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M1 .....	39
Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M2 .....	40
Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo in condizioni sismiche.....	40
STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CEDIMENTI .....	41
Distorsione angolare.....	42
CEDIMENTI PERMANENTI POST SISMICI (STATO LIMITE DI ESERCIZIO IN CONDIZIONI DINAMICHE) .....	43
CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI.....	44

---

**ALLEGATI**

---

<i>UBICAZIONE AREA STUDIATA.....</i>	<i>TAV. 1</i>
<i>CARTA GEOMORFOLOGICA.....</i>	<i>TAV. 2</i>
<i>CARTA ISOPIEZE DELLA FALDA FREATICA.....</i>	<i>TAV. 3</i>
<i>PLANIMETRIA UBICAZIONE PUNTI D'INDAGINE.....</i>	<i>TAV. 4</i>

**SCHEDA:****DIAGRAMMI PENETROMETRICI**

INDAGINE RE.MI. 1

INDAGINE RE.MI. 2

INDAGINE HVSR 2

## **INTRODUZIONE**

Nel contesto progettuale per la realizzazione di un nuovo edificio del polo scolastico di Casumaro, Cento (FE), ubicato nel settore meridionale orientale dell'area urbanizzata, si è redatta l'analisi di caratterizzazione e modellazione geologico geotecnica e sismica oggetto della relazione di seguito esposta.

La disamina delle caratteristiche del sottosuolo nell'area di intervento e del territorio ad essa limitrofo, eseguita su commissione dell'*Amministrazione Comunale di Cento*, si è redatta in ottemperanza ai dettati del D.M. 11/03/88, circ. LL.PP. 24/09/88 N° 30483 ed in riferimento al D.M. 14-01-2008, Delibera Assemblea Legislativa R.E.R. n° 112 del 02-05-2007, LR.ER. n°19/2008.

Le analisi effettuate hanno evidenziato condizioni geomorfologiche, idrogeologiche, parametri geotecnici, della pericolosità sismica di base e dell'azione sismica locale, che denotano caratteristiche del sottosuolo di idonea stabilità per la realizzazione dell'edificio previsto dal progetto.

## **INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO**

L'area esaminata ricade nel settore centrale della sezione CASUMARO N° 185130 delle basi C.T.R. E.R. in scala 1:10.000.

I vertici delle coordinate *UTM* riferite circa al perimetro dell'edificio oggetto di adeguamento sismico sono:

- 686932 – 4967287
- 687004 – 4967266
- 687016 – 4967313
- 686947 – 4967332

## **CARATTERIZZAZIONE TETTONICA E MODELLAZIONE GEOLOGICA**

Il Comune di Cento, FE, appartiene al bacino subsidente Pliocenico Quaternario della Pianura Padana, estendentesi su una superficie di circa 46.000 kmq, formato da un'ampia e profonda depressione a stile compressivo, che deriva dai processi collisionali tra la placca Europea e la micro placca Adria che risultava inizialmente connessa alla placca Africana.

Dette fasi dinamiche tra le placche già da 48 ÷ 37 Ma (*eocene* medio) hanno scomposto i preesistenti domini paleogeografico – sedimentari impilando tra loro le varie successioni stratigrafiche, costituendo la catena appenninica, generando una sequenza a falde giustapposte in sottoscorrimento alla placca europea.

Questi processi hanno comportato accorciamenti crostali con approfondimenti delle unità frontali che hanno costituito la Successione delle Pieghe Pedappenniniche, Emiliano – Romagnole e Ferraresi, formate dalle sequenze sedimentarie di età mesozoica, terziaria e quaternaria.

In tale complesso la base delle formazioni plioceniche si rinviene tra 200 e 6.000 m di profondità e lo spessore medio delle formazioni quaternarie è di circa 1.000 m.

Le conoscenze dell'assetto geologico strutturale del Bacino Padano derivano dalle prospezioni geofisiche eseguite da *AGIP* e *SPI*. Queste ultime indicano una suddivisione, dal punto di vista litostratigrafico, in un complesso inferiore ed uno superiore; il primo caratterizzato da formazioni pliocenico pleistoceniche, sostanzialmente costituite da sedimenti in facies marina, il secondo da formazioni oloceniche contraddistinte da depositi messi in posto dalle alluvioni dei fiumi alpino appenninici e dal Po.

Detti complessi formano un'ampia struttura sinclinalica complicata in numerose pieghe e dislocazioni tettoniche con direttrici prevalentemente appenniniche conseguenti alle fasi mioplioceniche (Zona Piacentino Lombarda) e plioceniche inferiori (zona Emiliano Romagnola) che hanno determinato una struttura a carattere compressivo.

L'assetto geostrutturale della base del *Pliocene* nel territorio di Cento, FE, è caratterizzato dalla zona di transizione tra le pieghe del margine appenninico padano denominate Pieghe Romagnole a quella delle Pieghe Ferraresi che prevalgono nel sottosuolo della zona centrale e settentrionale del territorio comunale.

Tali strutture sono interessate da numerose dislocazioni tettoniche a direttrice appenninica, ancor oggi attive, che separano l'area collinare, in lento sollevamento, da quella pianiziale in regime subsidente.

Le Pieghe Emiliane e Romagnole, 3 ÷ 5 km a meridione dell'allineamento Nonantola - S.Giovanni In Persiceto, sono contraddistinte dalla presenza di strutture positive, sovrascorse sul fianco settentrionale, che mediante sovrascorrimenti

embricati in direttrice settentrionale determinano l'innalzamento della base del Pliocene a  $-3 \div -2$  km dal piano campagna. Il substrato prepliocenico, procedendo in verso settentrione, si approfondisce rapidamente sino a giungere a  $-7 \div 8$  km dal p.c. in corrispondenza dell'asse della Sinclinale Soliera – Crevalcore – S. Giovanni in Persiceto - Sabbiuino. Proseguendo in direzione nord il substrato prepliocenico, tende progressivamente ad innalzarsi attestandosi a  $-5 \div -6$  km di profondità nei settori meridionali del territorio di Cento capoluogo, ed  $1.5 \div 2.0$  km nelle zone settentrionali. In queste ultime, mediante faglie inverse e sovrascorrimenti embricati, passa alla Regione delle Pieghe Ferraresi, caratterizzate dall'omonima Dorsale. In corrispondenza di detta anticlinale il tetto delle formazioni preplioceniche sale rapidamente a  $2 \div 1$  km dal p.c. La massima culminazione assiale di detta struttura si riscontra 30 km a nord ovest di Cento e 37 km ad ovest di Casumaro in prossimità di Novi di Modena, località Cavone, dove la base del Pliocene é circa a  $-210 \div -220$  m dal p.c. ( AGIP – SPI - RER ).

I movimenti tettonici che hanno interessato tale regione risultano essersi verificati anche in tempi recenti, denunciando un'attività neotettonica (C.N.R.; *Progetto Finalizzato Geodinamica, Sottoprogetto Neotettonica 1987*), confermata anche dalle migrazioni verso ovest dei fiumi che hanno attraversato tale area e sulle quali hanno probabilmente influito i movimenti della Dorsale Ferrarese, soprattutto per il Po.

Le principali faglie neotettoniche, individuate nel contesto del sopraindicato progetto, non evidenziano la presenza in superficie di dislocazioni attive in prossimità dell'area alla quale appartiene Casumaro.

Nel sottosuolo di quest'ultimo, in base ai dati *AGIP ed IDROSER*, il tetto del Quaternario Marino pleistocenico, si rileva a  $-170 \div -230$  m dal piano campagna , ed é coperto da sedimenti alluvionali formati da livelli sabbiosi più o meno continui, soventemente lentiformi, intercalati a sequenze prevalentemente limoso argillose.

In direzione nord orientale, areale di Casaglia, il tetto del Quaternario Marino si incalza a  $-110 \div -130$  m pc e contestualmente si hanno accentuate diminuzioni in spessore delle sequenze sia del Sintema Emiliano Romagnolo Inferiore (AEI) che superiore (AES6) che si riducono rispettivamente a  $30 \div 50$  m ed a  $40 \div 60$  m, denunciando un'elevata influenza dei movimenti tettonici avvenuti nel bacino centro orientale nel pleistocene medio – medio superiore ( $0.65 \div 0.125$  Ma).

Analogo andamento in diminuzione di spessore denotano i sintemi AES7 ed AES8 che assumono potenze di  $40/60 \div 80$  m ed evidenziano influenze tettoniche, non accentuate, nella parte inferiore dell'AES7.

L'interfaccia acque dolci - acque salmastre presenta un analogo assetto ed è generalmente rinvenibile, tra  $-150$  e  $-200$  m dal piano campagna nella zona tra

Casumaro e Finale Emilia ed a  $-90 \div -120$  m nelle fasce a nord est di Bondeno – Vigarano Mainarda; l'interfaccia acque dolci – acque salmastre procedendo in direzione sud, rispetto a Casumaro, tende progressivamente ad approfondirsi nel sottosuolo attestandosi a  $-220 \div -280/-350$  m p.c.

La serie litostratigrafica, dei depositi alluvionali continentale, ricalca l'assetto strutturale del substrato prepliocenico attenuandolo.

La parte più superficiale dei depositi che affiorano in pianura emiliano - romagnola AES8 è recente; molti di questi sedimenti si sono depositati negli ultimi duemila anni, e derivano dalle complesse interazioni fra il fiume Po ed i fiumi appenninici a Sud, il Mare Adriatico ad oriente.

## **CARATTERI TETTONICI E SISMICI DEL TERRITORIO**

Il sottosuolo del territorio tra Cento – Finale Emilia – Bondeno – Porotto – Poggio Renatico – S. Pietro in Casale, appartiene all'area pianiziale delle Province di Ferrara e Modena, costituite nel settore in oggetto della fascia della media e bassa pianura. Il settore a meridione di Cento – S. Pietro in Casale è caratterizzato dalla sinclinale di Soliera – Nonantola – Crevalcore – Castelmaggiore, che costituisce la zona nella quale il substrato prepliocenico presenta le massime profondità.

Procedendo in verso settentrionale, mediante sovrascorrimenti che impilano verso nord le formazioni plioceniche e preplioceniche, si rinviene l'Arco delle pieghe Ferraresi che evidenzia una struttura a pieghe sinformi ed antiformi, orientate ovest est, che determinano un rapido innalzamento del substrato sino a  $-1,5 \div -2$  km dal piano campagna sino all'allineamento Massa Finalese – Dodici Morelli – S. Agostino e successivamente alla linea di sovrascorrimento presente nel sottosuolo di questi ultimi, si approfondisce a  $-3 \div -3,5$  km sino all'allineamento Reno Finalese – S. Carlo. In tale zona mediante una faglia inversa il substrato prepliocenico risale a  $-2,5 \div -1,5$  km dal piano campagna costituendo la dorsale Villa Rovere – Casumaro – Mirabello, delimita a settentrione dallo sovrascorrimento Scortichino – S. Bianca – Rondoni - Porotto. Le sopradescritte linee tettoniche risulterebbero essere state interessate da movimenti anche in tempi recenti, Pliocene – Pleistocene inf. ( $5 \div 0,89$  Ma<sup>1</sup>), come suggeriscono le flessioni in verso orientale del F. Panaro e F. Reno che non appaiono giustificabili solamente con diversi equilibri di sedimentazione.

Analoga indicazione è correlabile alla progressiva migrazione verso nord nel Po avvenuta, secondo *Viggiani 1974*, negli ultimi 3000 anni che asseconda la conformazione dell'arco delle Pieghe Ferraresi.

---

<sup>1</sup> Ma: Milioni di anni

In tale contesto si collocano inoltre, in base agli studi sui fenomeni di spostamento recente verificatisi nella pianura ferrarese – bolognese - modenese (C.N.R. *Progetto Finalizzato Geodinamico, Sottoprogetto Neotettonica*; 1987), le interruzioni e pulsazioni con fenomeni di rallentamento (sollevamento?) del generale trend subsidente nelle fasce a settentrione di Modena – Bologna. Le principali faglie neotettoniche comunque non risulta interessino l'area sede di Casumaro, con ripercussioni superficiali palesi.

L'assetto geologico delle formazioni sottostanti l'unità dei depositi alluvionali, nelle zone a sud di Mirandola – Bondeno - Porotto ed a settentrione degli stessi, sono costituite dal succedersi di scaglie tettoniche embricate con assi ad orientamento appenninico, vergenti verso nord, separate da faglie inverse che ne determinano l'impilamento in direzione settentrionale.

Nell'insieme tale sistema genera un assetto nel quale le faglie listriche che separano le successioni o unità sovrascorse immergono in direttrice meridionale.

A settentrione di Camposanto - Cento – S. Pietro in Casale l'arco delle Pieghe Ferraresi è scomposto da numerose faglie inverse ad andamento sub verticale; nel settore orientale, circa in corrispondenza dell'allineamento Cinquanta – Ponticelli – Gallo – Penavara, l'alto strutturale è interrotto da uno sovrascorrimento, che successivamente flette in verso est di in direzione di Gaibana - Gambulaga.

All'assetto strutturale sopra descritto sono conseguite condizioni che hanno consentito l'accumularsi di una potente coltre sedimentaria alluvionale che, nel sottosuolo del settore meridionale del territorio di Cento giunge -230 ÷ -280 e nelle zone a settentrione nell'areale di Reno Finalese – Casumaro - Mirabello si attesta a -100 ÷ -140 m dal piano campagna con le sequenze del Gruppo Acquifero A ( 0,35 ÷ 0,45 Ma); detta successione è seguita a sud est sino a -450 ÷ -350 m pc, ed a settentrione sino a -160 ÷ -200 m pc dal Gruppo Acquifero B (0,45 ÷ 0,65/0,8 Ma); dalla sopraddeffta profondità sino a -600 ÷ -550 m pc a meridione e sino a -180 ÷ -230 m pc a nord, si rinviene la parte sommitale del Gruppo Acquifero C (0,65 ÷ 0,8/0,9 Ma). Il tetto dell'interfaccia acque dolci – acque salmastre nelle zone settentrionali si rinviene tra -150 e -200 m pc.

I gruppi acquiferi sopra descritti denotano una moderata influenza dei processi tettonici che hanno coinvolto il bacino Padano alla base del complesso A1 (AES7 – sino a 0.125 Ma) e sensibili influenze nei complessi A2 – 3 – 4 (AES – 0.125 ÷ 0.45 Ma); sono evidenti pronunciate influenze dei movimenti tettonici nel gruppo acquifero B (AEI – 0.45 – 0.65/08 Ma).

L'interazione tra le strutture che costituiscono le Pieghe Emiliano – Romagnole e l'arco delle pieghe ferraresi, alla quale è conseguito il sollevamento dell'omonima dorsale, evidenzia attività delle linee rappresentate dal fronte di accavallamento della



Successione Carbonatica Meso – Cenozoica e dallo sovrascorrimento che delimita l'ala settentrionale della Dorsale Ferrarese, entrambi orientati ovest ovest nord – est est sud circa da Mirandola a Poggio Renatico.

Sono inoltre individuati settori del Fronte di Accavallamento del Basamento circa tra Galliera e Gallo 10 ÷ 14 km a sud est di Reno Finalese - Mirabello.

A sud della fascia meridionale dell'area urbanizzata di Casumaro, 1 ÷ 1,5 km, è identificata nel sottosuolo, una linea di sovrascorrimento orientata ovest nord ovest – est sud est estesa circa secondo l'allineamento Villa Rovere – Reno Finalese – S. Carlo, di età plio – pleistocenica inferiore (4.5 - 1 Ma) classificata a possibili riattivazioni nei periodi successivi.

Alle fasi compressive che hanno generato le sopradescritte strutture è correlata l'attività sismogenetica, prevalentemente di tipo superficiale: come denotano i fuochi sismici che si originano per la parte maggiore nei primi 15 km dal piano campagna, nella zona di interesse del territorio in oggetto; tale condizione è confermata dagli epicentri sismici con  $M = 5 \div 5,5$  di: Novellara/Correggio - Modena - Casalecchio di Reno, Bologna, Ozzano, quelli con  $m = 4 \div 4,5$  di: Ponte Samoggia, di Casadio, S. Giobbe, gli epicentri con  $M > 5,5$  di Molinella e Barbana.

Comprovano quanto esposto i recenti eventi sismici avvenuti nel maggio 2012 con  $MW = 6 - 6.1$  con epicentri rispettivamente 12 km a nord est tra Finale Emilia e Gavello e 21 km ad ovest in prossimità di Cavezzo.

A detti eventi sono conseguiti effetti locali nel territorio di Casumaro – Reno Finalese con intensità MCS corrispondenti a  $I_s = V - VI$ ; a S. Agostino – Mirabello di  $I_s = VI$ ; a Finale Emilia – S. Carlo equivalenti a  $I_s = VI - VII$ : dati aggiornati al 15/06/2012 *Protezione Civile Nazionale*.

## **INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO**

La zona settentrionale del territorio di Cento, FE, appartiene alla fascia della bassa Pianura Padana Appenninica costituitasi tra l'area dei conigli alluvionali pedeappenninici e la zona di dominio del Po. Detto settore pianiziale è caratterizzato nel sottosuolo da successioni di orizzonti prevalentemente argillosi - argilloso limosi, ai quali si intercalano sequenze di strati sabbiosi generalmente di spessore equivalente (zone nord) o inferiore alle unità sopra indicate (zone sud).

La genesi di tali depositi, correlata a vari cambiamenti delle condizioni climatiche, è stata direttamente interessata dai processi evolutivi geostrutturali del margine appenninico che hanno determinato una deposizione a spiccata lenticolarità dei corpi sedimentari alluvionali. Questi ultimi tendono a convergere e fondersi in verso sud, al collegamento con gli affioramenti pedeappenninici, ed a suddividersi nettamente, sulla verticale, procedendo in direzione nord raggiungendo spessori

massimi di 600 - 750 m in corrispondenza della sinclinale Soliera – S. Agata B.se – S. Giovanni in Persiceto.

Negli ambiti planiziali i corsi d'acqua svolgono prevalentemente un'azione sedimentante e pertanto un fiume in tali condizioni è libero di espandere le proprie acque sulle aree che lo fiancheggiano, in occasione delle piene.

Nei modelli di accrescimento analoghi a quello descritto, i materiali in carico alle acque si distribuiscono in modo che quelli più grossolani, cioè le sabbie o ghiaie, formino, oltre alle barre, le sponde naturali d'alveo; d'altra parte le frazioni più fini come le argille limose, si depositano nei punti più distanti dagli argini e quindi nelle depressioni comprese tra un fiume e l'altro.

Di conseguenza le unità litologiche superficiali evidenziano nelle componenti granulometriche sabbiose o ghiaiose, ambienti sedimentari ad energia idrodinamica elevata (tratti d'alveo), mentre le aree costituite da litotipi argilloso limosi definiscono settori di bassa energia, a sedimentazione lenta, concordanti con ambienti palustri.

In base alle caratteristiche dell'ambiente fisico naturale i corsi d'acqua naturali, una volta raggiunto un determinato livello rispetto ai terreni a loro circostanti, tendono ad alluvionare, in occasione di variazioni climatiche con forti aumenti delle piovosità, mutando il loro corso, colmando così le aree più depresse comprese tra gli alvei.

L'ambito evolutivo naturale della pianura padana, caratterizzato da condizioni di equilibrio dinamico, è stato fortemente influenzato dall'azione dell'uomo. Quest'ultimo, per cautelarsi dalle esondazioni, ha costretto i corsi d'acqua a scorrere sempre negli stessi alvei, elevando gli argini di pari passo all'innalzamento dei letti fluviali. Tale irrigidimento della rete idrografica naturale ha accentuato i dislivelli tra i fiumi ed i territori che li fiancheggiano sia per un mancato apporto di materiali che per l'incremento di subsidenza differenziale correlata al maggior grado di compressibilità dei materiali fini (argille limi) rispetto a quelli più grossolani (sabbie).

Dette variabilità degli aspetti paesaggistici sono strettamente connesse con i mutamenti climatici succedutisi negli ultimi 12.000 anni che da condizioni fredde del Preboreale (10.000 b.p.) sono progressivamente diventate più calde dapprima con caratteristiche di ambienti asciutti nel Boreale (9.000 ÷ 8.000 b.p.) e successivamente temperato umide con l'Atlantico (8.000 ÷ 5.000 b.p.). A questo è seguito un declino delle temperature con il Sub Boreale (5.000 ÷ 2.500 b.p.) e poi un clima temperato umido Sub Atlantico da 2.500 b.p. ad oggi.

In quest'ultimo periodo si sono verificate due fasi di recrudescenza climatica con l'instaurazione di episodi freddi circa 2300 ÷ 2500 anni fa (neoglaciale) e 1500 ÷ 1750 anni fa (piccolo glaciale).

Nel periodo circa tra il 700 ed il 1.200 d.C., caratterizzato da sensibile innalzamento della temperatura media (optimum termico medioevale), si sono verificati fenomeni alluvionali di tipo catastrofico come evidenziano studi pollinici e residui di tronchi sepolti rinvenuti in ambiti vallivi, a profondità variabili tra 4 - 8 e 10 - 15 m dal piano campagna.

L'instabilità idraulica del territorio determinava quindi la presenza di un assetto morfologico ad ampie ondulazioni nel quale si delineavano fasce a dosso prevalentemente emerse e zone a morfologia concava generalmente sede di ambiti palustri.

Dette unità paesaggistiche risultavano tra loro collegate da settori di territorio soggetti a fasi alterne di sommersione ed emersione in funzione dell'andamento climatico.

Le caratteristiche di variabilità del paesaggio concordano con le emergenze morfologiche presenti nell'area circa compresa tra il F. Panaro ed il Cavo Napoleonico.

Si riscontra infatti una conformazione pianeggiante, a blanda ondulazione in senso sud nord, che si contraddistingue con la presenza di tratti residuali di antichi percorsi fluviali orientati prevalentemente in direzione ovest - est uno dei quali, a tracce evidenti, si osserva nel settore del capoluogo che appartiene alla fascia allungata in direzione ovest est con andamento sub parallelo alla Sp 67, che collega Finale Emilia – Casumaro - Mirabello.

Altri tratti di percorsi di canale fluviale estinto si riscontrano a sud e nord di detta sp. Alcuni di questi presentano geometrie sub- meandrifirme in prossimità di La Prospera – S. Bianca ed a nord est nelle vicinanze di Ponte Rondoni.

A meridione della strada Finale E. – Mirabello le morfostrutture di antichi percorsi di canale fluviale, osservabile 1 ÷ 2,5 km a meridione di Casumaro si sviluppano in direzione ovest est assecondando l'orientamento delle strutture sepolte presenti nel sottosuolo (Carta Geomorfologia PSC, 2011).

Le fasce di territorio comprese tra i sopra descritti corpi fluviali estinti, attribuibili alle zone di un piana periodicamente esondata, presentano blanda inclinazione in direzione ovest –est e morfologie leggermente depresse rispetto ai settori circostanti.

Tali conformazioni territoriali, unitamente alle caratteristiche litologico granulometriche dei terreni che formano i primi 2 ÷ 4 m del sottosuolo, indicano la correlabilità con ambienti a sedimentazione lenta di tipo palustre in valli di pianura.

Nella zona sud dell'area urbanizzata le pendenze medie territoriali variano tra 0,4 ÷ 0,7 ‰. In tale settore i primi 2 ÷ 4 m del sottosuolo, ad eccezione delle zone costituite da materiali di riporto antropico, si rinviene la presenza di terreni formati da alternanze prevalentemente limoso argillosi ed argilloso limose.

Le sopra descritte caratteristiche territoriali sono in accordo con i dati ottenuti dalle verticali delle indagini geognostiche effettuate le quali, superati i primi  $1 \div 1.5$  m dal piano campagna costituiti da materiali di riporto e/o rimaneggiati, evidenziano la presenza da sino a  $-5 \div -6$  m pc di alternanze prevalentemente limoso argillose – argilloso limose con intercalati subordinati sottili strati ( $0,4 \div 0,6$  m) limoso sabbiosi - sabbioso limosi ad assetto lentiforme, ascrivibili alle fasce di piana esondabile al bordo dei corpi di canale fluviale.

## **CARATTERI IDROGEOLOGICI**

In funzione delle condizioni di pericolosità sismica correlate alla presenza delle acque nel sottosuolo, suscettibilità alla liquefazione, l'analisi delle caratteristiche idrogeologiche del settore i territorio al quale appartiene l'area di intervento sono state sviluppate in riferimento all'acquifero freatico. Quest'ultimo nelle zone settentrionali del territorio comunale di Cento è infatti caratterizzato nei primi  $10 \div 20$  m del sottosuolo della presenza di alternanze che includono corpi sabbioso limosi – sabbiosi, sia a sviluppo tabulare che lentiformi, saturati dalla falda freatica: acquifero con tetto della superficie piezometrica libera.

La soggiacenza nella zona del territorio comunale a cui appartiene Casumaro, al periodo dei rilevamenti del PSC 2011, è stata mediamente riscontrata a  $-2.5 \div -3$  m pc.

### ***Assetto piezometrico dell'acquifero freatico***

La conformazione della superficie piezometrica è condizionata, oltre che dall'andamento del substrato, dai valori di trasmissività ( $T = mq/sec$ ), dall'assetto topografico e dal reticolo idrografico superficiale. Questa tavola, evidenzia quindi la geometria dei deflussi idrici sotterranei e fornisce informazioni su:

- ◆ quote in m s.l.m delle curve di livello dell'acqua nel sottosuolo
- ◆ modalità e direzioni di diffusione dei fluidi nel sottosuolo
- ◆ profondità dell'acqua nel sottosuolo rispetto al piano campagna
- ◆ L'efficacia o la carenza dei sistemi di drenaggio o di irrigazione dal confronto con il reticolo idrografico superficiale

L'analisi sull'assetto della falda freatica è stata effettuata in base alla carta della superficie freatica elaborata nel contesto delle disamine di PSC 2011 (AA.VV. – UNI FE).

Le geometria dei moti di flusso idrico sotterraneo nel settore di territorio al quale appartiene Casumaro, al confine con il comune di Finale Emilia, denota la presenza di

una falda conica divergente con direzioni dei deflussi idrici sotterranei orientate a sud est, a meridione della Sp n° 67 ed a nord est a settentrione della medesima. In dette zone del territorio l'acquifero freatico presenta una conformazione a falda conica convergente con direttrici di moto dei flussi idrici sotterranei orientate ad est. L'assetto della superficie piezometrica evidenzia un effetto alimentante del paleoalveo esteso in direzione ovest est con andamento sub parallelo alla sp n°67 sino a Ca Rossa di sopra.

Analogo effetto alimentante per l'acquifero freatico è evidenziato dal paleoalveo del F. Reno circa da S. Agostino – S. Carlo a Mirabello.

### ***Soggiacenza***

La profondità dell'acqua nel sottosuolo, riferita al periodo dei rilevamenti di PSC (2011), nella zona sud dell'urbanizzato a cui appartiene la scuola media ed elementare di Casumaro corrispondeva a:

$$\delta H_2O = -2.0 \div -2.5 \text{ m}$$

Al periodo di esecuzione delle indagini geognostiche, per la modellazione geologico geotecnica del sito sede dell'area di impronta del nuovo edificio della scuola di Casumaro, luglio 2012, nei fori delle indagini effettuate si è rilevato il livello della falda freatica a profondità dal piano campagna variabili tra:

$$\Delta H_2O = -3 \div -3.5 \div -4.4 \text{ m}$$

con prevalenza statistica delle profondità a -3.5 m pc.

Detti valori di soggiacenza evidenziano un'esecuzione negativa del livello idrico sotterraneo rispetto alle rilevazioni di PSC 2011, corrispondente mediamente a:

$$\delta_{EP} = 1.5 \div 2 \text{ m}$$

## **MODELLAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE**

### ***Inquadramento topografico***

Le coordinate geografiche (ellissoide ED50) relative circa al centro dell'area di intervento corrispondono a:

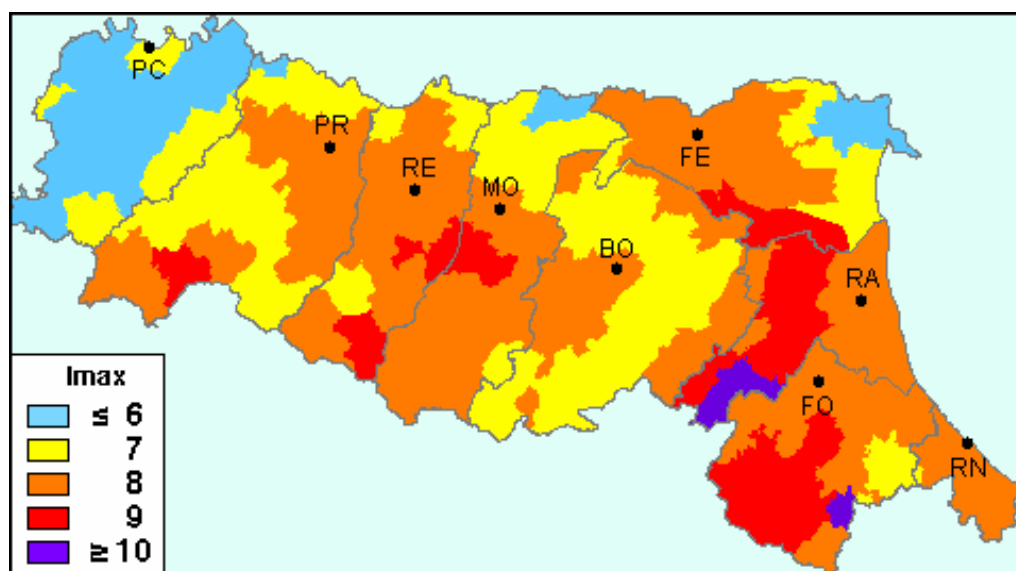
$$11.28883 \div 44.72310$$

(utilizzate per il calcolo dell'azione sismica – DM 14-01-08)

## ***CLASSIFICAZIONE SISMICA – PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE***

Nell'ambito territoriale in cui ricade L' area comunale di Cento (FE) il catalogo delle massime intensità macrosismiche osservate nei comuni italiani, valutate a partire dalla banca dati macrosismici del GNDT e dai dati del Catalogo dei Forti

Terremoti in Italia di ING/SGA, Elaborato per il Dipartimento della Protezione Civile (*D. Molin, M. Stucchi e G. Valensise, 1996*) documenta eventi sismici giungenti al 7° – 8° grado della *Scala Mercalli - Cancani – Sieberg*, con intensità massima corrispondente ad  $M = 5,5 \div 5,9$ , come evidenziato nella seguente figura.



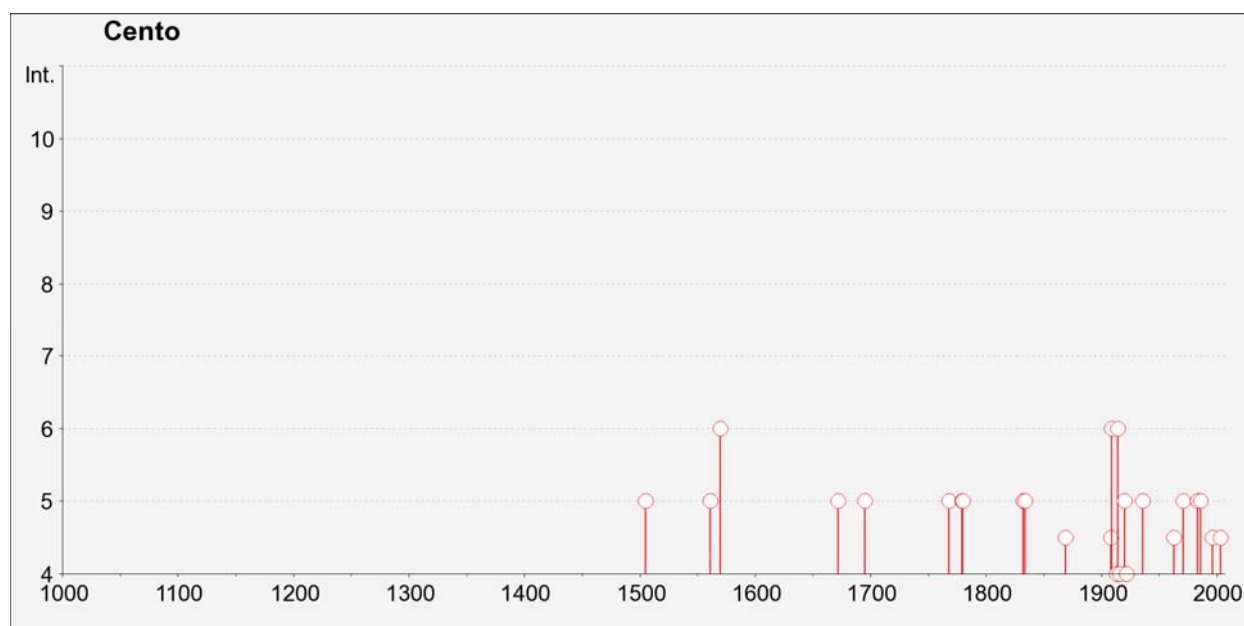
Nell'ambito territoriale a cui appartiene il comune di Cento il *Database Macrosismico DBMI11*, (M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi (a cura di), 2011. DBMI11, la versione 2011 del Database Macrosismico Italiano. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11>) utilizzato per la compilazione del *catalogo parametrico CPTI11* sono documentati gli eventi sismici di seguito riportati:

**Storia sismica di  
Cento**  
Numero di eventi: 46

Effetti	In occasione del terremoto del:				
I[MCS]	Data	Ax	Np	Io	Mw
5	<a href="#">1505 01 03 02:00</a>	Bolognese	31	8	5.57 ±0.25
5	<a href="#">1561 11 24 01:25</a>	Ferrara	5	5-6	4.51 ±0.34
6	<a href="#">1570 11 17 19:10</a>	Ferrara	60	7-8	5.46 ±0.25
NC	<a href="#">1624 03 19 19:45</a>	Argenta	18	7-8	5.47 ±0.49
5	<a href="#">1672 04 14 15:45</a>	Riminese	92	8	5.61 ±0.21
5	<a href="#">1695 02 25 05:30</a>	Asolano	82	10	6.48 ±0.18
5	<a href="#">1768 10 19 23:00</a>	Appennino romagnolo	45	9	5.87 ±0.21
3	<a href="#">1779 06 01 23:55</a>	Bolognese	8		
5	<a href="#">1779 06 04 07:00</a>	Bolognese	13	7	5.24 ±0.52
5	<a href="#">1779 06 10 08:35</a>	Bolognese	10		
5	<a href="#">1779 07 14 19:30</a>	Bolognese	17		
F	<a href="#">1779 11 23 18:30</a>	Bolognese	14	5	4.99 ±0.31
5	<a href="#">1780 02 06 04:00</a>	Bolognese	9	6	5.13 ±0.57
5	<a href="#">1832 03 13 03:30</a>	Reggiano	98	7-8	5.53 ±0.18

Effetti	In occasione del terremoto del:				
I[MCS]	Data	Ax	Np	Io	Mw
5	<a href="#">1834 10 04 19:00</a>	Bolognese	12	6	4.85 ±0.43
4-5	<a href="#">1869 06 25 13:58</a>	Media valle del Reno	18	7-8	5.42 ±0.48
3	<a href="#">1870 10 30 18:34</a>	Romagna	41	8	5.58 ±0.27
3	<a href="#">1873 03 12 20:04</a>	Marche meridionali	196	8	5.95 ±0.10
F	<a href="#">1873 06 29 03:58</a>	Bellunese	199	9-10	6.32 ±0.11
3	<a href="#">1878 03 12 21:36</a>	Bolognese	31	6	5.06 ±0.30
F	<a href="#">1881 01 24 16:14</a>	Bolognese	38	7	5.16 ±0.30
F	<a href="#">1881 01 25 07:06</a>	Bolognese	18		
NF	<a href="#">1898 01 16 12:1</a>	Romagna settentrionale	73	6-7	4.79 ±0.33
NF	<a href="#">1904 11 17 05:02</a>	Pistoiese	204	7	5.15 ±0.14
4-5	<a href="#">1908 06 28 03:1</a>	Finale Emilia	15	5	4.27 ±0.53
6	<a href="#">1909 01 13 00:45</a>	BASSA PADANA	799	6-7	5.53 ±0.09
4	<a href="#">1913 11 25 20:55</a>	Val di Taro	73	4-5	4.84 ±0.20
6	<a href="#">1914 10 27 09:2</a>	Garfagnana	618	7	5.76 ±0.09
F	<a href="#">1916 05 17 12:4</a>	Alto Adriatico	132		5.95 ±0.14
4	<a href="#">1916 08 16 07:06</a>	Alto Adriatico	257		6.14 ±0.14
F	<a href="#">1919 06 29 15:0</a>	Mugello	566	10	6.29 ±0.09
5	<a href="#">1920 09 07 05:5</a>	Garfagnana	756	10	6.48 ±0.09
4	<a href="#">1922 05 24 21:1</a>	Ferrarese	7	4	4.34 ±0.25
NF	<a href="#">1930 10 30 07:1</a>	SENIGALLIA	263	8	5.81 ±0.09
5	<a href="#">1936 10 18 03:1</a>	BOSCO CANSIGLIO	267	9	6.12 ±0.09
3-4	<a href="#">1939 10 15 14:05</a>	Garfagnana	62	6-7	5.08 ±0.16
4-5	<a href="#">1963 04 05 13:4</a>	Finale Emilia	6	4-5	4.09 ±0.34
5	<a href="#">1971 07 15 01:3</a>	Parmense	229	8	5.64 ±0.09
3-4	<a href="#">1980 11 23 18:3</a>	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.89 ±0.09
5	<a href="#">1983 11 09 16:2</a>	Parmense	850	6-7	5.06 ±0.09
5	<a href="#">1986 12 06 17:0</a>	BONDENO	604	6	4.61 ±0.10
3	<a href="#">1989 09 13 21:5</a>	PASUBIO	779	6-7	4.88 ±0.09
2-3	<a href="#">1992 04 17 11:5</a>	Montevoglio	56	4-5	4.32 ±0.18
4-5	<a href="#">1996 10 15 09:5</a>	Correggio	135	7	5.41 ±0.09
NF	<a href="#">2000 06 18 07:4</a>	Parmense	300	5-6	4.43 ±0.09
4-5	<a href="#">2003 09 14 21:4</a>	Appennino bolognese	133	6	5.29 ±0.09

Dove: Io ed Mw = Intensità e Magnitudo sismica epicentrale; Is = Intensità sismica percepita



(tabella e grafico reperiti dall'archivio DBMI04, consultabile al sito internet <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/>)

In occasione dei sismi che hanno colpito il territorio il 20 e 29 maggio 2012 l'area di Casumaro ha subito effetti corrispondenti al 5° - 6° grado MCS (Fonte: "Rilievo Macrosismico MCS Speditivo" – Rapporto Finale – Protezione Civile – Giugno 2012)

Le mappe di scuotimento INGV (<http://shakemap.rm.ingv.it/shake>) per gli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, indicano per la parte di territorio a cui appartiene il centro commerciale Bennet di Cento FE i parametri di seguito esposti:

#### **EVENTO del 20 maggio 2012 M = 5.9 – sito scuola Casumaro**

PGA = 0.21g

PGV 18 cm/s

PSA 0.3 sec = 0.37g

PSA 1.0 sec = 0.15g

PSA 3.0 sec = 0.02g

#### **EVENTO del 29 maggio 2012 M = 5.8 – sito scuola Casumaro**

PGA = 0.13g

PGV 9.5 cm/s

PSA 0.3 sec = 0.41g

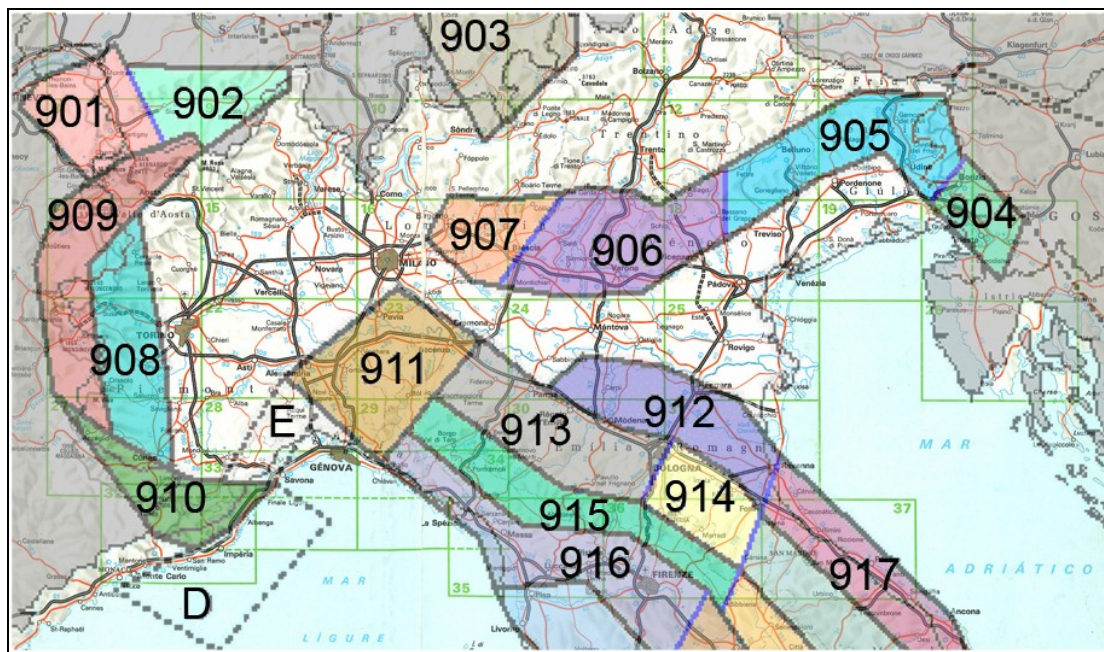
PSA 1.0 sec = 0.08g

PSA 3.0 sec = 0.02g



Gli epicentri sismici verificatisi nel territorio in analisi hanno origine, per la percentuale maggiore, nei primi 10 ÷ 25 km del sottosuolo evidenziando la prevalenza di un'attività sismogenetica di tipo superficiale.

La zonazione sismica del territorio nazionale, che identifica le zone sorgente a caratteristiche sismiche omogenee, elaborata da I.N.G.V. (2003), attribuisce l'ambito territoriale in oggetto alla zona sismogenetica 912, quindi alla zona di dominio della Dorsale Ferrarese.



Zonazione sismogenetica ZS9 (INGV, 2004)

La riclassificazione sismica del territorio nazionale OPCM 3274/2003 attribuisce il comune di Cento alla zona 3 con grado di sismicità, riferito alla previgente normativa sismica, equivalente agli ambiti con S6.

I parametri di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo,  $a_g$ , relativi all'area di pertinenza del settore di territorio in esame, in base alla griglia dell'NTC 14/01/2008, (precedente al maggio 2012), sono congruenti con quelli delle classificazioni sopra esposte.

## AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

**DM 14/01/2008**

Sulla base delle indicazioni contenute delle NTC di cui al D.M. 14/01/08, per l'area in esame, considerando, strutture di classe III (vita nominale  $V_n = 50$  anni, coefficiente d'uso  $C_u = 1,5$ ;  $V_r = 75$  anni), risultano i seguenti valori di accelerazione di riferimento al suolo e parametri per il calcolo degli spettri di risposta di riferimento, in funzione dei diversi stati limite considerati:

STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c$ (s)
SLO	45	0.048	2.494	0.266
<b>SLD</b>	<b>75</b>	<b>0.061</b>	<b>2.501</b>	<b>0.276</b>
<b>SLV</b>	<b>712</b>	<b>0.175</b>	<b>2.560</b>	<b>0.274</b>
SLC	1462	0.233	2.495	0.283

dove:

SLO = Stato limite di operatività;  $P_{vr} = 81\%$

SLD = Stato limite di danno;  $P_{vr} = 63\%$

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita;  $P_{vr} = 10\%$

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso;  $P_{vr} = 5\%$

$a_g$  = accelerazione massima di riferimento al suolo

$F_0$  = fattore di amplificazione

$T_c$  = inizio del tratto orizzontale dello spettro di risposta

**D.A.L. R.E.R. 112/2007**

Il valore della  $a_g$  di riferimento, con probabilità di eccedenza dell'evento sismico del 10% in 50 anni, riportato nell'allegato A4 della Delibera dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia Romagna n°112/2007, per il comune di Cento, corrisponde a

$$a_{refg} = 0,157 \text{ g}$$

## PROSPEZIONE SISMICA INTEGRATA ATTIVA - PASSIVA

In riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale: D.M. 14/01/2008 ed a quanto previsto negli elaborati di microzonazione sismica del QC. PSC di Cento 2011, per determinare la categoria del suolo di fondazione, sono state eseguite due prospezioni geofisiche con metodo integrato attivo - passivo (Re.Mi./MASW), per la rilevazione della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ .

Le prospezioni si sono effettuate con un sismografo digitale a 24 canali ad elevata dinamica *GEOMETRICS GEODE*, attrezzato con 24 geofoni verticali con frequenza propria di 4,5 Hz, disposti ad interasse di 3 m per una lunghezza totale di stendimento di 69 m.

Nella procedura del “metodo attivo” le onde superficiali sono generate mediante una sorgente impulsiva disposta a piano campagna e sono registrate da uno stendimento lineare costituito ricevitori posti a distanza variabile.

Il procedimento del “metodo passivo” presenta caratteristiche geometriche dello stendimento uguali a quelle del sistema attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (microtremore) prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

Le due tecniche esaminano bande spettrali differenti: il metodo attivo consente di acquisire in modo dettagliato una curva di dispersione nel range di frequenza compreso tra 10 e 40 Hz e fornisce informazioni relative alla parte più superficiale del sottosuolo (fino a circa 10-20 m di profondità); il metodo passivo permette di determinare e definire una curva di dispersione nelle bande di frequenza tra 2 e 20 Hz e fornisce informazioni sugli strati più profondi.

La combinazione delle due tecniche consente di ottenere uno spettro completo nella banda di frequenza comprese tra 2 e 40 Hz e consente una dettagliata ricostruzione dell'andamento della velocità delle onde di taglio fino a circa 30-100 m di profondità, in funzione della lunghezza dello stendimento.

Nell'esecuzione della prova MASW (attiva) è stato utilizzato come sistema di energizzazione una mazza di 10 Kg battente su piattello metallico. Per aumentare il rapporto segnale/rumore si è proceduto alla somma di più energizzazioni (processo di stacking). La sorgente è stata posta ad una distanza di 6 e 10 m dal primo geofono (“Optimum Field Parameters of an MASW Survey”, *Park et al., 2005; Dal Moro, 2008*).

Per l'acquisizione dei microtremori ambientali sono state effettuate venti registrazioni della durata di 30 sec con una frequenza di campionamento di 500 Hz.

L'elaborazione del segnale consiste nell'operare, tramite un opportuno software, una trasformata bidimensionale “*slowness-frequency*” ( $p$ - $f$ ) che analizza l'energia di propagazione del rumore in entrambe le direzioni della linea sismica e nel rappresentare lo spettro di potenza su un grafico  $p$ - $f$ . Gli spettri delle singole acquisizioni sono quindi mediati, escludendo eventualmente quelli che presentano una bassa coerenza.

In tale spettro mediato si evidenziano gli andamenti che possiedono sia una spiccata coerenza di fase che una potenza significativa, ed è possibile un riconoscimento visivo delle onde di superficie (che hanno carattere dispersivo), da quelle riconducibili ad altri modi e tipi (onde di superficie di ordine superiore, onde di pressione, suono e rumore incoerente).

In funzione di quanto esposto è possibile effettuare un “*picking*”, attribuendo ad un certo numero di punti una o più *slowness* ( $p$  o  $1/\text{velocità di fase}$ ) ed ottenere una “*curva di dispersione*”.

Quest'ultima è visualizzata su un diagramma in cui appare anche la curva di dispersione calcolata a partire da un modello di  $V_s$  che è modificabile in sede di elaborazione. Variando il numero di strati, la loro velocità e la densità, la curva di dispersione calcolata è adattata sino ad aderire il più possibile a quella sperimentale ottenuta con il picking.

I risultati ottenuti ed i relativi diagrammi di elaborazione sono visualizzati nell'allegata scheda “*indagine MASW-Re.Mi.*”, riportante lo spettro di potenza mediato, la curva di dispersione, sia sperimentale che calcolata, ed il relativo modello interpretativo.

### **Identificazione categoria suolo di fondazione**

I dati acquisiti dalle rilevazioni effettuate denotano che i primi 30 m del sottosuolo, soggiacenti il piano di incastro delle fondazioni, sono contraddistinti da velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ , profondità e spessori, come riportato nella seguente tabella:

#### **Stendimento sismico ReMi/MASW 1**

<b>Orizzonte sismostratigrafico</b>	<b>Profondità da p.c. (m)</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b><math>V_s</math> (m/sec)</b>
1	1,4 ÷ 9,0	7.6	130
2	9,0 ÷ 10,8	1.8	160
3	10,8 ÷ 26,6	15.7	260
4	26,5 ÷ 31,4	4.9	370

Tab. a

**Stendimento sismico ReMi/MASW 2**

<b>Orizzonte sismostratigrafico</b>	<b>Profondità da p.c. (m)</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Vs (m/sec)</b>
1	1,4 ÷ 8,7	7.3	130
2	8,7 ÷ 15,8	7.1	210
3	15,8 ÷ 26	10.2	270
4	26 ÷ 31.4	5.4	380

Tab. b

La definizione del valore  $V_{s_{30}}$ , velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m del sottosuolo, si è calcolata mediante la relazione:

$$V_{s_{30}} = \frac{30}{\sum_{i=1,n} \frac{h_i}{v_i}}$$

dove:

$h_i$  = spessore dello strato  $i$ -esimo, m

$v_i$  = velocità onde di taglio strato  $i$ -esimo, m/sec

ottenendo:

$$\text{Re.Mi./MASW1 } V_{s_{30}} = 209 \text{ m/s}$$

$$\text{Re.Mi./MASW2 } V_{s_{30}} = 211 \text{ m/s}$$

Dalle parametrizzazioni sopra esposte e dall'analisi della sequenza sismotecnica risulta che i litotipi che formano i primi 30 m del sottosuolo, sono attribuibili a:

- **Categoria C:** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s_{30}}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu_{30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).

**Fattore di amplificazione sismico locale*****Fattore di amplificazione topografico***

L'area si ubica in una zona pianeggiante, quindi in ottemperanza alle normative regionali e nazionali, il coefficiente di amplificazione topografico corrisponde a:

$$S_T = 1,0 \text{ (categoria T1)}$$

**D.A.L. R.E.R. 112/2007**

Sulla base delle indicazioni della Delibera dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia Romagna n° 112 del 02/05/2007 – Allegato A2, si è determinato il coefficiente di amplificazione sismico locale.

In riferimento allo spessore ed omogeneità dei materiali investigati, si è considerato il caso di ambito di pianura caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, con substrato sismico profondo (>100 m da p.c.).

In occasione di sollecitazione sismica, in funzione delle caratteristiche litostratigrafiche locali, la successione sismostratigrafica può essere interessata dai seguenti fattori di amplificazione (comprensivi dell'effetto di amplificazione topografica):

$$F_a \text{ PGA} \cdot S_T = 1,5 \cdot 1,0 = \mathbf{1,5}$$

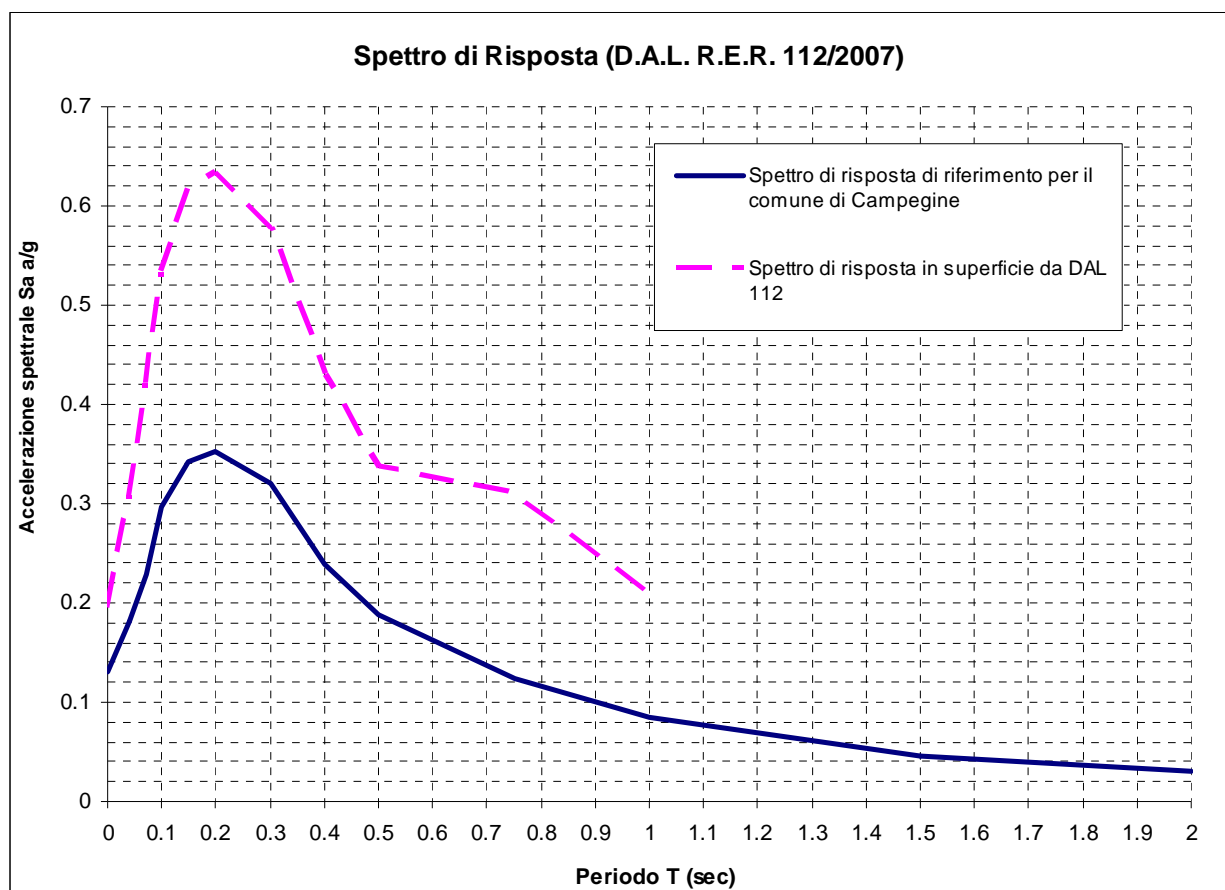
$$F_a \text{ IS } (0,1 < T_0 < 0,5) \cdot S_T = 1,8 \cdot 1,0 = \mathbf{1,8}$$

$$F_a \text{ IS } (0,5 < T_0 < 1) \cdot S_T = 2,5 \cdot 1,0 = \mathbf{2,5}$$

per un valore dell'accelerazione al suolo di riferimento pari a:

$$a_g = 0,157 \text{ g}$$

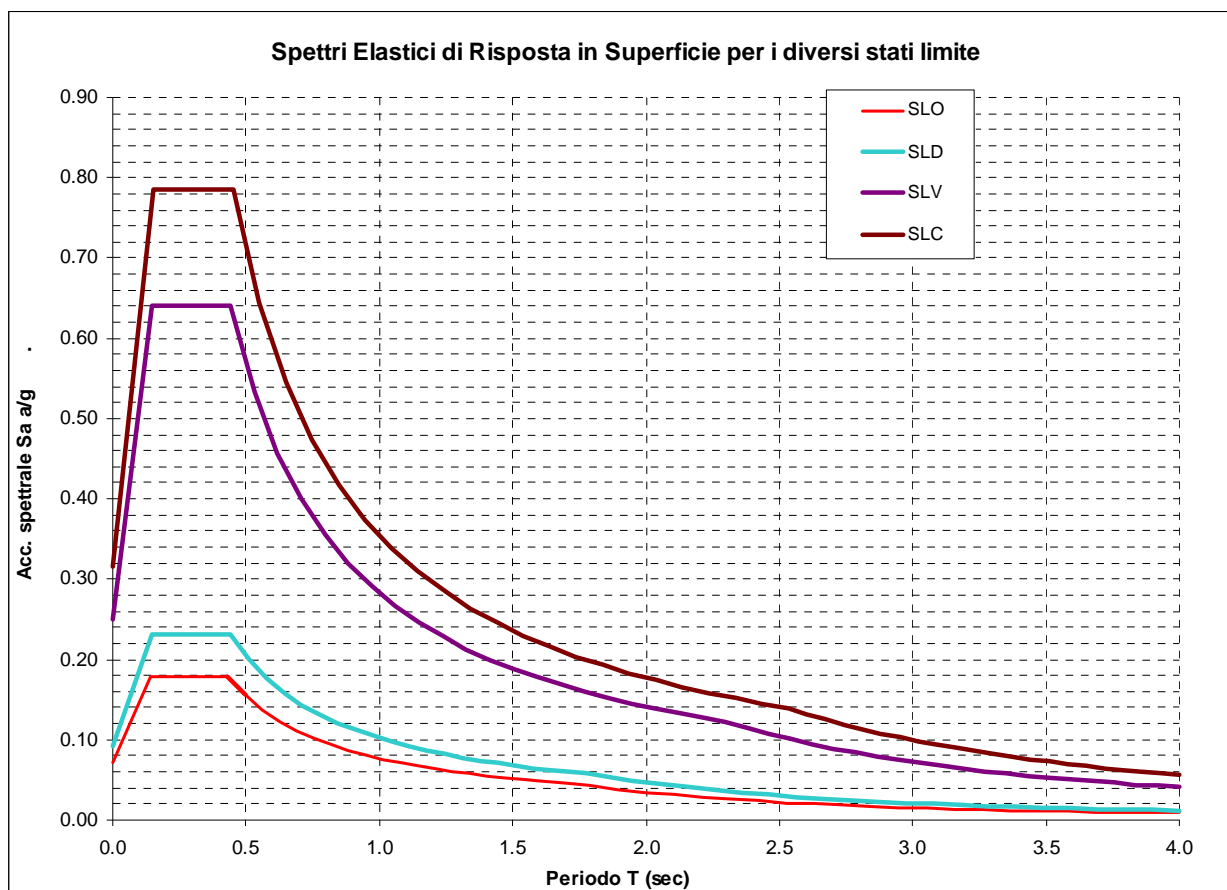
Lo spettro elastico di risposta del bedrock sismico o suolo A, di riferimento e lo spettro di risposta in superficie per i valori di FA sopra indicati, è visualizzato nella seguente figura.



#### **D.M. 14-01-2008**

Sulla base delle indicazioni contenute nelle NTC di cui al D.M. 14/01/08, per l'area in esame, considerando strutture di classe III (vita nominale  $V_n = 50$  anni, coefficiente d'uso  $C_u = 1,5$   $V_r = 75$  anni), risultano, in funzione dei diversi stati limite considerati, i seguenti valori di amplificazione in superficie per la costruzione dei relativi spettri elastici di progetto in superficie (categoria suolo C – Fattore di amplificazione topografico 1,0):

STATO LIMITE	$T_R$ (anni)	S (-)	$C_c$ (-)
SLO	45	1,5	1,626
<b>SLD</b>	<b>75</b>	<b>1,5</b>	<b>1,607</b>
<b>SLV</b>	<b>712</b>	<b>1,432</b>	<b>1,609</b>
SLC	1462	1,351	1,592



dove:

SLO = Stato limite di operatività; Pvr = 81%

SLD = Stato limite di danno; Pvr = 63%

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita; Pvr = 10%

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso; Pvr = 5%

$T_r$  = Tempo di ritorno

S = fattore di amplificazione

$C_c$  = coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

## **ANALISI DI TERZO LIVELLO**

### ***Risposta sismica locale***

Per determinare gli effetti della risposta sismica locale è stato utilizzato un modello di calcolo monodimensionale multistrato continuo, nel quale ogni sismostrato è considerato omogeneo ed isotropo con comportamento viscoelastico-lineare.

Il codice di calcolo 1D adottato: *Shake (Idriss and Sun, 1992)*, simula il modo di propagazione in direzione verticale delle onde sismiche di taglio SH, che si irradiano da un substrato sismico deformabile, orizzontale, ed attraversano livelli litologici



stratificati orizzontalmente ed a spessore costante, sino al raggiungimento della superficie.

Tali condizioni, in rapporto all'energia generata dagli shock sismici ed alle lunghezze ed ampiezze d'onda originate dagli stessi, sono soddisfatte dalle condizioni litostratigrafiche presenti nell'ambito territoriale in oggetto.

I dati di ingresso richiesti dal sopradDETTO codice di calcolo sono: numero degli strati, spessore, densità, modulo di taglio massimo iniziale ( $G_0$ ), rapporto di smorzamento iniziale ( $D_0$ ), legge di variazione normalizzata del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento in funzione della deformazione di taglio, profondità del bedrock sismico e sue proprietà elastiche, accelerogrammi di riferimento.

Le valutazioni sono state eseguite in condizioni di assenza di manufatti (*free field*), ed i suddetti accelerogrammi sono stati scalati al valore di accelerazione massima corrispondente a quella di riferimento per un'eccedenza del 10 % in 75 anni che per l'area in analisi corrisponde a:

$$a/g = 0,175$$

La definizione degli input sismici utilizzati per le simulazioni di scuotimento in superficie è stata effettuata confrontando lo spettro di risposta degli accelerogrammi selezionati opportunamente scalati, con quella dello spettro a probabilità uniforme determinato secondo le indicazioni della DAL 112-2007, avendo cura di ottenere una congruenza rientrante nella forma normalizzata  $\pm$  la deviazione standard. Tale procedura ha portato alla selezione di 9 accelerogrammi di input, tre dei quali presenti nella banca dati approntata dalla regione Emilia Romagna, disponibili al sito internet <http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/sismica.htm> (accelerogrammi 46, 126, 354), due ottenuti da selezione nel database internazionale "European strong-motion database" <http://www.isesd.hi.is/> (accelerogrammi 946, 1241) e quattro derivati dalla definizione di accelerogrammi di riferimento per l'argine destro del Po redatta da A.Marcellini, D.Albarello, D.Gerosa (accelerogrammi 55, 4675, 6239, 7059).

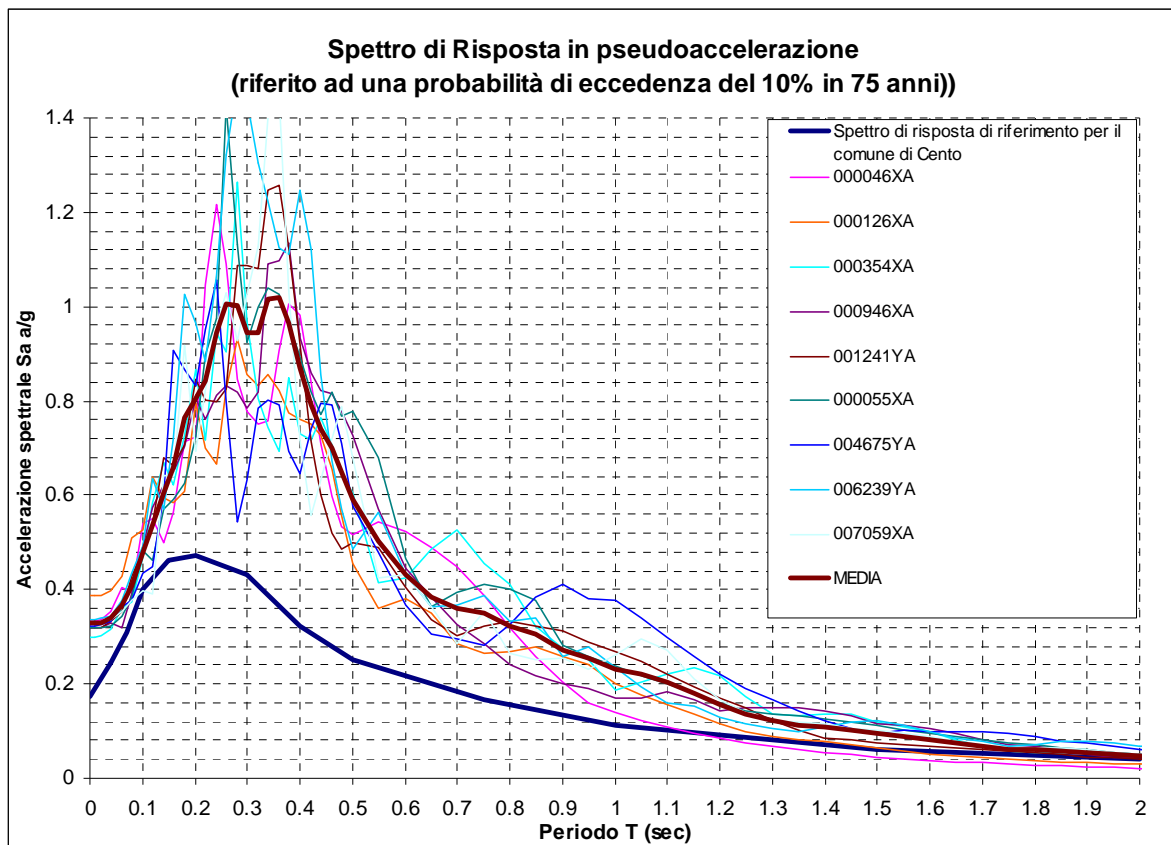
### **Calcolo degli effetti di sito**

Per il calcolo dello scuotimento in superficie è stato utilizzato un modello numerico che simula la propagazione verticale di onde SH attraverso strati piano paralleli omogenei ed isotropi a partire da uno strato di riferimento rigido (bedrock sismico). Nell'analisi è stato considerato il comportamento di tipo non lineare dei terreni con il livello di deformazione, desumendo i parametri di decadimento da dati bibliografici per litotipi simili a quelli dei terreni di Cento.

Il codice di calcolo utilizzato per le simulazioni di scuotimento in superficie è *Proshake* (EduPro Civil System, Inc) che si basa quasi interamente sul modello di

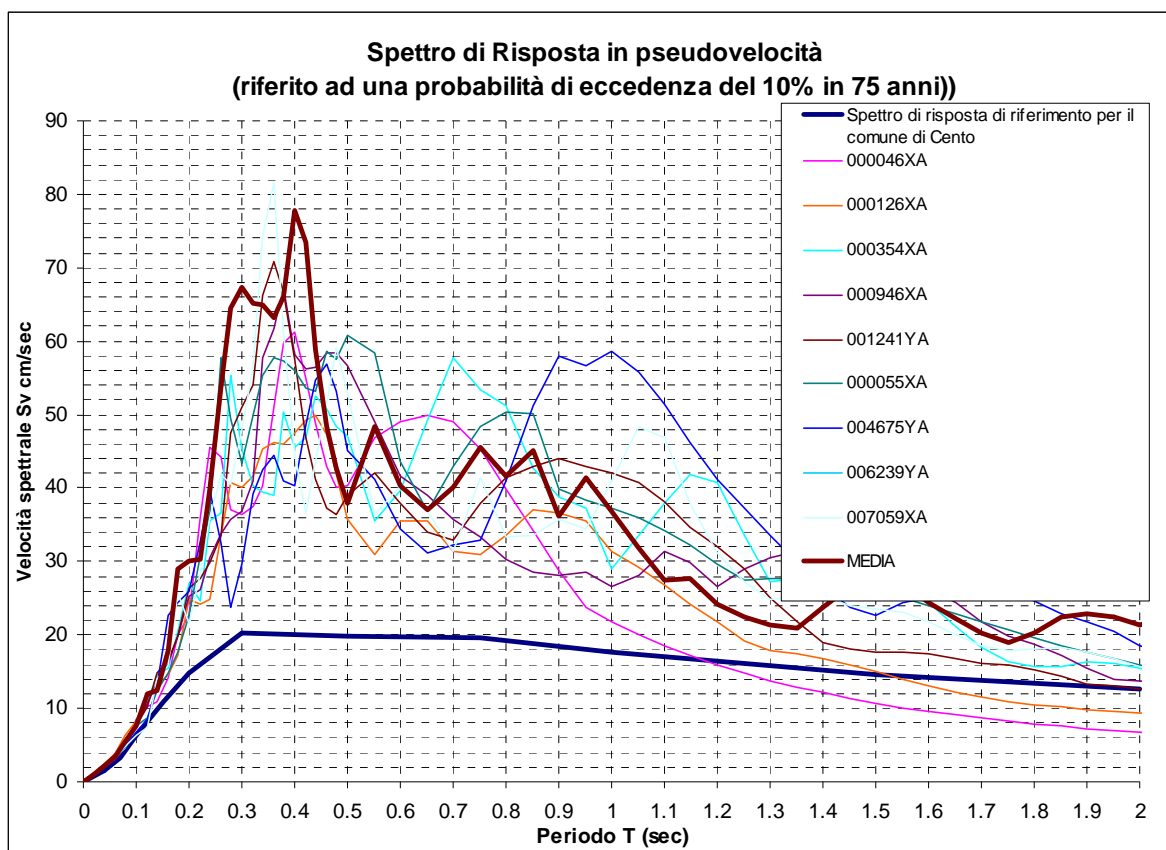
calcolo di *Shake91* (Idriss e Sun, 1992)<sup>2</sup>, modificandone l'interfaccia di immissione dati per un più facile utilizzo.

Le simulazioni sono state effettuate per tutte le indagini geofisiche con metodo Re.Mi. effettuate, estrapolando i valori e le profondità sino al raggiungimento di  $V_s = 700$  m/sec, calcolando lo spettro di risposta in superficie applicando i moti di riferimento al tetto del bedrock sismico precedentemente definito ottenendo i risultati di seguito riportati per le due verticali di indagine Remi/MASW.

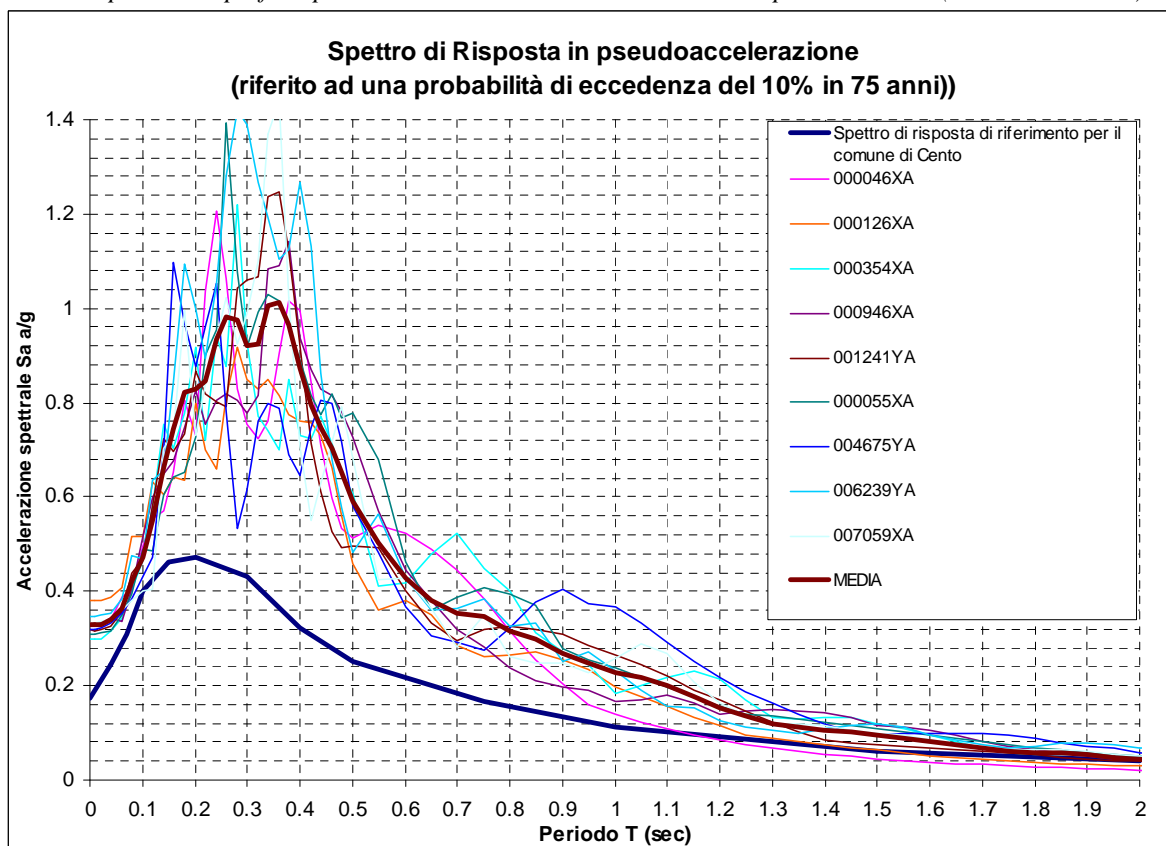


Spettro di risposta in superficie definito mediando i risultati degli spettri ottenuti applicando gli scuotimenti selezionati alla sismostratigrafia Re.Mi./MASW 1.

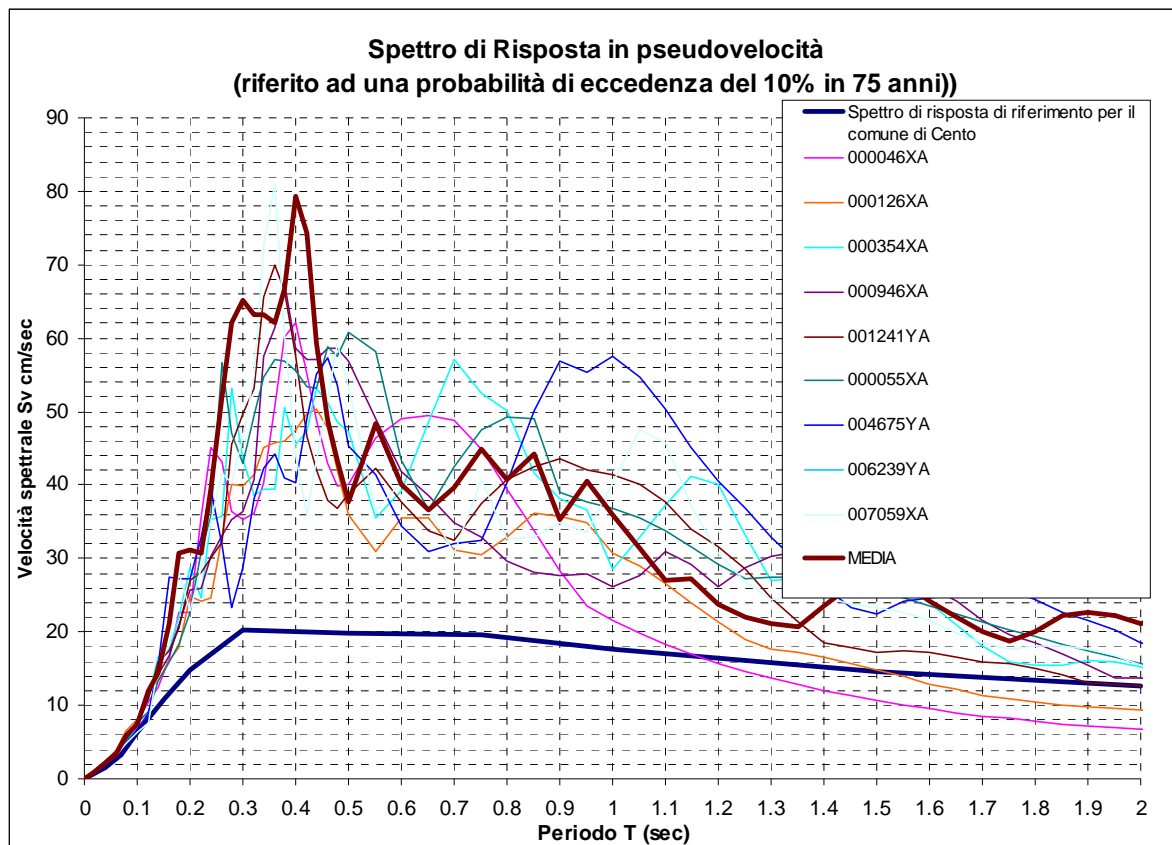
<sup>2</sup> Idriss, M. and Sun, J.I. (1992). "SHAKE91: A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits", *User's Guide*, University of California, Davis, California, 13 pp..



Spettro di risposta in superficie precedentemente visualizzato in termini di pseudovelocità (smorzamento 5%).



Spettro di risposta in superficie definito mediando i risultati degli spettri ottenuti applicando gli scuotimenti selezionati alla sismostratigrafia Re.Mi./MASW 2.



*Spettro di risposta in superficie precedentemente visualizzato in termini di pseudovelocità (smorzamento 5%).*

### **Definizione dei coefficienti di amplificazione sismica**

La definizione dell'amplificazione del moto sismico tra bedrock sismico e superficie per ognuna delle zone identificate dai modelli precedentemente illustrati, è stata effettuata sia con la determinazione del rapporto di accelerazione massima orizzontale ( $PGA/PGA_0$ ) che mediante la determinazione dell'intensità di Housner<sup>3</sup> (o intensità dello spettro di risposta)  $SI/SI_0$ , definita come:

$$SI = \int_{T_1}^{T_2} PSV(T, \xi) dt$$

dove PSV è lo spettro di risposta in pseudovelocità, T e  $\xi$  sono rispettivamente il periodo e lo smorzamento (considerato come convenzionalmente = 5%).

Dimensionalmente, l'intensità di Housner è uno spostamento (cm).

Il parametro risultante evidenzia la severità del moto sismico in correlazione al danno potenziale atteso per effetto dei terremoti in esame.

I risultati ottenuti sono riportati nelle seguenti tabelle.

<sup>3</sup> Housner G.W., 1952; Intensity of ground motion during strong earthquakes, California Institute of Technology, August.

<b>Periodo T (sec)</b>	<b>FA IS ReMi / MASW 1</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>FA IS ReMi / MASW 2</b>	<b>Sa (g)</b>
0 (FA PGA)	1,89	0,33	1,89	0,33
0,1 – 0,2	1,70	0,81	1,83	0,83
0,2 – 0,3	2,71	1,00	2,65	0,98
0,3 – 0,4	3,30	1,02	3,25	1,01
0,4 – 0,5	2,83	0,79	2,85	0,79
0,5 – 0,6	2,23	0,50	2,23	0,50
0,6 – 0,7	1,97	0,38	1,94	0,38
0,7 – 0,8	2,21	0,35	2,17	0,35
0,8 – 0,9	2,22	0,31	2,17	0,30
0,9 – 1,0	2,15	0,25	2,10	0,25

<b>Periodo T (sec)</b>	<b>Fattore di amplificazione (FA – DAL 112/05)</b>	<b>Fattore di amplificazione Re.Mi./MASW 1</b>	<b>Fattore di amplificazione Re.Mi./MASW 2</b>
0 (FA PGA)	1,5	1,89	1,89
0,1 - 0,5	1,8	2,76	2,76
0,5 - 1	2,5	2,15	2,12

## **ANALISI DEI MICROTREMORI CON LA TECNICA HVSR**

Nel sito oggetto di indagine si è eseguita un'acquisizione di microtremori ambientali mediante un sismometro SR04MT/S3 ad elevata dinamica (24 bits) attrezzato con geofono tridirezionale da 2,0 Hz di frequenza propria.

L'acquisizione è stata effettuando campionando il segnale a 100 Hz per una durata di circa 30 minuti.

Tali dati sono stati elaborati con la tecnica HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*). L'ipotesi alla base della metodologia è che essendo i microtremori causati prevalentemente dalle onde di *Rayleigh*, la componente verticale del moto non subisce fenomeni di amplificazione in corrispondenza di marcati contrasti di impedenza sismica, mentre detto fenomeno avviene per le componenti orizzontali, soprattutto in corrispondenza della frequenza fondamentale di risonanza ( $F_0$ ) dei terreni indagati. Eseguendo quindi il rapporto tra le componenti degli spettri di frequenza orizzontale e verticale (H/V) si ottiene un grafico in cui si evidenziano le frequenze in cui si hanno i maggiori effetti di amplificazione locale.

L'elaborazione HVSR dei dati acquisiti ha evidenziato i risultati riportati nell'allegata scheda "Indagine HVSR" in cui la linea nera continua in grassetto

evidenzia la media delle finestre di calcolo, mentre le linee sottili rappresentano l'intervallo di confidenza al 90% rispetto alla media calcolata.

Dall'esame dei dati risultano un picco di amplificazione, con ampiezza 2,8 equivalente a:

$$f_0 = 0,65 \text{ Hz}$$

corrispondente al periodo principale:

$$t_0 = 1,54 \text{ sec}$$

## **ANALISI SUSCETTIVITÀ ALLA LIQUEFAZIONE**

In relazione alla riclassificazione sismica del territorio nazionale: O.PCM n° 3274 del 03-2003 che attribuisce il comune di Cento alla zona 3, del valore di  $a_g$  indicato delle NTC del DM 14/01/2008, alla presenza di strati limoso sabbiosi e sabbioso fini, saturati dalla falda idrica sotterranea, si è effettuata l'analisi di risposta dei terreni in rapporto a condizioni di sollecitazione dinamica.

In funzione delle condizioni locali le verifiche sono state effettuate per i terreni saturi escludendo da tale analisi i litotipi con contenuto in granulometria più fine di 0,005 mm superiore al 20%, poiché non liquefacibili.

Detta valutazione è stata eseguita considerando l'assenza di manufatti poiché questa è la configurazione più sfavorevole per il rischio di liquefazione.

In riferimento al risentimento sismico nelle zone in oggetto  $IS = V - VI$  MCS e dei valori di magnitudo di Mirabello ed in prossimità di Finale Emilia, rispettivamente:  $M = 5,1$  ed  $M = 6$ , nelle valutazioni di seguito esposte è stato considerato un valore di magnitudo  $M = 5,8$ .

### ***Accelerazione attesa nel sito***

In funzione della classe d'uso attribuita nella analisi di progetto, alla scuola Guercino: Classe III della NTC tab. 2.4.II e della vita nominale che compete alle costruzioni di importanza normale prevista dalle NTC/2008 tab. 2.4.1 corrisponde a  $V_N \geq 50$  anni, in base ai valori di  $a_g$  della griglia allegata alle NTC/2008, considerando una magnitudo corrispondente a:

$$M = 5,8$$

si ottiene un valore di accelerazione equivalente a:

$$A_{max}/g = 0.26$$

### ***Suscettività alla liquefazione***

L'analisi delle condizioni di rischio per i litotipi potenzialmente liquefacibili si è eseguita mediante il metodo di *Robertson & Wride modificato (1997b)*, che definisce la

suscettività alla liquefazione in rapporto ai valori di  $q_c$  ed alla sollecitazione tangenziale ciclica.

Il coefficiente di sicurezza alla liquefazione è stato determinato mediante la relazione:

$$FSL = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} \cdot MSF$$

dove:

**FSL** = coefficiente di sicurezza

$$CRR = 93 \cdot \left[ \frac{(qc_{ln})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08$$

dove:

$(qc_{ln})_{cs}$  = valore resistenza alla punta normalizzato, funzione di CF (% componenti fini) e di K, funzione di IC (indice del tipo di terreno); kPa

$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma'_0} = 0,65 \frac{A}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} (1 - 0,015z)$$

dove

$\tau_d$  = tensione tangenziale ciclica

$\tau_e$  = resistenza del terreno

$\sigma_0$  = tensione verticale totale

$\sigma'_0$  = tensione verticale efficace

$A/g$  = valore di accelerazione, equivalente a 0,22 per l'area in analisi.

$z$  = profondità dello strato

$\Delta n_f$  = coefficiente funzione del contenuto in materiali fini

**$CRR_{7,5}$**  = capacità di resistenza ciclica riferita a  $M = 7,5$

**MSF** = fattore di magnitudo riferito all'intensità attesa in sito

Il modello di calcolo elabora gli intervalli potenzialmente suscettibili alla liquefazione in funzione del contenuto di materiali fini, restituendo i coefficienti di sicurezza sulla verticale della prova penetrometrica.

I risultati sono esposti negli allegati certificati -“Analisi di suscettibilità alla liquefazione”, dove viene anche indicato il valore dell'indice del potenziale di liquefazione ( $I_L$ ), definito come:

$$I_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

in cui  $z$  è la profondità dal piano campagna in metri e  $w(z)=10-0,5z$ .

Ad una data quota  $z$  il fattore  $F(z)=F$  vale:

$$F = 1 - F_L \text{ se } F_L \leq 1; F = 0 \text{ se } F_L > 1$$

dove  $F_L$  è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

In riferimento al valore di accelerazione al sito come sopra determinato, si sviluppata l'analisi di suscettività alla liquefazione, secondo il p.to 7.11.3.4 delle NTC/2008, considerando presenza della falda freatica a -3 m dal piano campagna, come hanno evidenziato le quote dei livelli idrici misurati all'interno dei fori delle indagini geognostiche effettuate nel sito il 04/07/2012. Le elaborazioni effettuate hanno evidenziato, nelle verticali di indagine CPT6 – CPT7 – CPT12, la presenza, a quote sottostanti -10 m pc, di strati sabbiosi saturati dalla falda idrica sotterranea, con valori del coefficiente di sicurezza alla liquefazione inferiori a 1 e prossimi ad esso.

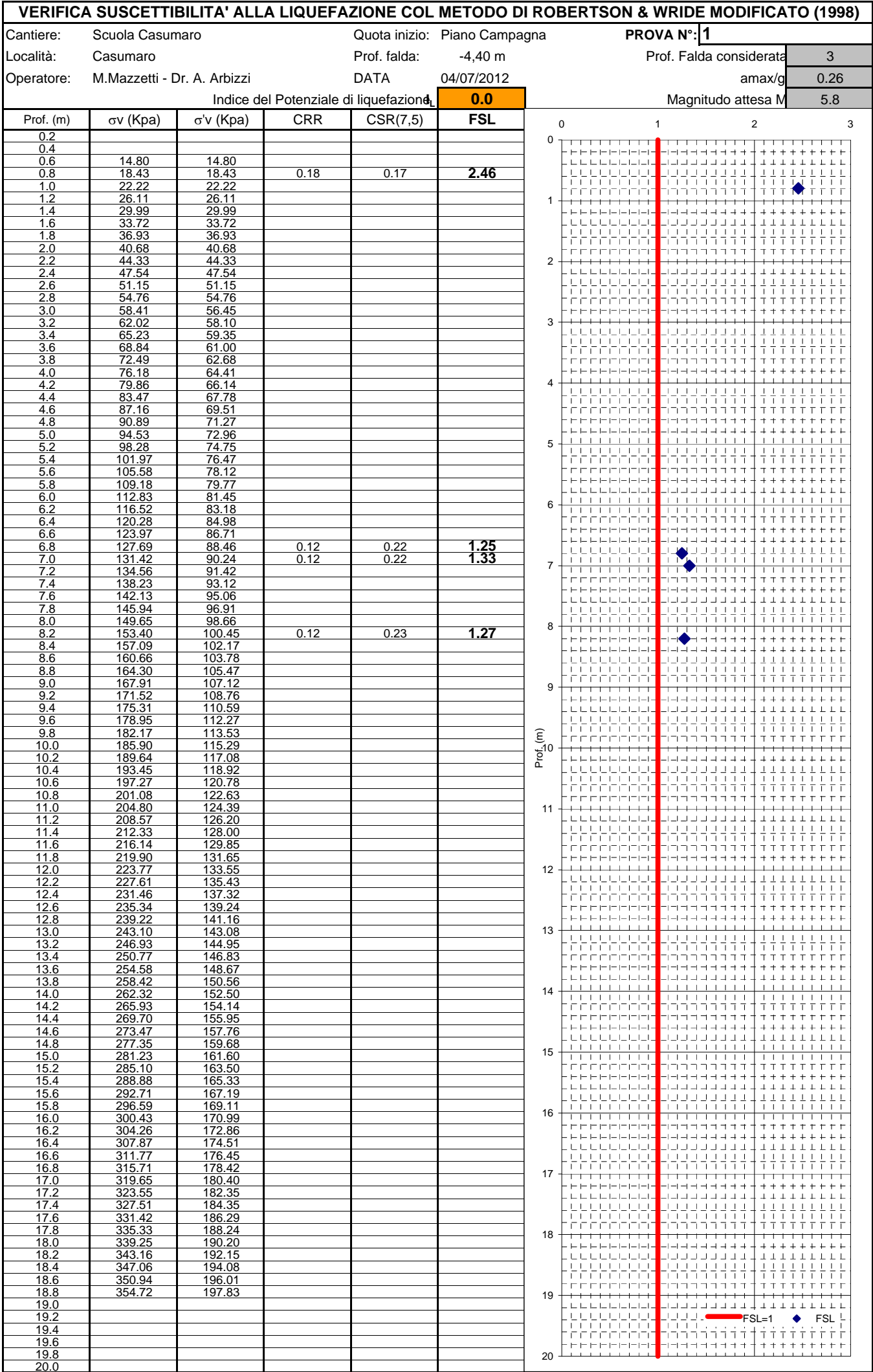
Gli spessori e profondità degli strati, con coefficienti di sicurezza inferiori/prossimi a 1, hanno fornito valori dell'Indice del Potenziale liquefazione (LPI – Somnez, 2003) in funzione della profondità della falda idrica sotterranea considerata, come riportato nella tabella di seguito esposta:

cpt n°	LPI
1	0
6	1,5
7	3,2
12	1,2

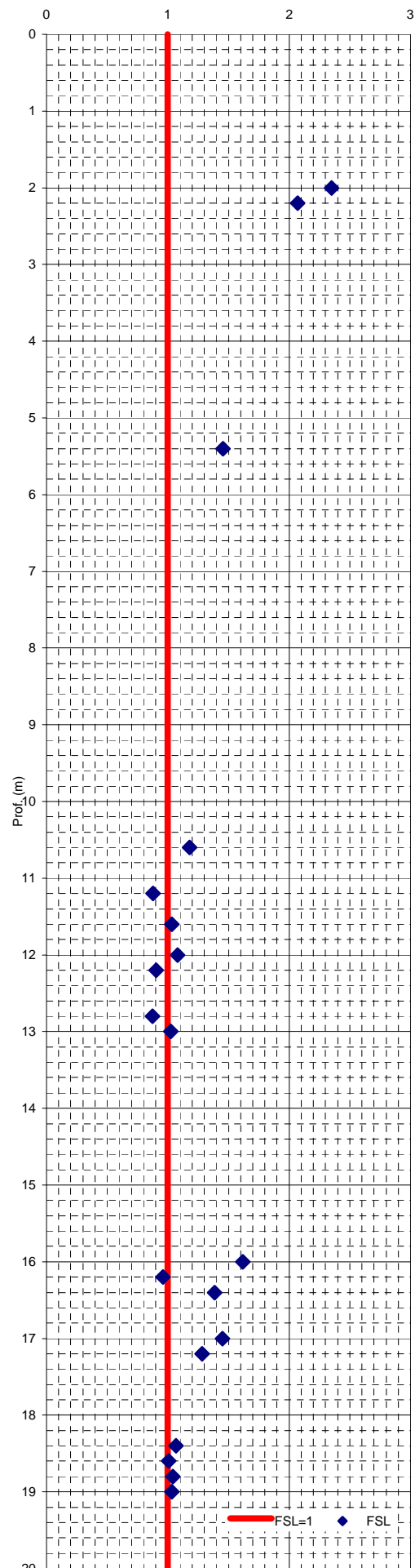
Secondo la classificazione proposta da Somnez (2003), risultando l'indice del potenziale di liquefazione  $I_L < 5$  il rischio liquefazione è basso/molto basso.

In riferimento all'occorrenza del rischio di suscettività alla liquefazione è da considerare che in tutte le verticali di indagine effettuate, nei primi 2 ÷ 3 m del sottosuolo sono presenti terreni prevalentemente argillosi – argilloso limosi che sono seguiti da sequenze essenzialmente limose – limoso argillose alle quali si intercala un sottile e discontinuo strato lentiforme sabbioso limoso, con spessore di 0,4 ÷ 0,6 m tra -4 e -5 m. p.c.; successivamente tra le profondità di -5 ÷ -6 m. p.c. e -8 ÷ -10 m pc è presente un orizzonte argilloso leggermente sovraconsolidato ( $1 < OCR < 3$ ); dette caratteristiche limitano sensibilmente le possibilità di flussi verticali delle acque sotterranee e quindi il rischio di liquefazione con mobilitazione dei materiali sabbiosi.

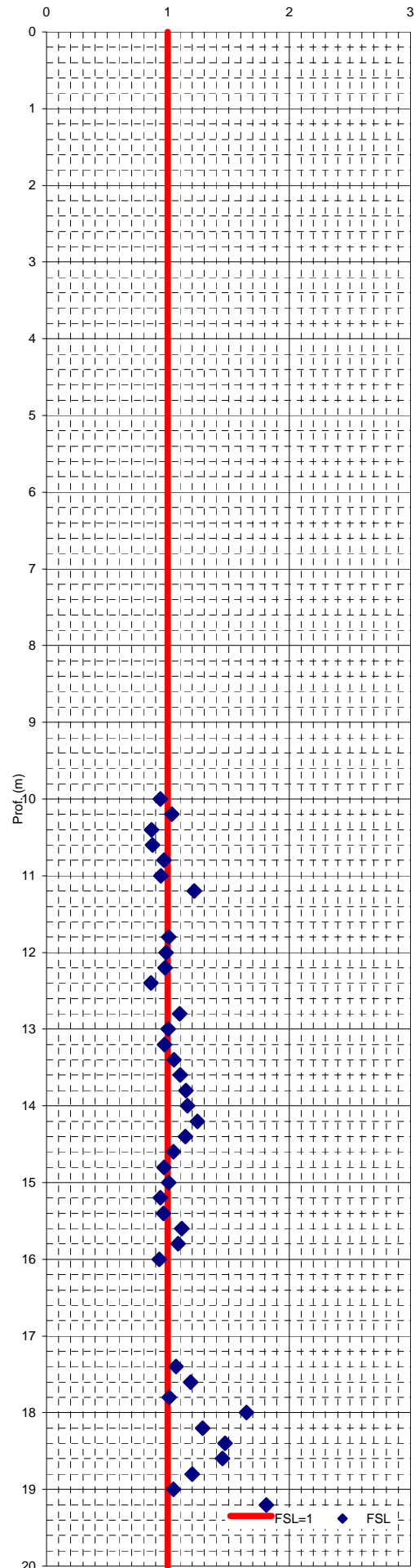




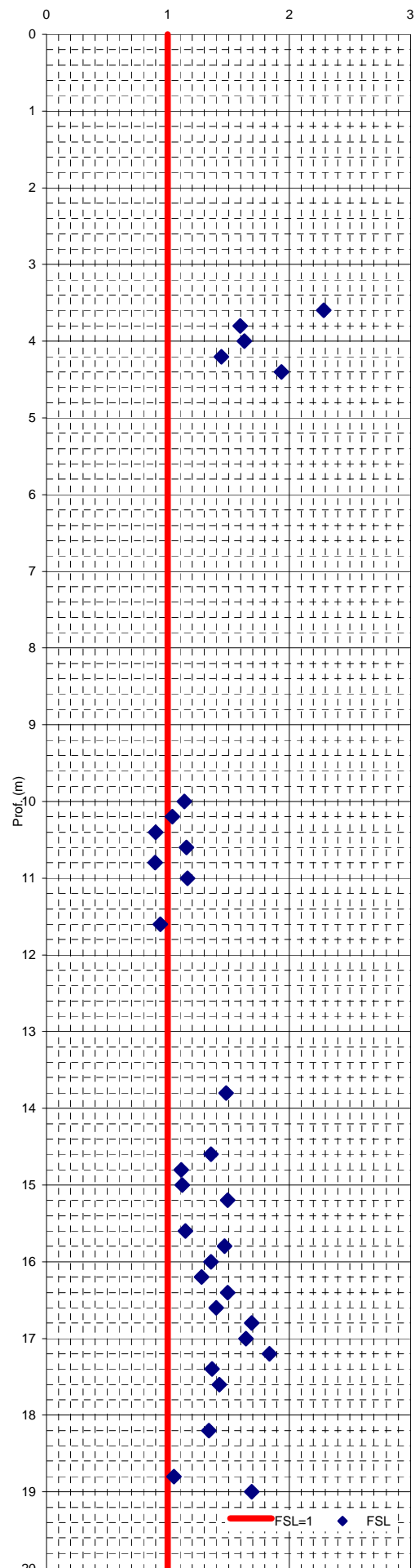
VERIFICA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE COL METODO DI ROBERTSON & WRIDE MODIFICATO (1998)					
Cantiere:	Scuola Casumaro	Quota inizio:	Piano Campagna	PROVA N°: 6	
Località:	Casumaro	Prof. falda:	- 4,0 m	Prof. Falda considerata	3
Operatore:	M.Mazzetti - Dr. A. Arbizzi	DATA	04/07/2012	amax/g	0.26
Indice del Potenziale di liquefazione $d_L$				Magnitudo attesa M	5.8
					1.5
Prof. (m)	$\sigma_v$ (Kpa)	$\sigma'_v$ (Kpa)	CRR	CSR(7,5)	FSL
0.2					
0.4	11.03	11.03			
0.6	14.71	14.71			
0.8	18.61	18.61			
1.0	22.25	22.25			
1.2	26.06	26.06			
1.4	29.89	29.89			
1.6	33.79	33.79			
1.8	37.62	37.62			
2.0	41.26	41.26	0.16	0.16	2.35
2.2	44.88	44.88	0.14	0.16	2.07
2.4	48.74	48.74			
2.6	52.51	52.51			
2.8	56.33	56.33			
3.0	60.22	58.26			
3.2	64.00	60.08			
3.4	67.77	61.88			
3.6	71.49	63.65			
3.8	75.24	65.43			
4.0	78.93	67.16			
4.2	82.54	68.81			
4.4	86.26	70.57			
4.6	89.40	71.75			
4.8	93.05	73.44			
5.0	96.75	75.17			
5.2	100.39	76.86			
5.4	104.12	78.62	0.13	0.21	1.46
5.6	107.96	80.51			
5.8	111.73	82.31			
6.0	115.50	84.12			
6.2	119.37	86.03			
6.4	123.23	87.93			
6.6	127.13	89.87			
6.8	130.90	91.68			
7.0	134.80	93.62			
7.2	138.69	95.54			
7.4	142.49	97.38			
7.6	146.33	99.27			
7.8	150.14	101.11			
8.0	153.90	102.91			
8.2	157.59	104.64			
8.4	160.81	105.89			
8.6	164.46	107.58			
8.8	168.06	109.23			
9.0	171.71	110.91			
9.2	175.32	112.56			
9.4	178.46	113.74			
9.6	181.99	115.31			
9.8	185.52	116.88			
10.0	189.15	118.54			
10.2	192.76	120.19			
10.4	196.47	121.95			
10.6	200.23	123.74	0.12	0.23	1.18
10.8	203.98	125.54			
11.0	207.71	127.30			
11.2	211.44	129.07	0.09	0.23	0.88
11.4	215.24	130.91			
11.6	218.87	132.57	0.10	0.23	1.03
11.8	222.61	134.36			
12.0	226.23	136.02	0.11	0.23	1.08
12.2	229.84	137.67	0.09	0.23	0.90
12.4	233.45	139.31			
12.6	237.17	141.07			
12.8	240.80	142.74	0.09	0.23	0.88
13.0	244.45	144.43	0.10	0.23	1.03
13.2	248.06	146.08			
13.4	251.67	147.73			
13.6	255.24	149.33			
13.8	258.83	150.96			
14.0	262.40	152.57			
14.2	265.97	154.18			
14.4	269.54	155.79			
14.6	273.11	157.39			
14.8	276.79	159.12			
15.0	280.38	160.75			
15.2	283.99	162.40			
15.4	287.58	164.02			
15.6	291.19	165.67			
15.8	294.78	167.30			
16.0	298.46	169.02	0.16	0.23	1.62
16.2	302.20	170.80	0.09	0.23	0.96
16.4	306.00	172.64	0.13	0.23	1.38
16.6	309.75	174.42			
16.8	313.43	176.15			
17.0	317.09	177.84	0.14	0.22	1.45
17.2	320.80	179.60	0.12	0.22	1.28
17.4	324.41	181.24			
17.6	328.04	182.91			
17.8	331.67	184.58			
18.0	335.30	186.25			
18.2	339.13	188.11			
18.4	342.94	189.96	0.10	0.22	1.07
18.6	346.70	191.77	0.09	0.22	1.01
18.8	350.45	193.56	0.10	0.22	1.04
19.0	354.14	195.28	0.10	0.22	1.03
19.2	358.00	197.18			
19.4	361.90	199.12			
19.6	365.81	201.06			
19.8	369.61	202.91			
20.0					



VERIFICA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE COL METODO DI ROBERTSON & WRIE MODIFICATO (1998)					
Cantiere:	Scuola Casumaro	Quota inizio:	Piano Campagna	PROVA N°:	7
Località:	Casumaro	Prof. falda:	- 3,5 m	Prof. Falda considerata	3
Operatore:	M.Mazzetti - Dr. A. Arbizzi	DATA	04/07/2012	amax/g	0.251
Indice del Potenziale di liquefazione $d_L$				Magnitudo attesa M	5.8
					3.2
Prof. (m)	$\sigma_v$ (Kpa)	$\sigma'_v$ (Kpa)	CRR	CSR(7,5)	FSL
0.2					
0.4					
0.6	14.58	14.58			
0.8	18.59	18.59			
1.0	22.55	22.55			
1.2	26.55	26.55			
1.4	29.77	29.77			
1.6	33.70	33.70			
1.8	37.64	37.64			
2.0	41.57	41.57			
2.2	45.47	45.47			
2.4	49.37	49.37			
2.6	53.20	53.20			
2.8	56.92	56.92			
3.0	60.67	58.71			
3.2	64.41	60.49			
3.4	68.16	62.28			
3.6	71.73	63.89			
3.8	75.38	65.57			
4.0	79.10	67.34			
4.2	82.71	68.98			
4.4	86.36	70.67			
4.6	90.05	72.40			
4.8	93.66	74.04			
5.0	97.42	75.85			
5.2	101.21	77.67			
5.4	105.05	79.56			
5.6	108.95	81.50			
5.8	112.80	83.38			
6.0	116.64	85.26			
6.2	120.49	87.15			
6.4	124.35	89.05			
6.6	128.15	90.89			
6.8	131.90	92.68			
7.0	135.65	94.46			
7.2	139.41	96.26			
7.4	143.14	98.03			
7.6	146.82	99.76			
7.8	150.47	101.44			
8.0	154.08	103.09			
8.2	157.69	104.74			
8.4	161.30	106.38			
8.6	164.95	108.07			
8.8	168.52	109.68			
9.0	172.08	111.29			
9.2	175.18	112.43			
9.4	178.67	113.95			
9.6	182.37	115.69			
9.8	186.09	117.45			
10.0	189.74	119.14	0.09	0.22	0.94
10.2	193.38	120.82	0.10	0.22	1.03
10.4	197.02	122.49	0.08	0.22	0.86
10.6	200.66	124.17	0.08	0.22	0.87
10.8	204.30	125.86	0.09	0.22	0.97
11.0	207.97	127.57	0.09	0.22	0.94
11.2	211.63	129.26	0.12	0.22	1.22
11.4	215.32	130.99			
11.6	219.04	132.74			
11.8	222.65	134.40	0.10	0.22	1.01
12.0	226.28	136.06	0.09	0.22	0.98
12.2	229.91	137.73	0.09	0.22	0.98
12.4	233.66	139.53	0.08	0.22	0.86
12.6	237.15	141.06			
12.8	240.76	142.70	0.10	0.22	1.10
13.0	244.43	144.41	0.10	0.22	1.00
13.2	248.12	146.13	0.09	0.22	0.97
13.4	251.82	147.88	0.10	0.22	1.05
13.6	255.58	149.68	0.10	0.22	1.10
13.8	259.39	151.53	0.11	0.22	1.15
14.0	263.24	153.42	0.11	0.22	1.16
14.2	267.09	155.30	0.12	0.22	1.25
14.4	270.89	157.14	0.11	0.22	1.15
14.6	274.58	158.87	0.10	0.22	1.04
14.8	278.26	160.58	0.09	0.22	0.97
15.0	281.94	162.31	0.09	0.22	1.01
15.2	285.62	164.03	0.09	0.22	0.94
15.4	289.29	165.74	0.09	0.22	0.97
15.6	293.01	167.49	0.10	0.22	1.11
15.8	296.69	169.22	0.10	0.22	1.08
16.0	300.37	170.93	0.09	0.22	0.93
16.2	304.28	172.88			
16.4	307.93	174.56			
16.6	311.57	176.25			
16.8	315.26	177.98			
17.0	319.01	179.76			
17.2	322.69	181.49			
17.4	326.44	183.28	0.10	0.21	1.07
17.6	330.17	185.05	0.11	0.21	1.19
17.8	333.89	186.80	0.09	0.21	1.01
18.0	337.88	188.83	0.15	0.21	1.65
18.2	341.70	190.69	0.12	0.21	1.29
18.4	345.53	192.56	0.13	0.21	1.47
18.6	349.25	194.31	0.13	0.21	1.45
18.8	352.97	196.08	0.11	0.21	1.20
19.0	356.68	197.83	0.09	0.21	1.05
19.2	360.40	199.58	0.16	0.21	1.81
19.4	364.17	201.39			
19.6	367.91	203.17			
19.8	371.56	204.86			
20.0					



VERIFICA SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE COL METODO DI ROBERTSON & WRIE MODIFICATO (1998)					
Cantiere:	Scuola Casumaro	Quota inizio:	Piano Campagna	PROVA N°: 12	
Località:	Casumaro	Prof. falda:	- 2,8 m	Prof. Falda considerata	3
Operatore:	M.Mazzetti - Dr. A. Arbizzi	DATA	05/07/2012	amax/g	0.26
Indice del Potenziale di liquefazione $d_L$				Magnitudo attesa M	5.8
					1.2
Prof. (m)	$\sigma_v$ (Kpa)	$\sigma'_v$ (Kpa)	CRR	CSR(7,5)	FSL
0.2					
0.4	11.32	11.32			
0.6	15.36	15.36			
0.8	19.46	19.46			
1.0	23.46	23.46			
1.2	27.45	27.45			
1.4	31.46	31.46			
1.6	35.47	35.47			
1.8	39.38	39.38			
2.0	43.34	43.34			
2.2	47.19	47.19			
2.4	50.96	50.96			
2.6	54.86	54.86			
2.8	58.65	58.65			
3.0	62.42	60.45			
3.2	66.14	62.22			
3.4	69.79	63.91			
3.6	73.40	65.56	0.18	0.18	2.29
3.8	77.15	67.34	0.12	0.18	1.59
4.0	80.80	69.03	0.13	0.19	1.63
4.2	84.42	70.69	0.12	0.19	1.44
4.4	88.03	72.34	0.16	0.19	1.94
4.6	91.75	74.10			
4.8	95.54	75.93			
5.0	99.36	77.79			
5.2	103.21	79.67			
5.4	107.07	81.57			
5.6	110.84	83.38			
5.8	114.70	85.28			
6.0	118.52	87.14			
6.2	122.43	89.09			
6.4	126.29	90.99			
6.6	130.11	92.85			
6.8	133.88	94.66			
7.0	137.66	96.48			
7.2	141.47	98.32			
7.4	145.29	100.19			
7.6	149.10	102.03			
7.8	152.82	103.79			
8.0	156.51	105.52			
8.2	159.73	106.78			
8.4	163.26	108.34			
8.6	166.83	109.95			
8.8	170.32	111.48			
9.0	174.02	113.22			
9.2	177.66	114.90			
9.4	181.53	116.81			
9.6	185.35	118.67			
9.8	189.13	120.48			
10.0	192.75	122.15	0.11	0.23	1.14
10.2	196.41	123.84	0.10	0.23	1.04
10.4	200.06	125.53	0.09	0.23	0.90
10.6	203.69	127.21	0.11	0.23	1.16
10.8	207.31	128.87	0.09	0.23	0.89
11.0	211.07	130.66	0.11	0.23	1.16
11.2	214.76	132.39			
11.4	218.50	134.17			
11.6	222.11	135.81	0.09	0.23	0.94
11.8	225.75	137.50			
12.0	229.38	139.17			
12.2	233.17	140.99			
12.4	237.01	142.87			
12.6	240.71	144.61			
12.8	244.33	146.27			
13.0	248.01	147.99			
13.2	251.62	149.64			
13.4	255.39	151.44			
13.6	259.12	153.22			
13.8	262.77	154.90	0.14	0.23	1.48
14.0	266.53	156.71			
14.2	270.22	158.43			
14.4	274.12	160.37			
14.6	277.81	162.10	0.13	0.23	1.35
14.8	281.52	163.85	0.11	0.23	1.11
15.0	285.26	165.63	0.11	0.23	1.12
15.2	288.95	167.36	0.14	0.23	1.49
15.4	292.62	169.07			
15.6	296.36	170.85	0.11	0.22	1.14
15.8	300.29	172.81	0.14	0.22	1.47
16.0	304.08	174.64	0.13	0.22	1.35
16.2	307.98	176.58	0.12	0.22	1.28
16.4	311.99	178.63	0.14	0.22	1.49
16.6	315.82	180.49	0.13	0.22	1.40
16.8	319.86	182.58	0.16	0.22	1.69
17.0	323.88	184.64	0.16	0.22	1.64
17.2	327.72	186.51	0.17	0.22	1.84
17.4	331.57	188.40	0.13	0.22	1.36
17.6	335.38	190.25	0.13	0.22	1.43
17.8	339.20	192.11			
18.0	342.99	193.94			
18.2	346.69	195.68	0.12	0.22	1.34
18.4	350.38	197.41			
18.6	354.15	199.21			
18.8	357.93	201.04	0.10	0.22	1.05
19.0	361.66	202.80	0.16	0.22	1.69
19.2	365.46	204.65			
19.4	369.25	206.47			
19.6	373.05	208.31			
19.8	376.90	210.20			
20.0					



## CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Per definire le caratteristiche litotecniche dei terreni che formano il sottosuolo dell'area di intervento, sono state eseguite quattro prove penetrometriche CPT tipo Rm, utilizzando un penetrometro statico di tipologia olandese, con caratteristiche conformi allo standard europeo (cfr. *Raccomandazioni ISSMFE-AGI*), mod. TM16, da 20 ton di spinta, dotato di cella di pressione idraulica a lettura analogica, attrezzando la prima asta con punta *Begemann (Friction Sleeve Cone)*. Oltre alle indagini effettuate nell'area sede del nuovo edificio scolastico si è fatto riferimento anche ad altre analoghe verticali CPT eseguite in adiacenza all'esistente fabbricato scolastico.

Dette prove, in funzione delle profondità significative per le analisi di suscettività alla liquefazione, hanno raggiunto quote comprese tra  $-20 \div -30$  m rispetto al piano campagna; l'ubicazione dei punti di indagine è evidenziata nella planimetria (Tav. 4) ed i risultati sono visualizzati negli allegati diagrammi riportanti i seguenti parametri:

### *Profondità (m):*

- Resistenza alla punta ( $q_c$ ; kgf/cm<sup>2</sup>) log di sinistra a tratto continuo.
- Resistenza ad attrito laterale ( $f_s$ ; kgf/cm<sup>2</sup>) istogramma di destra a tratto continuo.
- Rapporto di Begemann ( $q_c/f_s$ ) log di destra a punteggiato.

In base al rapporto di *Begemann* che indica la componente litologica dei terreni sondati dal penetrometro, si è riconosciuta, dall'alto in basso rispetto alla quota del campagna al momento delle prove, la successione litostratigrafico - meccanica di seguito descritta:

### **Successione litomeccanica (nuova struttura)**

<b>Profondità</b>	<b>Descrizione Litologica</b>
Da p. campagna a $-2,0 \div -2,4$ m p.c.	Superato l'orizzonte di riporto antropico e/o di terreno rimaneggiato superficiale, dello spessore medio di circa $0,8 \div 1,2$ m, si rinvencono termini prevalentemente argillosi sovraconsolidati, con sottili intercalazioni limoso argillose e limose; i valori di resistenza alla punta sono compresi tra $q_{cm} = 26 \div 43$ kgf/cm <sup>2</sup> , con medio minimi pari a $q_{cm} = 16 \div 22$ kgf/cm <sup>2</sup> ove prevalgono quelle le alternanze limoso argillose e con $q_{cm} = 11 \div 14$ kgf/cm <sup>2</sup> nella verticale cpt1 ubicata 18 m ad ovest dell'area di impronta del nuovo fabbricato; i valori di resistenza ad attrito laterale locale risultano rispettivamente oscillanti tra $f_{sm} = 0,6 \div 1,5$ kgf/cm <sup>2</sup> ad eccezione di cpt1 dove tra $-1,8$ e $-2,4$ m. p.c. $f_{sm} = 0,3 \div 0,4$ kgf/cm <sup>2</sup> .

<b>Profondità</b>	<b>Descrizione Litologica</b>
Da - 2,0 ÷ - 2,4 a - 4,8 ÷ - 5,2 m p.c.	Alternanze prevalentemente argilloso limose e limoso argillose e limose, con presenza di sottili corpi lenticolari sabbioso limosi e sabbiosi, riscontrabili nell'intorno di Cpt12. I valori di resistenza alla punta oscillano tra $q_{cm} = 7 \div 11$ kgf/cm <sup>2</sup> , con valori medio massimi pari a $q_{cm} = 20 \div 31$ kgf/cm <sup>2</sup> in corrispondenza della lente sabbiosa in cpt12; i valori di resistenza all'attrito laterale locale risultano pari a $f_{sm} = 0,2 \div 0,6$ kgf/cm <sup>2</sup> .
Da - 4,8 ÷ - 5,2 a - 7,4 ÷ - 8,0 m p.c.	Unità continua lateralmente nel grado di consistenza, costituita da termini argillosi e argilloso limosi, con locali sottili intercalazioni limose e limoso sabbiose riscontrabili in corrispondenza di Cpt6 e cpt1, contraddistinte da valori di resistenza alla punta corrispondenti a $q_{cm} = 12 \div 16$ kgf/cm <sup>2</sup> ; i valori della resistenza all'attrito laterale variano tra $f_{sm} = 0,5 \div 0,9$ kgf/cm <sup>2</sup> , con medio minimi pari a $f_{sm} = 0,3 \div 0,4$ kgf/cm <sup>2</sup> ove prevalgono le componenti limoso sabbiose (cpt1, 6).
Da - 7,4 ÷ - 8,0 a - 9,2 ÷ - 10,2 m p.c.	Termini prevalentemente argilloso limosi e limoso argillosi, con sottili intercalazioni limose;; i valori di resistenza alla punta sono compresi tra $q_{cm} = 5 \div 8$ kgf/cm <sup>2</sup> ; i valori di resistenza ad attrito laterale locale oscillano tra $f_{sm} = 0,3 \div 0,4$ kgf/cm <sup>2</sup> .
Da - 9,2 ÷ - 10,2 a - 11,2 ÷ - 11,6 m p.c.	Orizzonte prevalentemente sabbioso, con subordinata presenza di alternanze limose - limoso sabbiose in corrispondenza di Cpt6; i valori di resistenza alla punta variano tra $q_{cm} = 18 \div 22 \div 32$ kgf/cm <sup>2</sup> , con medio minimi oscillanti tra $q_{cm} = 14 \div 17$ kgf/cm <sup>2</sup> in corrispondenza delle lenti a maggior contenuto limoso (cpt6), i valori di resistenza ad attrito laterale locale oscillano tra $f_{sm} = 0,15 \div 0,3$ kgf/cm <sup>2</sup> .
Da - 11,2 ÷ - 11,6 a - 15,0 ÷ - 16,2 m p.c.	Sequenza caratterizzata da variabilità sia in senso laterale che verticale del grado di consistenza, costituita essenzialmente da litotipi sabbiosi e sabbioso limosi, con presenza di intercalazioni limoso argillose - limose, localmente torbose, a basso grado di consistenza. I valori della resistenza alla punta sono compresi tra $q_{cm} = 18 \div 33$ kgf/cm <sup>2</sup> , con medio massimi pari a $q_{cm} = 45 \div 80$ kgf/cm <sup>2</sup> ove incrementa il grado di densità relativa delle sabbie, che sono sostituiti da medio minimi pari a $q_{cm} = 6 \div 9$ kgf/cm <sup>2</sup> in corrispondenza delle lenti limoso argillose - limose; per quanto concerne i valori di resistenza ad attrito laterale locale si registrano valori compresi tra $f_{sm} = 0,1 \div 0,3$ kgf/cm <sup>2</sup> .
Da - 15,0 ÷ - 16,2 a - 19,2 ÷ - 19,4 m p.c.	Unità sabbiosa e sabbioso limosa, a medio elevato grado di densità relativa con subordinata presenza di corpi lenticolari argilloso limosi e limoso argillosi. I valori di resistenza alla punta oscillano tra $q_{cm} = 30 \div 120$ kgf/cm <sup>2</sup> , con medio minimi pari a $q_{cm} = 8 \div 12$ kgf/cm <sup>2</sup> in corrispondenza dei livelli argillosi limosi; la resistenza ad attrito laterale locale presenta valori di $f_{sm} = 0,1 \div 0,5 \div 0,8$ con massimi di $f_{sm} = 1,0 \div 1,4$ .

<b>Profondità</b>	<b>Descrizione Litologica</b>
Da - 19,2 ÷ - 19,4 a - 20,0 m p.c.	Litotipi argillosi e argilloso limosi, con sottili intercalazioni lenticolari limoso argillose; la resistenza alla punta generalmente presenta valori compresi tra $q_{cm} = 10 \div 20$ kgf/cm <sup>2</sup> ; la resistenza ad attrito laterale locale risulta pari a $f_{sm} = 0,5 \div 0,8$ kgf/cm <sup>2</sup> .
Da - 20 a - 28 m p.c.	Nella verticale cpt1, 18 m ad ovest del sito sede dell'area di impronta del nuovo fabbricato, sono presenti termini essenzialmente argillosi - argilloso limosi contraddistinti da $q_{cm} = 16 \div 18 \div 24$ kgf/cm <sup>2</sup> ed $f_{sm} = 0,8 \div 1,1$ kgf/cm <sup>2</sup> .

### **Considerazioni sulla litostratigrafia geomeccanica**

Dalle correlazioni tra i parametri ottenuti dalle indagini geognostiche CPT eseguite, si rileva una discreta continuità litologica laterale ed una netta suddivisione in senso verticale in orizzonti a componenti granulometriche diverse.

L'analisi d'insieme della sequenza litomeccanica riscontrata, indica che i termini granulometrici formanti i primi 20 ÷ 30 m dal piano campagna naturale, sono schematicamente discretizzabili sulla verticale, escludendo il terreno di riporto antropico, dello spessore di 0,8 ÷ 1,0 m, in nove unità geotecniche, come di seguito descritto:

### **Successione Geotecnica – Parametri geotecnici caratteristici (nuova struttura)**

<b>Orizzonte</b>	<b>Descrizione litotecnica</b>	<b>Parametri caratteristici</b>
<b>Unità 1</b> <i>Da -1,0 a -2,4 m p.c.</i>	Argille sovraconsolidate, con sottili intercalazioni limoso argillose e limose; il grado di compressibilità risulta di tipo medio -medio basso.	$q_{c_k} = 27,24$ kgf/cm <sup>2</sup> $f_{s_k} = 1,57$ kgf/cm <sup>2</sup> $\phi'_k = 24^\circ$ $c'_k = 0,14$ kgf/cm <sup>2</sup> $c_{uk} = 0,69$ kgf/cm <sup>2</sup> $\gamma_k = 0,00195$ kgf/cm <sup>3</sup> $E_{edk} = 75$ kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Unità 2</b> <i>Da -2,4 a -5,0 m p.c.</i>	Argille limose e limi argillosi e limi, saturi. Il grado di compressibilità è di tipo medio elevato.	$q_{c_k} = 10,19$ kgf/cm <sup>2</sup> $f_{s_k} = 0,57$ kgf/cm <sup>2</sup> $\phi'_k = 19^\circ$ $c'_k = 0,05$ kgf/cm <sup>2</sup> $c_{uk} = 0,42$ kgf/cm <sup>2</sup> $\gamma_k = 0,00185$ kgf/cm <sup>3</sup> $E_{edk} = 44$ kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Unità 2bis</b> <i>Lente tra -3,6 e -4,4 m p.c. in Cpt12</i>	Corpi lentiformi sabbioso limosi e sabbiosi, saturi, a grado di densità relativa basso.	$q_{c_k} = 16,52$ kgf/cm <sup>2</sup> $f_{s_k} = 0,26$ kgf/cm <sup>2</sup> $\phi'_k = 28^\circ$ $c'_k = 0,00$ kgf/cm <sup>2</sup> $c_{uk} = 0,00$ kgf/cm <sup>2</sup> $\gamma_k = 0,00185$ kgf/cm <sup>3</sup> $E_{edk} = 56$ kgf/cm <sup>2</sup>

<b>Unità 3</b> <i>Da - 5,0 a - 7,6 m p.c.</i>	Argille limose con sottili intercalazioni limose e limoso sabbiose sature; grado di compressibilità medio - medio basso, è discretamente continuo sia in senso laterale che verticale.	$q_{c_k} = 14,83 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,78 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 22^\circ$ $c'_k = 0,09 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,46 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 57 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 4</b> <i>Da - 7,6 a - 9,4 m p.c.</i>	Argille limose e limi argillosi con sottili rade intercalazioni limoso sabbiose, saturi, a grado di compressibilità elevato.	$q_{c_k} = 6,15 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,36 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 18^\circ$ $c'_k = 0,04 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,29 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00175 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 29 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 5</b> <i>Da - 9,4 a - 12,0 m p.c.</i>	Sabbie sature, a grado di densità relativa basso - molto basso.	$q_{c_k} = 19,81 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,26 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 27^\circ$ $c'_k = 0,00 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,00 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 63 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 6</b> <i>Da - 12,0 a - 14,4 m p.c.</i>	Sabbie e sabbie limose sature; il grado di densità relativa è basso.	$q_{c_k} = 14,22 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,26 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 25^\circ$ $c'_k = 0,03 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,25 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 55 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 6bis</b> <i>Lenti tra - 12,0 a - 14,4 m p.c.</i>	Argille limose, limi argillosi - limi saturi, a grado di compressibilità elevato - medio elevato.	$q_{c_k} = 7,56 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,21 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 19^\circ$ $c'_k = 0,05 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,34 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,0018 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 30 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 7</b> <i>Da - 14,4 a - 19,2 m p.c.</i>	Sabbie e sabbie limose a grado di densità relativo medio, sature; il grado di compressibilità, discretamente differenziato in senso laterale e verticale varia da basso a medio basso.	$q_{c_k} = 52,98 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,59 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 31^\circ$ $c'_k = 0,00 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,00 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,0020 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 161 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 7bis</b> <i>Lenti tra - 14,4 a - 19,2 m p.c.</i>	Lenti argilloso limose e limoso argillose sature, a grado di compressibilità medio elevato.	$q_{c_k} = 7,45 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,49 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 21^\circ$ $c'_k = 0,06 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,39 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 48 \text{ kgf/cm}^2$



<b>Unità 8</b> <i>Da - 19,2 a - 20,0 m p.c.</i>	Argille ed argille limose sature a grado di compressibilità medio, discretamente continuo sia in senso laterale che verticale.	$q_{c_k} = 12,74 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,67 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 22^\circ$ $c'_k = 0,08 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,51 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,0019 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 50 \text{ kgf/cm}^2$
<b>Unità 9</b> <i>Da - 20 a - 28 m p.c.</i>	Argille ed argille limose sature a grado di compressibilità medio - medio basso, discretamente continuo sia in senso laterale che verticale.	$q_{c_k} = 19,40 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{s_k} = 0,98 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi'_k = 24^\circ$ $c'_k = 0,13 \text{ kgf/cm}^2$ $c_{uk} = 0,70 \text{ kgf/cm}^2$ $\gamma_k = 0,00195 \text{ kgf/cm}^3$ $E_{edk} = 76 \text{ kgf/cm}^2$

**Legenda dati:**  $\phi'$  = angolo di attrito interno;  $c'$  = coesione drenata;  $c_u$  = coesione non drenata;  $\gamma$  = peso di volume;  $E_{ed}$  = modulo edometrico.

## MODULO DI REAZIONE

In riferimento ai parametri caratteristici ottenuti dall'analisi geomeccanica dei dati forniti dalle prove penetrometriche Cpt, Rm effettuate, è stato determinato il modulo di reazione dei terreni sottiacenti le quote di imposta delle fondazioni, mediante la relazione:

$$K_s = \alpha \cdot E_{ed}(1 + \mu) \cdot (1 - 2\nu) / (1 - \nu)$$

dove:

$K_s$  = modulo di reazione, kgf/cm<sup>2</sup>

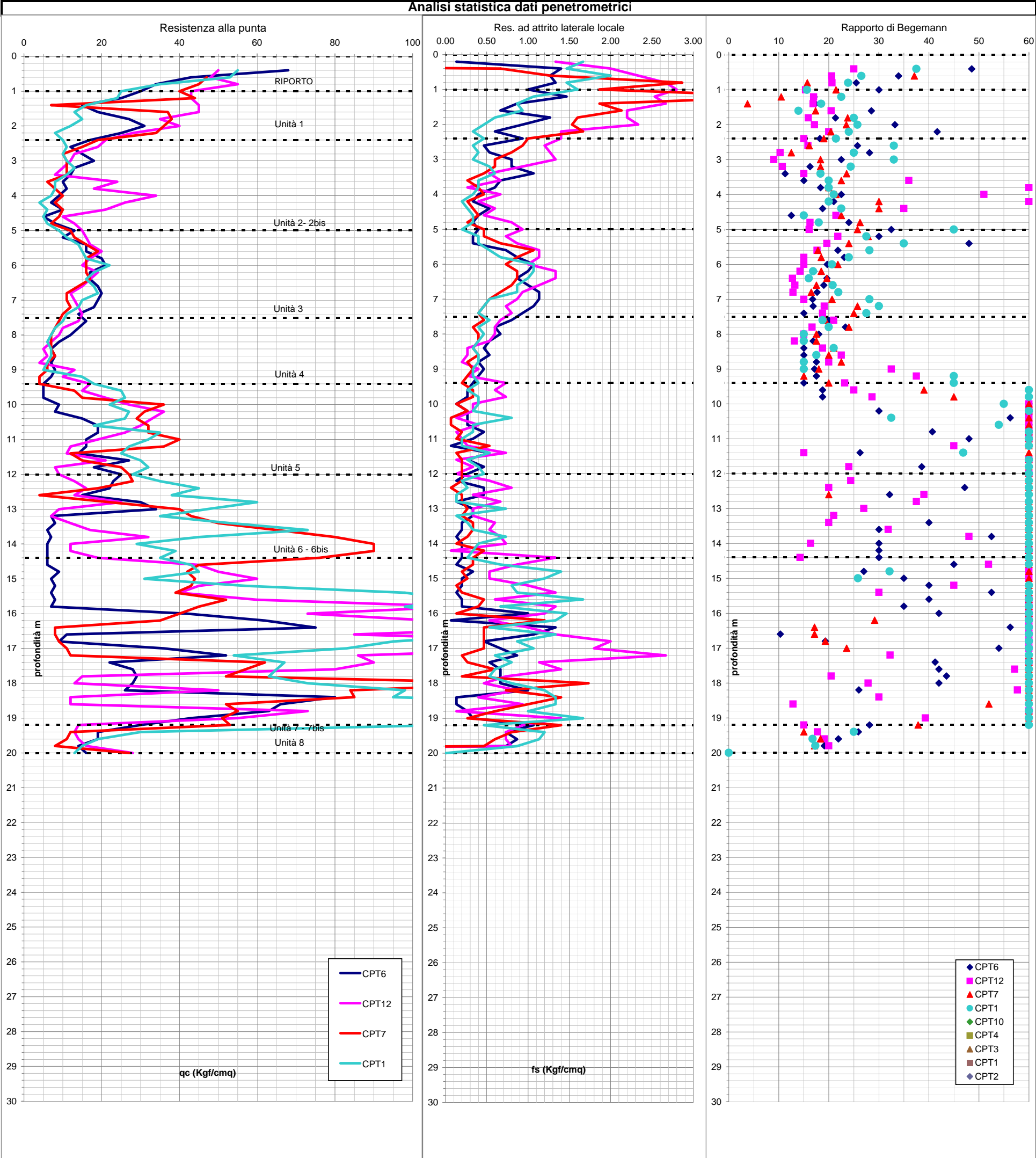
$\alpha$  = coefficiente funzione del diametro della piastra di riferimento, cm.

$E_{ed}$  = modulo edometrico kgf/cm<sup>2</sup>

$\nu$  = coefficiente di Poisson

ottenendo:

Orizzonti	Profondità terreni	Modulo di reazione $k = \text{kgf/cm}^2$
Unità 1	Da - 1,0 a - 2,4 m p.c.	1.56
Unità 2	Da - 2,4 a - 5,0 m p.c.	1.09
Unità 2 bis	Da - 3,6 a - 4,4 m p.c.	1.48
Unità 3	Da - 5,0 a - 7,6 m p.c.	1.27
Unità 4	Da - 7,6 a 9,4 m p.c.	0.71
Unità 5	Da - 9,4 a - 12,0 m p.c.	1.74
Unità 6	Da - 12,0 a - 14,4 m p.c.	1.45
Unità 6 bis	Da - 12,0 a - 14,4 m p.c.	0.70



Unità 7	Da - 14,4 a - 19,2 m p.c.	4.65
Unità 7 bis	Da - 14,4 a - 19,2 m p.c.	1.10
Unità 8	Da - 19,2 a - 20,0 m p.c.	1.19
Unità 9	Da - 20 a - 28 m p.c.	1.61

## PORTANZA DEI TERRENI

La valutazione del carico ammissibile sul terreno è funzione del tipo di variabilità verticale e laterale del grado di compressibilità del sottosuolo. Ne consegue che il carico da trasmettere ai terreni di fondazione deve determinare cedimenti totali e differenziali contenuti nel limite di accettabilità per le strutture in elevazione.

Nel contesto di quanto esposto, le tensioni trasmesse devono essere contenute nel campo delle reazioni delle terre di tipo elastico – elastoplastico in campo lineare.

In funzione della successione litotecnica che caratterizza i primi 5 ÷ 10 m del sottosuolo le verifiche di resistenza del terreno sono state sviluppate sia in termini di tensioni totali: condizioni non drenate – verifica a breve termine, che in termini di tensioni efficaci: condizioni drenate - verifica a lungo termine.

### *Tensioni ammissibili*

Per il calcolo del carico ammissibile sul terreno si è utilizzata la relazione di *Meyerhof*:

$$q_a = q_c / f$$

dove:

$q_a$  = carico ammissibile sui terreni in kgf/cm<sup>2</sup>

$q_c$  = valore della resistenza alla punta in kgf/cm<sup>2</sup>

$f$  = fattore di sicurezza funzione delle caratteristiche del penetrometro usato e della punta con cui si è attrezzato lo stesso, del rapporto D/B e cioè tra profondità del piano di posa e larghezza della fondazione.

ottenendo:

$$q_a = 0,80 \text{ kgf/cm}^2$$

per un piano di posa delle opere fondali ubicato ad una profondità minima dal piano di campagna, rispettivamente pari a :

$$D = -0,8 \text{ m p.c.}$$

## STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Per l'analisi geomeccanica si sono determinati i valori caratteristici della resistenza alla punta del penetrometro statico relativi ad ogni metro o parte di metro, di ogni singola prova.

Il calcolo del valore della resistenza del terreno allo stato limite ultimo per fondazioni dirette a platea generalizzata, con comportamento poco flessibile, si è eseguito utilizzando la relazione di *Terzaghi*, integrata dai coefficienti di *Hansen*:

$$q_d = c\delta_c N'_c + q_0\delta_q N'_q + \delta_\gamma \frac{1}{2}\gamma B N'_\gamma$$

dove:

$N'_c, N'_q, N'_\gamma$  = coefficienti di capacità portante in funzione di  $\phi$ . Si adottano i valori  $N'$  in rapporto al tipo di compressibilità dei litotipi riscontrati.

$\delta_c, \delta_q, \delta_\gamma$  = coefficienti in forma funzione del rapporto  $B/L$

$q_0$  = peso efficace del terreno al piano di incastro della fondazione e che contribuisce alla resistenza in relazione al carico laterale dei terreni in kgf/cm<sup>2</sup>

$\gamma$  = peso di volume del terreno in kgf/cm<sup>3</sup>

$c$  = coesione del terreno in kgf/cm<sup>2</sup>

$B$  = larghezza della fondazione in cm

$L$  = lunghezza della fondazione in cm

Per quanto riguarda l'analisi geomeccanica dei parametri caratteristici ottenuti dalle prove penetrometriche statiche, si sono ricavati i valori della coesione non drenata  $c_u$ , dalla relazione di *Begemann* e l'angolo d'attrito interno, in termini di tensioni efficaci,  $\phi'$ , da quella di *L'Herminier* e da quella di *Caquot*, il grado di consolidazione dalla relazione di *Ladd*, il grado di densità relativa dall'abaco di *Schmertmann*.

Detti valori sono stati determinati in riferimento allo spessore di terreno sottostante le opere fondali coinvolto dall'involuppo di spirale logaritmica delle sollecitazioni generate dal cuneo di penetrazione delle fondazioni nel contesto dell'insieme opera - terreno.

## **STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI STATICHE**

In riferimento ai dettati del DM 14/01/08, sono state determinate le caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU) adottando i parametri previsti nella tab. 6.2.II – condizioni M1 e M2 del suddetto D.M., che parzializzano i coefficienti geotecnici.

Le verifiche in funzione dei tipi di terreni riscontrati nel sito esaminato, e della profondità del piano di posa utilizzabile sono state effettuate in termini di tensioni totali e tensioni efficaci.

Detti valori dovranno essere inseriti negli approcci di verifica scelti dal progettista delle strutture e diminuiti dal coefficiente di riduzione della resistenza del sistema ( $\gamma_r$ ).

**Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M1****- Condizioni non drenate***verifica a lungo termine - tensioni efficaci*

$$\phi_u = 0^\circ$$

$$c_u = 0,42 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -40 \text{ cm)}$$

$$H_w = 300 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 1,09 \cdot c_u \cdot 5,14 + \gamma_n =$$

$$R = 1,09 \cdot 0,42 \cdot 5,14 + (0,00185 \cdot 40) =$$

$$R = 2,353 + 0,074 = \mathbf{2,427 \text{ kgf/cm}^2}$$

**- Condizioni drenate***verifica a lungo termine - tensioni efficaci*

$$\phi' = 19^\circ$$

$$c' = 0,07 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -40 \text{ cm)}$$

$$H_w = 300 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 1,09 \cdot 0,05 \cdot 10,0 + (0,00185 \cdot 40) \cdot 5,2 + 0,91 \cdot 0,5 \cdot 0,00085 \cdot 1700 \cdot 2,3 =$$

$$R = 0,545 + 0,385 + 1,512 = \mathbf{2,442 \text{ kgf/cm}^2}$$

**Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M2****- Condizioni non drenate***verifica a lungo termine - tensioni efficaci*

$$c_u = 0,42/1,4 = 0,30 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi_u = 0^\circ$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -40 \text{ cm)}$$

$$H_w = 300 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 1,09 \cdot c_u \cdot 5,14 + \gamma_n =$$

$$R = 1,09 \cdot 0,30 \cdot 5,14 + (0,00185 \cdot 40) =$$

$$R = 1,681 + 0,074 = \mathbf{1,755 \text{ kgf/cm}^2}$$

**- Condizioni drenate***verifica a lungo termine - tensioni efficaci*

$$\phi' = \arctg(\tan 19^\circ / 1,25) = 15,4^\circ$$

$$c' = 0,05/1,25 = 0,04 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -40 \text{ cm)}$$

$H_w = 300$  cm p.c. (profondità falda)

$\gamma_n = 0,00185$  kgf/cmc

$$R = 1,09 \cdot 0,04 \cdot 8,0 + (0,00185 \cdot 40) \cdot 4,0 + 0,91 \cdot 0,5 \cdot 0,00085 \cdot 1700 \cdot 1,7 =$$

$$R = 0,349 + 0,296 + 1,118 = \mathbf{1,763 \text{ kgf/cm}^2}$$

### **Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo**

La verifica alla portanza allo stato limite ultimo per fondazioni superficiali (par. 6.4.2.1 – DM 14/01/2008), prevede che l'insieme opera – terreno sia verificato seguendo almeno uno dei due approcci di seguito esposti, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_r$  esposti nella tabella 6.4.I. per la definizione della resistenza di progetto ( $R_d$ ), dove:

$$R_d = \frac{R}{\gamma_r}$$

#### **Approccio 1:**

##### **- Combinazione 1: (A1+M1+R1)**

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{1}$$

$$\mathbf{E_d \leq 2,427 \text{ kgf/cm}^2}$$

##### **- Combinazione 2: (A2+M2+R2)**

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{1,8}$$

$$E_d \leq \frac{1,755}{1,8}$$

$$\mathbf{E_d \leq 0,975 \text{ kgf/cm}^2}$$

#### **Approccio 2:**

##### **- Combinazione: (A1+M1+R3)**

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{2,3}$$

$$E_d \leq \frac{2,427}{2,3}$$

$$\mathbf{E_d \leq 1,055 \text{ kgf/cm}^2}$$

dove:

$E_d$  = Valore di progetto delle azioni

$R_d$  = Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

$\gamma_r$  = Coefficienti parziali (Tab. 6.4.I)

## **STATO LIMITE ULTIMO DEI TERRENI DI FONDAZIONE IN CONDIZIONI DINAMICHE**

In riferimento ai dettati del DM 14/01/08, sono state determinate le caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU-SLV) in condizioni di presenza di sisma adottando il metodo di *Richards et al.* (1993).

Tale modello di calcolo prevede l'applicazione di fattori riduttivi della capacità portante in condizioni statiche, funzione dell'inerzia strutturale (effetto inerziale), dell'inerzia del terreno (effetto cinematico), dell'eventuale presenza di inclinazione e/o eccentricità del carico. Tale relazione è esplicitata nella formulazione:

$$q_{lim,e} = i_c \cdot \delta_c \cdot c' \cdot N_c + i_q \cdot \delta_q \cdot q_0 \cdot N_q + \frac{1}{2} i_\gamma \cdot \delta_\gamma \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

dove:

$q_{lim,e}$  = capacità portante in condizioni dinamiche

$\delta_c, \delta_q, \delta_\gamma$  = coefficienti in forma funzione del rapporto B/L

$q_0$  = peso efficace del terreno al piano di incastro della fondazione e che contribuisce alla resistenza in relazione al carico laterale dei terreni in kgf/cm<sup>2</sup>

$\gamma$  = peso di volume del terreno in kgf/cm<sup>3</sup>

$c'$  = coesione del terreno in kgf/cm<sup>2</sup>

$B$  = larghezza della fondazione in cm

$L$  = lunghezza della fondazione in cm

$i_c, i_q, i_\gamma$  = coefficienti riduttivi funzione delle accelerazioni di progetto e dei fattori di amplificazione.

In riferimento ai dettati della circolare esplicativa n° 617/2009 l'effetto inerziale della struttura è stato applicato all'intero valore di capacità portante, mentre l'effetto cinematico incide solo sul coefficiente  $N_\gamma$ . Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate poiché non esistono modelli analitici validati e dati relativi che evidenzino una riduzione di capacità portante in condizioni non drenate. Le verifiche sismiche effettuate con l'EC8 evidenziano per terre coesive riduzioni non significative.

### **Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M1**

#### **- Condizioni drenate**

*verifica a lungo termine - tensioni efficaci*

$$\phi' = 19^\circ$$

$$c' = 0,05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -40 \text{ cm)}$$

$$H_w = 300 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 0,76 \cdot 1,09 \cdot 0,05 \cdot 10 + 0,80 \cdot (0,00185 \cdot 40) \cdot 5,2 + 0,62 \cdot 0,91 \cdot 0,5 \cdot 0,00085 \cdot 1700 \cdot 2,3 =$$

$$R = 0,414 + 0,308 + 0,937 = 1,659 \text{ kgf/cm}^2$$

### **Resistenza del terreno di fondazione - Utilizzo dei coefficienti M2**

#### **- Condizioni drenate**

*verifica a lungo termine - tensioni efficaci*

$$\phi' = \arctg(\tan 19^\circ / 1,25) = 15,4^\circ$$

$$c' = 0,05 / 1,25 = 0,04 \text{ kgf/cm}^2$$

$$D = -80 \text{ cm p.c. (escludendo lo strato di terreno agrario: } D' = -40 \text{ cm)}$$

$$H_w = 300 \text{ cm p.c. (profondità falda)}$$

$$\gamma_n = 0,00185 \text{ kgf/cm}^3$$

$$R = 0,73 \cdot 1,09 \cdot 0,04 \cdot 8 + 0,80 \cdot (0,00185 \cdot 40) \cdot 4 + 0,58 \cdot 0,91 \cdot 0,5 \cdot 0,00085 \cdot 1700 \cdot 1,7 =$$

$$R = 0,254 + 0,237 + 0,648 = 1,139 \text{ kgf/cm}^2$$

### **Verifica portanza terreni allo stato limite ultimo in condizioni sismiche**

La verifica alla portanza allo stato limite ultimo per fondazioni superficiali (par. 6.4.2.1 – DM 14/01/2008), prevede che l'insieme opera – terreno sia verificato seguendo almeno uno dei due approcci di seguito esposti, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_r$  esposti nella tabella 6.4.I. per la definizione della resistenza di progetto ( $R_d$ ), dove:

$$R_d = \frac{R}{\gamma_r}$$

Come specificato al par. C7.11.5.3.1 della circolare esplicativa nella combinazione 2 dell'approccio 1 i coefficienti parziali A2 per il calcolo delle azioni di progetto possono essere posti pari all'unità.

#### **Approccio 1:**

##### **- Combinazione 1: (A1+M1+R1)**

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{1}$$

$$E_d \leq 1,659 \text{ kgf/cm}^2$$

##### **- Combinazione 2: (A2+M2+R2)**

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{1,8}$$

$$E_d \leq \frac{1,139}{1,8}$$



$$E_d \leq 0,633 \text{ kgf/cmq}$$

### Approccio 2:

- **Combinazione: (A1+M1+R3)**

$$E_d \leq R_d = \frac{R}{2,3}$$

$$E_d \leq \frac{1,659}{2,3}$$

$$E_d \leq 0,721 \text{ kgf/cmq}$$

dove:

$E_d$  = Valore di progetto delle azioni

$R_d$  = Valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

$\gamma_r$  = Coefficienti parziali (Tab. 6.4.I)

## STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CEDIMENTI

In relazione al tipo di variazione laterale e verticale del grado di compressibilità dei litotipi riscontrati nel sottosuolo, necessita che il carico di esercizio determini abbassamenti dei terreni di sottofondazione accettabili nel contesto dell'interazione terreno-struttura.

Per il calcolo dei cedimenti si è utilizzata la relazione:

$$\Delta H = H_o \cdot \Delta p \cdot mv$$

dove:

$\Delta H$  = cedimento totale in cm

$H_o$  = spessore degli strati considerati in cm

$\Delta p$  = sovraccarico residuo sullo strato considerato in base al modello matematico di *Jelinek*.

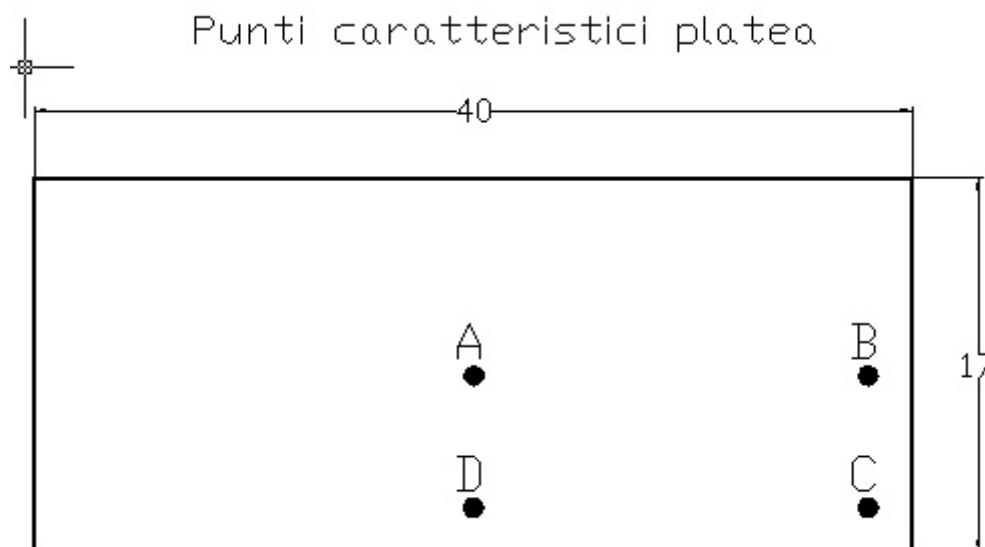
$mv$  = coefficiente di compressibilità di volume ottenuto dalla relazione di *Sanglerat*:  $mv = 1/\alpha$  qc, nella quale  $\alpha$  è un fattore funzione della litologia formante lo strato a spessore  $H_o$  considerato.

In rapporto alle caratteristiche strutturali generali previste in progetto, per analogia con edifici equivalenti a quello in oggetto già realizzati in territorio comunale di Cento, si assume che per una fondazione a platea sia trasmessa una pressione al terreno, comprensiva dei carichi accidentali, equivalente a:

$$q_a = 0,35 \div 0,4 \text{ kgf/cmq}$$

In riferimento a quanto esposto, per fondazioni a platea generalizzata, a comportamento poco flessibile e piano di posa: D = -80 cm dal p.c., in funzione dei carichi permanenti e del decremento di tensione sul terreno correlato al coefficiente di incastro delle fondazioni, si ottengono i seguenti cedimenti:

Prove	Cedimenti sui punti caratteristici $\Delta H$			
	A	B	C	D
<b>CPT1</b>	4.108	3.017	2.508	3.295
<b>CPT6</b>	3.884	2.810	2.283	3.110
<b>CPT7</b>	3.572	2.620	2.136	2.866
<b>CPT12</b>	3.334	2.418	1.960	2.663



Cedimenti totali di queste entità sono usuali per terreni con proprietà geomeccaniche simili a quelle riscontrate nel sottosuolo dell'area studiata, assoggettate a tensioni equivalenti a quella considerata trasmessa da analoghe fondazioni.

In base ai valori di cedimento ottenuti, per una pressione residua nel sottosuolo inferiore al 10% del carico geostatico, risultano cedimenti differenziali,  $\Delta h$ , come riportato nelle tabelle del successivo paragrafo.

I valori di cedimento differenziale ottenuti rientrano nella tollerabilità poiché contenuti nel limite di ritiro del C.A.

### **Distorsione angolare**

In rapporto alle tensioni che potranno verificarsi nelle strutture in elevazione, considerando un comportamento elastico - elastoplastico in campo lineare dei terreni di sottofondazione ed una reazione poco flessibile delle opere fondali, sono stati determinati i rapporti cedimento differenziale/distanza:  $\Delta/L$ , ottenendo i valori riportati nelle seguenti tabelle.

I parametri di distorsione ottenuti sono normalmente accettabili, per strutture come quelle in progetto, poiché contenuti nel limite di ammissibilità in base ai diagrammi di Bjerrum.

<b>Punti</b>	<b><math>\Delta h'</math></b>	<b><math>\Delta/L</math></b>
A - B	1,466	$0,81 \cdot 10^{-3}$
A - C	1,924	$0,97 \cdot 10^{-3}$
A - D	1,221	$1,74 \cdot 10^{-3}$
B - C	0,850	$1,21 \cdot 10^{-3}$
B - D	0,692	$0,36 \cdot 10^{-3}$
C - D	1,150	$0,64 \cdot 10^{-3}$

Cedimenti differenziali a – 19,8 m p.c.

I valori di cedimento differenziale e distorsione angolare risultati sono accettabili per strutture come quelle previste in progetto, poiché contenuti nel limite di ammissibilità in base ai diagrammi di Bjerrum.

## **CEDIMENTI PERMANENTI POST SISMICI (STATO LIMITE DI ESERCIZIO IN CONDIZIONI DINAMICHE)**

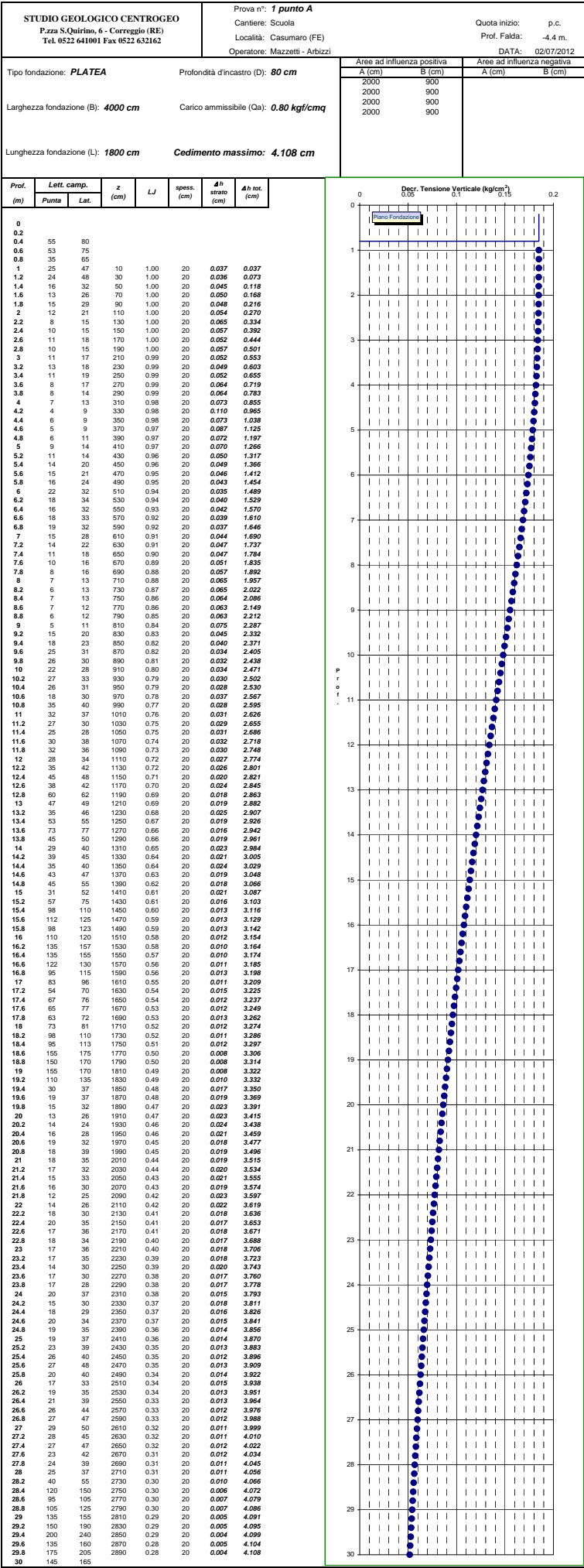
In riferimento a quanto previsto dalle NTC di cui al DM 14/01/2008, DAL n° 112/2007, elaborati di zonazione sismica del PSC di Cento 2011, in funzione della presenza di corpi sabbiosi saturi con spessore di 3 ÷ 5 ÷ 10 m, oltre alla valutazione del coefficiente di amplificazione litologico e stima del potenziale di suscettività alla liquefazione / densificazione, è richiesta la stima dei cedimenti post sismici attesi.

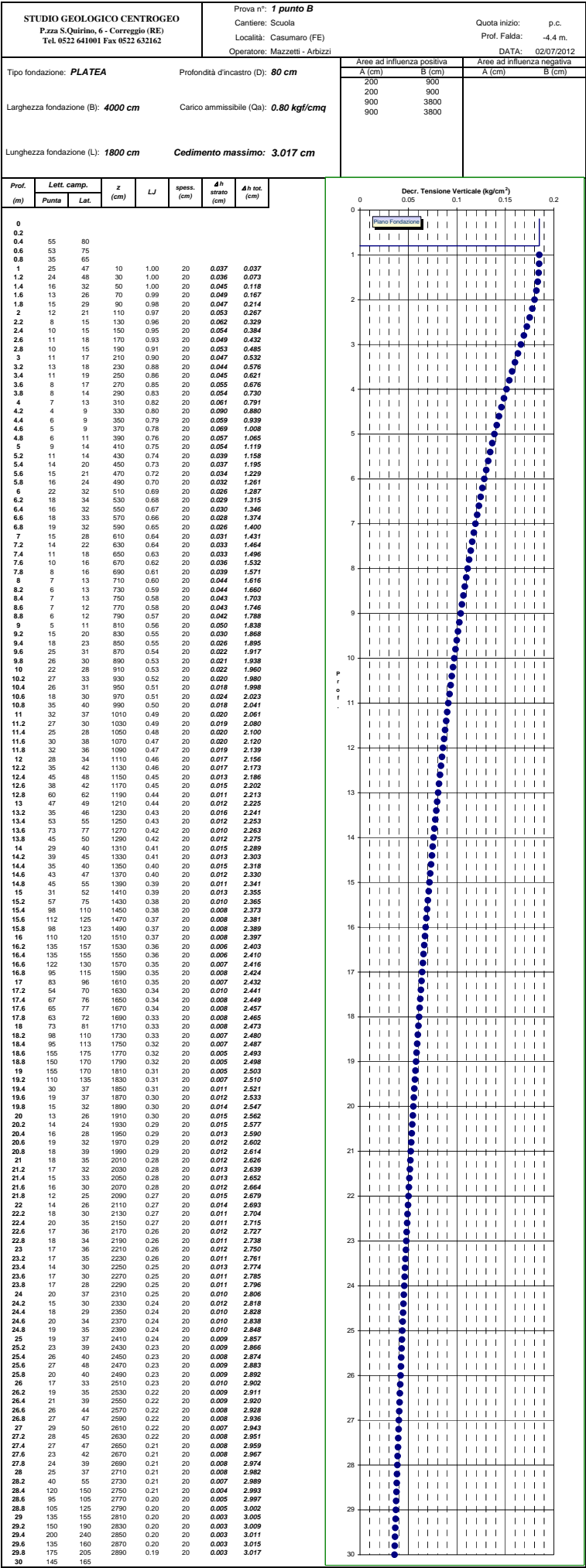
In rapporto a quanto sopra esposto è stata sviluppata la valutazione dei cedimenti in condizioni di sollecitazioni dinamiche.

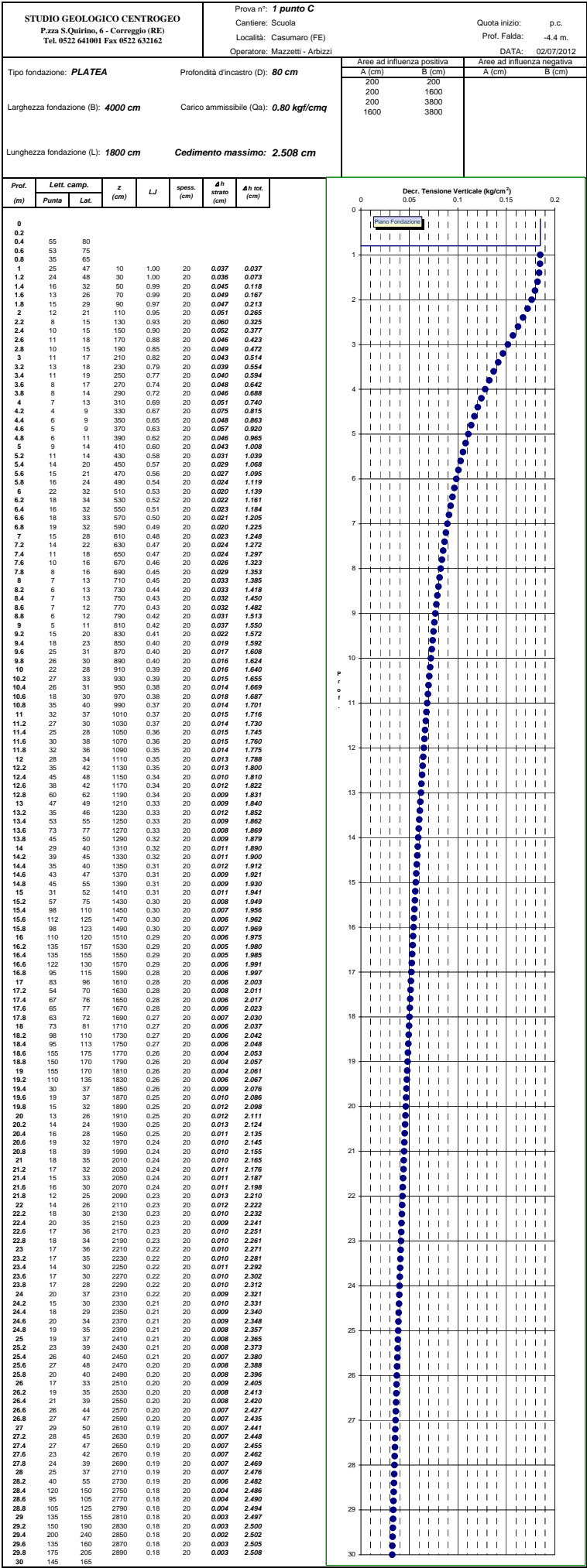
Il calcolo di questi ultimi è stato effettuato utilizzando la procedura prevista nell'allegato A3 della DAL ER 112/2007, ottenendo per le fondazioni in progetto, i seguenti cedimenti permanenti post sismici:

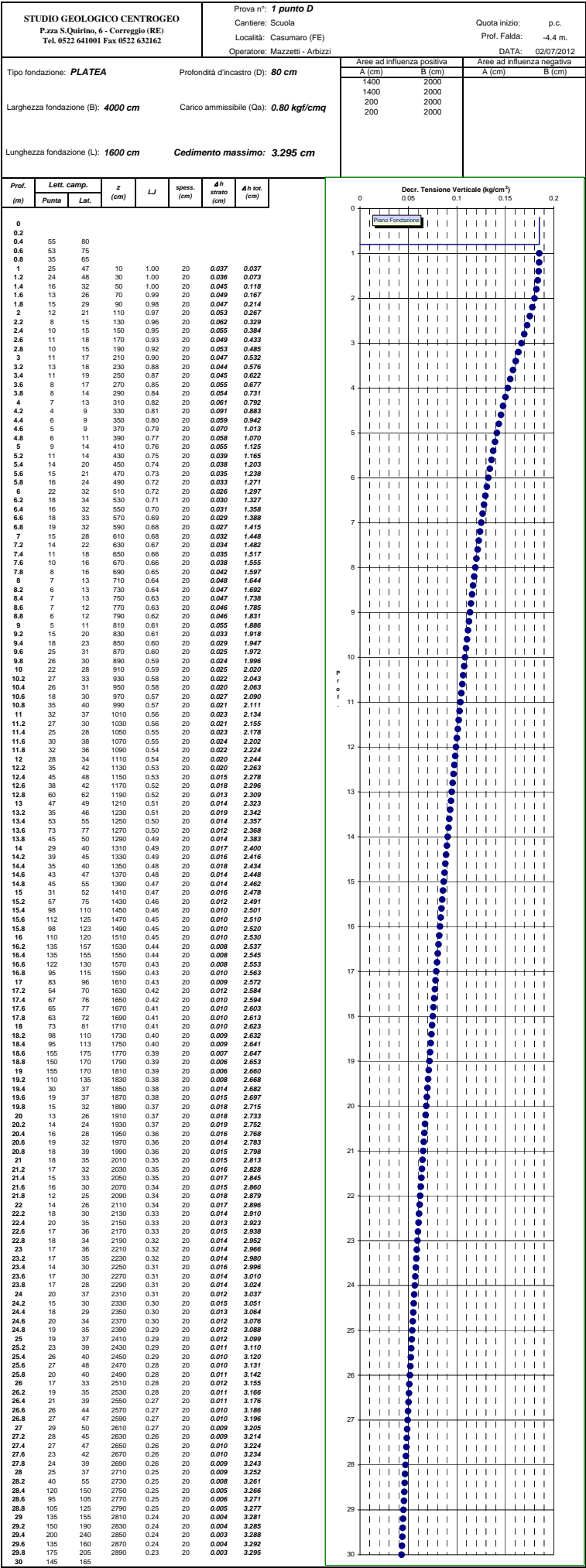
<b><math>\Delta H</math> cm</b>
<b>0,109</b>

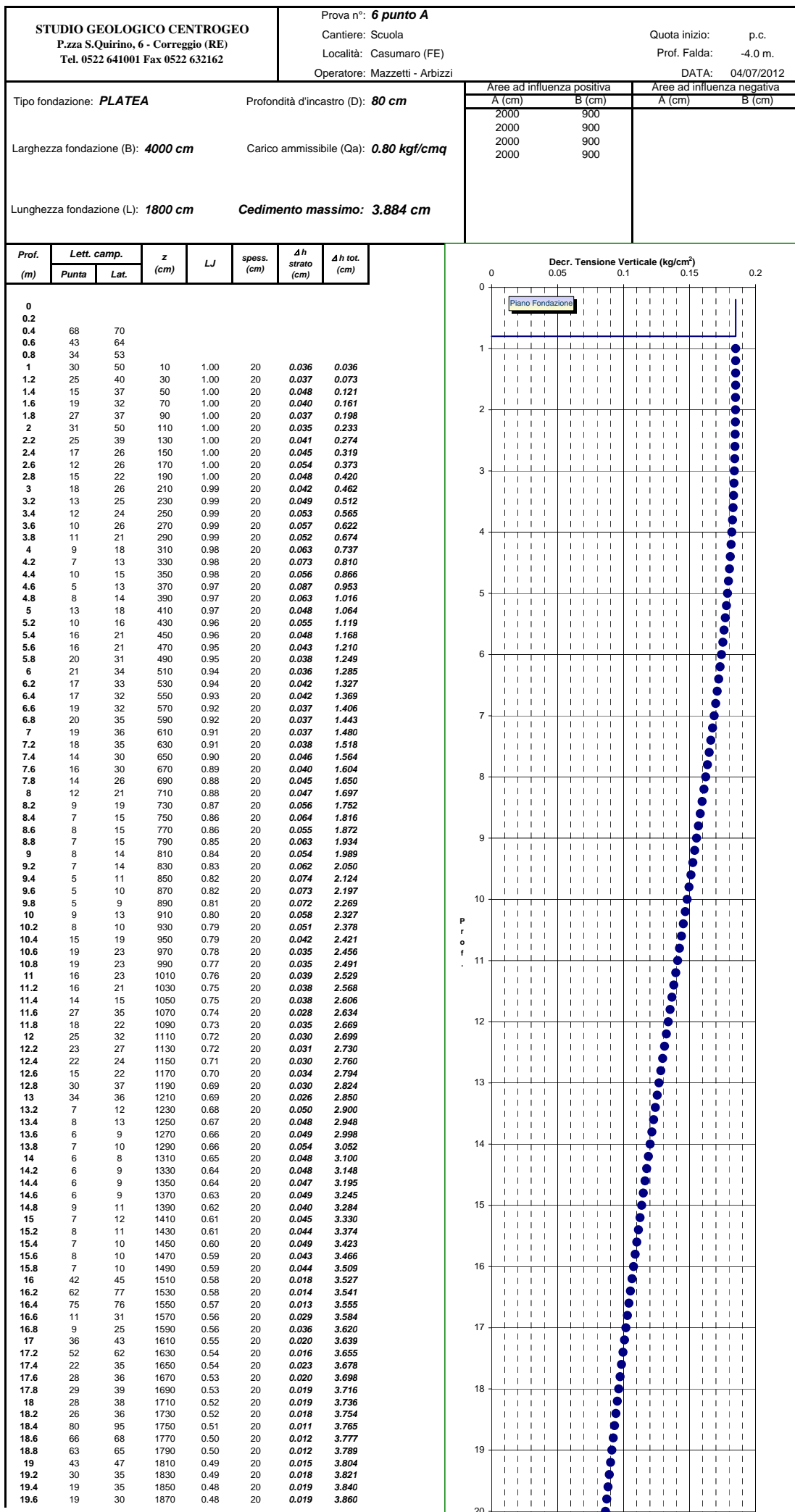
L'entità dei valori dei cedimenti permanenti post sismici ottenuta rientra nel campo di accettabilità per la struttura in oggetto.



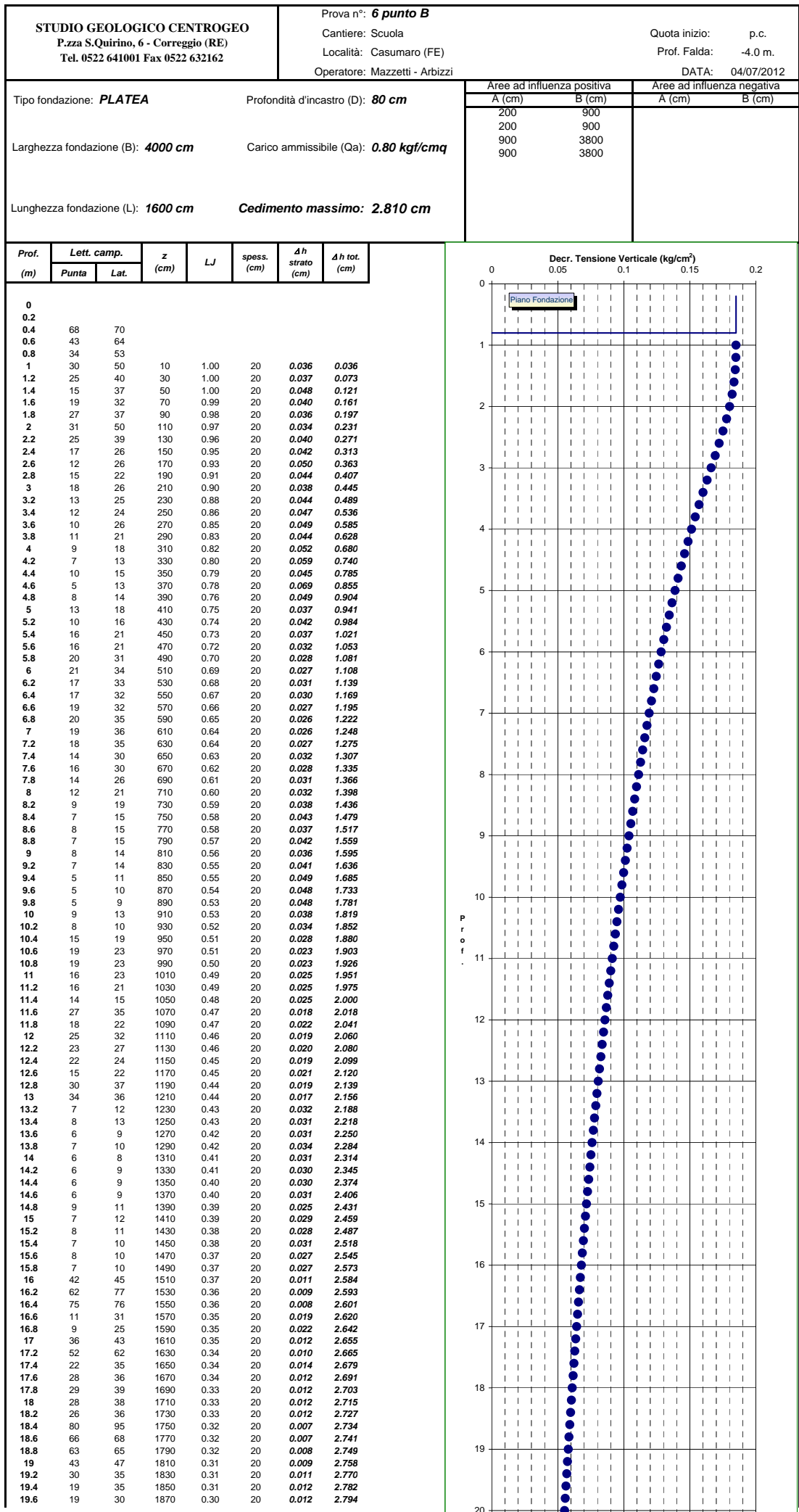


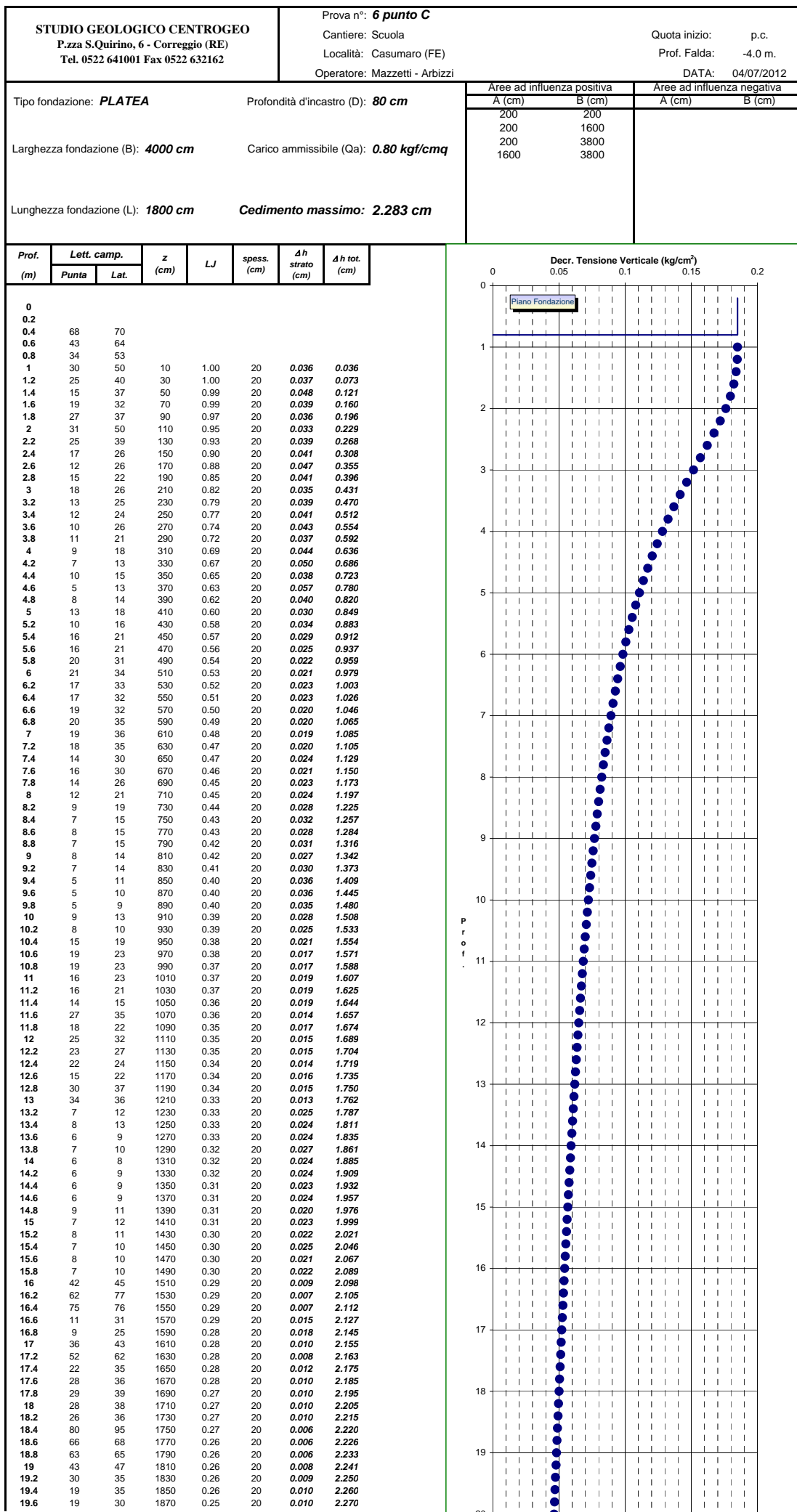


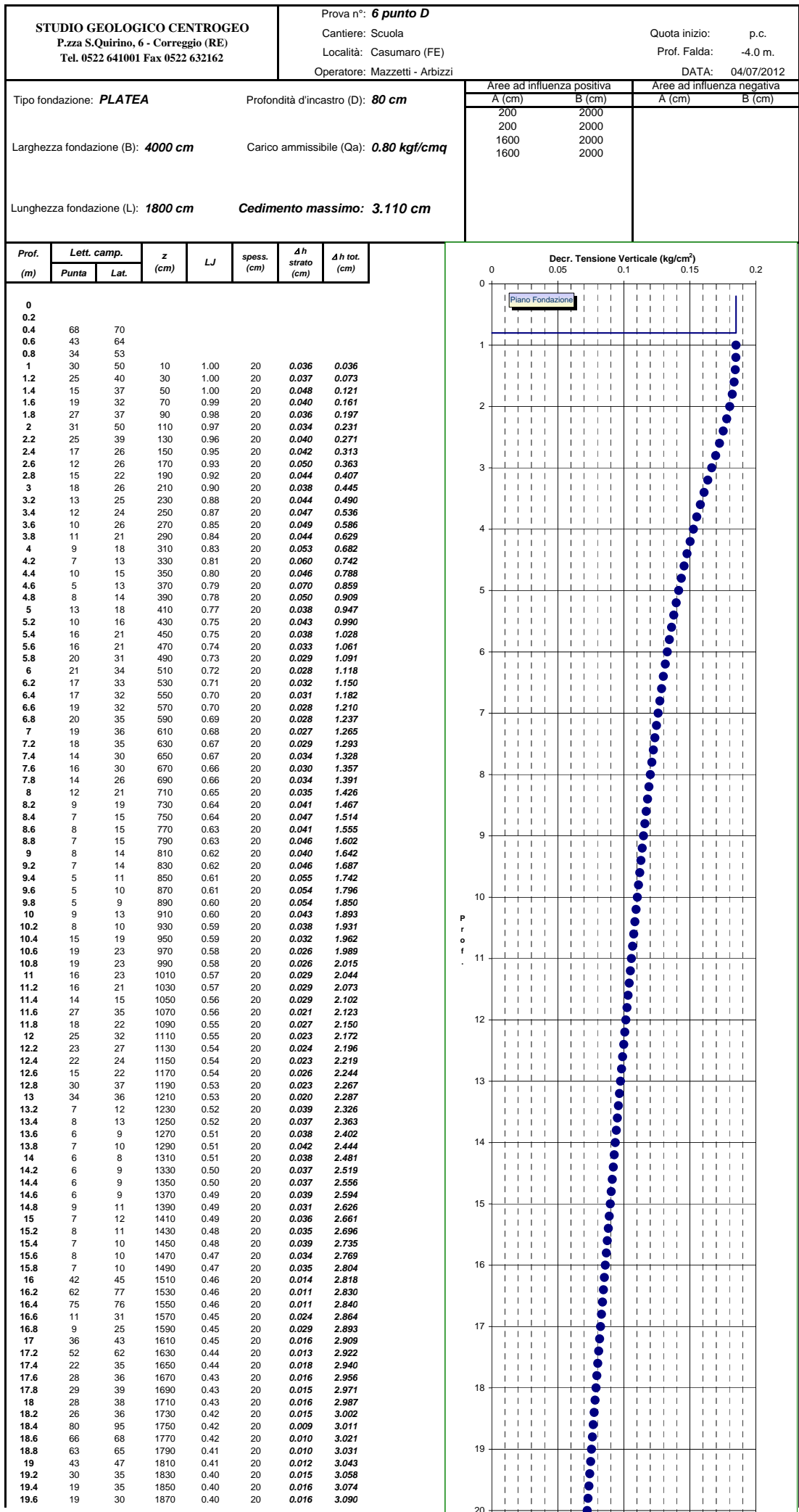


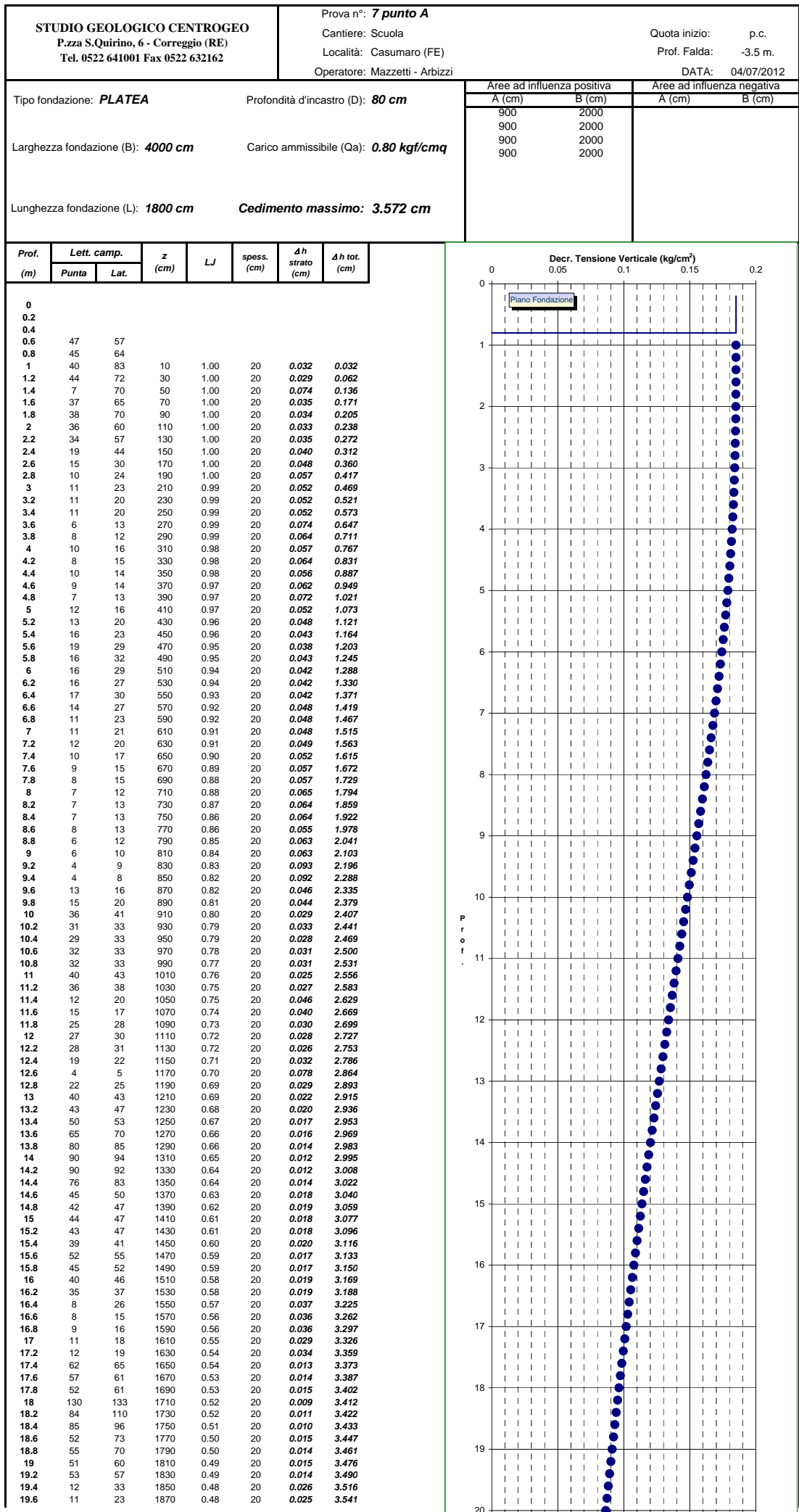


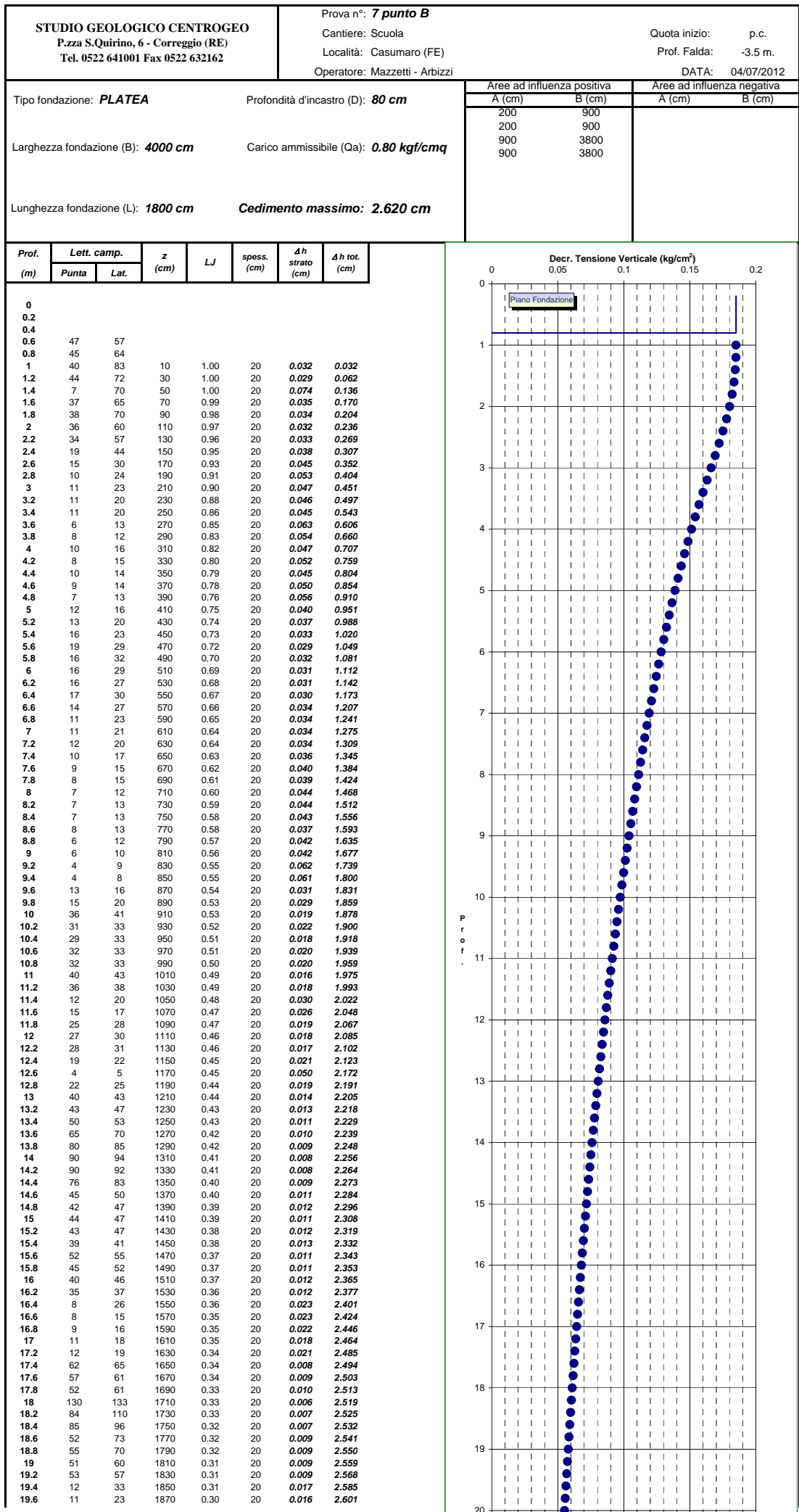


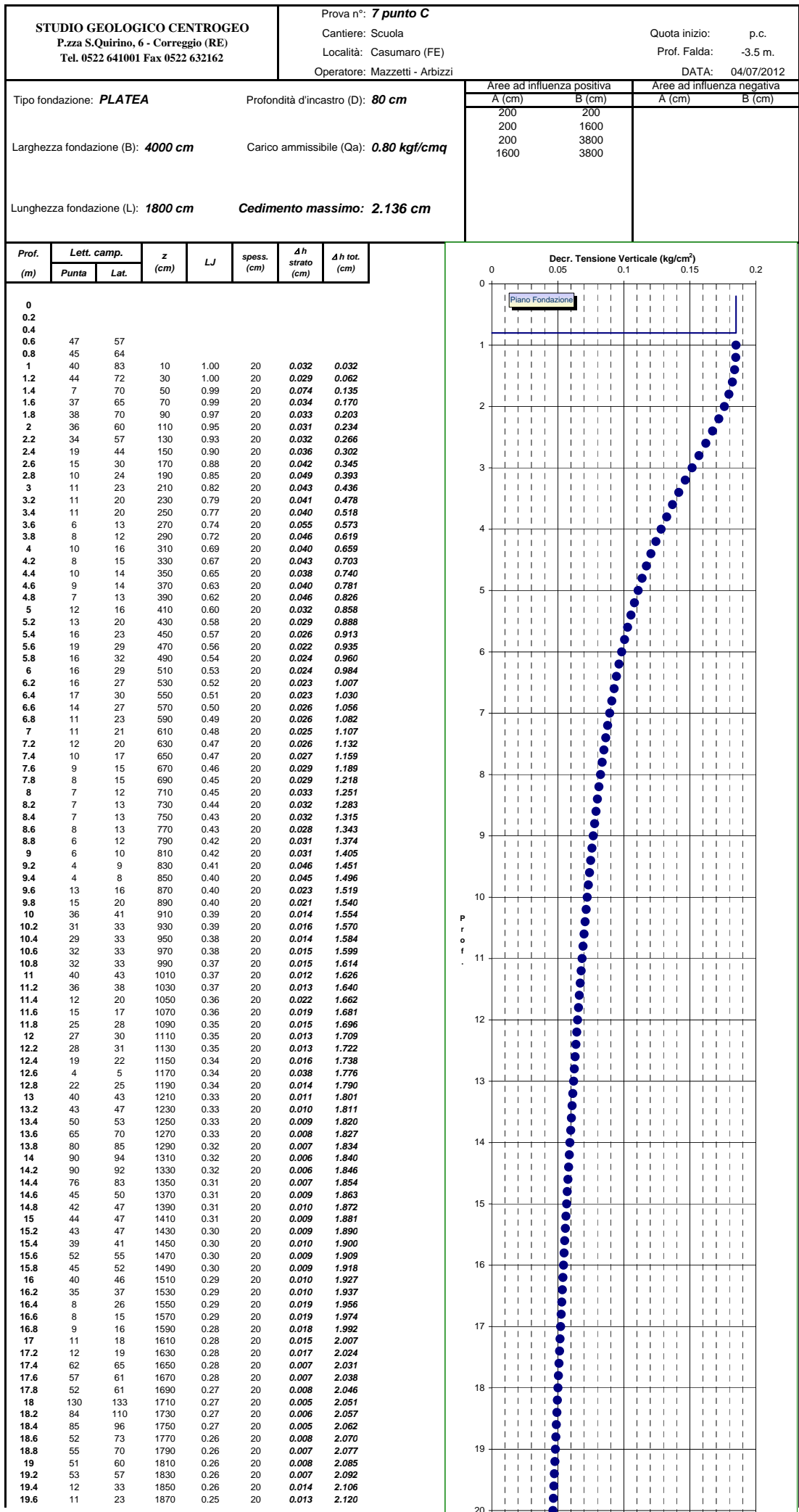






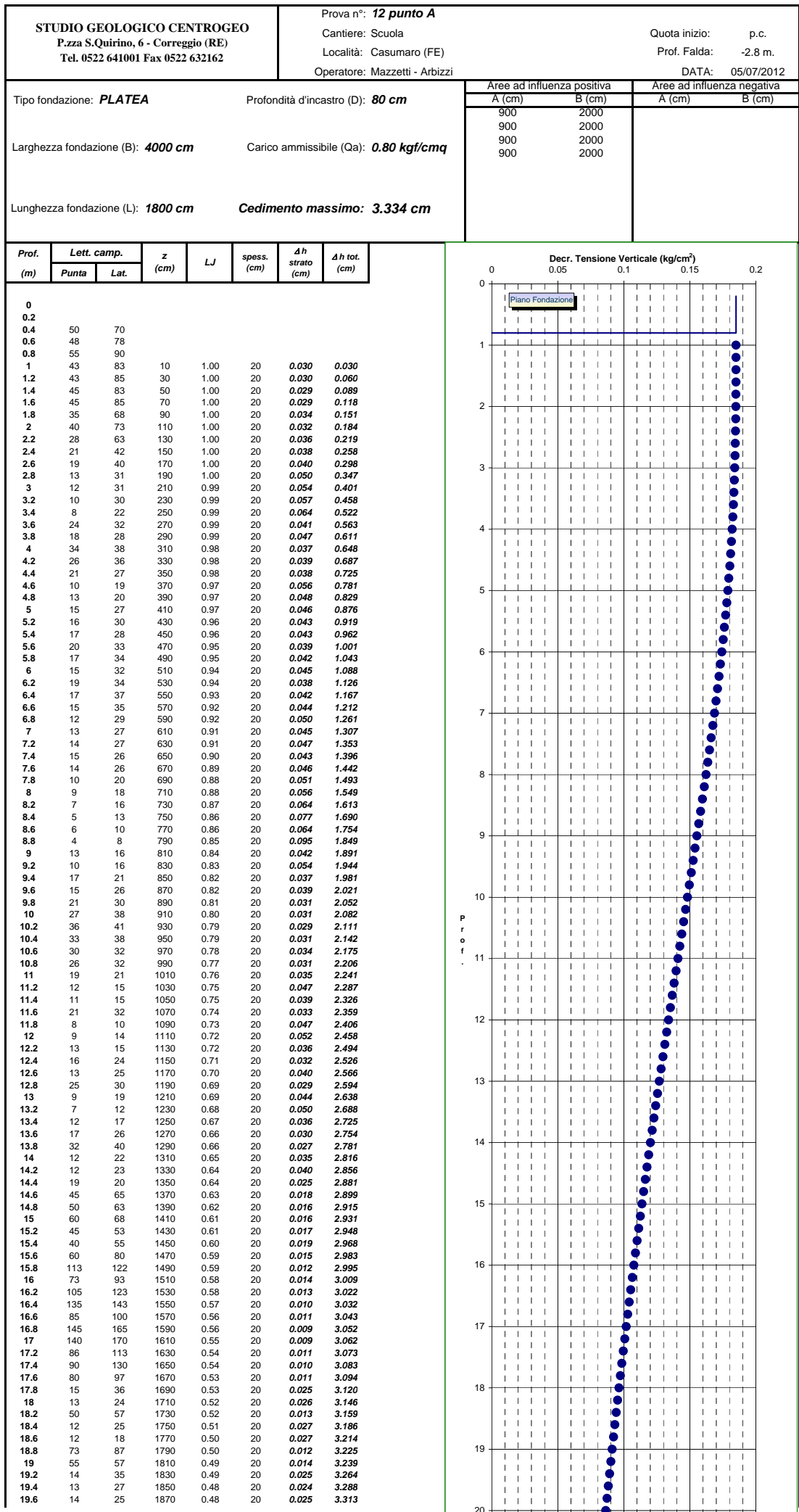




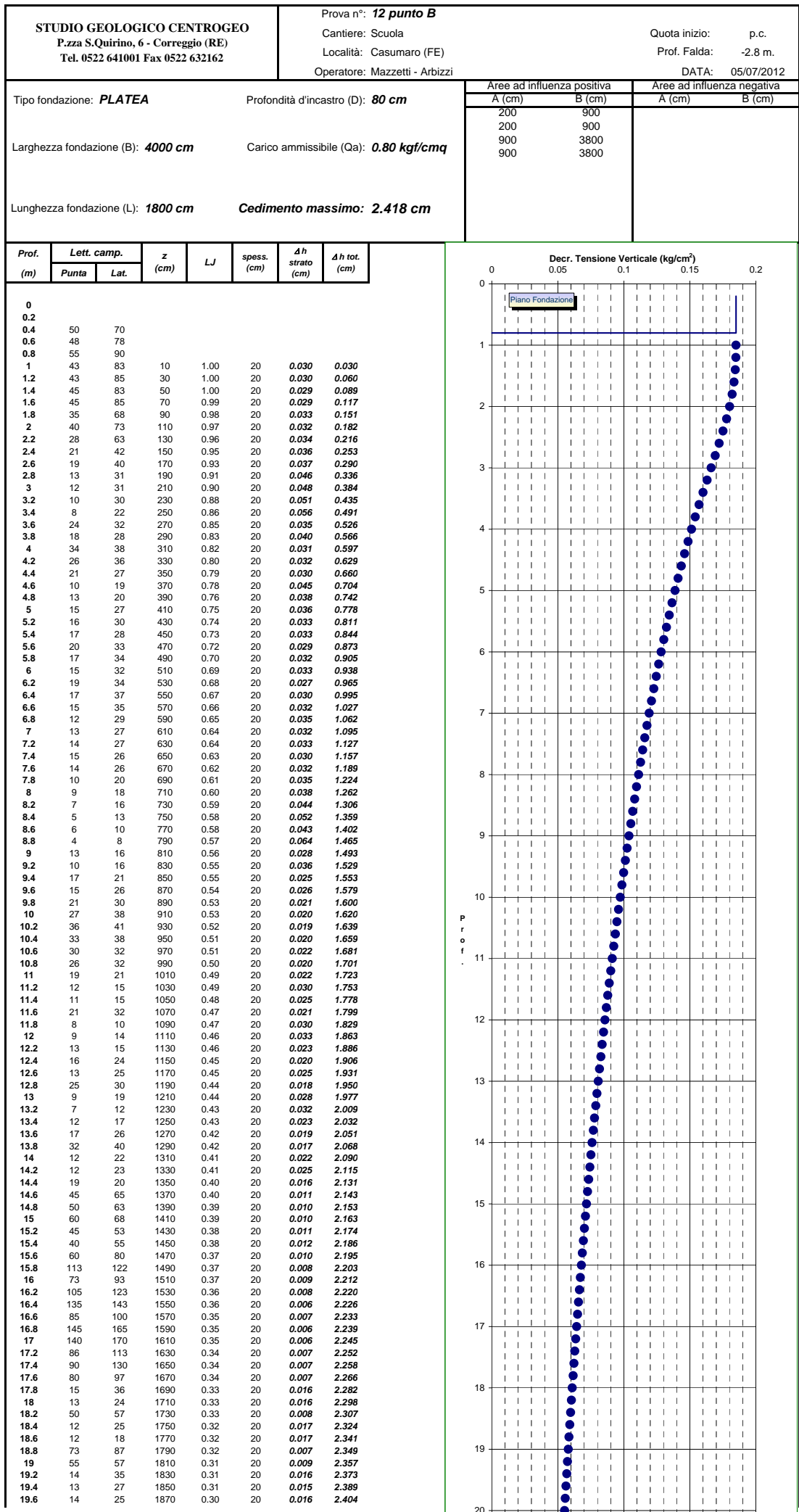


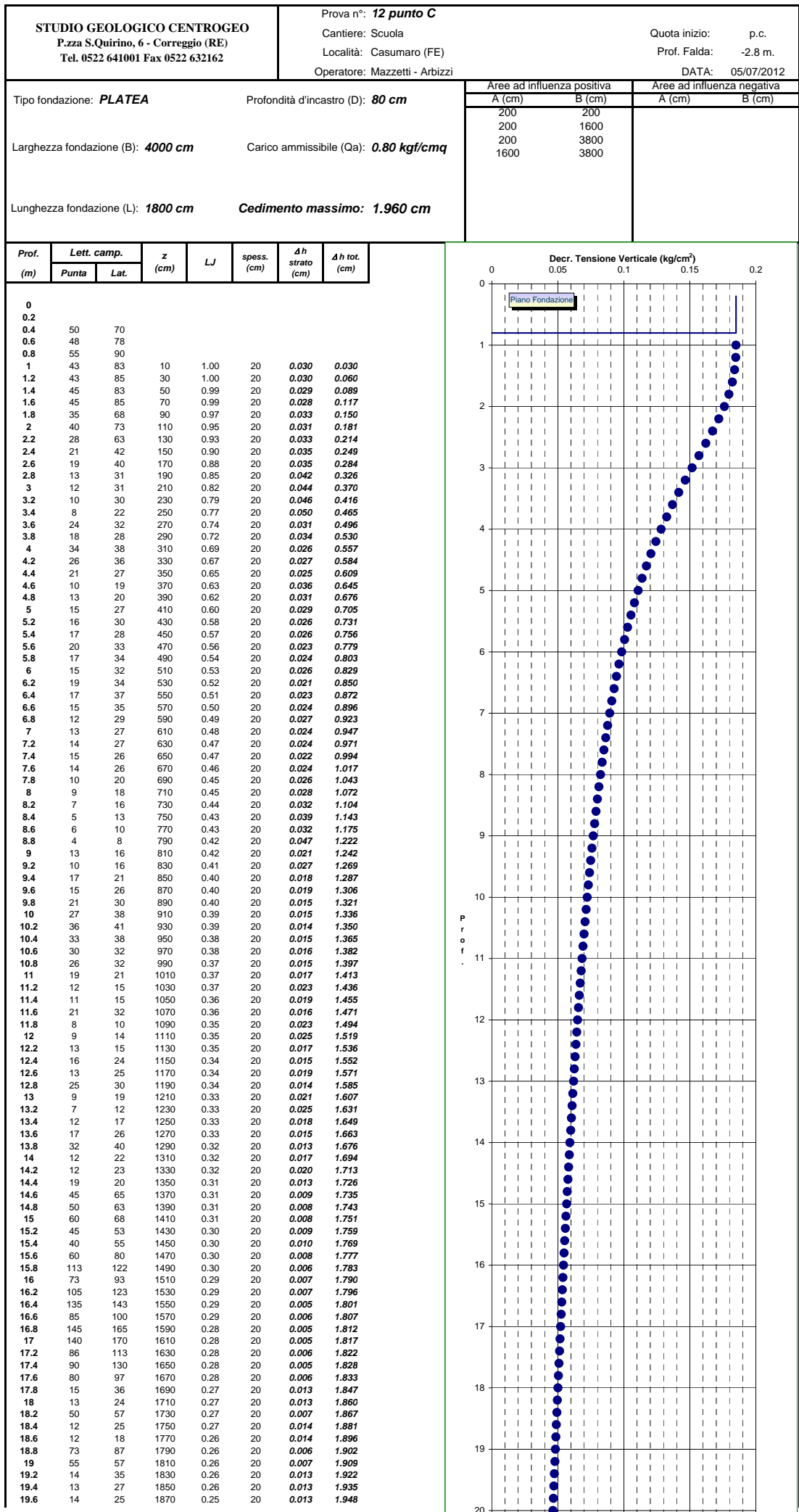


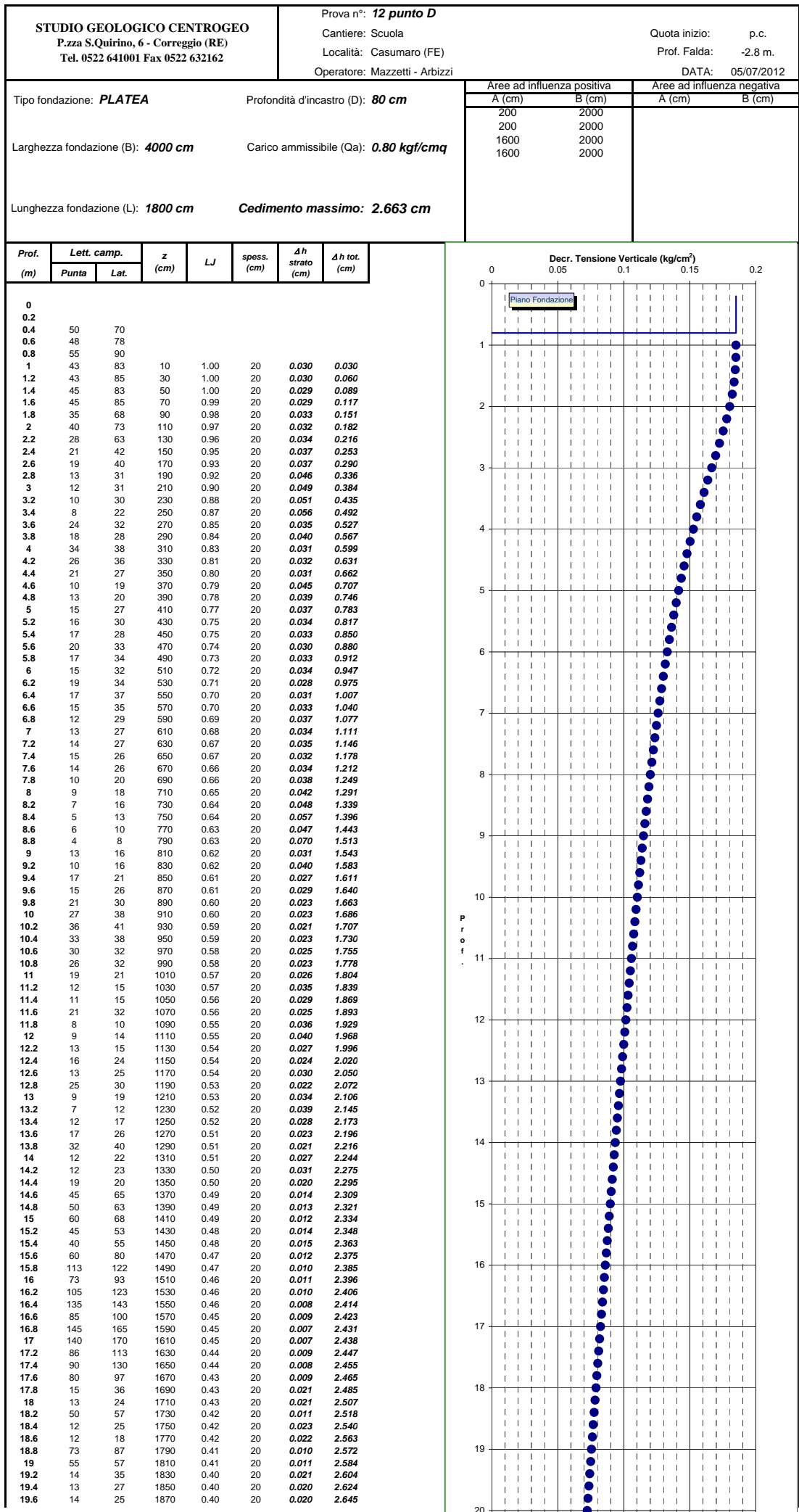












## **CONCLUSIONI E SUGGERIMENTI**

Nel contesto progettuale per la realizzazione di un nuovo edificio del polo scolastico di Casumaro, Cento (FE), ubicato nel settore meridionale orientale dell'area urbanizzata, si è redatta l'analisi geologico geotecnica e sismica oggetto della relazione di seguito esposta.

La disamina delle caratteristiche del sottosuolo nell'area di intervento e del territorio ad essa limitrofo, eseguito su commissione dell'*Amministrazione Comunale di Cento*, si è redatta in ottemperanza ai dettati del D.M. 11/03/88, circ. LL.PP. 24/09/88 N° 30483 ed in riferimento al D.M. 14-01-2008, Delibera Assemblea Legislativa R.E.R. n° 112 del 02-05-2007, LR.ER. n°19/2008.

### *Geologia – Geomorfologia*

Il territorio in oggetto appartiene al bacino subsidente Pliocenico Quaternario della Pianura Padana, costituito da un'ampia depressione a stile compressivo formata, negli orizzonti più recenti da depositi pliocenico quaternari.

Dal punto di vista geomorfologico, l'area appartiene alla Fascia della bassa Pianura Padana Appenninica, costituitasi nel settore francamente dominato dal Po. La passata evoluzione geomorfologica del territorio risulta legata prevalentemente alle vicende fluviali del F. Po, del F.Reno, e ad interventi antropici.

L'area è caratterizzata da una conformazione pianeggiante, a blanda ondulazione in senso sud nord, che si contraddistingue con la presenza di tratti residuali di antichi percorsi fluviali orientati prevalentemente in direzione ovest - est uno dei quali, a tracce evidenti, si osserva nel settore del capoluogo che appartiene alla fascia allungata in direzione ovest est con andamento sub parallelo alla Sp 67, che collega Finale Emilia – Casumaro - Mirabello.

Altri tratti di percorsi di canale fluviale estinto si riscontrano a sud e nord di detta sp. Alcuni di questi presentano geometrie sub- meandrifirme in prossimità di La Prospera – S. Bianca ed a nord est nelle vicinanze di Ponte Rondoni.

A meridione della strada Finale E. – Mirabello le morfostrutture di antichi percorsi di canale fluviale, osservabili 1 ÷ 2,5 km a sud di Casumaro si sviluppano in direzione ovest est assecondando l'orientamento delle strutture sepolte presenti nel sottosuolo (Carta Geomorfologia PSC, 2011).

Le fasce di territorio comprese tra i sopra descritti corpi di canale fluviale estinti, presentano blanda inclinazione in direzione ovest –est e morfologie leggermente depresse rispetto ai settori circostanti.

La zona a cui appartiene il nuovo edificio del polo scuole medie ed elementari di Casumaro, sita circa 0,4 ÷ 0,5 km a sud della Sp 67, è contraddistinta da una

morfologia a pendenza molto bassa ed è delimitata a nord ed a sud da due dossi di antichi percorsi di canale fluviale; tali caratteristiche unitamente a quelle litogranulometriche prevalentemente argilloso limose – limoso argillose dei primi 2 ÷ 3 m dal piano campagna attribuiscono la zona in narrativa alle fasce di piana periodicamente esondate a drenaggio idrico superficiale molto lento con connotati pseudo palustri.

Le sopra descritte caratteristiche territoriali sono in accordo con i dati ottenuti dalle verticali delle indagini geognostiche effettuate le quali, superati i primi 1 ÷ 1.5 m dal piano campagna costituiti da materiali di riporto e/o rimaneggiati, evidenziano la presenza da sino a -5 ÷ -6 m pc di alternanze prevalentemente limoso argillose – argilloso limose con intercalati subordinati orizzonti limoso sabbiosi - sabbioso limosi ad assetto lentiforme, ascrivibili alle fasce di piana esondabile al bordo dei corpi di canale fluviale.

#### *Falda idrica sotterranea*

La profondità dell'acqua nel sottosuolo, riferita al periodo dei rilevamenti di PSC (2011), nella zona sud dell'urbanizzato a cui appartiene il nuovo edificio delle scuole di Casumaro corrispondeva a:

$$\delta H_2O = -2.0 \div -2.5 \text{ m}$$

Al periodo di esecuzione delle indagini geognostiche, luglio 2012, per la modellazione geologico geotecnica del sito sede dell'area di impronta del nuovo edificio delle scuole medie ed elementari di Casumaro, nei fori delle indagini effettuate si è rilevato il livello della falda freatica a profondità dal piano campagna variabili tra:

$$\Delta H_2O = -3 \div -3.5 \div -4.4 \text{ m}$$

con prevalenza statistica delle profondità tra -3.5 m pc.

Detti valori di soggiacenza evidenziano un'esecuzione negativa del livello idrico sotterraneo rispetto alle rilevazioni di PSC 2011, corrispondente mediamente a:

$$\delta_{EP} = 1.5 \div 2 \text{ m}$$

#### *Modellazione sismica*

Il sottosuolo dell'area settentrionale del territorio comunale di Cento è caratterizzato dalla presenza delle formazioni che costituiscono la Dorsale Ferrarese che si rinvencono a profondità di -1.5 ÷ -2 km dal piano campagna.

Nelle zone meridionali del comune ed a sud delle stesse le formazioni pre-plioceniche si approfondiscono rapidamente a -5 ÷ -6 e, più a sud, sino a -8.5 km in

corrispondenza dell'asse della sinclinale Soliera – S.Agata Bolognese – S.Giovanni in Persiceto.

Le principali strutture sismogenetiche nell'ambito territoriale tra Nonantola – S.Giovanni in Persiceto – Minerbio – Poggio Renatico – Finale Emilia – Crevalcore sono rappresentate dalla Dorsale Ferrarese e dal Fronte delle Pieghe Pedappenniniche Emiliano – Romagnole.

Dette strutture sono delimitate nella parte settentrionale da linee di sovrascorrimento classificate attive (M.Boccaletti, L.Martelli; 2004) e da sovrascorrimenti di età Pliocene – Pleistocene inf. (4.5 – 1 Ma) riattivati o con possibile riattivazione nella fascia estesa ovest est circa compresa tra Cento/Camposanto e Finale Emilia/Poggio Renatico.

L'attività del Fronte delle Pieghe Pedappenniniche è in accordo con l'allineamento in direzione nord ovest - sud est, da Parma a Reggio Emilia - Rubiera, contraddistinto da epicentri sismici con magnitudo  $M > 5,5$ , con la fascia ad andamento sud ovest – nord est individuata dall' allineamento: Cadelbosco di Sopra – Novellara / Campagnola E. – Fabbrico, caratterizzata da epicentri classificati con  $5 \leq M \leq 5,5$ , con la fascia ovest est Novi MO – Finale Emilia – Ferrara contraddistinta da epicentri con  $M > 5.5$ .

Quanto esposto indica l'area a cui appartiene il territorio di Casumaro – Reno Finalese è interessata da sismicità di grado relativo più basso rispetto alle zone  $5 \div 10$  km più ad ovest e ad est e maggiore di quelli  $10 \div 15$  km a meridione.

Quanto esposto trova riscontro nelle intensità degli effetti locali avvenuti nel territorio di Casumaro – Reno Finalese di intensità MCS corrispondenti a  $I_s = V - VI$ , inferiori a quelli avvenuti a S.Agostino-Mirabello:  $I_s = VI$  ed a quelli di Finale Emilia-S.Carlo:  $I_s = VI - VII$ , dati aggiornati al 15/06/2012 *Protezione Civile Nazionale*.

### *Caratterizzazione Sismica – microzonazione sismica*

La categoria del suolo di fondazione, in riferimento ai parametri del D.M. 14/01/2008, determinata in funzione delle velocità di onde sismiche di taglio VSH mediante l'esecuzione di due stendimenti sismici a rifrazione con metodo integrato attivo – passivo MASW - Re.Mi, che hanno fornito  $V_{s_{30}} = 209$  m/sec e  $V_{s_{30}} = 211$  m/sec, corrisponde a:

- **Categoria C:** Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s_{30}}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < cu_{30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).

In rapporto ai parametri ottenuti dalle prospezioni MASW/Re.Mi. ed HVSR, degli accelerogrammi del database RER, elaborati con codice di calcolo Shake ed allo spessore ed omogeneità dei materiali che formano i primi 150 m del sottosuolo, in funzione dello spettro di risposta del bedrock sismico e di quello in superficie, per un coefficiente di smorzamento  $D=5\%$ , si sono ottenuti i fattori di amplificazione di seguito esposti:

<b>Periodo T (sec)</b>	<b>FA IS ReMi / MASW 1</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>FA IS ReMi / MASW 2</b>	<b>Sa (g)</b>
0 (FA PGA)	1,89	0,33	1,89	0,33
0,1 – 0,2	1,70	0,81	1,83	0,83
0,2 – 0,3	2,71	1,00	2,65	0,98
0,3 – 0,4	3,30	1,02	3,25	1,01
0,4 – 0,5	2,83	0,79	2,85	0,79
0,5 – 0,6	2,23	0,50	2,23	0,50
0,6 – 0,7	1,97	0,38	1,94	0,38
0,7 – 0,8	2,21	0,35	2,17	0,35
0,8 – 0,9	2,22	0,31	2,17	0,30
0,9 – 1,0	2,15	0,25	2,10	0,25

<b>Periodo T (sec)</b>	<b>Fattore di amplificazione (FA – DAL 112/05)</b>	<b>Fattore di amplificazione Re.Mi./MASW 1</b>	<b>Fattore di amplificazione Re.Mi./MASW 2</b>
0 (FA PGA)	1,5	1,89	1,89
0,1 - 0,5	1,8	2,76	2,76
0,5 - 1	2,5	2,15	2,12

Il fattore di amplificazione topografico corrisponde a:

$$St = 1,0$$

La determinazione della frequenza fondamentale dei terreni con metodo HVSR ha evidenziato un picco di amplificazione, con ampiezza di 2,8, equivalente a:

$$f_0 = 0,65 \text{ Hz}$$

corrispondente al periodo principale:

$$t_0 = 1,54 \text{ sec}$$

### *Suscettività alla Liquefazione*

L'analisi di suscettività al rischio di liquefazione degli orizzonti litologici sabbiosi, sottofalda, si è attuata con il metodo di *Robertson & Wride modificato (1997)*.

In funzione della classe d'uso attribuita nella analisi di progetto, alla scuola Casumaro: Classe III della NTC tab. 2.4.II e della vita nominale che compete alle

costruzioni di importanza normale prevista dalle NTC/2008 tab. 2.4.1 corrisponde a  $V_N \geq 50$  anni, in base ai valori di  $a_g$  della griglia allegata alle NTC/2008, considerando una magnitudo corrispondente a:

$$M = 5,8$$

si ottiene un valore di accelerazione equivalente a:

$$A_{max}/g = 0.26$$

Le elaborazioni effettuate hanno evidenziato, nelle verticali di indagine CPT6 – CPT7 – CPT12, la presenza di strati sabbiosi saturati dalla falda idrica sotterranea, con valori del coefficiente di sicurezza alla liquefazione inferiori a 1 con valori molto prossimi ad esso.

Gli spessori e profondità a quote sottostanti -10 m pc, degli strati, con coefficienti di sicurezza inferiori/prossimi a 1, hanno fornito valori Indice del Potenziale liquefazione (LPI – *Somnez*, 2003) in funzione della profondità della falda idrica sotterranea considerata (-3 m pc), sono riportati nella tabella di seguito esposta:

cpt n°	LPI
1	0
6	1,5
7	3,2
12	1,2

Secondo la classificazione proposta da *Somnez (2003)*, risultando l'indice del potenziale di liquefazione  $I_L < 5$  il rischio liquefazione è basso/molto basso.

In riferimento a quanto sopra esposto è da considerare che la presenza tra -5 ÷ -6 e -8 ÷ -10 m pc, in tutte le verticali di indagine effettuate, di un orizzonte argilloso leggermente sovraconsolidato limita in elevato grado la possibilità di sviluppo di flussi verticali delle acque sotterranee e quindi il rischio di liquefazione con mobilitazione delle sabbie.

### *Carico ammissibile*

Il carico ammissibile sul terreno in termini di tensioni ammissibili corrisponde a:

- *Tensioni ammissibili (DM 11-03-88)*

$$q_a = 0,80 \text{ kgf/cm}^2$$

per una profondità del piano di posa corrispondente a:

$$D = - 0,80 \text{ m}$$

dal piano campagna al momento delle prove.



*Stato limite ultimo*

In riferimento ai dettati del DM 14/01/08, sono state determinate le **caratteristiche di resistenza del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU)** adottando i parametri previsti nella tab. 6.2.II – condizioni M1 e M2 del suddetto D.M, che parzializzano i coefficienti geotecnici.

Detti valori dovranno essere inseriti negli approcci di verifica scelti dallo strutturista e rapportati al coefficiente di riduzione della resistenza del sistema ( $\gamma_r$ ).

*Stato limite ultimo dei terreni di fondazione in condizioni statiche e dinamiche*

In riferimento ai dettati del DM 14/01/08, si è determinata la resistenza  $R$  del terreno di fondazione allo stato limite ultimo (SLU-SLV), in termini di tensioni efficaci, adottando i parametri previsti nella tab. 6.2.II – combinazioni di coefficienti parziali M1 ed M2, che riducono i parametri geotecnici.

	<i>Condizioni statiche</i>		<i>Condizioni dinamiche</i>
	<i>Cond. non drenate</i>	<i>Cond. drenate</i>	<i>Cond. drenate</i>
<b>CONDIZIONE M1</b>	<b><math>R = 2,427</math> <math>\text{kgf/cm}^2</math></b>	<b><math>R = 2,442</math> <math>\text{kgf/cm}^2</math></b>	<b><math>R = 1,652 \text{ kgf/cm}^2</math></b>
<b>CONDIZIONE M2</b>	<b><math>R = 1,755</math> <math>\text{kgf/cm}^2</math></b>	<b><math>R = 1,763</math> <math>\text{kgf/cm}^2</math></b>	<b><math>R = 1,139 \text{ kgf/cm}^2</math></b>

La verifica alla portanza allo stato limite ultimo per fondazioni superficiali (par. 6.4.2.1 – DM 14/01/2008), prevede che l'insieme opera – terreno sia verificato seguendo almeno uno dei due approcci di seguito esposti, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_r$  esposti nella tabella 6.4.I. per la definizione della resistenza di progetto ( $R_d$ ), ottenendo:

	<i>Condizioni statiche</i>	<i>Condizioni dinamiche</i>
<b>Approccio 1:</b>		
- <b>Combinazione1: (A1+M1+R1)</b>	<b><math>E_d \leq 2,427 \text{ kgf/cm}^2</math></b>	<b><math>E_d \leq 1,659 \text{ kgf/cm}^2</math></b>
- <b>Combinazione1:(A2+M2+R2)</b>	<b><math>E_d \leq 0,975 \text{ kgf/cm}^2</math></b>	<b><math>E_d \leq 0,633 \text{ kgf/cm}^2</math></b>
<b>Approccio2:</b>		
- <b>Combinazione1:(A1+M1+R3)</b>	<b><math>E_d \leq 1,055 \text{ kgf/cm}^2</math></b>	<b><math>E_d \leq 0,721 \text{ kgf/cm}^2</math></b>

dove:

$E_d$  = Valore di progetto delle azioni

Si osserva che nella valutazione della pressione di contatto fondazione/terreno, sono da conteggiare sia i pesi propri delle opere fondali che il carico dei terreni e/o materiali di riempimento gravanti sulle stesse. In funzione delle dimensioni dell'area di impronta della platea e del comportamento prevalentemente coesivo dei terreni che formano i primi 1 – 3 m del sottosuolo, rapportati ai carichi verticali trasmessi al terreno, la verifica allo scorrimento è soddisfatta.

### *Cedimenti*

I valori dei cedimenti stimati per tensioni permanenti sul terreno hanno fornito entità dei cedimenti primari totali, cedimenti differenziali e valori di distorsione angolare rientranti nel campo della tollerabilità.

### *Cedimenti permanenti post sismici*

La stima dei cedimenti attesi in condizioni di sollecitazioni dinamiche, sviluppati in funzione dei valori di  $a_{max}/g$  ottenuti dall'analisi con codice di calcolo Proshake, determinati con la procedura prevista nell'allegato A3 della DAL RER 112/2007, hanno fornito valori equivalenti a:

$$\Delta H = 0,109 \text{ cm}$$

e pertanto rientranti nel campo di tollerabilità per le strutture in oggetto.

### *Modulo di reazione*

In funzione dei parametri caratteristici dei terreni presenti nei primi 20 m del sottosuolo e delle caratteristiche litogranulometriche degli stessi, si sono ottenuti i valori dei moduli di reazione di seguito esposti:

Orizzonti	Profondità terreni	Modulo di reazione $k = \text{kgf}/\text{cmc}$
Unità 1	Da – 1,0 a – 2,4 m p.c.	1.56
Unità 2	Da – 2,4 a – 5,0 m p.c.	1.09
Unità 2 bis	Da – 3,6 a – 4,4 m p.c.	1.48
Unità 3	Da – 5,0 a – 7,6 m p.c.	1.27
Unità 4	Da – 7,6 a 9,4 m p.c.	0.71
Unità 5	Da – 9,4 a – 12,0 m p.c.	1.74
Unità 6	Da – 12,0 a – 14,4 m p.c.	1.45
Unità 6 bis	Da – 12,0 a – 14,4 m p.c.	0.70
Unità 7	Da – 14,4 a – 19,2 m p.c.	4.65

Unità 7 bis	Da - 14,4 a - 19,2 m p.c.	1.10
Unità 8	Da - 19,2 a - 20,0 m p.c.	1.19
Unità 9	Da - 20 a - 28 m p.c.	1.61

Oltre a quanto esposto è opportuno adottare i seguenti accorgimenti:

- *Accertare l'assenza di eventuali strati cedevoli e/o rimaneggiati a scadenti caratteristiche meccaniche in corrispondenza dei terreni di sottofondazione e nell'eventualità di loro riscontro effettuare idonei consolidamenti.*

**Dr. Geol. GIAN PIETRO MAZZETTI**

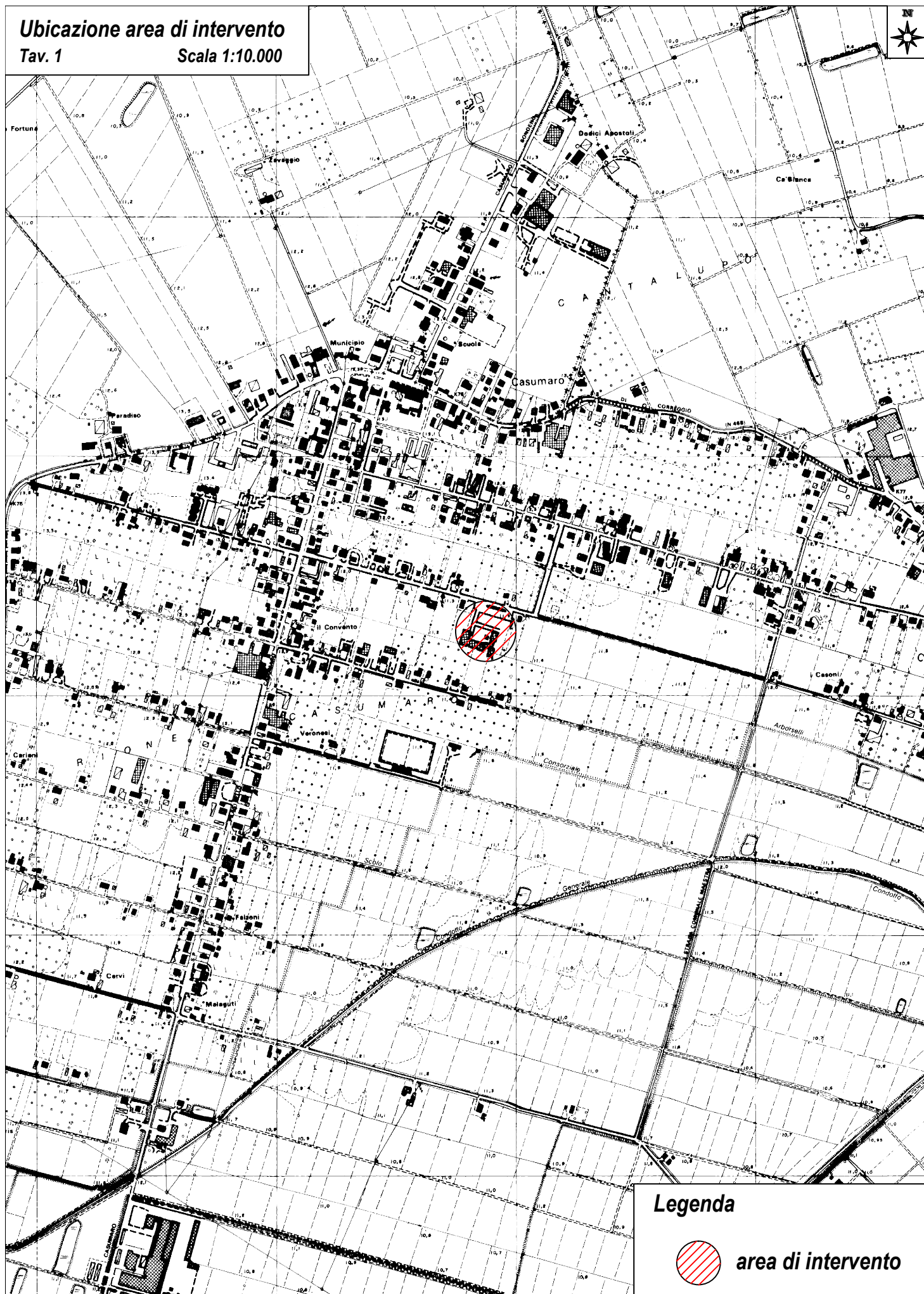


# **ALLEGATI**

# Ubicazione area di intervento

Tav. 1

Scala 1:10.000



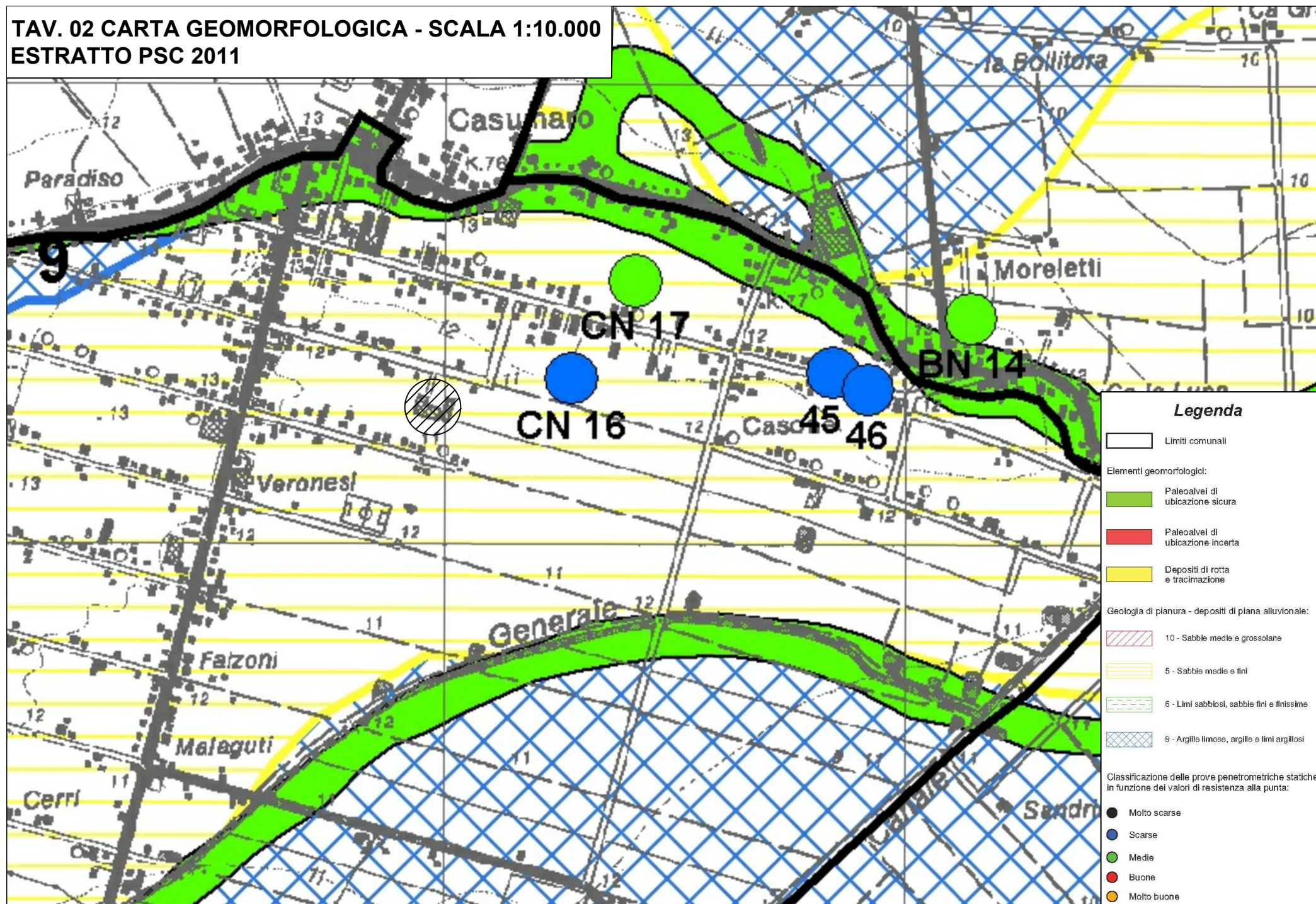
## Legenda



area di intervento

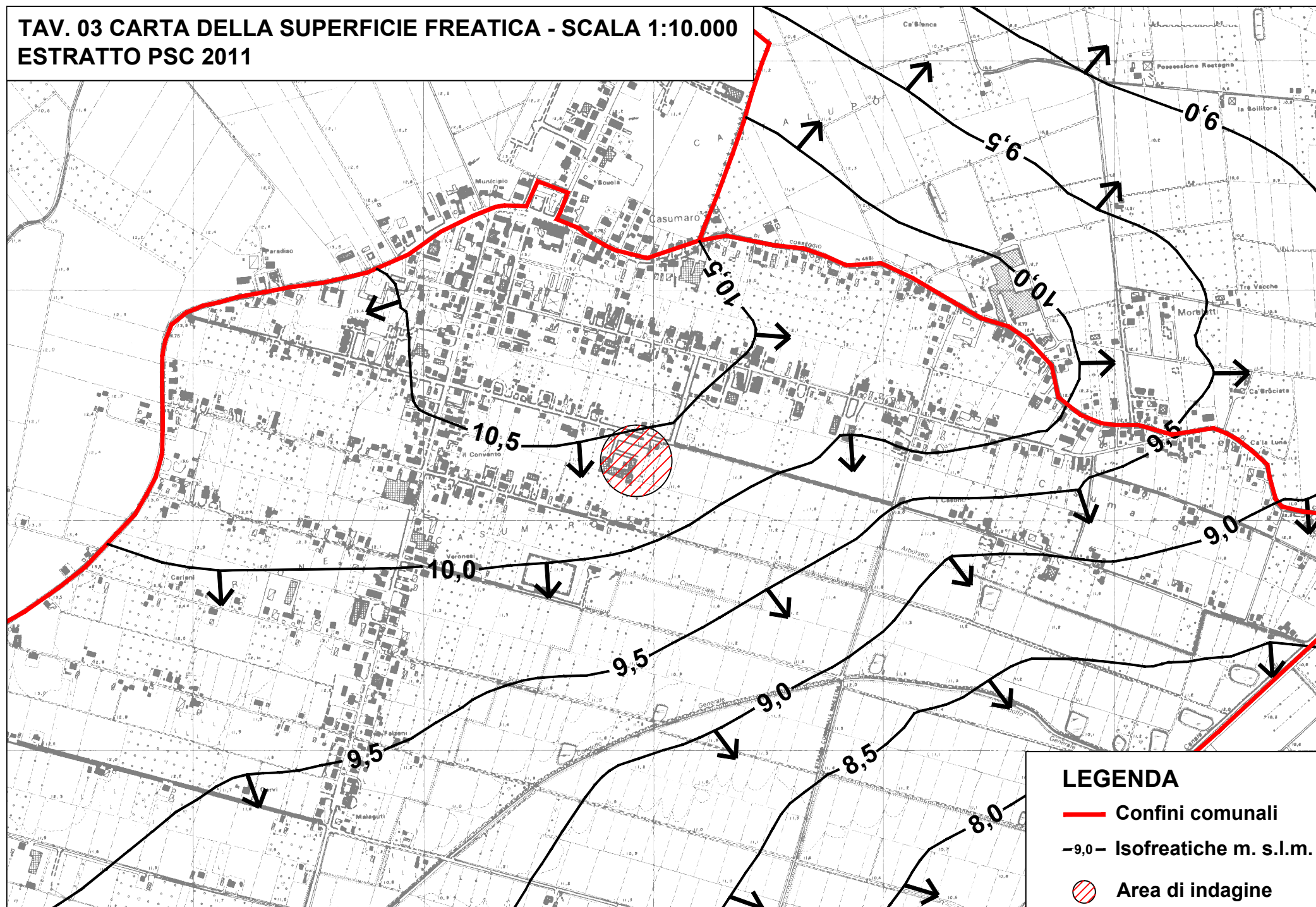


**TAV. 02 CARTA GEOMORFOLOGICA - SCALA 1:10.000**  
**ESTRATTO PSC 2011**



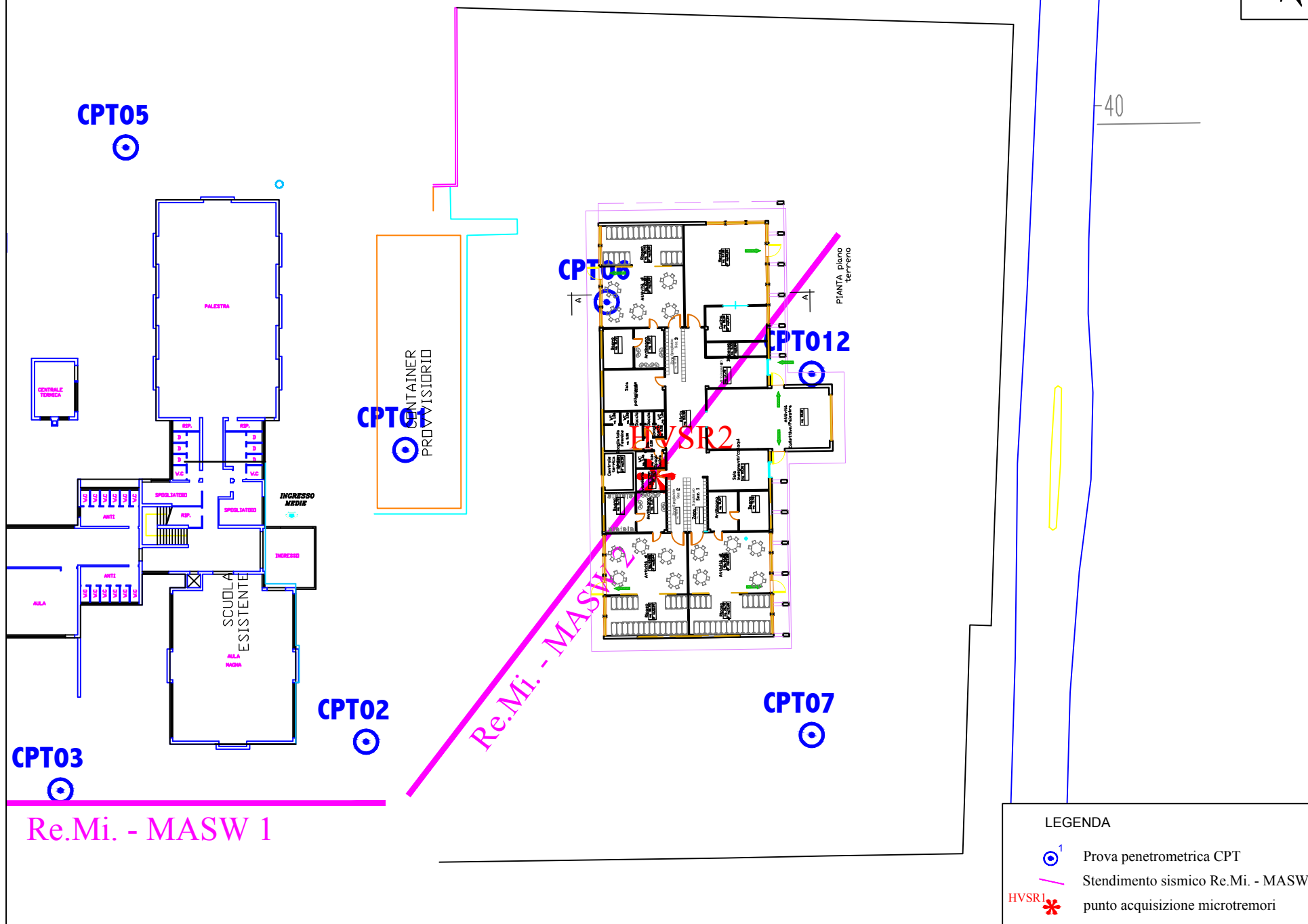


**TAV. 03 CARTA DELLA SUPERFICIE FREATICA - SCALA 1:10.000**  
**ESTRATTO PSC 2011**



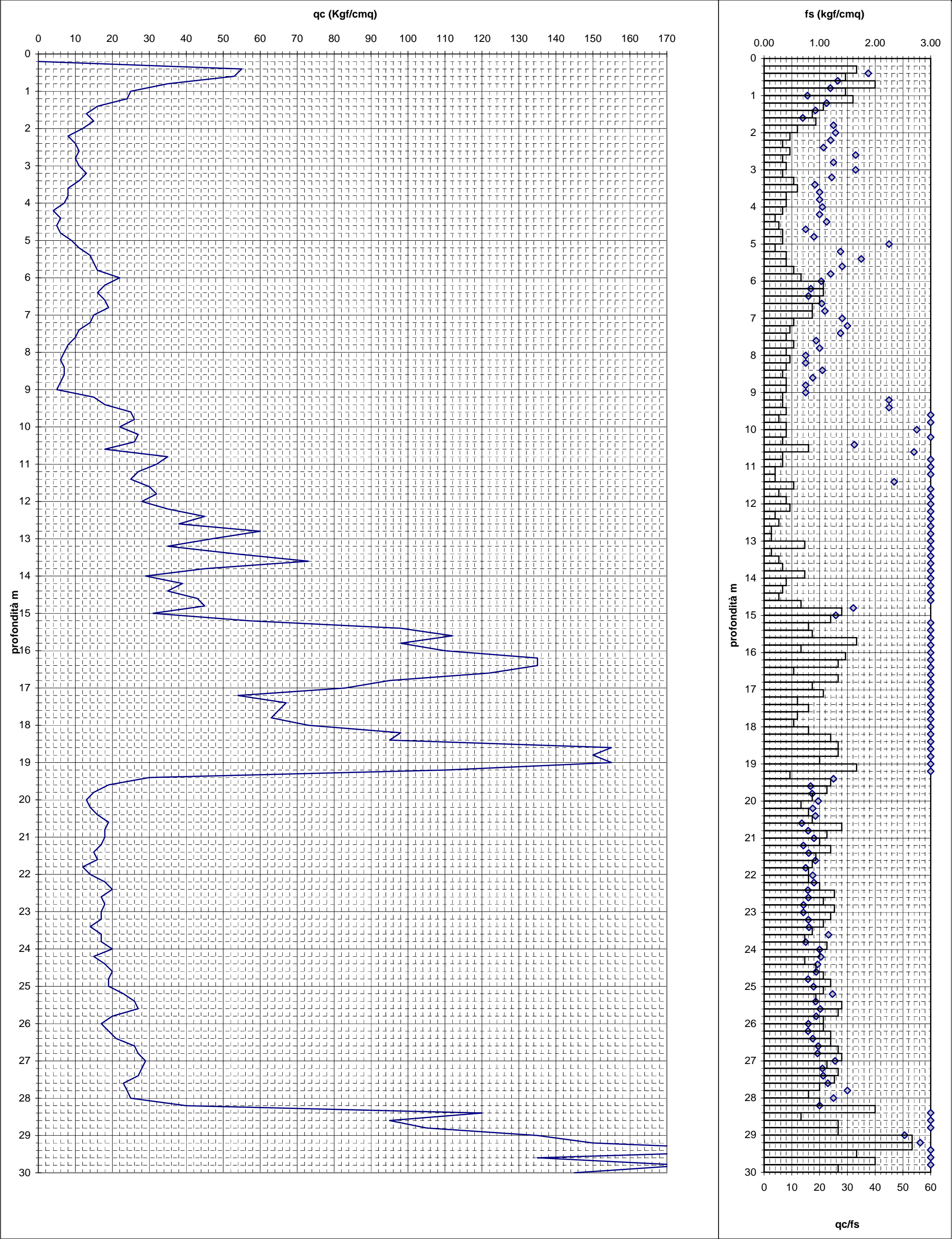
# Ubicazione Indagini

Tav. 4      Scala 1:500

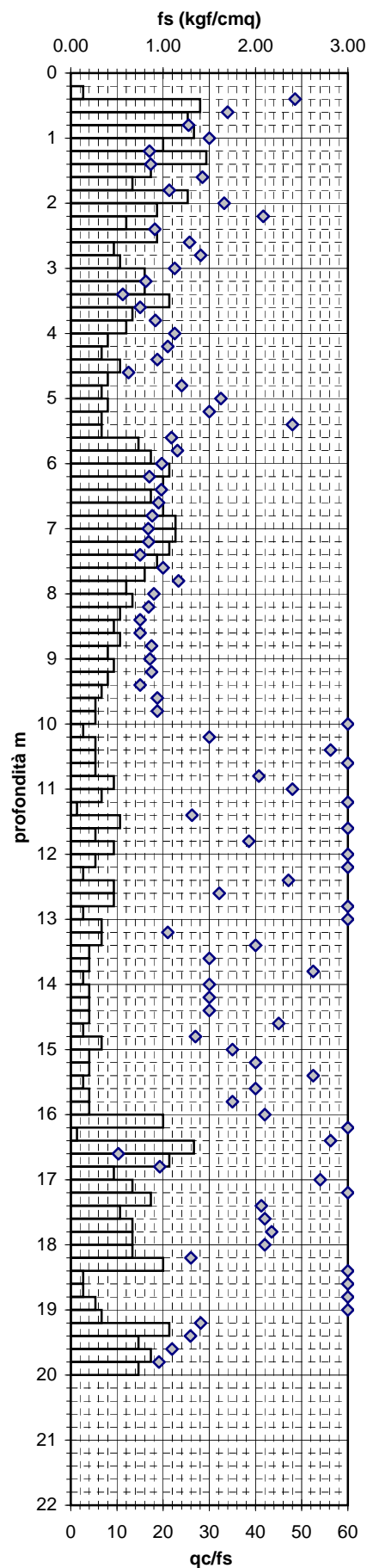
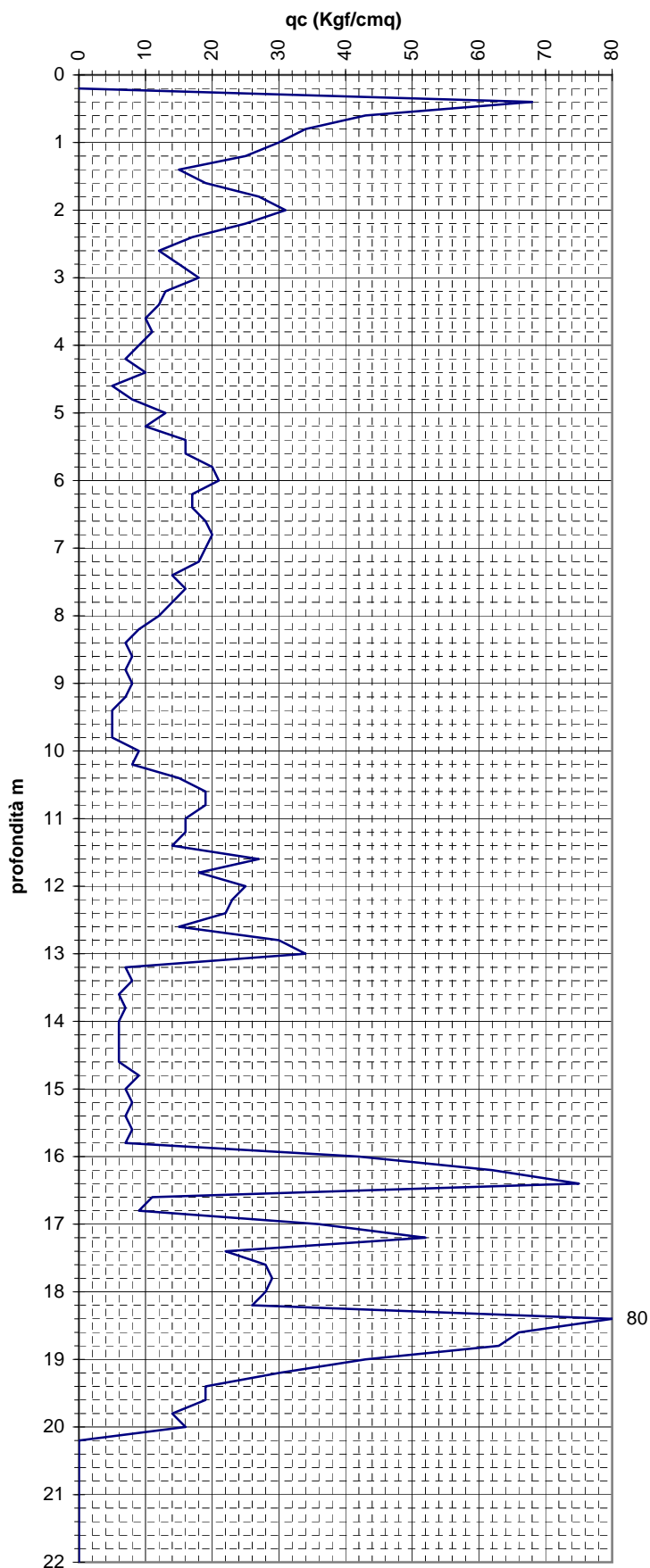




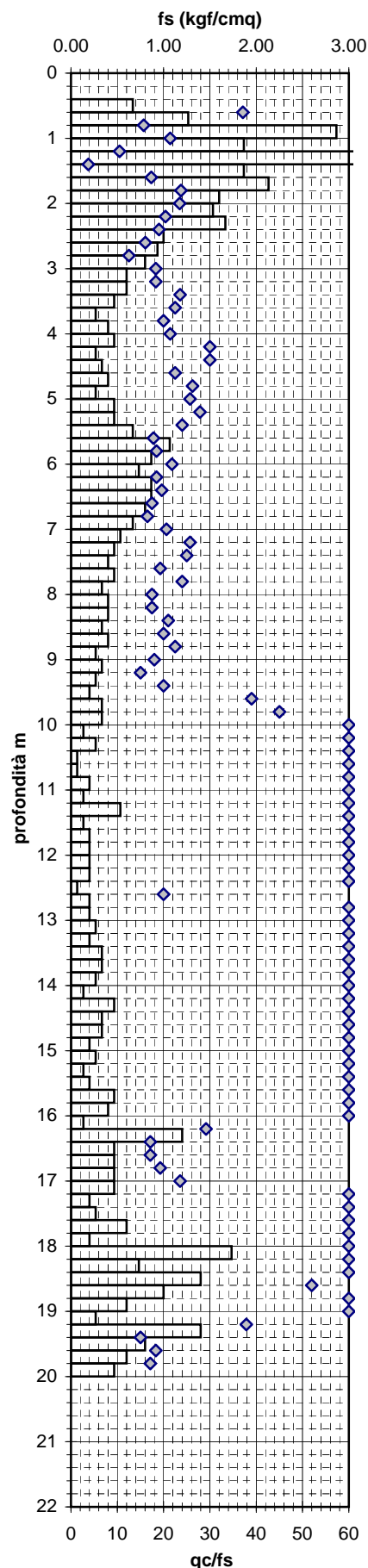
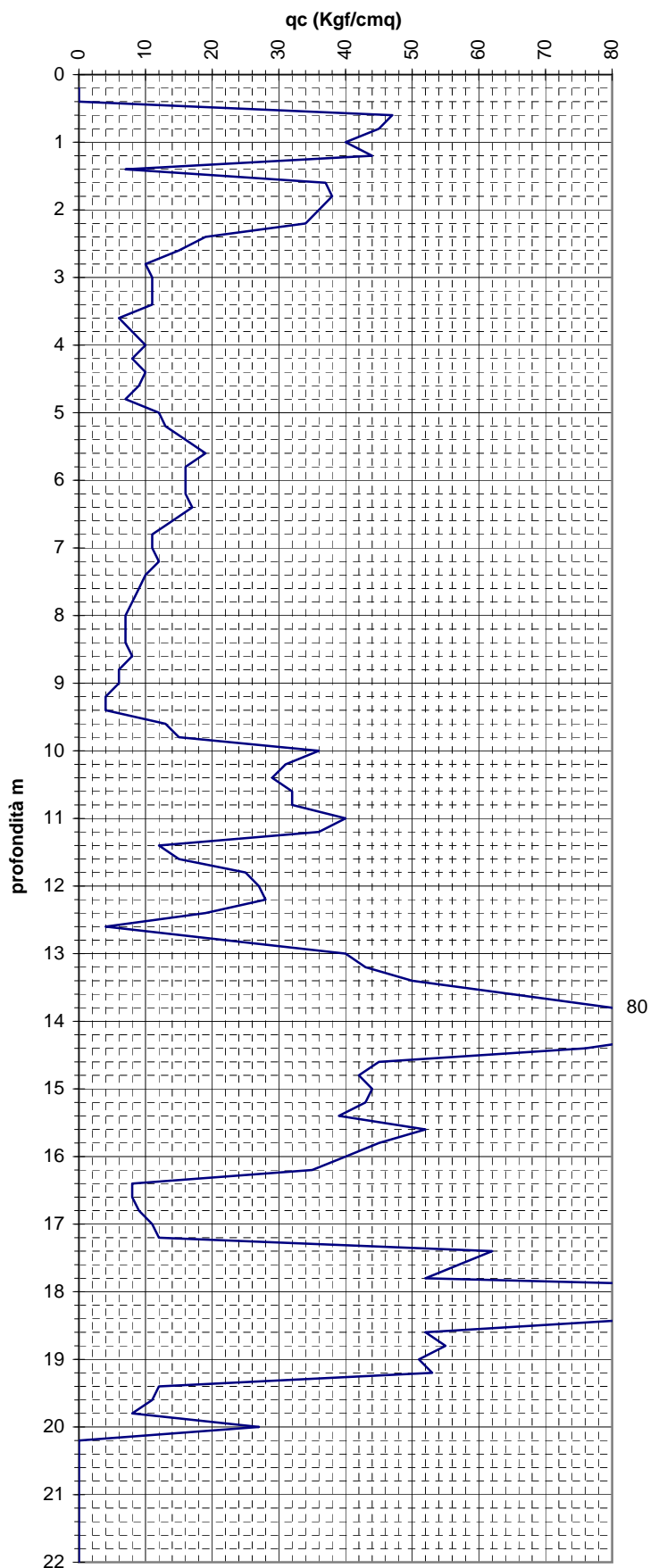
STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO Correggio (RE) P.zza S.Quirino n° 6 tel. 0522/641001		PROVA PENETROMETRICA C.P.T. N° 1	COMMITTENTE: Comune di Casumaro
OPERATORE: M.Mazzetti - Dr. A. Arbizzi		ATTREZZO: Pen. statico TM16	CANTIERE: Casumaro
QUOTA: Piano Campagna		Profondità falda: -4,40 m	DATA: 2/7/2012



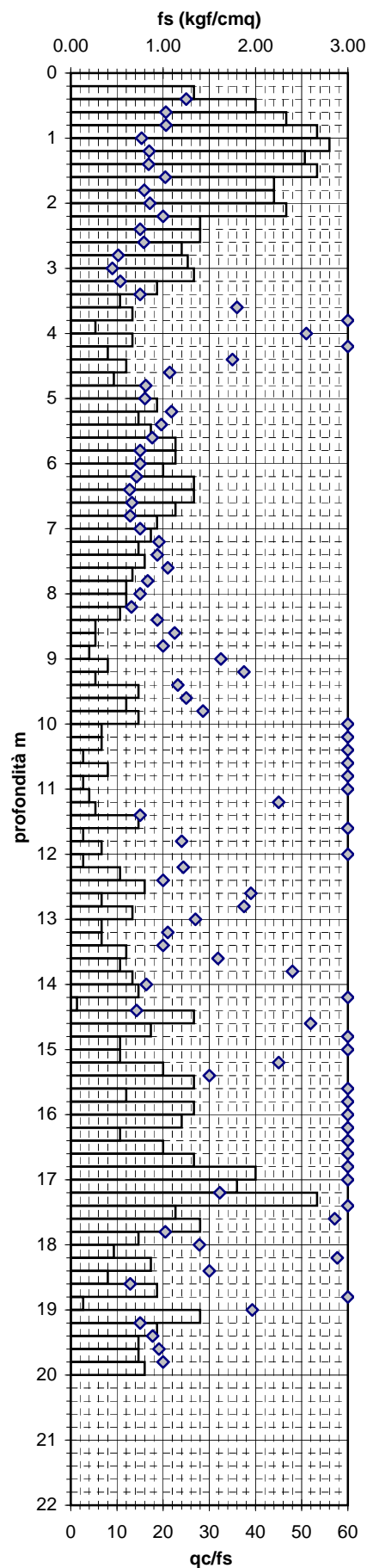
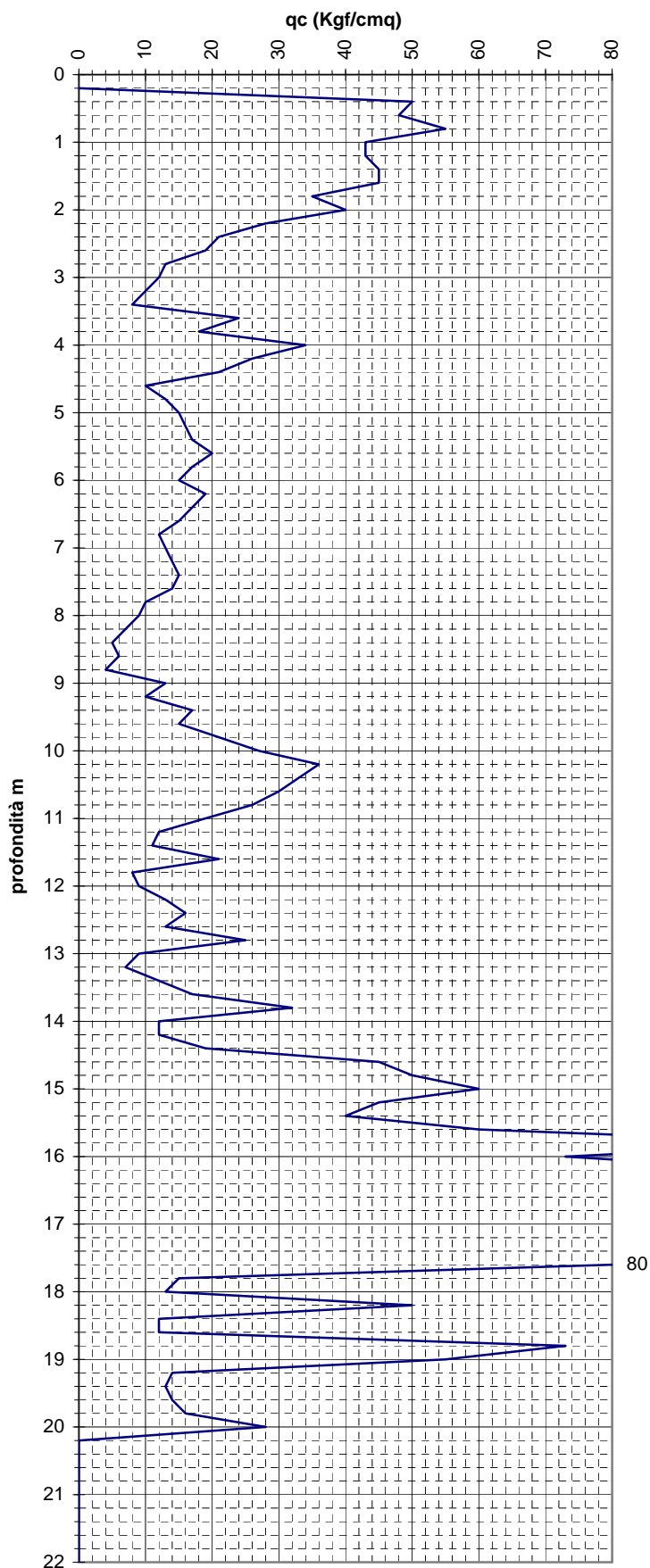
<b>CENTROGEO</b> Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162	<b>PROVA PENETROMETRICA</b> C.P.T. N° <b>6</b>	<b>COMMITTENTE:</b> Comune di Casumaro
<b>OPERATORE:</b> M.Mazzetti - Dr. A. Arbizzi	<b>ATTREZZO:</b> Pen. statico TM16	<b>CANTIERE:</b> Casumaro Scuola Casumaro
<b>QUOTA:</b> Piano Campagna	<b>Profondità falda:</b> -4,00 m	<b>DATA:</b> 04/7/2012



<b>CENTROGEO</b> Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162	<b>PROVA PENETROMETRICA</b> C.P.T. N° <b>7</b>	<b>COMMITTENTE:</b> Comune di Casumaro
<b>OPERATORE:</b> M.Mazzetti - Dr. A. Arbizzi	<b>ATTREZZO:</b> Pen. statico TM16	<b>CANTIERE:</b> Casumaro Scuola Casumaro
<b>QUOTA:</b> Piano Campagna	<b>Profondità falda:</b> -3,50 m	<b>DATA:</b> 04/7/2012



<b>CENTROGEO</b> Correggio (RE) Piazza S. Quirino n° 6 Tel 0522 641001 - fax. 0522 632162	<b>PROVA PENETROMETRICA</b> C.P.T. N° <b>12</b>	<b>COMMITTENTE:</b> Comune di Casumaro
<b>OPERATORE:</b> M.Mazzetti - Dr. A. Arbizzi	<b>ATTREZZO:</b> Pen. statico TM16	<b>CANTIERE:</b> Casumaro Scuola Casumaro
<b>QUOTA:</b> Piano Campagna	<b>Profondità falda:</b> -2,84 m	<b>DATA:</b> 05/7/2012



STUDIO GEOLOGICO CENTROGEO

P.zza S.Quirino, 6 - 42015 Correggio (RE)

INDAGINE MASW/Re.Mi.

1

LOCALITA': Casumaro (FE)

DATA: 06-07-2012

QUOTA: 11 m. s.l.m.

COMMITTENTE: Amm. Com. Cento

CANTIERE: Scuola Casumaro

OPERATORI: Mazzetti M. - Arbizzi A.

Spettro di potenza

0.0

24.902

Frequency, Hz

9.313E-10

0.01250

Averaged ReMi Spectral Ratio

0.0

2.1

0.02 s

0.8 s

Period

Curva di dispersione

600.0 m/s

500.0 m/s

Velocity

0.02 s

0.8 s

Period

Note:

Modello interpretativo

Strato n°	Prof. (m)	Spess. (m)	Vs (m/s)
1	0	9	130
2	9	10.8	160
3	10.8	26.5	260
4	26.5	51	370
5	51	INF	400
6			
7			
8			
9			
10			

