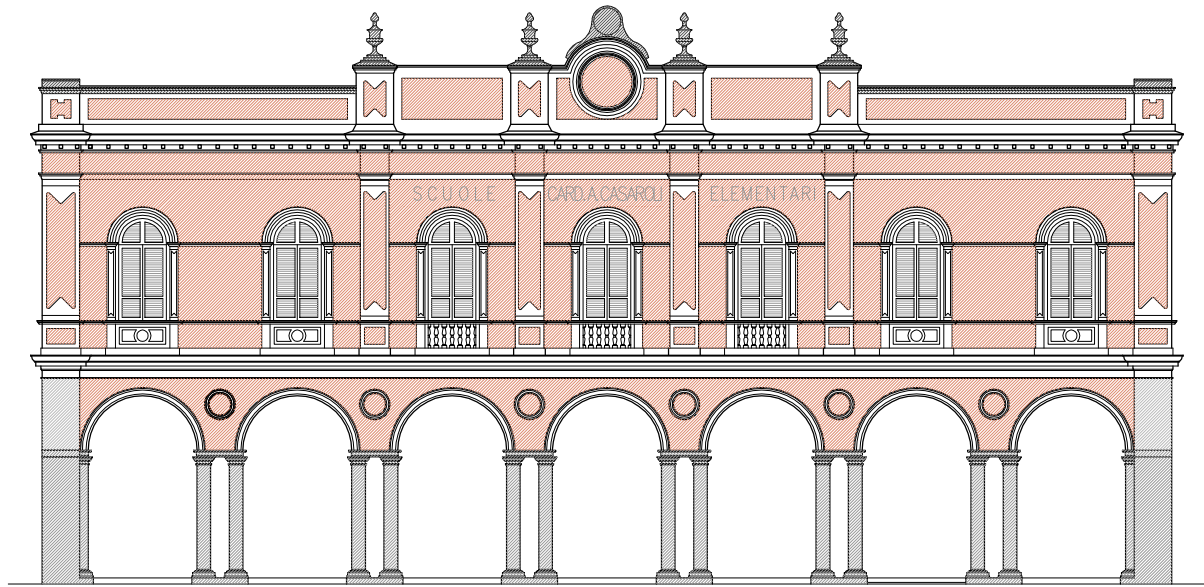


# RIFUNZIONALIZZAZIONE EX SCUOLE ELEMENTARI CASAROLI DA DESTINARE A NUOVA SEDE DEGLI UFFICI COMUNALI 3° STRALCIO LAVORI



Progetto PRELIMINARE  
ai sensi art. 17 del D.P.R. 207/2010

Progetto DEFINITIVO  
ai sensi art. 24 del D.P.R. 207/2010



Progetto ESECUTIVO  
ai sensi art. 33 del D.P.R. 207/2010

## RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA (da progetto definitivo)

COMMITTENTE

Comune di Castel San Giovanni



Piazza XX Settembre n° 2    Tel. + 39 0523 889611  
29015 Castel San Giovanni    Fax + 39 0523 843882  
Piacenza    E mail comune.castelsangiovanni@sintranet.it

COORDINATORE GRUPPO DI PROGETTAZIONE  
PROGETTISTA ARCHITETTONICO  
COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI  
PROGETTAZIONE

STUDIO ASSOCIATO Archh. ODDI



Corso G. Matteotti n° 66    Tel. + 39 0523 881310  
29015 Castel San Giovanni    Fax + 39 0523 881965  
Piacenza    E mail info@studiooddi.it

PROGETTISTA STRUTTURE

ING. FERRUCCIO ROSSETTI

Via Taverna n° 273    Tel. + 39 0523 484647  
29121 Piacenza    Fax + 39 0523 489268  
Piacenza    E mail info@rossettiantoni.it

PROGETTISTA IMPIANTI MECCANICI  
ED ELETTRICI

STUDIO TECNICO ASSOCIATO PARENTI



Via Fratelli Solari n° 17    Tel. + 39 0523 523157  
29027 Gariga di Podenzano    Fax + 39 0523 523157  
Piacenza    E mail massimo@staparenti.it

CODICE ELABORATO

**RL G 0001a III**

SCALA

/

REVISIONE  
02

DATA  
GENNAIO 2022

MOTIVO  
III STRALCIO FUNZIONALE

ESEGUITO  
/

CONTROLLATO  
/

APPROVATO  
/



**Geotest** S.r.l. Servizi Geologici-Geotecnici-Geofisici

Via E. Fermi, 48 29010 Trevozzo V.T. (PC) Tel.Fax: 0523/997174

Capitale Soc. Int. Versato . : 10.000 euro - P. iva: 01467560338

## **Comune di Castel San Giovanni** **(PC)**

### RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

Oggetto: Relazione geologico/geotecnica a supporto del progetto edilizio per la ristrutturazione della ex Scuola Elementare Casaroli per la realizzazione di nuovi Uffici Comunali.

Committente: Comune di Castel San Giovanni  
Piazza XX Settembre, 2  
29015 Castel San Giovanni (PC)

Geotest s.r.l.

*Adriano Baldini*

Dott. Geologo Adriano Baldini



Trevozzo V.T. 18/11/2011

## 0) GENERALITÀ

Il sottoscritto Baldini Adriano, iscritto all'Ordine Regionale Geologi dell'Emilia Romagna al n.749, residente in Trevozzo di Nibbiano via Fermi/48, dipendente di Geotest s.r.l. redige la presente relazione geologico-tecnica in ossequio a quanto sancito dal D.M. 14/01/2008 e dalle altre normative nazionali e regionali in materia di tutela ambientale, e a seguito dello specifico incarico conferitogli dall'Amministrazione Comunale.

## INDICE

---

### 0) GENERALITÀ

#### 1) PREMESSA

#### 2) NORMATIVA

#### 3) INQUADRAMENTO GEOLOGICO GEOMORFOLOGICO E MODELLO GEOLOGICO

#### 4) INDAGINE EFFETTUATE E MODELLO GEOLOGICO GEOTECNICO

#### 5) VERIFICA DEL CARICO LIMITE (STL/Geo) E STIMA DEI CEDIMENTI

#### 6) INDAGINE SISMICA - MASW

#### 7) CONCLUSIONI

## INDICE DELLE TAVOLE E DELLE FIGURE

---

FIG. 1: COROGRAFIA

FIG. 2: ESTRATTO CATASTALE E UBICAZIONE PROVA DPSH E MASW

FIG. 3: ESTRATTO CARTA GEOLOGICA REGIONALE

FIG. 4: MASW

ALLEGATO 1: DIAGRAFIA PENETROMETRICA

## 1) PREMESSA

Con la presente relazione vengono valutati gli aspetti geologici, geotecnici geomorfologici ed idrogeologici, relativi all'intervento di ristrutturazione delle ex Scuole Elementari Casaroli al fine di realizzare nuovi uffici Comunali. La struttura in esame è ubicata in Piazza XX Settembre, nella porzione centrale del Capoluogo, (Fig. 1).. Per la descrizione dettagliata dell'intervento si rimanda alla relazione tecnica allegata alla pratica di progetto. In particolare l'area interessata da tale intervento risulta essere sottesa dal mappale n. 220 del foglio n. 41 della carta catastale (Fig. 2). Ad evasione di una vostra specifica richiesta, e con lo scopo di verificare la compatibilità geologico-geotecnica degli interventi lo scrivente ha eseguito il giorno 16/11/2011 un sopralluogo geologico generale durante il quale sono state raccolte tutte quelle informazioni di carattere geologico-geomorfologico necessarie per procedere ad una corretta valutazione circa la compatibilità tra l'intervento in progetto e la realtà geologica locale. Per verificare l'assetto stratigrafico locale e per avere informazioni di massima circa i parametri geotecnici dei terreni è stata effettuata una prova penetrometrica dinamica con penetrometro Pagani TG 63-100 la quale ha consentito di procedere ad una caratterizzazione geomeccanica di massima dei sedimenti investigati in modo da permettere una stima orientativa del carico limite STU a cui può essere sottoposto il terreno sede di imposta delle fondazioni del manufatto. In particolare è stata fatta l'ipotesi di fondazione superficiale continua avente larghezza  $B = 1.0$  e profondità del piano di posa  $D = 2.0$  m dal piano di campagna. Per la determinazione della categoria del suolo sismico di fondazione è stato effettuato un profilo sismico a rifrazione con prova MASW. Le indagini sopradescritte sono state poi integrate con le evidenze raccolte in occasione di pregresse indagini geotecniche effettuate dallo scrivente nelle vicinanze e ritenute quindi correlabili al contesto in esame.

### **Sinteticamente le indagini eseguite si sono sostanziate nelle seguenti operazioni:**

- a) indagini di superficie atte a valutare la "storia tensionale" dei sedimenti alluvionali in oggetto;
- b) caratterizzazione geomeccanica ed idrogeologica di massima del terreno presente nel sottosuolo dell'area in esame;
- c) considerazioni geotecniche in merito alla capacità portante dei terreni sede di imposta delle fondazioni;
- d) valutazioni in merito alla tipologia fondazionale più idonea a garantire le migliori condizioni di stabilità per il manufatto.

## 2 ) NORMATIVE DI RIFERIMENTO

### **D.M. LL.PP. del 11/03/1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

### **D.M. LL.PP. del 14/02/1992**

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

### **D.M. 9 Gennaio 1996**

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

### **D.M. 16 Gennaio 1996**

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

### **D.M. 16 Gennaio 1996**

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

### **Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

### **Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.**

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

### **Decreto n. 159 del 14.9.2005**

Normative Tecniche per le costruzioni in zona sismica.

### **Eurocodice 7**

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

### **Eurocodice 8**

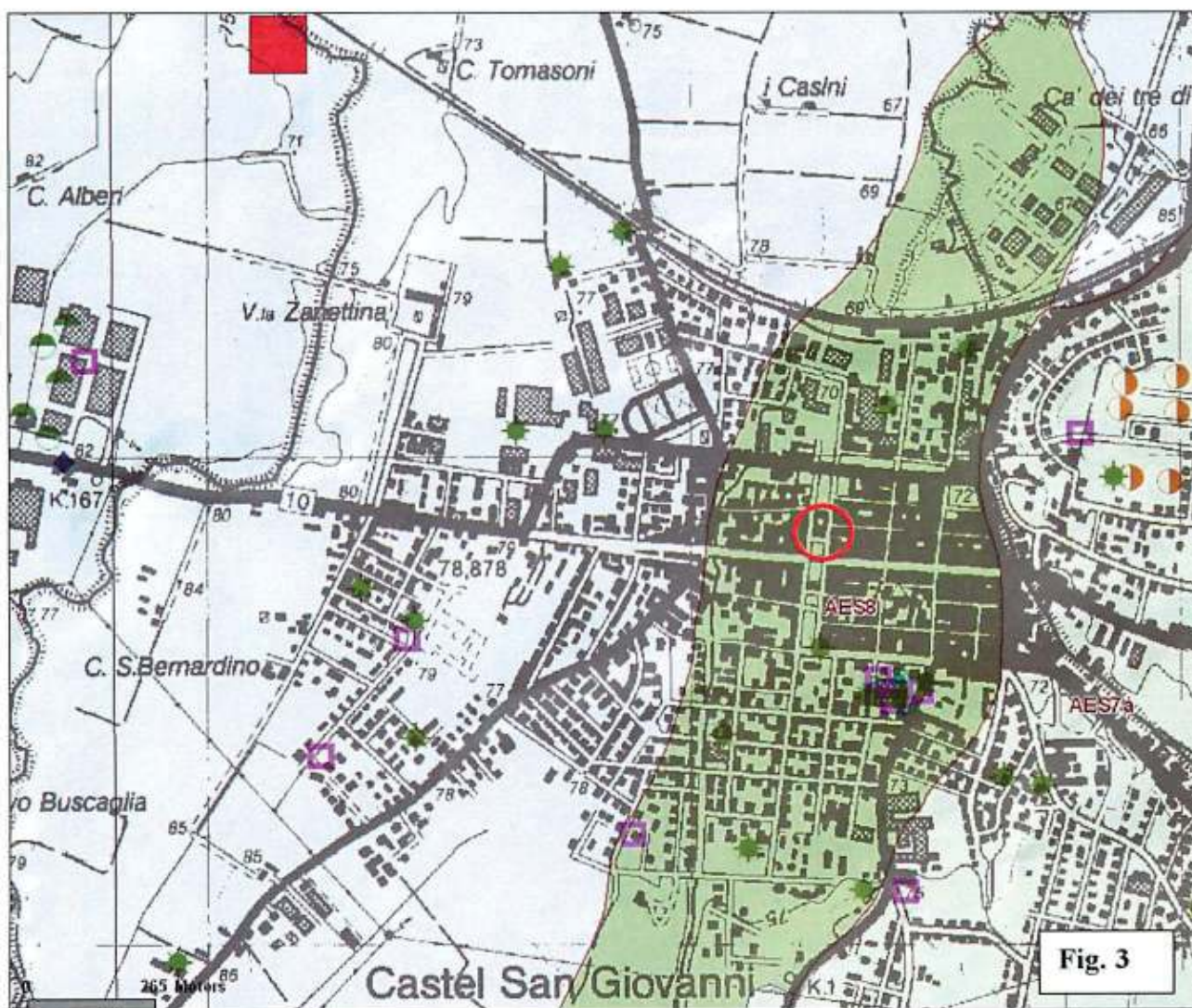
Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

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

Norme Tecniche per le Costruzioni

### 3) INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

La zona interessata dal presente studio è ubicata nella porzione centrale del Capoluogo, ad una quota media di circa 75 m.s.l.m. su di un'area corrispondente, dal punto di vista geomorfologico, ad un terrazzo impostato su depositi alluvionali quaternari. Tale "terrazzo" impostato nelle "Alluvioni Medie" Pleistoceniche prograda con una pendenza media del 0,5% verso nord e risulta limitato in tale direzione dalla scarpata che fa da raccordo alle geometricamente sottostanti "Alluvioni Recenti ed Attuali", mentre verso Sud il limite è costituito dalla scarpata delimitante il terrazzo deposizionale impostato sulle "Alluvioni Antiche" che alla periferia meridionale del Capoluogo sono limitate dalla fascia pedecollinare presente qualche chilometro a Sud del capoluogo, e che si immerge al di sotto dei già citati depositi alluvionali. Più dettagliatamente i sedimenti in questione, classificati secondo la Bibliografia Geologica Ufficiale come "Alluvioni Fluvioglaciali Medie" (Fig. 3) oggi riclassificate come appartenenti al Sistema Emiliano Romagnolo Superiore, Sistema di Ravenna (AES8). Sono prevalentemente costituiti da limi argillosi, sabbie e localmente ghiaie; talora questi terreni sono localmente ricoperti da alluvioni più recenti ma difficilmente distinguibili.



Il reticolato idrografico superficiale è caratterizzato dalla presenza di alcuni corsi d'acqua aventi modeste dimensioni, come il vicino Rio Lora e dal Rio Carona, e da alcuni canali irrigui; dal punto di vista idrogeologico la realtà locale è caratterizzata dalla presenza di un primo acquifero avente una modesta produttività ospitato entro la coltre dei depositi alluvionali descritti; tale acquifero a carattere semiconfinato ha attualmente una soggiacenza  $> 6.0$  ma, in occasione di indagini pregresse risultava ubicato a circa 2.5 m dal piano campagna. Si evince quindi come tale acquifero sia soggetto ad elevate oscillazioni stagionali, in funzione degli eventi meteorologici; tali oscillazioni, unitamente alla natura dei terreni presenti, ha spesso causato lesioni su fabbricati aventi le fondazioni immerse nei primi livelli del sottosuolo in quanto, a queste profondità, le oscillazioni ripetute del livello piezometrico causano, da un lato una variazione delle sovrappressioni interstiziali, dall'altro innescano un decadimento delle caratteristiche geomeccaniche della frazione argillosa del terreno provocato dal continuo ripetersi di cicli di umettazione e essiccamento imputabile alla variazione del contenuto naturale di umidità del terreno.

#### 4) INDAGINE EFFETTUATE E MODELLO GEOLOGICO GEOTECNICO

Allo scopo di verificare la fattibilità dell'opera dal punto di vista geologico-idrogeologico lo scrivente ha effettuato, il giorno 05 Settembre 2011, un sopralluogo geologico generale durante il quale sono stati presi in considerazione gli aspetti geologici, geomorfologici ed idrologici per un intorno significativo dal sito in esame. Per completare la raccolta dei dati di superficie con informazioni circa l'assetto stratigrafico dei terreni presenti in sito, sono stati utilizzati i dati ricavati dall'espletamento di 1 prova penetrometrica dinamica che ha consentito di procedere ad una caratterizzazione geomeccanica di massima dei terreni dell'area in esame. La prova è stata effettuata utilizzando un penetrometro dinamico pesante il quale tramite un maglio di 63.5 Kg. di peso che cade da 75 cm. di altezza infinge nel terreno una serie di aste lunghe un metro cadauna all'estremità delle quali vi è una punta standardizzata di  $20.43 \text{ cm}^2$  di sezione. In base al numero di colpi necessari per infingere di 20 cm. l'asta è possibile, tramite l'utilizzo di opportune formule, calcolare il carico unitario ammissibile sul terreno di fondazione. L'insieme delle indagini consente di schematizzare il sottosuolo nel seguente *Modello Geologico Geotecnico Preliminare*:

**Orizzonte A.** Profondità da 0.0 a circa 1.0 m è presente del materiale di riporto eterogeneo;

**Orizzonte B.** Profondità da 1.0 m sino a 3.0 metri circa risulta costituito da sedimenti limoso argillosi caratterizzati da discrete proprietà geomeccaniche. A tale orizzonte è possibile attribuire un peso di volume  $\gamma = 1.80 \text{ T/mc}$ , mentre la coesione non drenata è  $C_u = 4.0 \text{ T/mq}$ , e il valore medio del modulo edometrico  $E_d = 80 \text{ kg/cmq}$ .

**Orizzonte C.** Profondità oltre i 3.0 è presente un orizzonte più marcatamente granulare, con sabbie fini prevalenti in matrice limosa passanti verso il basso a sabbie e ciottoli. A tale orizzonte è possibile attribuire un peso di volume  $\gamma = 1.9 \text{ T/mc}$ , mentre il valore dell'angolo di resistenza al taglio è  $\phi = 24^\circ/26^\circ$ , e il valore del modulo di Young =  $287 \text{ Kg/cmq}$ .

#### 5) VERIFICA DEL CARICO LIMITE/Stato Limite Ultimo (STL/Geo) - Metodo di Terzaghi (1955)

Il Carico Limite, determinato secondo le direttive NTC 2008, è stato calcolato utilizzando la nota formula di Vesic supponendo condizioni non drenate e ipotizzando una fondazione superficiale continua posizionata ad un minimo di 2.0 m di profondità dal piano di campagna. *Lo scrivente si riserva di confermare l'ipotesi fatta previo la visione dell'intero scavo fondazionale.*

#### 5.1 DATI GENERALI IPOTESI FONDAZIONALE

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	45,060246/9,435298
Larghezza fondazione	1,0 m
Lunghezza fondazione	15,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	2,0 m

#### 5.2 SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,042
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0083
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,07

#### 5.3 COEFFICIENTI SISMICI [N.T.C.]

##### Dati generali

Descrizione:	Comune di Castel San Giovanni (PC)
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	100,0 [anni]



**Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo:

C

Categoria topografica:

T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60,0	0,34	2,54	0,21
S.L.D.	101,0	0,43	2,53	0,24
S.L.V.	949,0	1,1	2,46	0,28
S.L.C.	1950,0	1,43	2,46	0,29

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera:

Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,408	0,2	0,0083	0,0042
S.L.D.	0,516	0,2	0,0105	0,0053
S.L.V.	1,32	0,24	0,0323	0,0162
S.L.C.	1,716	0,24	0,042	0,021

**5.4 STRATIGRAFIA TERRENO**

DH [m]	Gam [Kg/m <sup>3</sup> ]	Gams [Kg/m <sup>3</sup> ]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	c Corr. [Kg/cm <sup>2</sup> ]	cu [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ey [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ed [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
1,0	1970,0	2000,0	0,0	0	0,0	0,0	0,68	100,0	125,0	0,0	0,0	0,0
2,0	1830,0	1890,0	0,0	0	0,0	0,0	0,4	64,7	80,88	0,0	0,0	0,0
3,0	1910,0	1960,0	24,62	24,62	0,0	0,0	0,0	287,03	60,68	0,32	0,0	0,0

**Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze**

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

## 5.5 CARICO LIMITE APPROCCIO 1 GEO combinazione A1+M1+R1

Autore: Vesic (Condizione non drenata)

La formula generale per il calcolo della Capacità Portante può essere scritta in via semplificata:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dalla soluzione della quale si ottiene:

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,01
Fattore profondità [Dc]	0,44
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

---

---

Carico limite	3.38 Kg/cm <sup>2</sup>
Costante di sottofondo	1.35 Kg/cm <sup>3</sup>

## 5.6 CARICO LIMITE APPROCCIO 1 combinazione A2+M2+R2

Autore: TERZAGHI (Condizione non drenata)

La formula generale per il calcolo della Capacità Portante può essere scritta in via semplificata:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dalla soluzione della quale si ottiene:

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore [Ng]	0,0
Fattore forma [Sc]	0,01
Fattore profondità [Dc]	0,44
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

---

---

Carico limite	2.53 Kg/cm <sup>2</sup>
Costante di sottofondo	1.01 Kg/cm <sup>3</sup>

## 5.7 STIMA DEI CEDIMENTI ELASTICI (immediati)

I cedimenti immediati di una fondazione di dimensioni  $B \times L$  posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e

$$\text{Goodier -1951): } \Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1) \text{ dove:}$$

$q_0$  = Intensità della pressione di contatto

$B'$  = Minima dimensione dell'area reagente,

$E$  e  $\mu$  = Parametri elastici del terreno.

$I_i$  = Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa  $D$ ;

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

Pressione normale di progetto	1,0 Kg/cm <sup>2</sup>
Spessore dello strato	1,5 m
Profondità substrato roccioso	1,5 m
Modulo Elastico	64,7 Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0,3

Coefficiente di influenza $I_1$	0,37
Coefficiente di influenza $I_2$	0,15
Coefficiente di influenza $I_s$	0,46

Cedimento al centro della fondazione	5,26 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza $I_1$	0,19
Coefficiente di influenza $I_2$	0,14
Coefficiente di influenza $I_s$	0,27
Cedimento al bordo	1,55 mm

## 5.8 STIMA DEI CEDIMENTI EDOMETRICI (medio e lungo termine)

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Il cedimento edometrico viene calcolato per stimare l'entità dei cedimenti nel medio e lungo termine (Cedimento di consolidazione + Cedimento

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,5	0,472	0,507	Edometrico	0,63	--	0,63
3	4,5	0,85	0,153	Edometrico	0,76	--	0,76

**Cedimento totale  $W_t = 1,39$  cm**

L'esame dei cedimenti totali evidenzia come questi ultimi, in base all'ipotesi fondazionale fatta e con un carico ipotizzato di  $1,0 \text{ kg/cm}^2$ , raggiungano un valore massimo pari a circa 20 mm. Si può però ritenere come già esauriti i cedimenti a breve termine, data l'età del fabbricato in oggetto. I cedimenti quindi almeno ancora parzialmente possibile possono essere stimati in circa 13/14 mm max. Si ricorda come il margine di errore afferente la stima dei cedimenti sia piuttosto ampio in quanto si possono verificare differenze pari a circa il  $\pm 20\%$  o  $\pm 30\%$  rispetto a quanto stimato. Si lascia comunque il compito al progettista incaricato di verificare la compatibilità tra le strutture in progetto ed i cedimenti attesi nel tempo in funzione dei reali carichi di esercizio.

## 6) INDAGINE SISMICA - MASW

### 6.1 PREMESSA

Il rapporto illustra e commenta l'indagine geofisica eseguita a Castel San Giovanni nell'area delle Scuole Elementari "Casaroli", per la determinazione del terreno di fondazione, ai sensi del testo unitario "norme tecniche per le costruzioni" (D.M. 14 Gennaio 2008).

### 6.2 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO (DECRETO 14 GENNAIO 2008)

#### 6.2.1 Categorie di suolo di fondazione

La nuova normativa "Norme tecniche per le costruzioni" afferma che ai fini della definizione della azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale. In mancanza di tali studi si può utilizzare la classificazione dei terreni descritta di seguito. La classificazione deve riguardare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato rigido di riferimento, (bedrock) ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all'estensione ed all'importanza dell'opera. La classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio VS ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica ovvero sulla coesione non drenata media  $c_u$ . In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti le categorie del suolo di fondazione:

- A** - *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di  $V_{S30}$  superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali livelli di alterazione superficiale con spessore massimo pari a 3m.
- B** - *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT > 50, o coesione non drenata  $C_u > 250 \text{ kPa}$ ).*

- C** - Depositi di terreni 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, caratterizzati da valori di VS30 compresi tra 180 e 360 m/s ( $15 < NSPT < 50$ ,  $70 < Cu < 250kPa$ ).
- D** - Depositi di terreni grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS30  $< 180$  m/s ( $NSPT < 15$ ,  $Cu < 70kPa$ ).
- E** - Terreni costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di VS30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con  $VS30 > 800$  m/s.

A queste cinque categorie principali si aggiungono altre due categorie per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

- S1** - Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 8 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $PI > 40$ ) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di VS30  $< 100$  m/s ( $10 < cu < 20kPa$ ) o comprendenti livelli di almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
- S2** - Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

La classificazione è effettuata sulla base del parametro VS30 che rappresenta la velocità delle onde di taglio S riferita a 30 m di profondità e calcolata con l'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

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

Il sito è classificato sulla base del valore di VS30, se disponibile, altrimenti sulla base del valore di NSPT.

### 6.3 MISURA DELLA Vs 30 TRAMITE MICROTREMORI (Re fraction Microtremor - RE.MI.)

#### Cenni metodologici

La tecnica di prospezione "Refraction Microtremor" (Re.Mi) utilizzata capovolge il concetto comune del parametro "segnale-disturbo", per il quale tradizionalmente il primo (segnale) ha necessità di essere rilevato in condizioni favorevoli quindi in assenza o scarsità di rumore. Viceversa, in presenza di forte rumore di fondo (es. ambiente urbano), le tradizionali rilevazioni sismiche hanno sempre trovato una condizione di difficile applicazione a causa della difficoltà di discriminare il segnale dal rumore. Con questa nuova tecnica, il disturbo, il "noise" ambientale diventa il segnale

utilizzato per la caratterizzazione sismica. Sono i microtremori (rumore di fondo generato dal traffico stradale, ferroviario e comunque il rumore presente costantemente in ambito urbanizzato) a costituire la sorgente di energia utile allo scopo. Numerose sperimentazioni hanno consentito di appurare che le registrazioni del rumore di fondo ambientale, effettuate con uno stendimento sismico normalmente utilizzato per la sismica a rifrazione, possono essere utilizzate, con opportune procedure di acquisizione e elaborazione, per stimare la velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) fino a profondità che possono essere superiori a 100m, con una precisione del 10%. La metodologia d'indagine più applicata per la determinazione del profilo verticale di velocità delle onde di taglio  $V_s$ , è stata proposta e sperimentata da J.N.Louie del Seismological Laboratory and Dept. of Geological Sciences dell'Università del Nevada, ed è basata su due aspetti fondamentali:

uno pratico, rappresentato dal fatto che alcuni sistemi di acquisizione di sismica a rifrazione (con dinamica a 24bit) sono in grado di registrare onde di superficie con frequenze fino a 2 Hz per intervalli di tempo sufficientemente lunghi (30 sec);

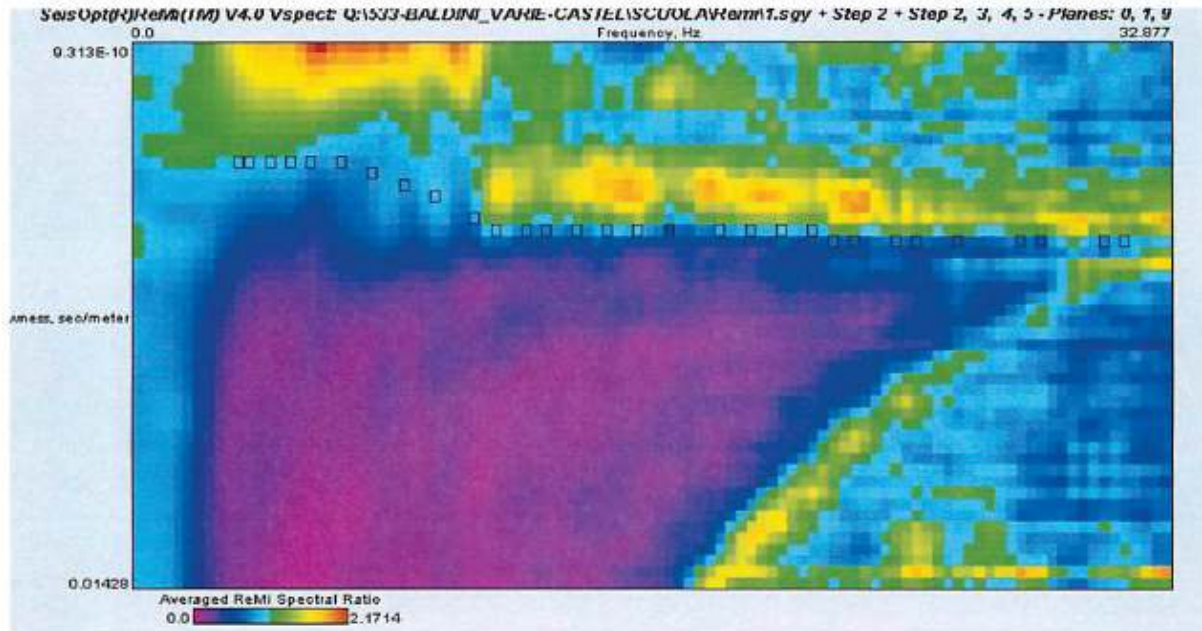
uno teorico, sulla base del quale una semplice trasformata bidimensionale (p-f) slowness-frequency della registrazione di un rumore di fondo (microtremor) è in grado di separare le onde di Rayleigh (onde di superficie) da altri tipi di onde che compongono il sismogramma, rendendo possibile il riconoscimento delle vere velocità di fase dalle velocità apparenti.

### Modalità d'intervento

L'acquisizione dei dati per la definizione della  $V_{s30}$  è stata svolta tramite l'acquisizione e la registrazione del noise ambientale impiegando geofoni da 4.5Hz ed un acquisitore digitale multicanale a 24 canali con dinamica a 24bit. E' stato acquisito un profilo sismico costituito da uno stendimento di 12 geofoni equispaziati di 3 m. Sono stati raccolti, oltre 30 records di lunghezza di 30 sec. con campionamento ogni 2ms.

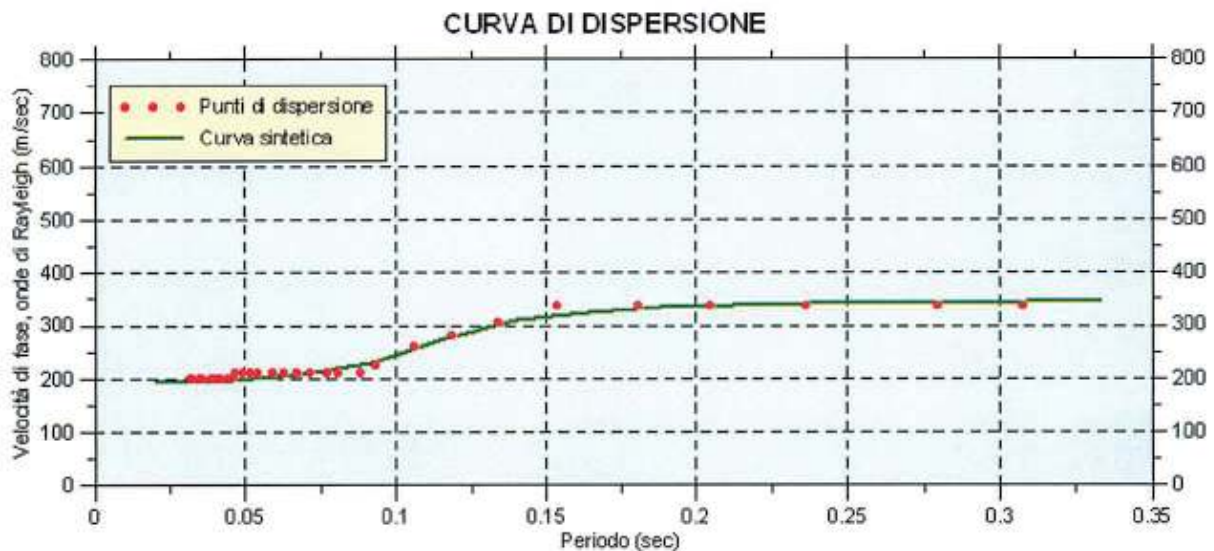
### Elaborazione dati

La procedura di elaborazione adottata per la classificazione dei profili del suolo di fondazione ha utilizzato la tecnica sopra descritta utilizzando il pacchetto software SeisOpt Re.Mi. 2.0 prodotto dalla Optim Software LLC. Come prima fase è stata eseguita un'analisi spettrale del sismogramma che ha consentito di elaborare una immagine della distribuzione del segnale di velocità sismica in funzione delle diverse frequenze che lo compongono.

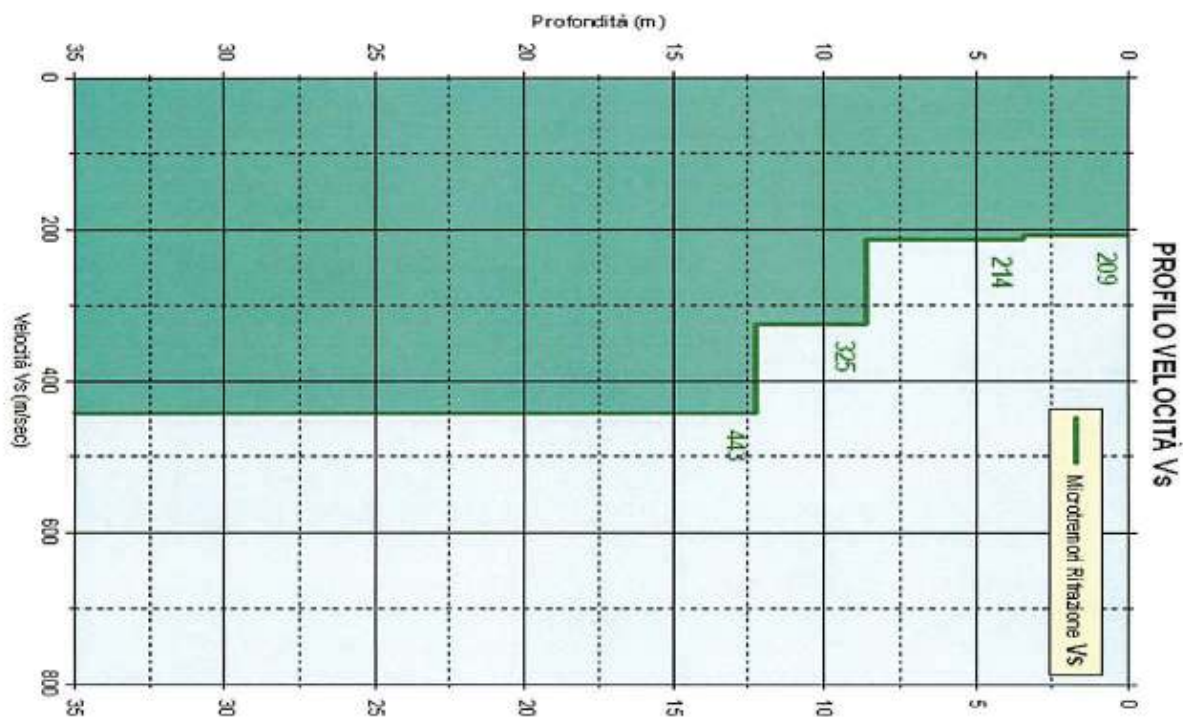


### Analisi spettrale

Da tale elaborazione è stata poi estrapolata la curva di attenuazione del segnale caratteristico e in funzione del suo andamento (curva di dispersione) si è risaliti alla stratigrafia sismica in termini di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ).



Il risultato finale dell'elaborazione consiste quindi nella rappresentazione grafica del profilo di velocità e nel calcolo della relativa  $V_{s30}$ .



Dall'esame del grafico si possono fare le seguenti considerazioni:

- Lo spessore della copertura a velocità medio-bassa ( $V_s=200$  m/s), presenta spessori di circa 7/8 metri;



- Più in profondità i valori di velocità aumentano portandosi sui 325 m/s; tali valori possono essere correlati a depositi prevalentemente sabbiosi ben addensati;
- Oltre i 12 metri si ha un netto aumento di velocità sismiche, testimoniando la presenza di materiali ancora più addensati;
- Il valore di Vs 30 calcolato è di 330 m/s e il suolo di fondazione di tipo "C".

## 7) CONCLUSIONI

Date le dimensioni e la tipologia del manufatto da ristrutturare si evince come l'intervento in progetto non comporti una significativa variazione dell'equilibrio geologico-geomorfologico-idrogeologico della zona e per tale motivo può essere considerato, nel complesso, **geologicamente compatibile**. Si raccomanda tuttavia di adottare alcuni interventi cautelativi ed accorgimenti costruttivi di normale uso nella zona:

- Visto il contesto geologico caratterizzante l'area in oggetto si segnala come la tipologia fondazionale più idonea a conferire le migliori garanzie di stabilità per il manufatto sia costituita da una fondazione superficiale continua opportunamente dimensionati da posizionarsi ad una quota minima di circa 2.0 m dal piano di campagna, così come formulato nell'ipotesi fondazionale. Nel caso in cui le attuali strutture di fondazione dovessero risultare sottodimensionate rispetto a quanto ipotizzato si dovrà operare un loro adeguamento in modo da ridurre gli eventuali cedimenti edometrici;
- Per quanto possibile cercare di mantenere asciutto il terreno di fondazione, avendo una particolare cura per l'allontanamento delle acque meteoriche, da realizzarsi mediante la costruzione di un'efficiente sistema di pluviali che impedisca alle acque di infiltrarsi in aderenza alla fondazione del manufatto compromettendo la stabilità del medesimo.

Nel dichiararmi a disposizione per eventuali ulteriori delucidazioni integrative colgo l'occasione per porgere distinti saluti.

Treviso V.T. 18/11/2011

Geotest s.r.l.


Dott. Geologo Adriano Baldini



Fig. 1: corografia (tratto da Google earth)

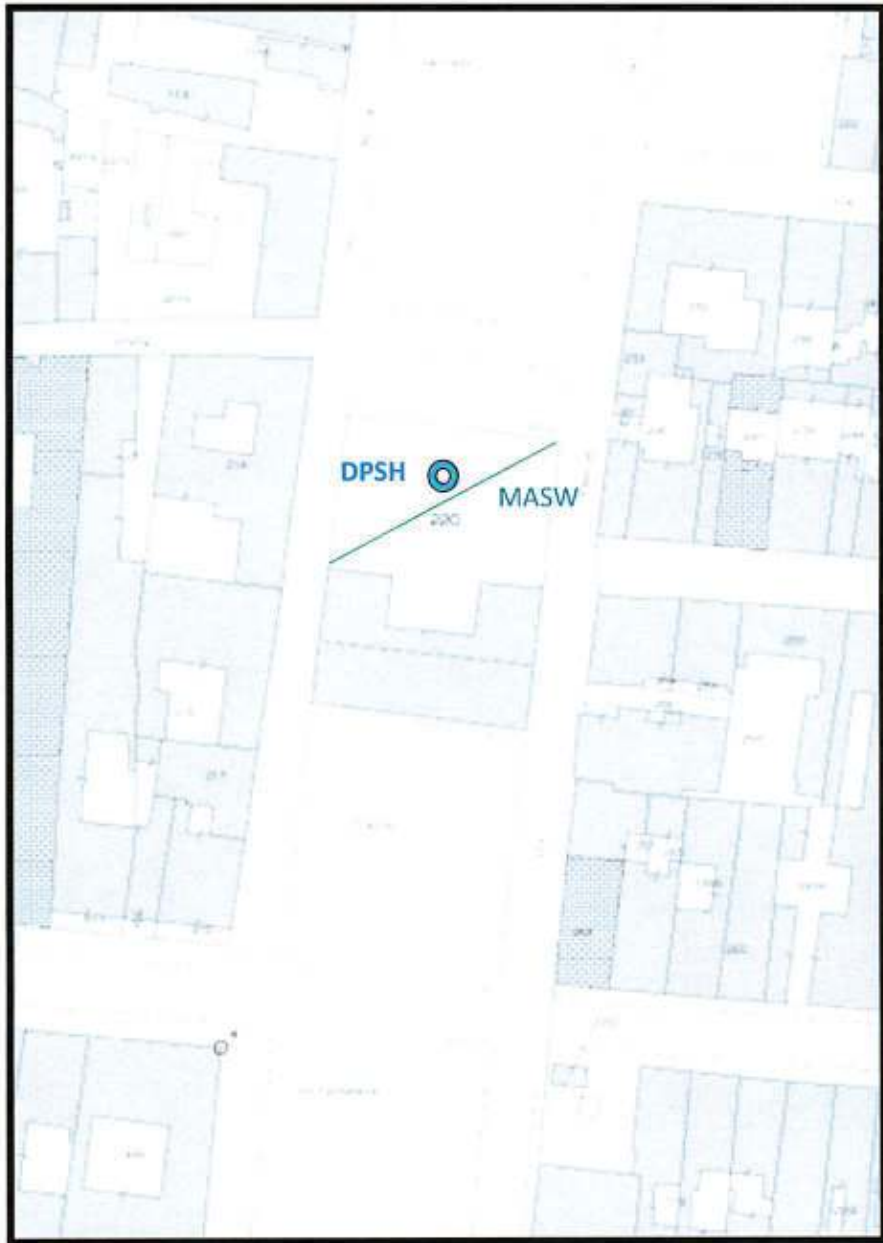
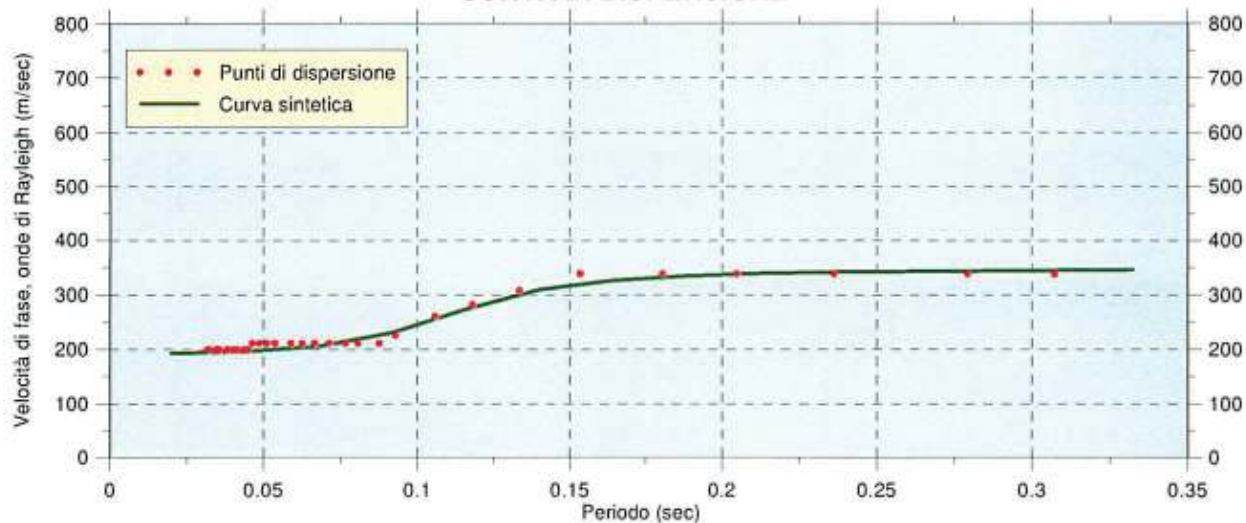
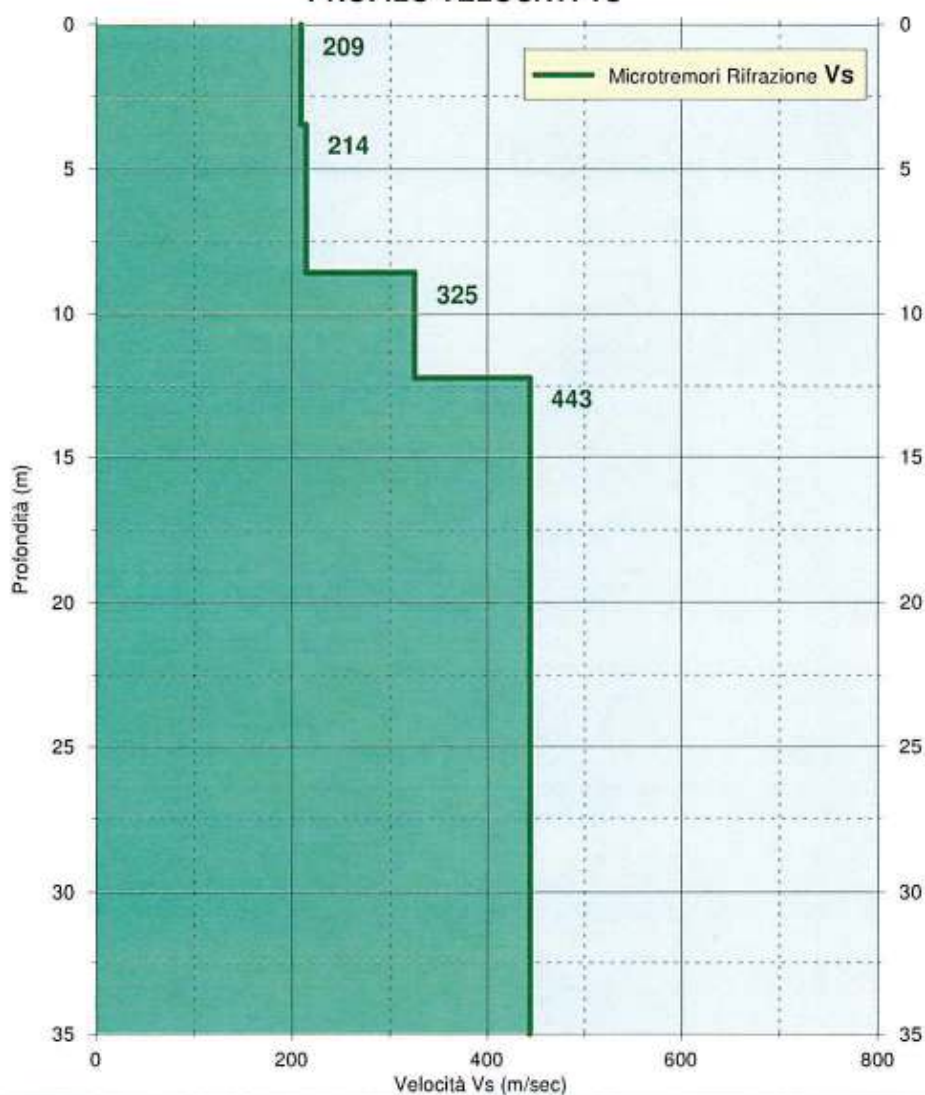


Fig. 2: estratto di Mappa Catastale con ubicazione prova DPH e MASW

**CURVA DI DISPERSIONE**



**PROFILO VELOCITÀ Vs**



**Vs30=330**

**SUOLO DI FONDAZIONE TIPO "C"**

Committente: Comune di Castel San Giovanni (PC)  
 Cantiere: ristrutturazione Scuole elementari Casaroli  
 Località: Castel San Giovanni (PC)

Data: 06/09/2011

Scala 1:28

