



Indagini geognostiche e geofisiche, consulenze geologiche e geotecniche

## Comune di Castelfranco Emilia

### Provincia di Modena

Integrazione sismica alla relazione geologico-geotecnica (Ex Rif. 192/07) inerente l'ampliamento della Scuola Elementare "Don Milani", sita nella frazione di Manzolino

*(ai sensi del DM 14 Gennaio 2008: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni").*



Maggio 2008

Rif. 136/08

**GEO GROUP s.r.l.**

Via C. Costa, 182 - 41100 MODENA

Tel. 059/828367-059/3967169 Fax. 059/5332019 E-mail: [geo.group@libero.it](mailto:geo.group@libero.it)

P.IVA e C.F. 02981500362

## **INTEGRAZIONE SISMICA ALLA RELAZIONE GEOLOGICO – GEOTECNICA (EX RIF. 192/07) INERENTE L'AMPLIAMENTO DELLA SCUOLA ELEMENTARE "DON MILANI", SITA NELLA FRAZIONE DI MANZOLINO, COMUNE DI CASTELFRANCO EMILIA (MO)**

### **Indice del contenuto**

1. Premesse .....	pag. 2
2. Sismicità dell'area.....	pag. 2
2.1. Indagine sismica mediante metodo MASW .....	pag. 3
2.2. Categoria di appartenenza del sottosuolo (DM 14/01/'08).....	pag. 3
2.3. Categoria di appartenenza della superficie topografica (DM 14/01/'08)....	pag. 4
3. Azione sismica .....	pag. 5
3.1. Stati limite e relative probabilità di superamento.....	pag. 5
4. Verifica alla liquefazione .....	pag. 7
5. Verifica della pressione ammissibile (Qamm).....	pag. 11
6. Verifica dello stato limite ultimo (Qslu).....	pag. 12
7. Verifica dei cedimenti.....	pag. 15
8. Considerazioni conclusive .....	pag. 16

### **Tavole**

<b>Tav. n. 1:</b> "Carta corografica",	scala 1: 25.000;
<b>Tav. n. 2:</b> "Carta topografica",	scala 1: 10.000;
<b>Tav. n. 3:</b> "Planimetria catastale",	scala 1: 2.000;
<b>Tav. n. 4:</b> "Carta della litologia di superficie"	scala 1: 5.000;
<b>Tav. n. 5:</b> "Indagini geotecniche"	scala grafica.

### **Allegati**

- N. 1** - Stati limite, in accordo con quanto prescritto dal DM 14/01/2008
- N. 2** – Classificazione sismica del terreno di fondazione mediante metodo MASW
- N. 3** – Verifica alla liquefazione



---

## 1. PREMESSE

---

Su incarico dell'Amministrazione comunale, e in accordo con il tecnico progettista, nel mese di Maggio 2008, è stata eseguita la presente integrazione sismica, al fine di aggiornare la precedente relazione geologico-geotecnica (Rif. 192/07, redatta nel mese di Luglio 2007), al **D.M. 14 Gennaio 2008**, pubblicato sul S.O. della G.U. n. 30 del 4 febbraio 2008 e inerente le **"Nuove norme tecniche per le costruzioni"**.

A tale proposito, la classificazione della categoria del terreno di fondazione così come indicato dal DM 14/01/2008, è stata possibile mediante stendimento sismico a 24 canali che ha permesso di valutare, mediante il metodo MASW, la velocità delle onde sismiche "S" di taglio, sino alla profondità di 40,0 m.

L'intervento in progetto consiste nell'ampliamento della Scuola Elementare "Don Milani", sita nella frazione di Manzolino, nel Comune di Castelfranco Emilia, in Provincia di Modena.

L'area oggetto di studi è ubicata all'interno del centro abitato di Manzolino, come visibile nella "Carta Corografica, tavola n. 220 NO" (**tav. n. 1**) in scala 1: 25.000 e nella "Carta topografica, sezione CTR n. 220020 – Manzolino" (**tav. n. 2**) in scala 1:5.000.

Il lotto su cui insisterà l'ampliamento è compreso all'interno del N.C.T. del Comune di Castelfranco nel Foglio 59 - Mappale 212, come si osserva nella "Planimetria catastale" (**tav. n. 3**), presente in allegato.

---

## 2. SISMICITA' DELL'AREA

---

In base alla normativa riguardante la situazione sismica del territorio, con riferimento al D.M. Min. LLPP 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", il Comune di Castelfranco Emilia (MO), ricadeva in una zona non classificata (N.C.).

Nel mese di Marzo 2003 era stata redatta una bozza al fine di definire un sistema normativo per la progettazione antisismica e acquisire dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. In riferimento a tale bozza il Comune di Castelfranco Emilia sarebbe ricaduto in **classe 3**, indicativa di zona a bassa pericolosità sismica.

Con l'entrata in vigore, il 23/10/2005, **dell'OPCM n. 3274/2003 e successive modifiche**, in materia di classificazione sismica del territorio nazionale e del **D.M.**

**14/10/2005** recante "Norme tecniche per le costruzioni", il Comune di Castelfranco Emilia è stato classificato ex-novo in **classe di sismicità 3** (zona a bassa sismicità).

Nelle nostre verifiche geotecniche consideriamo la classificazione ora vigente che definisce l'area di studio appartenente alla classe di sismicità 3, pertanto il grado di sismicità è pari a **S = 6**.

Si procede ora alla verifica del coefficiente di intensità sismica C mediante la formula:

$$C = (S - 2)/100 = (6 - 2)/100 = 0.04 = 4\%$$

---

## **2.1 Indagine sismica MASW**

---

L'indagine sismica **MASW** - Multichannel Analysis of Surface Waves (**allegato n. 2**) ha permesso di classificare il terreno di fondazione dell'opera in progetto (Scuola Elementare "Don Milani"), così come indicato nell'**O.P.C.M. 3274/03**, nel **D.M. 14 Settembre 2005**, recante "**Norme Tecniche per le costruzioni**" e nel successivo **D.M. 14 Gennaio 2008**, inerente le "**Nuove norme tecniche per le costruzioni**".

L'acquisizione dei dati è stata realizzata tramite la registrazione di profili sismici, costituiti da n. 1 stendimento di 24 geofoni da 4,5 Hz equispaziati di 1 metro, con l'ausilio di un acquisitore digitale a 24 canali con dinamica a 24 bit.

I singoli records sono stati acquisiti con un periodo di campionamento di 2 ms e lunghezza 30 s.

La procedura di elaborazione adottata per la classificazione dei profili del suolo di fondazione ha utilizzato la tecnica MASW per la determinazione dello spettro di velocità, tramite l'inversione della curva di dispersione.

La procedura MASW può quindi sintetizzarsi, come prima enunciato in tre stadi distinti:

- 1) Acquisizione dei dati di campo;
- 2) Estrazione della curva di dispersione;
- 3) Inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs, che descrive la variazione di Vs con la profondità.

Per maggiori approfondimenti inerenti alla tecnica MASW e all'elaborazione dei dati, si rimanda all'**allegato n. 2**. Nella tavola n. 2 è inoltre illustrata l'ubicazione dello stendimento sismico.

---

## **2.2 Categoria di appartenenza del sottosuolo secondo il DM 14/01/2008**

---

Secondo la classificazione del suolo, sulla base della “nuova normativa sismica per gli edifici” (**O.P.C.M. 3274 del 20 Marzo 2003**) e delle “nuove norme tecniche per le costruzioni” **DM 14 Gennaio 2008**, in relazione ai dati ottenuti dalle indagini geognostiche in sito (sismica a rifrazione mediante tecnica **MASW**) si classifica il terreno di fondazione del fabbricato come appartenente alla categoria **C**, corrispondente a terreni granulari mediamente addensati oppure depositi coesivi mediamente consistenti, di spessori superiori a 30 m e caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  **$V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s ( $15 < N_{SPT} < 50$ ,  $70 < c_u < 250$  kPa).**

Inoltre sulla base della classificazione nazionale che fa ricadere l'area in esame in **classe 3**, i valori di  **$a_g$** , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità  **$g$** , da adottare in tale classe sono pari ad  **$a_g = 0.164_g$** .

---

## **2.3 Categoria di appartenenza della superficie topografica secondo il DM 14/01/2008**

---

Relativamente alle condizioni topografiche, per quanto riguarda configurazioni superficiali semplici, il **DM 14 Gennaio 2008** individua n. 4 categorie:

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

Per quanto riguarda la superficie topografica del sito d'interesse, essa ricade nella categoria **“T1”**.



---

### 3. AZIONE SISMICA – D.M. 14 Gennaio 2008

---

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono sulla base della **“pericolosità sismica di base”** del sito di costruzione.

La pericolosità sismica di base è definita in termini di:

- accelerazione massima orizzontale attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, dunque di categoria **“A”** (corrispondente a formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, caratterizzati da valori di  $V_{s30} > 800$  m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{vR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ ;
- in alternativa è permesso l'utilizzo di accelero grammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Il DM 14/04/2008 definisce, per ciascuna probabilità di superamento  $P_{vR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  = accelerazione massima orizzontale al suolo;
- $F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

---

#### 3.1 Stati limite e relative probabilità di superamento

---

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

Gli **stati limite di esercizio** sono:

- a) **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione (nel suo complesso) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- b) **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione (nel suo complesso) subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli **stati limite ultimi** sono:

- c) **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione (nel suo complesso) subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- d) **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione (nel suo complesso) subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali ; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono i seguenti:

Stati Limite		Probabilità di superamento $P_{VR}$ nel periodo di riferimento $V_R$
Stati Limite di Esercizio	<b>SLO</b>	81 %
	<b>SLD</b>	63 %
Stati Limite Ultimi	<b>SLV</b>	10 %
	<b>SLC</b>	5 %

Per quanto riguarda l'intervento in progetto, relativo all'ampliamento della Scuola Elementare "Don Milani", e in riferimento al sito d'interesse, sono stati ottenuti i seguenti valori per gli stati limite di esercizio ed ultimi:

	<b>a<sub>g</sub></b>	<b>F<sub>o</sub></b>	<b>T<sub>c</sub>*</b>
<b>SLO</b>	0.0663 g	2.5003	0.2751 sec
<b>SLD</b>	0.0835 g	2.4711	0.2800 sec
<b>SLV</b>	0.2144 g	2.4434	0.2963 sec
<b>SLC</b>	0.2713 g	2.4186	0.3040 sec

Per ulteriori informazioni riguardo ai valori sopraelencati, si rimanda all'**allegato n. 1**.

---

#### 4. VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

---

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. I fenomeni di liquefazione interessano i **depositi sabbiosi saturi** e dipendono da:

- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

Un **terreno incoerente saturo**, in assenza di sollecitazioni sismiche è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti (in campo libero e con superficie piana).

Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza.

Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla



liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Di conseguenza, maggiore è la ***durata di un terremoto*** (maggior numero di cicli), più alta è la possibilità che si arrivi alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'***ampiezza della vibrazione*** e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

Il terreno può essere però soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie o alla sua particolare posizione (per es. al di sotto di un versante). In questo caso l'instaurarsi del fenomeno della liquefazione dipende, oltre che dalle caratteristiche del sisma, anche dal rapporto che si stabilisce tra le tensioni di taglio indotte da quest'ultimo e quelle statiche preesistenti al terremoto.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso.

Tanto minore è il ***grado di addensamento*** del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Anche la ***distribuzione***, la ***forma delle particelle*** e il ***grado di uniformità*** influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.

Per quanto riguarda la ***storia delle sollecitazioni sismiche***, si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di riliquefazione.

I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo.

Inoltre, la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile e omogenea per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

Dopo aver caratterizzato il terreno attraverso l'interpretazione di dati dalla prova penetrometrica statica CPT eseguita, è stata eseguita una stima del rischio di liquefazione di terreni sotto falda in condizioni sismiche, mediante il metodo semplificato di "**Robertson e Wride**".

I metodi semplificati richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'*accelerazione sismica orizzontale massima* in superficie e della *magnitudo di riferimento*.

I dati del sisma di progetto sono stati ricavati attraverso l'analisi probabilistica dei dati del Catalogo Sismico Nazionale.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la **resistenza al taglio mobilitabile nello strato ( R )** e lo **sforzo tangenziale indotto dal sisma ( T )**.

In pratica si avrà:

$$F_s = \frac{R}{T}.$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione se il coefficiente di sicurezza  $F_s$  sarà minore di 1.

La grandezza **T** dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). **R** è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche statiche.

La grandezza **T** viene ricavata attraverso la relazione:

$$T = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \frac{1}{MSF};$$

dove:

$a_{\max}$  = accelerazione sismica massima;

$g$  = accelerazione di gravità = 980.7 cm/s<sup>2</sup>;

$\sigma_{v0}$  = pressione verticale totale alla profondità  $z$  dal p.c.;

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace alla profondità  $z$  dal p.c.;

$r_d$  = coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema:

$r_d = 1 - 0.00765z$  per  $z \leq 9.15$  m

$r_d = 1.174 - 0.0267z$  per  $9.15 < z \leq 23$  m

$r_d = 0.774 - 0.008z$  per  $23 < z \leq 30$  m

$r_d = 0.5$  per  $z > 30$  m

$MSF$  = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma.

Il metodo di Robertson e Wride permette di correlare la resistenza al taglio **R** mobilitata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica (CPT). La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$R = 0.883 \left[ \frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{per } (q_{c1n})_{cs} < 50 \text{ e}$$

$$R = 93 \left[ \frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160.$$

La grandezza  $(q_{c1n})_{cs}$  rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente.

Viene considerato **non** liquefacibile un deposito in cui sia  $F_s > 1$ .

#### Calcolo dell'indice di liquefacibilità

Una stima del rischio di liquefazione complessivo lungo una verticale di calcolo viene fornita dal parametro indice di liquefazione **IL**. Tale indice viene definito dalla seguente relazione:

$$IL = \sum_{i=1}^n FW(z) \Delta z$$

dove:

$n$  = numero degli intervalli di calcolo di  $F_s$  lungo la verticale;

$F$  =  $1 - F_s$  per  $F_s \leq 1$  e  $F = 0$  per  $F_s > 1$ ;

$\Delta z$  = spessore dell'intervallo di calcolo;

$W(z) = 10 - 0,5z$ , con  $z$  = profondità di calcolo (massimo 20 m).

In base al valore di **IL** ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la seguente tabella:

IL	Rischio di liquefazione
IL=0	Molto basso
0<IL≤5	Basso
5<IL≤15	Alto
15<IL	Molto alto

Nel caso studiato è stato ottenuto un valore di **IL = 0**, indice di un **rischio di liquefazione "molto basso"** e il fattore di sicurezza calcolato ed esposto nel grafico è



risultato sempre  $F_s > 1$  considerando una magnitudo  $M = 5$  e un'accelerazione sismica  $a_g = 0.164g$ .

## 5. VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE (TENSIONE AMMISSIBILE $Q_{amm}$ ) E TIPO DI FONDAZIONI CONSIGLIATE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione dell'indagine geotecnica eseguita e in relazione alla tipologia dell'intervento in progetto, relativo all'ampliamento della Scuola Elementare "Don Milani", sono state ipotizzate fondazioni dirette superficiali nastriformi (**travi rovesce continue in c.a.**).

Per il calcolo della capacità portante del terreno si sono utilizzati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione delle prove penetrometriche statiche CPT eseguite. Al solo fine di verificare la capacità portante del terreno si sono ipotizzate per l'intervento in progetto fondazioni tipo a trave "T" rovescia approfondite alla quota **D = - 1.00 m da p.c.**

I parametri geotecnici del terreno e le dimensioni delle fondazioni ipotizzate sono riportati nella seguente tabella:

### Ampliamento Scuola Elementare "Don Milani"

#### Fondazioni superficiali nastriformi (IPOTESI)

- larghezza della base	B = 1.20 m
- lunghezza della fondazione	B' = 5.00 m
- profondità della quota di imposta	D = -1.00 m dal piano campagna
- peso specifico terreno sopra quota d'imposta	$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 \approx 18.0 \text{ kN/m}^3$
- peso specifico terreno sotto quota d'imposta	$\gamma' = 1.8 \text{ t/m}^3 \approx 18.0 \text{ kN/m}^3$
- coesione non drenata	$C_u = 5.0 \text{ t/m}^2 \approx 50.0 \text{ kN/m}^2$
- angolo di resistenza al taglio	$f = 25^\circ$
- profondità falda acquifera	Dw = -3.30 m da p.c.
- pendenza del terreno	$\beta = 0$
- classe di sismicità	Cs = 3

Il calcolo della pressione ammissibile è stato eseguito utilizzando l'equazione di **Terzaghi** per fondazioni superficiali nastriformi, con la condizione a "breve termine" dove  $C_u \neq 0$  e  $j = 0$  (condizione più gravosa).

Considerando, inoltre, un fattore di sicurezza **Fs = 3** si ottengono i seguenti risultati:

**Pressione ammissibile** (Verifica a breve termine  $Cu^1 0 e j = 0$ )

<b>Quota d'imposta</b>	<b>Pressione limite</b>	<b>Pressione ammissibile</b>
1,00 m	3,13 kg/cm <sup>2</sup> ~ 313 kN/m <sup>2</sup>	1.01 kg/cm <sup>2</sup> ~ 101 kN/m <sup>2</sup>

## 6. VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU).

In relazione a quanto esposto nel DM 14 Gennaio 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", si procede alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$Ed = Rd$$

Dove: Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni;

Rd = valore di progetto della resistenza del terreno.

Per quanto riguarda le azioni, i relativi coefficienti parziali  $\gamma_F$  sono indicati nella seguente tabella:

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_F$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
<sup>(1)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti					

**Tabella 6.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

Si precisa che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

La resistenza Rd del terreno può essere determinata:

- 1) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella seguente tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi al particolare tipo di opera:

Parametro cui applicare il coefficiente parziale		Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Descrizione	Simbolo			
Tangente dell'angolo di resistenza al	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

**Tabella 6.2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.**

- 2) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati delle prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi al particolare tipo di opera;
- 3) sulla base di misure dirette effettuate su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi al particolare tipo di opera.

Si precisa che per le rocce ed i materiali lapidei, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale  $q_u$ , deve essere applicato un coefficiente parziale  $\gamma_{qu} = 1,6$ . Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

La verifica nei confronti degli stati limite ultimi viene effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Nello specifico, per quanto riguarda le **opere di fondazione**, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi, **sia a breve che a lungo termine**.

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

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



a) SLU di tipo geotecnico (GEO):

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- Collasso per scorrimento sul piano di posa;
- Stabilità globale.

b) SLU di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione  $E_d = R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.
- Stabilità globale, utilizzando la combinazione "2" ( $A_2+M_2+R_2$ ) e tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze globali

c) Le rimanenti verifiche devono essere effettuate seguendo almeno uno dei seguenti approcci (ed utilizzando i valori dei coefficienti parziali):

- Approccio 1:      Combinazione 1 ( $A_1+M_1+R_1$ )  
                            Combinazione 2 ( $A_2+M_2+R_2$ )
- Approccio 2:      Combinazione ( $A_1+M_1+R_3$ )

Per quanto riguarda le verifiche finalizzate al dimensionamento strutturale e condotte con l'approccio 2, non bisogna tenere conto del coefficiente  $\gamma_R$ .

VERIFICA	COEFF.PARZIALE (R1)	COEFF.PARZIALE (R2)	COEFF.PARZIALE (R1)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

**Tabella 6.3 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

Per quanto riguarda le capacità portante del terreno di fondazione, il carico limite ultimo in condizioni "non drenate", dove  $C_u \neq 0$  e  $f = 0$ , è risultato per l'intervento in progetto pari a  $Q_{SLU} = 2,22 \text{ kg/cm}^2 \gg 222 \text{ kN/m}^2$ .

Profondità d'imposta	Dimensioni fondazione	Carico limite ultimo SLU
1,00 m da p.c.	1,20 m x 5,00 m	$2,22 \text{ kg/cm}^2 \gg 222 \text{ kN/m}^2$

Per quanto riguarda il carico limite ultimo in condizioni “**drenate**”, dove  $C' = 0$  e  $f' \neq 0$ , è stato considerato come angolo di attrito il valore  $f' = 25^\circ$ . Applicando il coefficiente parziale per la tangente dell'angolo di attrito ne deriva il seguente valore ridotto:  $f_R' \sim 20^\circ$ , da cui si ottiene, per l'intervento in progetto, uno stato limite ultimo pari a  $Q_{SLU} = 1,80 \text{ kg/cm}^2 \gg 180 \text{ kN/m}^2$ .

Profondità d'iposta	Dimensioni fondazione	Carico limite ultimo SLU
1,00 m da p.c.	1,20 m x 5,00 m	1,80 kg/cm <sup>2</sup> » 180 kN/m <sup>2</sup>

---

## 7. VERIFICA DEI CEDIMENTI

---

I cedimenti per consolidazione primari e secondari del terreno di fondazione si manterranno entro valori modesti e ammissibili per l'intervento in progetto, come riportato nella relazione geologico-geotecnica redatta in data 16/07/2008 (ex Rif. 192/07), tuttavia si consiglia di inserire un giunto strutturale tra l'edificio esistente ed il nuovo ampliamento.

---

## 8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

---

La presente relazione è stata redatta ai sensi della **OPCM 3274** " Norme Tecniche per le costruzioni", del DM delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14/09/2005 e D.R. Emilia Romagna n° 1677/05 del 24/10/2005, e del **D.M. 14 Gennaio 2008** inerente le "*Nuove norme tecniche per le costruzioni*".

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione delle indagini in sito e in relazione alle verifiche eseguite, il terreno di fondazione è risultato **idoneo** da un punto di vista geologico-geotecnico all'ampliamento della Scuola Elementare "Don Milani", sita nella frazione di Manzolino, nel Comune di Castelfranco Emilia, in provincia di Modena.

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione delle indagini geotecniche eseguite nel mese di Luglio 2006, si potranno adottare, per l'intervento in progetto, fondazioni dirette superficiali nastriformi (travi rovesce in c.a.), che, se approfondite alla quota **D = - 1.00 m** dal p.c., potranno utilizzare una pressione ammissibile sul terreno pari a  **$Q_{amm} = 1.01 \text{ kg/cm}^2 \sim 101 \text{ kN/m}^2$** . Tali dati sono stati ricavati utilizzando un fattore di sicurezza **Fs = 3** imposto dal D.M. 11/03/1988 per fondazioni superficiali.

In relazione a quanto esposto nel DM 14 Gennaio 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", si è proceduto alla verifica nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU). Il carico limite ultimo in condizioni "**non drenate**", con l'ipotesi di fondazioni nastriformi, dove  $C_u \neq 0$  e  $f = 0$ , è risultato pari a  **$Q_{SLU} = 2.22 \text{ kg/cm}^2 \gg 222 \text{ kN/m}^2$** . Il carico limite ultimo in condizioni "**drenate**", con l'ipotesi di fondazioni nastriformi, dove  $C_u = 0$  e  $f \neq 0$ , è risultato pari a  **$Q_{SLU} = 1.80 \text{ kg/cm}^2 \gg 180 \text{ kN/m}^2$** .

I cedimenti per consolidazione primari e secondari del terreno di fondazione si manterranno entro valori modesti e ammissibili per l'intervento in progetto, come riportato nella relazione geologico-geotecnica redatta in data 16/07/2008 (ex Rif. 192/07), tuttavia si consiglia di inserire un giunto strutturale tra l'edificio esistente ed il nuovo ampliamento.

Si precisa che durante l'esecuzione delle prove penetrometriche statiche CPT, la soggiacenza della **falda freatica** è stata rilevata alla quota di  $D_w = -3.30 \text{ m}$  da p.c. nella CPT n.1 e di  $D_w = -3.40 \text{ m}$  da p.c. nella CPT n.2.

In base alla nuova classificazione sismica, redatta al fine di definire un sistema normativo per la progettazione antisismica e acquisire dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, il Comune di Castelfranco ricade in **classe 3**, indicativa di zona a **bassa pericolosità sismica**. I valori di  $a_g$ , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ , da adottare in tale classe sono pari ad  $a_g = 0.164g$ .

Secondo la classificazione del suolo, sulla base della "nuova normativa sismica per gli edifici" (**O.P.C.M. 3274 del 20 Marzo 2003**) e delle "nuove norme tecniche per le costruzioni" **DM 14 Gennaio 2008**, in relazione ai dati ottenuti dalle indagini geognostiche in sito effettuate nel mese di Maggio 2008 (sismica a rifrazione mediante tecnica **MASW**), si classifica il terreno di fondazione del fabbricato come appartenente alla categoria **C**, corrispondente a terreni granulari mediamente addensati oppure depositi coesivi mediamente consistenti, di spessori superiori a 30 m e caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  **$V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s ( $15 < N_{SPT} < 50$ ,  $70 < c_u < 250$  kPa)**.

Il profilo litologico individuato dalla nostra indagine corrisponde a un fattore stratigrafico del suolo di fondazione  **$S = 1.25$** ; in base a questi dati si può calcolare l' accelerazione massima  **$A_{max}$** :

$$A_{max} = S \times a_g = 1.25 \times 0.164g = 0.205 g$$

La **verifica alla liquefazione (allegato n. 3)**, eseguita secondo il metodo di *Robertson* e *Wride* considerando una magnitudo  **$M = 5$**  e un'accelerazione sismica  **$a_g = 0.164g$** , ha fornito valore di "**indice di liquefacibilità**"  **$IL = 0$** , segno di un **rischio di liquefazione "molto basso"**.

A disposizione per ulteriori chiarimenti, si coglie l'occasione per porgere cordiali saluti.

**Modena, 19 Maggio 2008**

**Dott. Geol. Pier Luigi Dallari**

**Dott.ssa Geol. Arianna Casarini**

In base alla nuova classificazione sismica, redatta al fine di definire un sistema normativo per la progettazione antisismica e acquisire dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, il Comune di Castelfranco ricade in **classe 3**, indicativa di zona a **bassa pericolosità sismica**. I valori di  $a_g$ , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ , da adottare in tale classe sono pari ad  $a_g = 0.164g$ .

Secondo la classificazione del suolo, sulla base della "nuova normativa sismica per gli edifici" (O.P.C.M. 3274 del 20 Marzo 2003) e delle "nuove norme tecniche per le costruzioni" DM 14 Gennaio 2008, in relazione ai dati ottenuti dalle indagini geognostiche in sito effettuate nel mese di Maggio 2008 (sismica a rifrazione mediante tecnica **MASW**), si classifica il terreno di fondazione del fabbricato come appartenente alla categoria **C**, corrispondente a terreni granulari mediamente addensati oppure depositi coesivi mediamente consistenti, di spessori superiori a 30 m e caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  **compresi tra 180 m/s e 360 m/s** ( $15 < N_{SPT} < 50$ ,  $70 < c_u < 250$  kPa).

Il profilo litologico individuato dalla nostra indagine corrisponde a un fattore stratigrafico del suolo di fondazione  $S = 1.25$ ; in base a questi dati si può calcolare l' accelerazione massima  $A_{max}$ :

$$A_{max} = S \times a_g = 1.25 \times 0.164g = 0.205 g$$

La **verifica alla liquefazione** (allegato n. 3), eseguita secondo il metodo di *Robertson e Wride* considerando una magnitudo  $M = 5$  e un'accelerazione sismica  $a_g = 0.164g$ , ha fornito valore di "**indice di liquefacibilità**"  $IL = 0$ , segno di un **rischio di liquefazione "molto basso"**.

A disposizione per ulteriori chiarimenti, si coglie l'occasione per porgere cordiali saluti.

**Modena, 19 Maggio 2008**

**Dott. Geol. Pier Luigi Dallari**

**Dott.ssa Geol. Arianna Casarini**

**GEO GROUP srl**  
Via Cesare Costa, 182 - 41100 Modena  
*Il Tecnico*  
D.ssa CASARINI Arianna



**GEO GROUP s.r.l.**

**Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche**  
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax 059/5332019 – e-mail: geo.group@libero.it

## **GEO GROUP s.r.l.**

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

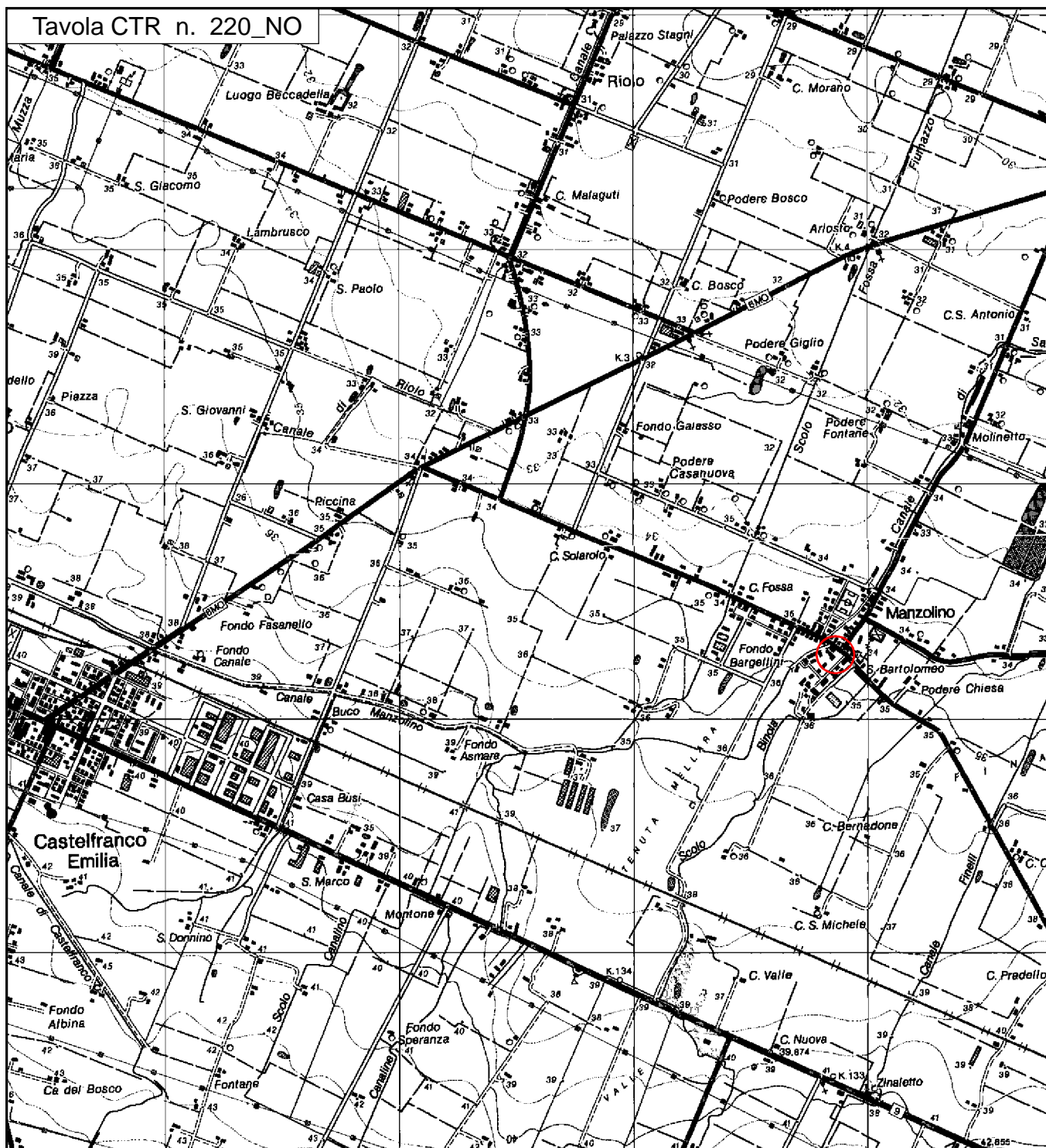
# ***Tavole***

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019 - E-mail: geo.group@libero.it

Tavola CTR n. 220\_NO



Tav. n. 1 “Carta Corografica”

Scala 1: 25000



Legenda



Area di interesse



**Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche**  
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it

### Legenda



## Area di interesse

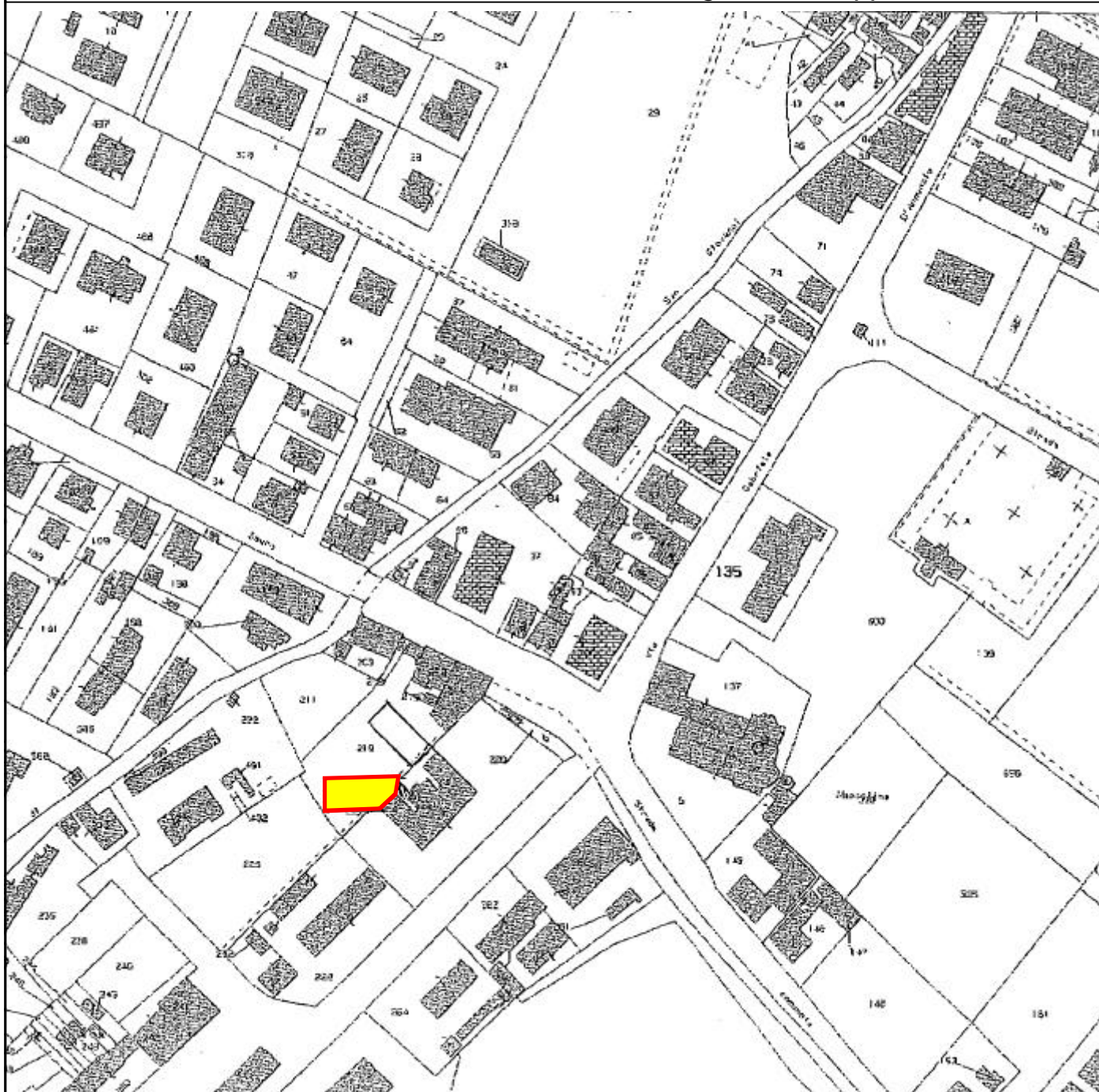


GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it

*N.C.T. Comune di Castelfranco Emilia- Foglio 59 - Mappale212*



Tav. n. 3 "Planimetria catastale"

Scala 1: 2000

Legenda



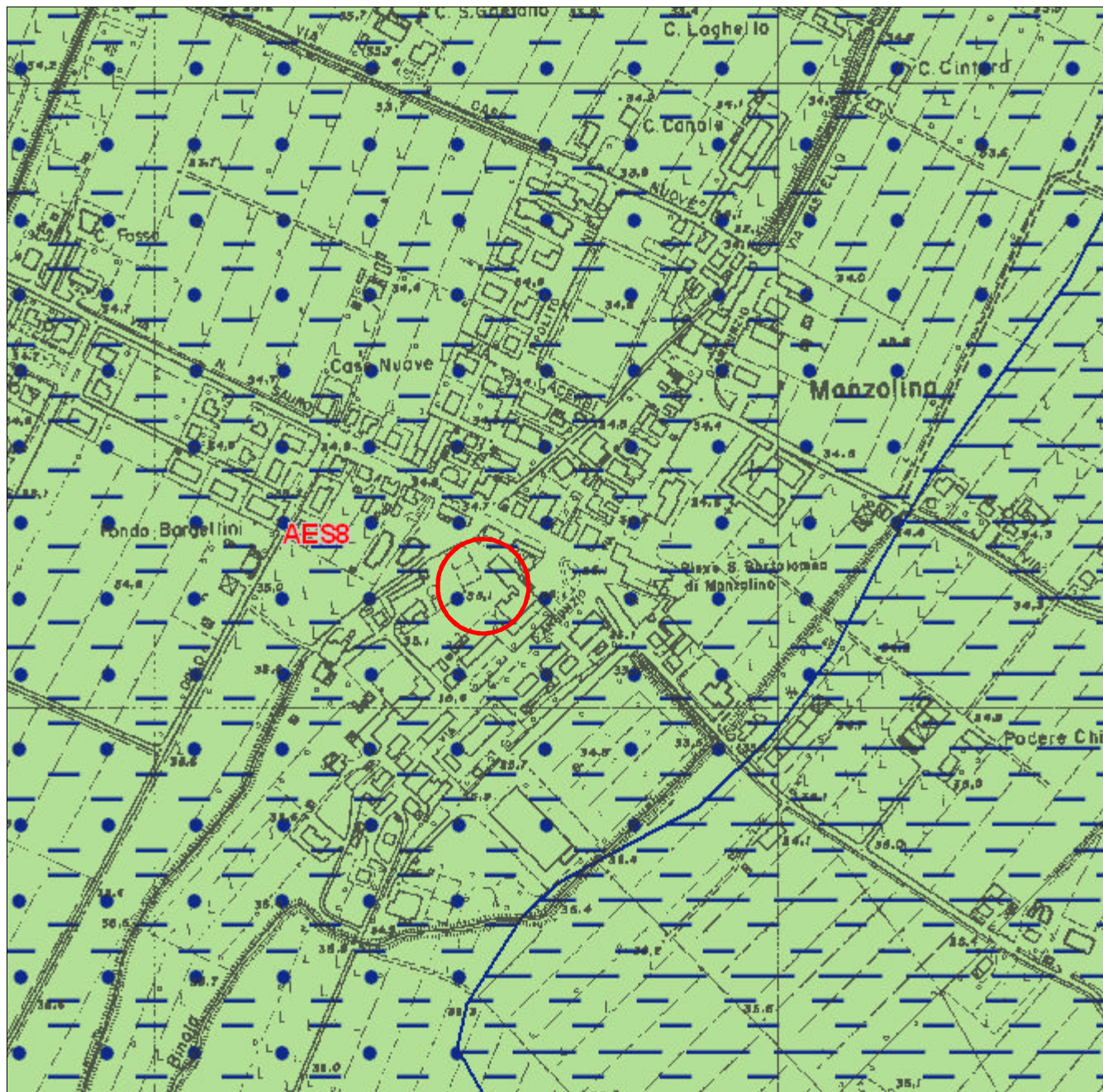
Ampliamento in oggetto



GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it



## Tav. n. 4 “Carta della litologia di superficie”



Scala 1: 5.000



Area di interesse



AES8 - Subsistema di Ravenna  
(Olocene)



Depositi argilloso limosi



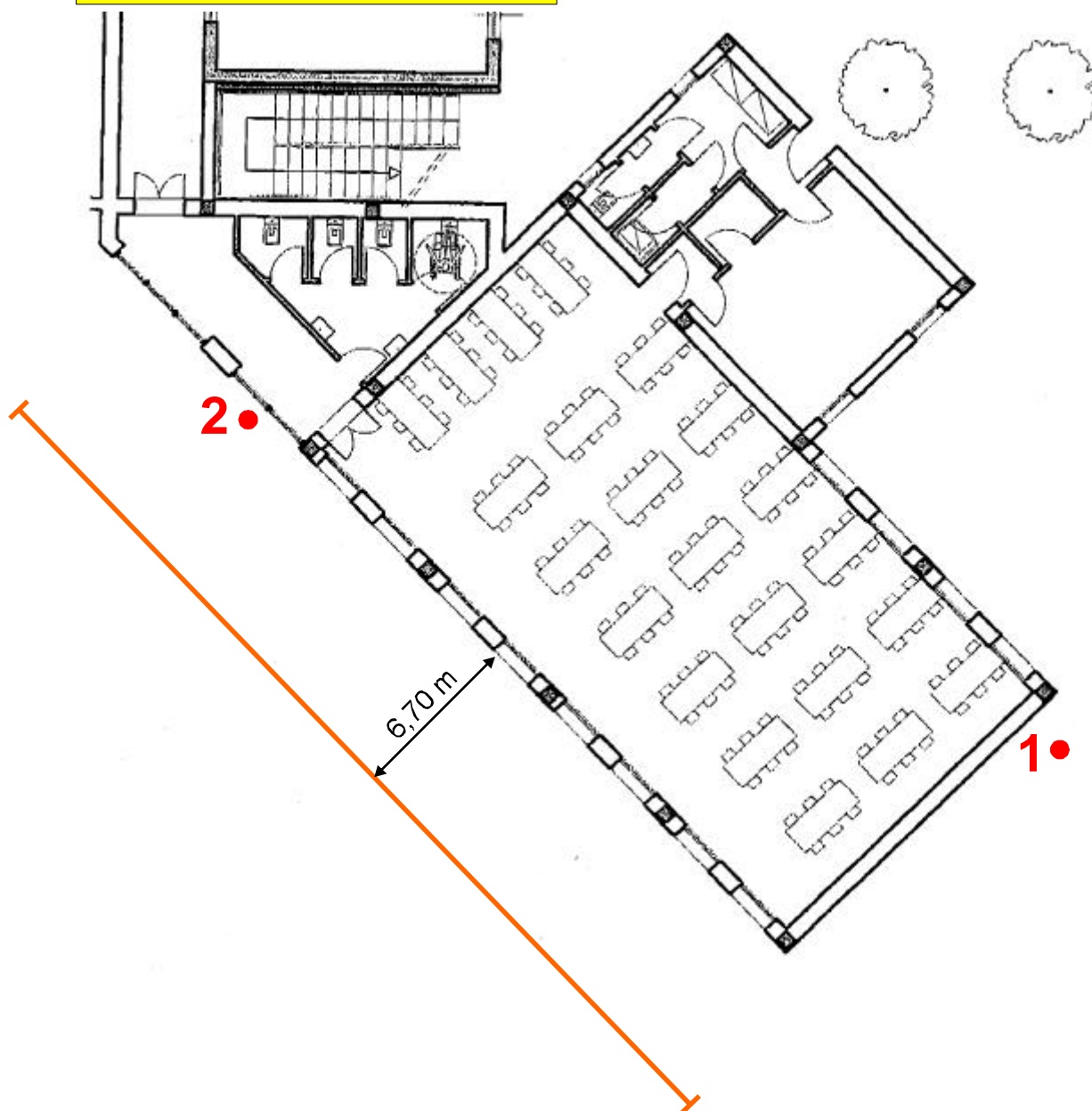
Depositi argillosi limoso-sabbiosi

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

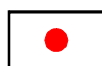
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it

edificio esistente



## Tav. n. 5 “Indagini geotecniche” scala grafica

### Legenda



Prove penetrometriche statiche CPT (eseguite nel mese di Luglio 2007)



Stendimento sismico MASW (eseguito nel mese di Maggio 2008)



## **GEO GROUP s.r.l.**

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

### ***ALLEGATO N° 1***

***Stati limite, in accordo con quanto  
prescritto dal DM 14/01/2008***

## SLO

### Dati sul sito

Latitudine: 44.597000 Longitudine: 11.100000

### Dati sulla costruzione

Classe d'uso: 4

Vita Nominale: 50 anni

Coefficiente d'uso: 2.000000

Vita di riferimento: 100.000000 anni

Probabilità di superamento nella vita di riferimento: 0.810000 (SLO) Periodo di ritorno: 60.214440 (anni)

### Punti impiegati sulla maglia di riferimento

Primo punto: ID=16283 Lat.=44.611000 Long.=11.103000 Distanza=1.574742 Km

Secondo punto: ID=16505 Lat.=44.561000 Long.=11.105000 Distanza=4.022558 Km

Terzo punto: ID=16504 Lat.=44.560000 Long.=11.035000 Distanza=6.590192 Km

Quarto punto: ID=16282 Lat.=44.609000 Long.=11.033000 Distanza=5.469618 Km

### Dati sul calcolo nel dominio del tempo

Periodo inferiore: 50 (anni) Periodo superiore: 72 (anni)

Determinazione valori primo punto (ag in decimi di g)

$ag = 0.6534$   $\log(p) = -0.1848$   $\log(p_1) = -0.2211$   $\log(p_2/p_1) = 0.0712$   $\log(Tr/Tr_1) = 0.0807$   $\log(Tr_2/Tr_1) = 0.1584$

$Fo = 2.5047$   $\log(p) = 0.3987$   $\log(p_1) = 0.4014$   $\log(p_2/p_1) = -0.0052$   $\log(Tr/Tr_1) = 0.0807$   $\log(Tr_2/Tr_1) = 0.1584$

$Tc^* = 0.2751$   $\log(p) = -0.5606$   $\log(p_1) = -0.5686$   $\log(p_2/p_1) = 0.0158$   $\log(Tr/Tr_1) = 0.0807$   $\log(Tr_2/Tr_1) = 0.1584$

Determinazione valori secondo punto (ag in decimi di g)

$ag = 0.6774$   $\log(p) = -0.1691$   $\log(p_1) = -0.2041$   $\log(p_2/p_1) = 0.0686$   $\log(Tr/Tr_1) = 0.0807$   $\log(Tr_2/Tr_1) = 0.1584$

$Fo = 2.4998$   $\log(p) = 0.3979$   $\log(p_1) = 0.3997$   $\log(p_2/p_1) = -0.0035$   $\log(Tr/Tr_1) = 0.0807$   $\log(Tr_2/Tr_1) = 0.1584$

$$T_c^* = 0.2751 \log(p) = -0.5606 \log(p_1) = -0.5686 \log(p_2/p_1) = 0.0158 \log(T_r/T_{r1}) = 0.0807 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.1584$$

Determinazione valori terzo punto (ag in decimi di g)

$$ag = 0.6819 \log(p) = -0.1663 \log(p_1) = -0.2013 \log(p_2/p_1) = 0.0688 \log(T_r/T_{r1}) = 0.0807 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.1584$$

$$Fo = 2.4898 \log(p) = 0.3962 \log(p_1) = 0.3979 \log(p_2/p_1) = -0.0035 \log(T_r/T_{r1}) = 0.0807 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.1584$$

$$T_c^* = 0.2751 \log(p) = -0.5606 \log(p_1) = -0.5686 \log(p_2/p_1) = 0.0158 \log(T_r/T_{r1}) = 0.0807 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.1584$$

Determinazione valori quarto punto (ag in decimi di g)

$$ag = 0.6774 \log(p) = -0.1691 \log(p_1) = -0.2041 \log(p_2/p_1) = 0.0686 \log(T_r/T_{r1}) = 0.0807 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.1584$$

$$Fo = 2.4998 \log(p) = 0.3979 \log(p_1) = 0.3997 \log(p_2/p_1) = -0.0035 \log(T_r/T_{r1}) = 0.0807 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.1584$$

$$T_c^* = 0.2751 \log(p) = -0.5606 \log(p_1) = -0.5686 \log(p_2/p_1) = 0.0158 \log(T_r/T_{r1}) = 0.0807 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.1584$$

#### Valori finali calcolati

$$ag = 0.0663 \text{ g}$$

$$Fo = 2.5003$$

$$T_c^* = 0.2751 \text{ sec}$$

#### SLD

##### Dati sul sito

Latitudine: 44.597000 Longitudine: 11.100000

##### Dati sulla costruzione

Classe d'uso: 4

Vita Nominale: 50 anni

Coefficiente d'uso: 2.000000

Vita di riferimento: 100.000000 anni

Probabilità di superamento nella vita di riferimento: 0.630000 (SLD) Periodo di ritorno: 100.578095 (anni)

### **Punti impiegati sulla maglia di riferimento**

Primo punto: ID=16283 Lat.=44.611000 Long.=11.103000 Distanza=1.574742 Km

Secondo punto: ID=16505 Lat.=44.561000 Long.=11.105000 Distanza=4.022558 Km

Terzo punto: ID=16504 Lat.=44.560000 Long.=11.035000 Distanza=6.590192 Km

Quarto punto: ID=16282 Lat.=44.609000 Long.=11.033000 Distanza=5.469618 Km

### **Valori finali calcolati**

**ag = 0.0835 g**

**Fo = 2.4711**

**Tc\*= 0.2800 sec**

### **SLV**

#### **Dati sul sito**

Latitudine: 44.597000 Longitudine: 11.100000

#### **Dati sulla costruzione**

Classe d'uso: 4

Vita Nominale: 50 anni

Coefficiente d'uso: 2.000000

Vita di riferimento: 100.000000 anni

Probabilità di superamento nella vita di riferimento: 0.100000 (SLV) Periodo di ritorno: 949.122158 (anni)

### **Punti impiegati sulla maglia di riferimento**

Primo punto: ID=16283 Lat.=44.611000 Long.=11.103000 Distanza=1.574742 Km

Secondo punto: ID=16505 Lat.=44.561000 Long.=11.105000 Distanza=4.022558 Km

Terzo punto: ID=16504 Lat.=44.560000 Long.=11.035000 Distanza=6.590192 Km

Quarto punto: ID=16282 Lat.=44.609000 Long.=11.033000 Distanza=5.469618 Km

### Dati sul calcolo nel dominio del tempo

Periodo inferiore: 475 (anni) Periodo superiore: 975 (anni)

Determinazione valori primo punto (ag in decimi di g)

$$ag = 2.1312 \log(p) = 0.3286 \log(p_1) = 0.2151 \log(p_2/p_1) = 0.1179 \log(Tr/Tr_1) = 0.3006 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.3123$$

$$Fo = 2.4696 \log(p) = 0.3926 \log(p_1) = 0.3909 \log(p_2/p_1) = 0.0018 \log(Tr/Tr_1) = 0.3006 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.3123$$

$$Tc^* = 0.2896 \log(p) = -0.5382 \log(p_1) = -0.5528 \log(p_2/p_1) = 0.0152 \log(Tr/Tr_1) = 0.3006 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.3123$$

Determinazione valori secondo punto (ag in decimi di g)

$$ag = 2.0835 \log(p) = 0.3188 \log(p_1) = 0.2146 \log(p_2/p_1) = 0.1083 \log(Tr/Tr_1) = 0.3006 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.3123$$

$$Fo = 2.4089 \log(p) = 0.3818 \log(p_1) = 0.3766 \log(p_2/p_1) = 0.0054 \log(Tr/Tr_1) = 0.3006 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.3123$$

$$Tc^* = 0.3096 \log(p) = -0.5092 \log(p_1) = -0.5229 \log(p_2/p_1) = 0.0142 \log(Tr/Tr_1) = 0.3006 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.3123$$

Determinazione valori terzo punto (ag in decimi di g)

$$ag = 2.0584 \log(p) = 0.3135 \log(p_1) = 0.2076 \log(p_2/p_1) = 0.1100 \log(Tr/Tr_1) = 0.3006 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.3123$$

$$Fo = 2.4181 \log(p) = 0.3835 \log(p_1) = 0.3747 \log(p_2/p_1) = 0.0091 \log(Tr/Tr_1) = 0.3006 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.3123$$

$$Tc^* = 0.3100 \log(p) = -0.5086 \log(p_1) = -0.5086 \log(p_2/p_1) = 0.0000 \log(Tr/Tr_1) = 0.3006 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.3123$$

Determinazione valori quarto punto (ag in decimi di g)

$$ag = 2.0835 \log(p) = 0.3188 \log(p_1) = 0.2146 \log(p_2/p_1) = 0.1083 \log(Tr/Tr_1) = 0.3006 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.3123$$

$$Fo = 2.4089 \log(p) = 0.3818 \log(p_1) = 0.3766 \log(p_2/p_1) = 0.0054 \log(Tr/Tr_1) = 0.3006 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.3123$$

$$Tc^* = 0.3096 \log(p) = -0.5092 \log(p_1) = -0.5229 \log(p_2/p_1) = 0.0142 \log(Tr/Tr_1) = 0.3006 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.3123$$

### Valori finali calcolati

$$ag = 0.2114 \text{ g}$$

$$Fo = 2.4434$$

$$Tc^* = 0.2963 \text{ sec}$$



## SLC

### Dati sul sito

Latitudine: 44.597000 Longitudine: 11.100000

### Dati sulla costruzione

Classe d'uso: 4

Vita Nominale: 50 anni

Coefficiente d'uso: 2.000000

Vita di riferimento: 100.000000 anni

Probabilità di superamento nella vita di riferimento: 0.050000 (SLC) Periodo di ritorno: 1949.572575 (anni)

### Punti impiegati sulla maglia di riferimento

Primo punto: ID=16283 Lat.=44.611000 Long.=11.103000 Distanza=1.574742 Km

Secondo punto: ID=16505 Lat.=44.561000 Long.=11.105000 Distanza=4.022558 Km

Terzo punto: ID=16504 Lat.=44.560000 Long.=11.035000 Distanza=6.590192 Km

Quarto punto: ID=16282 Lat.=44.609000 Long.=11.033000 Distanza=5.469618 Km

### Dati sul calcolo nel dominio del tempo

Periodo inferiore: 975 (anni) Periodo superiore: 2475 (anni)

Determinazione valori primo punto (ag in decimi di g)

$ag = 2.7542 \log(p) = 0.4400 \log(p_1) = 0.3330 \log(p_2/p_1) = 0.1438 \log(Tr/Tr_1) = 0.3009 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.4046$

$Fo = 2.4252 \log(p) = 0.3848 \log(p_1) = 0.3927 \log(p_2/p_1) = -0.0107 \log(Tr/Tr_1) = 0.3009 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.4046$

$Tc^* = 0.2974 \log(p) = -0.5267 \log(p_1) = -0.5376 \log(p_2/p_1) = 0.0147 \log(Tr/Tr_1) = 0.3009 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.4046$

Determinazione valori secondo punto (ag in decimi di g)

$ag = 2.6640 \log(p) = 0.4255 \log(p_1) = 0.3228 \log(p_2/p_1) = 0.1381 \log(Tr/Tr_1) = 0.3009 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.4046$

$Fo = 2.4026 \log(p) = 0.3807 \log(p_1) = 0.3820 \log(p_2/p_1) = -0.0018 \log(Tr/Tr_1) = 0.3009 \log(Tr_2/Tr_1) = 0.4046$

$$T_c^* = 0.3174 \log(p) = -0.4984 \log(p_1) = -0.5086 \log(p_2/p_1) = 0.0138 \log(T_r/T_{r1}) = 0.3009 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.4046$$

Determinazione valori terzo punto (ag in decimi di g)

$$a_g = 2.5796 \log(p) = 0.4115 \log(p_1) = 0.3176 \log(p_2/p_1) = 0.1262 \log(T_r/T_{r1}) = 0.3009 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.4046$$

$$F_o = 2.4423 \log(p) = 0.3878 \log(p_1) = 0.3838 \log(p_2/p_1) = 0.0054 \log(T_r/T_{r1}) = 0.3009 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.4046$$

$$T_c^* = 0.3174 \log(p) = -0.4984 \log(p_1) = -0.5086 \log(p_2/p_1) = 0.0138 \log(T_r/T_{r1}) = 0.3009 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.4046$$

Determinazione valori quarto punto (ag in decimi di g)

$$a_g = 2.6640 \log(p) = 0.4255 \log(p_1) = 0.3228 \log(p_2/p_1) = 0.1381 \log(T_r/T_{r1}) = 0.3009 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.4046$$

$$F_o = 2.4026 \log(p) = 0.3807 \log(p_1) = 0.3820 \log(p_2/p_1) = -0.0018 \log(T_r/T_{r1}) = 0.3009 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.4046$$

$$T_c^* = 0.3174 \log(p) = -0.4984 \log(p_1) = -0.5086 \log(p_2/p_1) = 0.0138 \log(T_r/T_{r1}) = 0.3009 \log(T_{r2}/T_{r1}) = 0.4046$$

**Valori finali calcolati**

$$a_g = 0.2713 \text{ g}$$

$$F_o = 2.4186$$

$$T_c^* = 0.3040 \text{ sec}$$

## **GEO GROUP s.r.l.**

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

### ***ALLEGATO N° 2***

#### ***Classificazione sismica del sito secondo il DM 14/01/2008, sulla base della metodologia MASW***

La classificazione del terreno è di pertinenza dell'utente che ne deve valutare la tipologia sulla base della normativa e dei valori di VS5, VS20 e VS30.

ATTENZIONE

Possibile Tipo di Suolo: C

VS30 (m/sec): 309

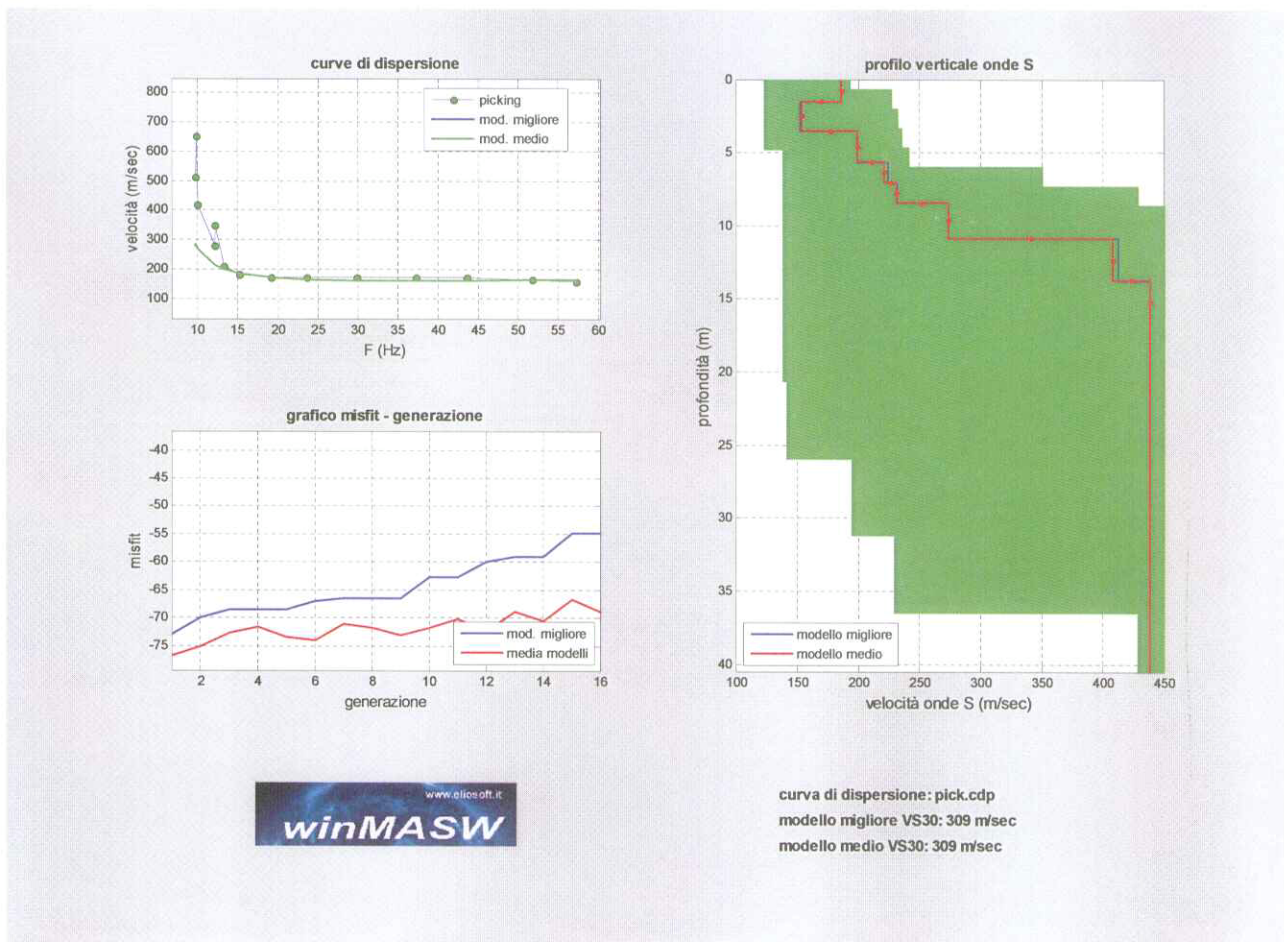
Deviazioni Standard (m): 0 0 0 0 0 0 0

Spessori (m): 1.4993 1.9962 2.1277 1.3986 1.3915 2.4214 2.9026

Deviazioni Standard (m/sec): 0 0 0 0 0 0 0 0

VS (m/sec): 185.8646 153.8185 199.9713 221.6125 231.2177 273.4838  
407.7124 438.7386

Modello medio





RISULTATI winMASW 2.0  
www.eliosoft.it

secondo il metodo MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves  
e l'inversione della curva di dispersione  
Software per la determinazione dello spettro di velocità  
winMASW 2.0

S2 - Terreni soggetti a liquefazione, argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $PI > 40$ ) e contenuto di acqua, con  $10 < cu < 20$  kPa e caratterizzati da valori di  $Vs30 < 100$  m/s.

S1 - Terreni che includono uno strato di almeno 10 m di argille/limi di valori di VS 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  $VS > 800$  m/s.

E - Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di  $Vs30 < 180$  m/s ( $NSPT < 15$ ,  $cu < 70$  kPa).

D - Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di  $Vs30$  compresi tra 180 e 360 m/s ( $15 < NSPT < 50$ ,  $70 < cu < 250$  kPa).

C - Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $Vs30$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica media  $NSPT > 50$ , o coesione non drenata media  $cu > 250$  kPa).

B - Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto valori di  $Vs30$  superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.

A - Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da  
Dalla normativa:



curve di dispersione

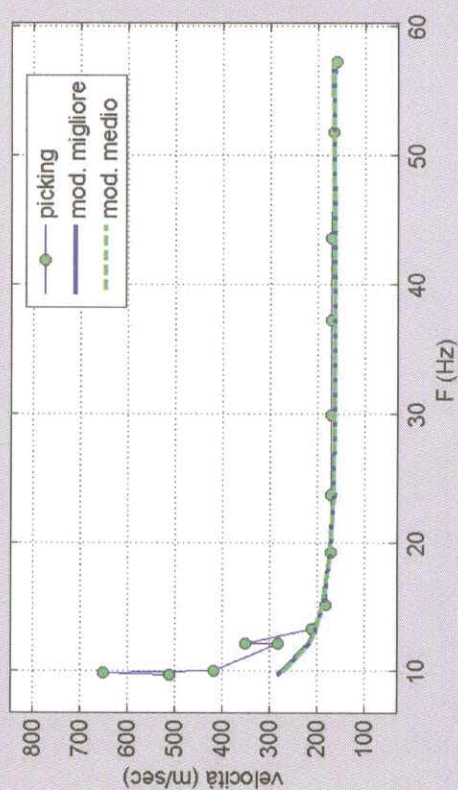
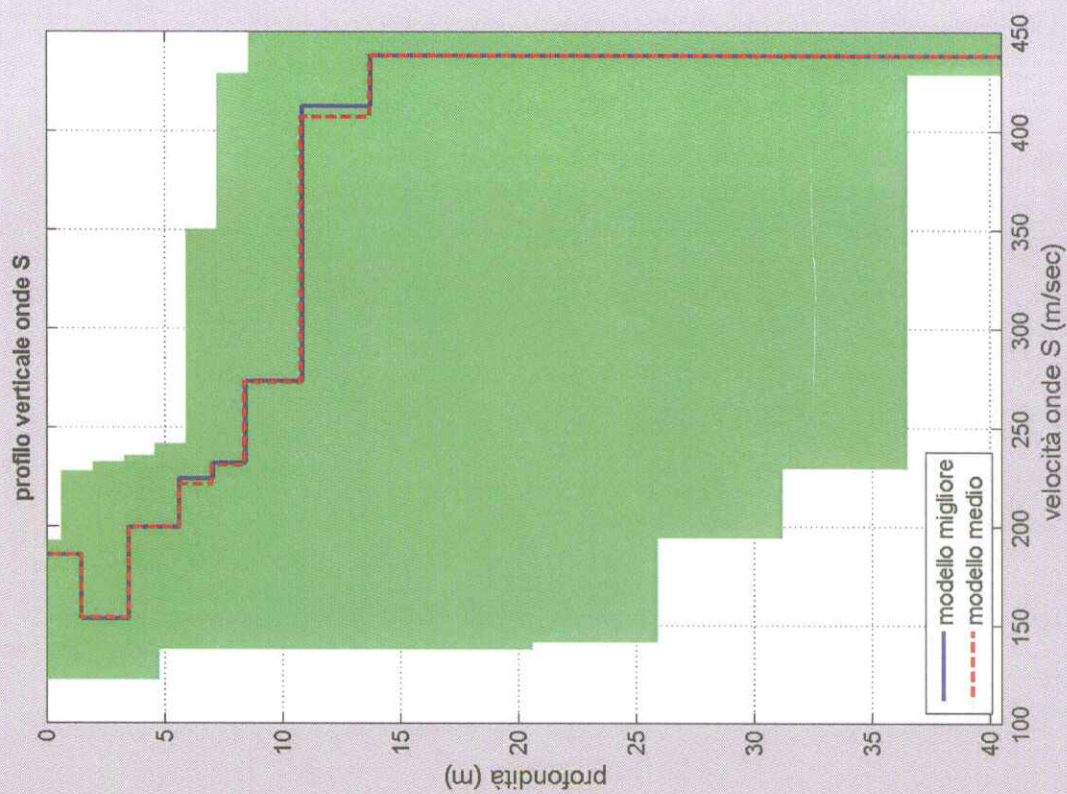
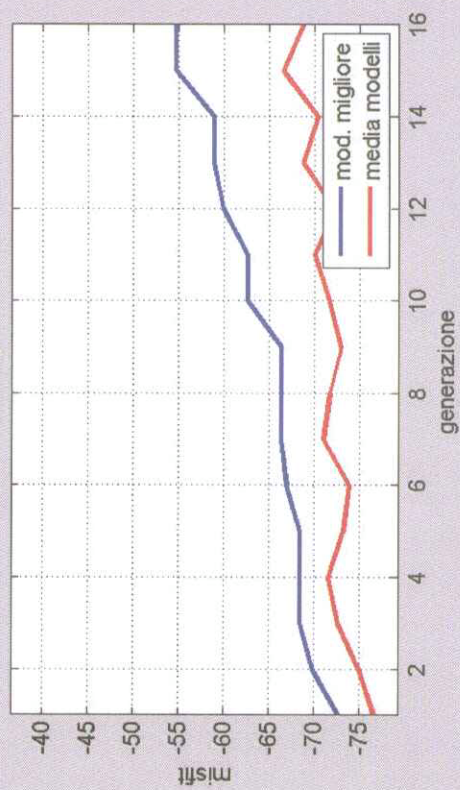


grafico misfit - generazione



[www.eliosoft.it](http://www.eliosoft.it)

**winMASW**

curva di dispersione: pick.cdp

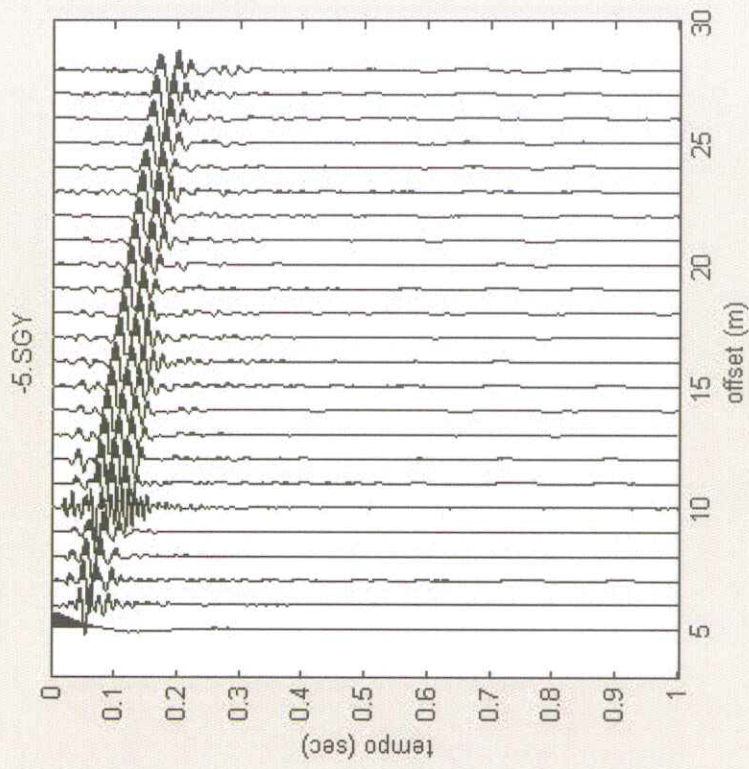
modello migliore VS30: 309 m/sec

modello medio VS30: 309 m/sec



primo passo: caricamento dati

input file



ruota le tracce

movie

?

salva schermata

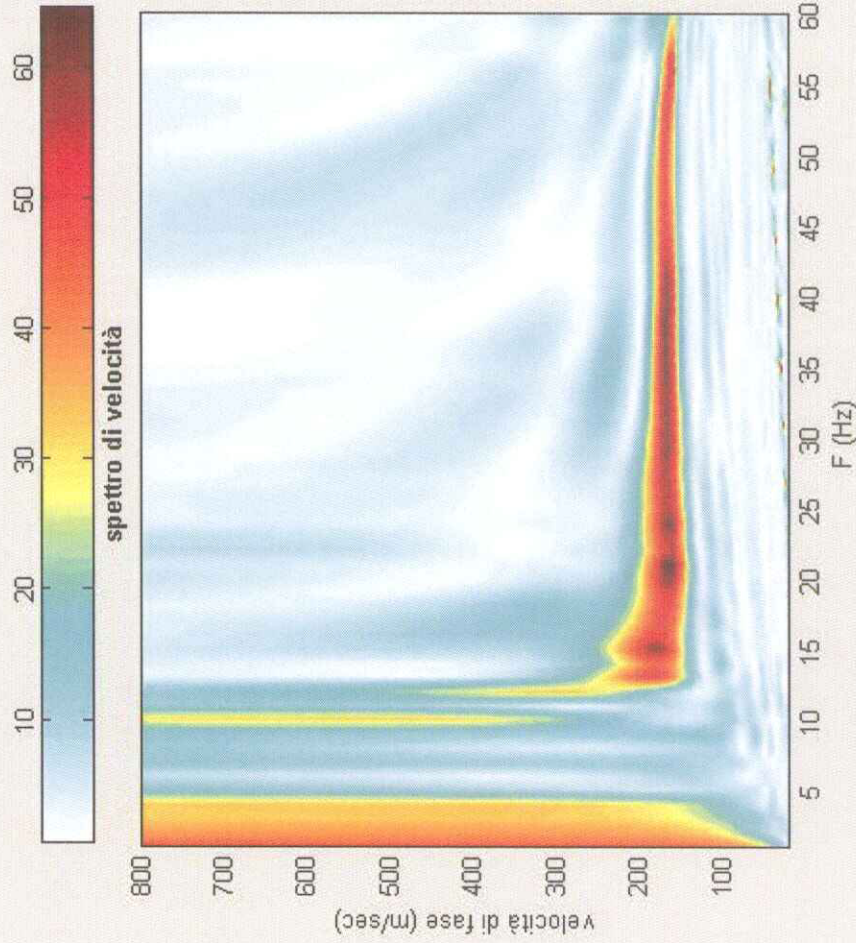
secondo passo: determinazione dello spettro di velocità

calcolo spettro di velocità

Visualizza curve

input curva

?



picking

selezione modo

▼

?

selezionare l'ultimo punto del modo  
utilizzando il tasto destro

salva picking

?

modellazione diretta

parametri

refresh

?

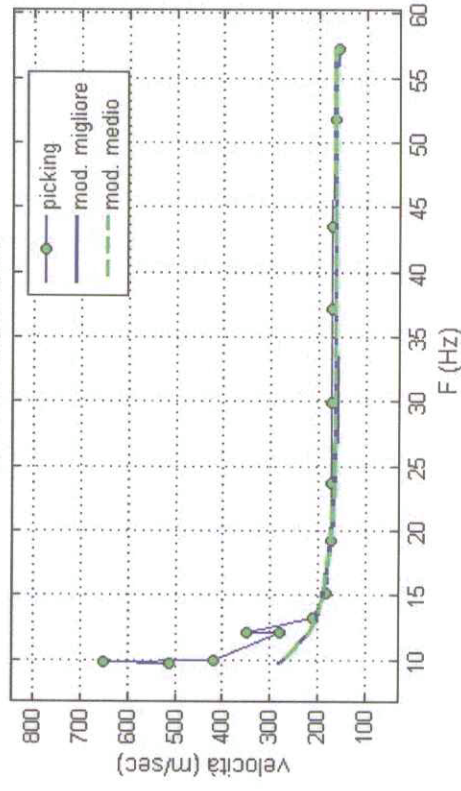
Inversione

Esci

www.eliosoft.it

winMASW

curve di dispersione



profilo verticale onde S

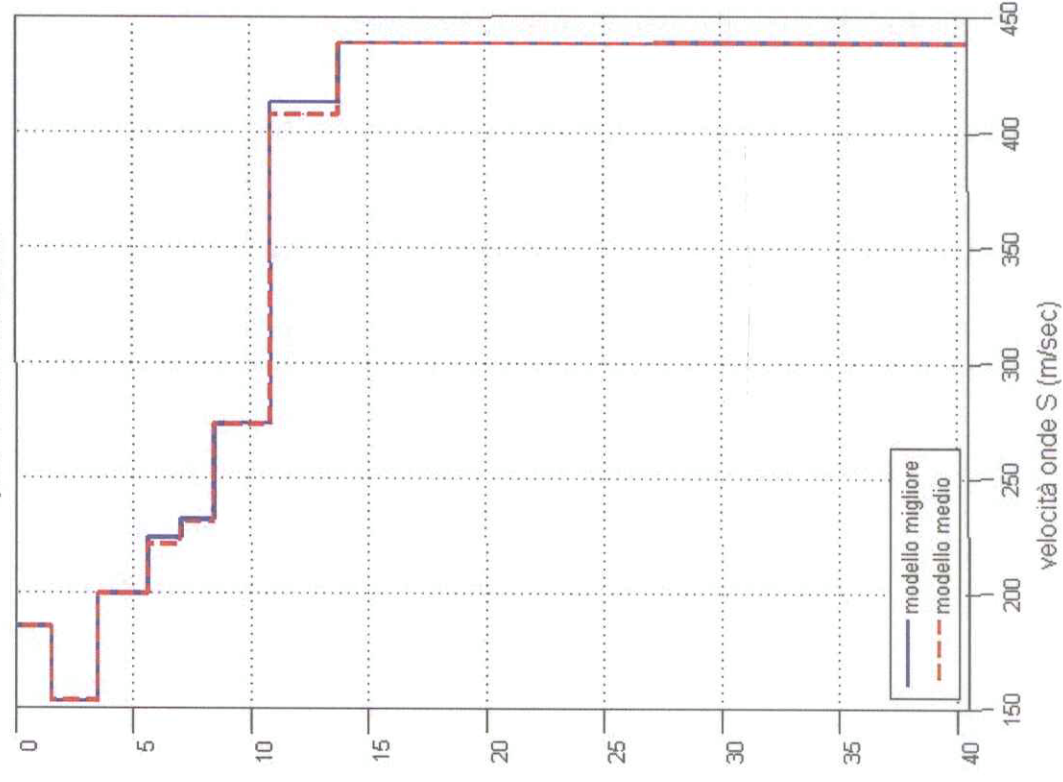
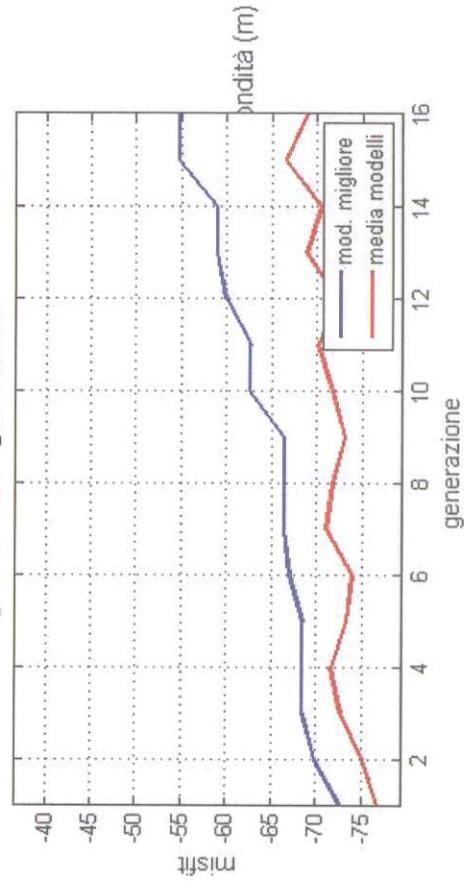


grafico misfit - generazione





## **GEO GROUP s.r.l.**

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

### ***ALLEGATO N° 3***

### ***Verifica alla liquefazione***

# GEO GROUP SRL

VIA CESARE COSTA, 182-41100 MODENA-059828367

Committente: Amm. Com.

Località: Manzolino di Castelfranco Emilia

Descrizione: Ampliamento scuola meterna parrocchiale

Note: falda freatica a - 3.30 m da p.c.

Sigla: 01

## Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)

Profondità (m)	qc(kg/cm <sup>2</sup> )	fs(kg/cm <sup>2</sup> )	Gamma(t/mc)	Sforzo indotto dal sisma T(kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza alla liquefazione R(kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficiente di sicurezza alla liquefazione Fs
1	21	1.69	1.8	0.106	0.164	5.88
2	13	0.91	1.8	0.105	0.09	3.26
3	16	0.58	1.8	0.105	0.08	2.9
4	8	0.39	0.8	0.113	0.061	2.08
5	5	0.32	0.8	0.126	0.056	1.7
6	21	0.46	0.8	0.137	0.136	3.79
7	9	0.26	0.8	0.145	0.059	1.56
8	6	0.26	0.8	0.151	0.056	1.4
9	5	0.32	0.8	0.156	0.054	1.33
10	3	0.26	0.9	0.158	0.052	1.26
11	7	0.39	0.9	0.157	0.055	1.34
12	19	0.91	0.9	0.156	0.063	1.54
13	23	1.1	0.9	0.153	0.064	1.6
14	16	0.91	0.9	0.151	0.059	1.5
15	19	1.1	1	0.147	0.06	1.56
20	20	1.2	1	0.135	0.059	1.67
30	25	1.5	1	0.114	0.058	1.95

Profondità tetto falda(m): 3.3

Profondità base falda(m): 30

Accelerazione sismica di progetto(g)= 0.164

Magnitudo di riferimento= 5

Indice di liquefazione=0.0 rischio molto basso

Fattore di correzione della magnitudo MSF: 3.81

Fs = MSF x R / T

Certificato n.01 del 19/05/2008

Firma

**GEO GROUP**  
Via Cesare Costa, 182-41100  
Il Tecnico  
Dr.ssa CASARINI

## GEO GROUP SRL

VIA CESARE COSTA, 182-41100 MODENA-059828367

Committente: Amm. Com.

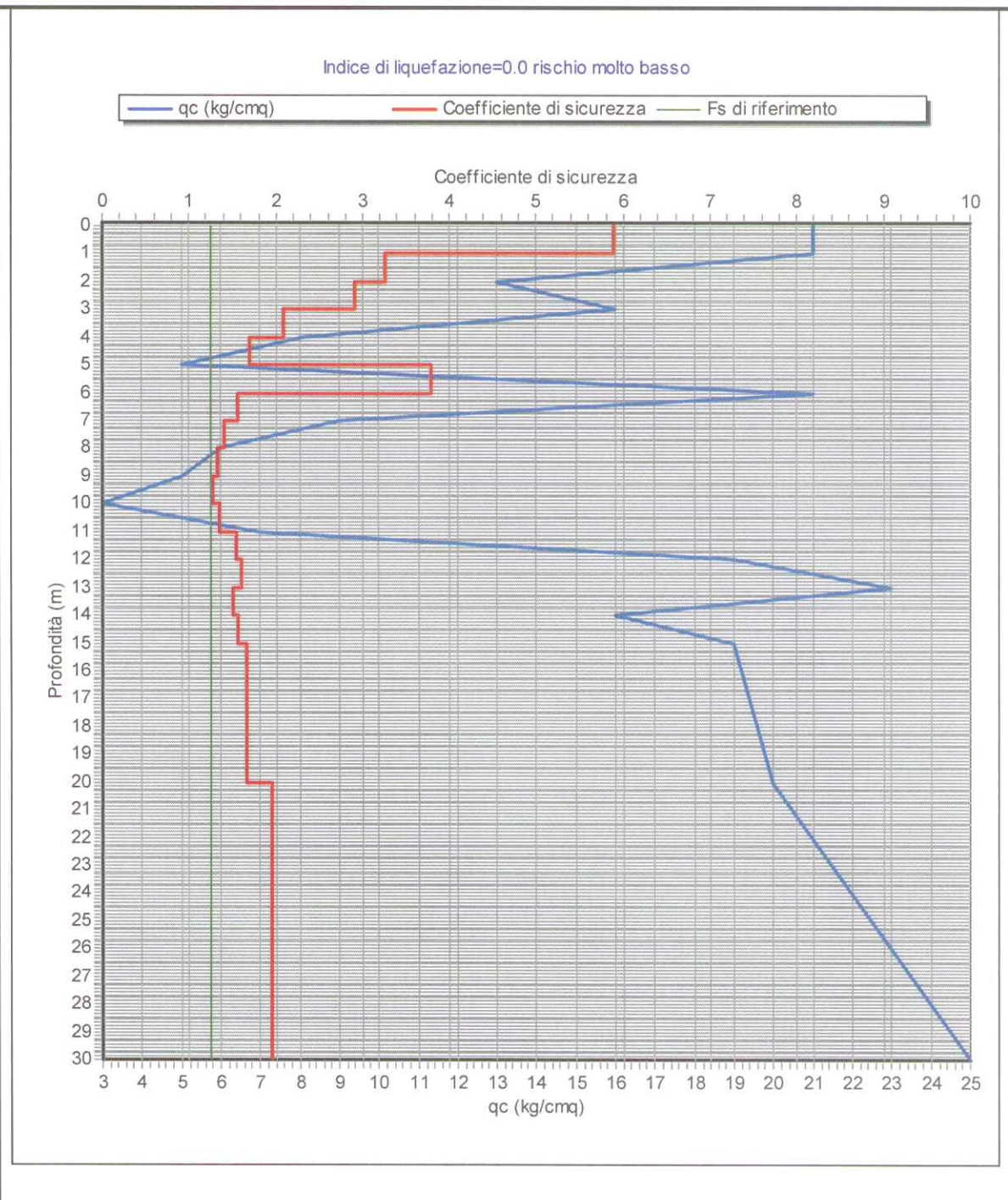
Località: Manzolino di Castelfranco Emilia

Descrizione: Ampliamento scuola materna parrocchiale

Note: falda freatica a - 3.30 m da p.c.

Sigla: 01

### Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)



Certificato n.01 del 19/05/2008

Firma:

**GEO GROUP srl**  
Via Cesare Costa, 182 - 41100 Modena  
Il Tecnico  
Dr.ssa CASARINI Arianna