



CNA
PPC



CONSIGLIO NAZIONALE
DEGLI ARCHITETTI
PIANIFICATORI
PAESAGGISTI
E CONSERVATORI

TORRIONE DEGLI SPAGNOLI

**CONCORSO DI PROGETTAZIONE
A PROCEDURA APERTA IN DUE GRADI
PER LA REALIZZAZIONE DEL COLLEGAMENTO
VERTICALE ESTERNO DEL TORRIONE DEGLI SPAGNOLI
E LA SISTEMAZIONE DELL'AREA ESTERNA DI PERTINENZA
CARPI (MO)**

CUP C92C17000100004

**Prog. n. 237/14 - "Restauro e Risanamento Conservativo
con Miglioramento Sismico del Torrione degli Spagnoli danneggiato
dagli eventi sismici del maggio 2012" - Il Stralcio - lotto funzionale 2**

COMUNE DI CARPI

**Settore S5- Opere Pubbliche e Manutenzione della città
Servizio Patrimonio Tutelato
Viale Peruzzi, 2 - 41012 Carpi (MO)**

**11
RELAZIONE GEOLOGICA**

Indagine Geologica e Sismica preliminare

Vulnerabilità sismica Torrione degli Spagnoli

Geotecnica, Geomorfologia e topografia, Uscienze, Identifica di zone inquadrate, indagini geognostiche, prove CPT, DPM, il
ciclo di prova P.T., Puntuali Geotecniche, fluisce a liberazione di superficie a in loco, GOMMIFICHE e CROSS-ROSE,
Tecnologie Evolutive e Strutturali, Misurazione vibrotile di base della scala con sistema di SEISMICITÀ, Monitoraggio acque
sottosterranee (Integrità GSA SIDA) indagini geotecniche per rilevare anti-geotecniche, con Centro geotecnologico (GMC)

REGIONE: Emilia Romagna.

PROVINCIA: Modena.

COMUNE: Carpi.

COMMITTENTE:



MINISTERO
DEI BENI E
DELLE ATTIVITÀ
CULTURALI E DEL
TURISMO

Direzione Regionale Beni Culturali e
Paesaggistici dell'Emilia Romagna
Strada Maggiore n. 80.
40125 BOLOGNA.

Località Intervento:

Torrione degli Spagnoli - Carpi.

Report dati geologici e sismici

DATA INDAGINE:

Agosto 2014

Il Tecnico:



STUDIO TECNOGEO



Dr. Geol. Riccardo Triches

Via G. Pascoli n° 53 - 41012 Carpi (MO)

e-mail: triches@tecnogeofisica.com
pec: r.triches@pec.it

Tel. 059/698996 fax 059/8672203

Indagine Geologica e sismica preliminare
 vulnerabilità sismica Torrione degli Spagnoli
 Comune di Carpi - Modena

Committente:
Direzione Regionale per i Beni Culturali
e Paesaggistici dell'Emilia Romagna
 Strada Maggiore n. 80
 40125 BOLOGNA.

INDICE

<i>PREMESSA ED INDIVIDUAZIONE CARTOGRAFICA</i>	2
<i>CENNI di GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA TERRITORIALE</i>	2
Inquadramento geologico strutturale	2
Inquadramento geomorfologico	4
Cenni sulla profondità di falda	4
<i>MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO</i>	5
IPOTESI di Verifica preliminare SLU-GEO – Parametri resistenza del sottosuolo	5
SLU GEO – valutazione parametri caratteristici	10
<i>VERIFICHE SISMICHE (NTC 14-1-08)</i>	12
Caratterizzazione Sismica del Territorio	12
Indagini sismiche	12
<i>EFFETTI DI SITO (NTC approccio semplificato)</i>	27
Amplificazione segnale sismico	27
Stima degli spettri di risposta (NTC 08)	29
Dati precedenti: Microzonazione sismica del territorio comunale (eseguita post sisma 2012)	31
<i>SUSCETTIVITA' ALLA LIQUEFAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE</i>	37
Verifica QUANTITATIVA liquefazione	38
<i>CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE</i>	48

Tavole

Ubicazione sito	Tav. 1 (nel testo)
Schemi geologici e tettonici	Tav. 2 (nel testo)
Carta Geomorfologica	Tav. 3 (nel testo)
Planimetria ubicazione indagini	Tav. 4 (nel testo)

Schede INDAGINI eseguite:

Scheda prove geognostiche CPT / CPT-u

Scheda prospezione sismica (masw)

Scheda Indagine Sismica Passiva HVSR (terreno naturale)

Scheda Indagine Sismica Passiva HVSR (sulla struttura)

Fuori testo a line report

Fuori testo a line report

nel testo pag. 22

nel testo pag. 24

PREMESSA ED INDIVIDUAZIONE CARTOGRAFICA

Lo studio geologico e sismico preliminare, oggetto della presente relazione è stato commissionato dalla Direzione Regionale Beni Culturali ed in accordo con amministrazione comunale, per una valutazione della vulnerabilità geologica-sismica di un fabbricato comunale "Tornone degli Spagnoli" a Carpi.

Committente:

Direzione Regionale per i Beni Culturali e Paesaggistici dell'Emilia Romagna
Strada Maggiore 80 – BOLOGNA.

L'area in analisi dal punto di vista cartografico è rappresentata nei CTR della Reg. Emilia Romagna, di cui in Tav. 1, ne è esposto uno stralcio, da cui si evince che l'assetto topografico dell'area in analisi presenta le seguenti caratteristiche:

- Pianeggiante,
- quote medie assolute del piano pavimentato della piazza (da CTR allegato) circa 25.8/26 m slm



Tav. 1
Ubicazione sito su CTR



CENNI di GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA TERRITORIALE

Inquadramento geologico strutturale

L'area in studio appartiene al bacino subsidente Pliocenico-Quaternario della Pianura Padana. Quest'ultima è suddivisa geologicamente in due complessi:

- *uno superiore*, con formazioni Oloceniche costituite da depositi clastici delle alluvioni dei fiumi alpino appenninici e quindi in facies continentale.
- *uno inferiore*, con successioni Pliocenico-Pleistoceniche con sedimenti in facies marina

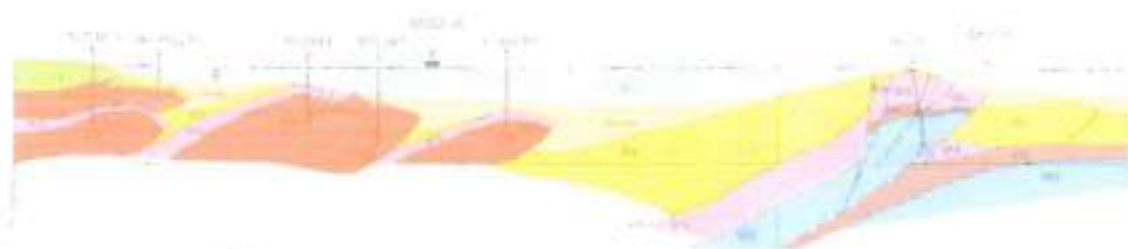
Dette unità litostratigrafiche a livello regionale formano un'ampia struttura sinclinale (quindi con concavità verso l'alto), complicata in numerose pieghe e dislocazioni, che procedendo verso nord, passa a trust simili ad "anticlinale" (concavità verso il basso) con direttrici delle strutture prevalentemente appenniniche che, nell'insieme, determinano una struttura a carattere compressivo.

Tale assetto geologico strutturale, nella fascia centro settentrionale della provincia di Modena, è

contraddistinto da:

- alternanze di sabbie, limi e argille di origine alluvionale (età Pleistocene medio - Olocene RER & ENI-Agip, 1998).
- substrato costituito da depositi marini e transizionali del Pleistocene inferiore e medio, riferibili alla Sabbie Gialle o Sabbie di Imola del margine appenninico-padano (RER & ENI-Agip, 1998).

Tav. 2: schemi geologici e tettonici



La profondità della base della successione alluvionale, rimarca la geometria della struttura cosiddetta delle "Pieghe Ferraresi"; infatti, nelle aree di sinclinale (conca) lo spessore delle alluvioni può superare anche i 500 m, mentre nelle aree di anticlinale (circa in corrispondenza del territorio di Mirandola) tale serie deposizionale, si può ridurre a circa 100 m (RER & ENI-Agip, 1998) od ancor meno, come ad es. in loc. Camurana ove sono presenti "solo" 70-80 m di copertura continentale.

Le formazioni litoidi descritte sono state interessate da movimenti neotettonici che però, in base ai dati pubblicati dal C.N.R. (Progetto Finalizzato Geodinamica), non risulta abbiano manifestato spostamenti (faglie attive) in superficie, nel settore oggetto dell'intervento.

Inquadramento geomorfologico

La successione dei livelli litologici più prossimi alla superficie topografica e di più recente deposizione, è costituita dai depositi alluvionali dei fiumi alpini ed appenninici.

Questi ultimi, nelle passate esondazioni, hanno depositato materiali con granulometria diversa in relazione alla distanza dalle fasce pedemontane.

Il settore in cui ricade il Comune di Carpi (MO), è attribuibile alla fascia deposizionale della Media Pianura Padana Appenninica, formata in prevalenza da miscele di terreni fini, quali argille - limi e sabbie costituite in lenti discontinue, che si ripetono nel sottosuolo, per spessori anche maggiori di 200 + 250 m, com' evidenziano le perforazioni di pozzi per acqua e prospezioni geognostiche di AGIP.

L'attuale assetto geomorfologico consegue in prevalenza dalle passate vicende fluviali del F. Secchia - T. Tresinaro.

Si rilevano infatti due dossi a direttrice prevalente sud-ovest nord-est, osservabili ad oriente e occidentale del capoluogo rispettivamente sub parallelamente al tracciato del Cavo Lama e del T. Tresinaro.

Si tratta di paleovalle (cioè antichi tratti fluviali estinti), inoltre circa 1,5 km a settentrione di Fossoli, si riscontrano aree morfologicamente depresse che costituiscono le fasce vallive di Carpi - Novi (cioè settoni di deposizione che si trovavano lontano dalle antiche aste fluviali), ove in genere si depositavano i materiali più fini, che in tali aree possono costituire omogenee e continue unità argillose anche sino a profondità di 10-15 m.

Tav. 3: carta Geomorfologica Scazio da "Carta Geomorfologica della Pianura Padana" (Foglio 2) ed. SELCA FI 1997



Cenni sulla profondità di falda

Il livello della falda freatica, rilevato nei fori delle prove penetrometriche riferito alla data di esecuzione (agosto 2014), è risultato a - 2.3/2.6 m da pc (cfr. schede Cpt).

In relazione alla profondità dell'acqua nel sottosuolo si osserva che, la presenza di orizzonti essenzialmente argillosi e argilloso-limosi nei primi 3 m da pc, può causare il confinamento localmente della falda e che come conseguenza può essere assente o molto rallentata la risalita di acqua, in

scavi superficiali, spinti in genere nei primi 2/3 m di sottosuolo.

Si consiglia quindi per una definizione corretta, del livello di falda nel sottosuolo, di eseguire scavi sino alla profondità di 3/4 m e verificare la presenza di venute idriche all'interno degli scavi, al fine di ottenere il rilievo della corretta profondità del tetto di falda freatica, presente nel sottosuolo.

MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO

METODICA Indagini E CRITERI GENERALI

Le indagini penetrometriche CPT e CPT-u, eseguite nel contesto di analisi geologica del presente report ed eseguite/ubiccate in accordo ai tecnici incaricati della progettazione strutturale, hanno permesso, nell'ambito e con gli scopi di quest'analisi preliminare, di evidenziare gli aspetti geologici e di riconoscere le caratteristiche del sottosuolo delle zone di sedime dell'edificio in oggetto:

Torrione degli Spagnoli.

Le indagini geognostiche CPT-CPT-u eseguite, hanno permesso di evidenziare gli aspetti geologico-stratigrafici e di riconoscere eventuali "problematiche" delle caratteristiche di massima del sottosuolo, in corrispondenza della struttura in analisi, oggetto di valutazione di vulnerabilità sismica.

In base a quanto previsto da NTC 14-I-08, dato gli scopi dell'indagine e trattandosi di edificio pubblico, non conoscendo al momento attuale la Reale destinazione d'uso cui sarà destinato l'immobile comunale, è stato cautelativamente considerato che la destinazione di uso possa essere "con possibilità di affollamento superiori al normale uso" (classe III) e sono stati conseguentemente adottati i seguenti parametri:

Vita Nominale (V_N):	≥ 50 anni
Classe d'uso (C_U):	III coeff. 1,5
Periodo riferimento azione sismica (V_R):	$V_N * C_U = \geq 75$ anni
Verifiche allo Stato limite ultimo di resistenza del terreno	GEO
Approccio di calcolo 2 combinazione UNICA	coeff. parziali A1, M1 R3
Stato limite di esercizio previsto	SLV (salvaguardia della Vita)
Probabilità di superamento evento sismico (P_{VR})	10%
Limite periodo di ritorno (TR) per SLV	713 anni

In base alle indagini eseguite si è fatto riferimento a valori "caratteristici" prossimi ai valori medi dei parametri geotecnici, propri del sottosuolo coinvolto, (cioè del "volume significativo" di terreno), senza trascurare il contributo della coesione efficace del terreno, prendendo in considerazione meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a medio-lungo termine.

Con tale presupposto, è quindi consigliato considerare le opere di fondazione, come a "sufficiente rigidità", cioè in grado di trasferire le forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti, quindi con compensazione (parziale) delle eterogeneità litostratigrafiche.

Si ricorda che, con la discretizzazione sopra esposta, la verifica dello stato limite di resistenza della struttura (verifica STR), dovrà prevedere che le azioni di progetto in fondazione, derivanti da un DA 2 combinazione "unica", siano ottenute da analisi strutturale, eseguita mediante l'uso dei coefficienti parziali del gruppo A1.

IPOTESI di Verifica preliminare SLU-GEO – Parametri resistenza del sottosuolo

Per individuare le caratteristiche litologico e stratigrafiche del sottosuolo ed in considerazione della zona intensamente antropizzata del sito di analisi, è risultato possibile l'esecuzione di 2 verticali

penetrometriche disposte, in relazione anche alla presenza dei sotto servizi e condotte interrate, il cui posizionamento è stato concordato con l'amministrazione comunale, come indicato in Tav. 4:

Tav. 4: ubicazione indagini



I dati penetrometrici rilevati, sono consultabili nelle schede dei log penetrometrico, CPT-u1, CPT2, contraddistinti da:

Prova penetrometrica Cpt-u1/tav. A

- ◆ 1° log tratto continuo a colore blu = Resistenza alla punta corretta: q_t (MPa) – secondo P.K. Robertson (1983).
 - ◆ 2° log tratto continuo a colore marrone = Resistenza ad attrito laterale: f_s (KPa).
 - ◆ 3° log di colore azzurro = Misura pressione nei pori (idrostatica e penetrazione): U_0 e U_2 (KPa).
 - ◆ 4° log di colore rosso = $\Delta u/Q_t$ rapporto variazione pressione idrostatica e resistenza alla punta q_t
 - ◆ 5° Log di colore verde = Rapporto delle resistenze: $Fr = 100f_s/q_c$ (%) - secondo Searle (1979)
- (1 MPa = 10 Kg/cmq – 100 KPa = 1 kg/cmq)

Cpt-u1/tav. B (diagramma semplificato per miglior lettura bassi valori di q_c)

- ◆ log di sinistra tratto continuo a colore blu = Resistenza unitaria ad attrito laterale: f_s (MPa).
 - ◆ log centrale tratto continuo a colore azzurro = Resistenza alla punta: q_c (MPa).
 - ◆ log di destra punti a colore marrone = Rapporto delle Resistenze: $FR = f_s/q_c \times 100$.
 - ◆ Grafico a destra di colore rosso = Deviazione inclinometrica dalla verticale Δ in m.
- (1 MPa = 10 Kg/cmq)

Prova penetrometrica Cpt2

- log di sinistra tratto continuo a colore azzurro = Resistenza alla punta: q_c (Kg/cmq).
 - istogramma di destra a colore verde = Resistenza unitaria ad attrito laterale: f_s (Kg/cmq).
 - log di destra punti a colore marrone = Rapporto di Begemann o Indice delle Resistenze: q_c/f_s .
- (10 Kg/cmq = 1 MPa)

Per l'indagine penetrometrica CPT-u, la relazione fra resistenza alla punta in situ corretta q_t , resistenza alla punta misurata q_c e le aree del cono (A_c) e del perno del cono A_u (su cui non agisce la U), è:

$$q_t = q_c + U(1-a) \text{ dove } a = A_u/A_c$$

La misura della pressione dei pori (U) contribuisce inoltre a definire in maniera più dettagliata, la litologia del terreno attraversato, soprattutto nei casi di terreno non completamente granulare o non completamente coesivo.

La pressione dei pori misurata è costituita dalla somma della pressione idrostatica (preesistente alla penetrazione alla profondità considerata) ed alla pressione nei pori positiva e/o negativa, prodotta dalla compressione e/o dilatazione del terreno a seguito della penetrazione del cono nel sottosuolo.

In Robertson e C. Campanella (1986), è infatti illustrato la distribuzione della pressione dei pori attorno alla punta, in terreni saturi con caratteristiche diverse, (argille NC e OC o limi teneri oppure sabbie da sciolte a dense (vedi figura 3.42 allegata).

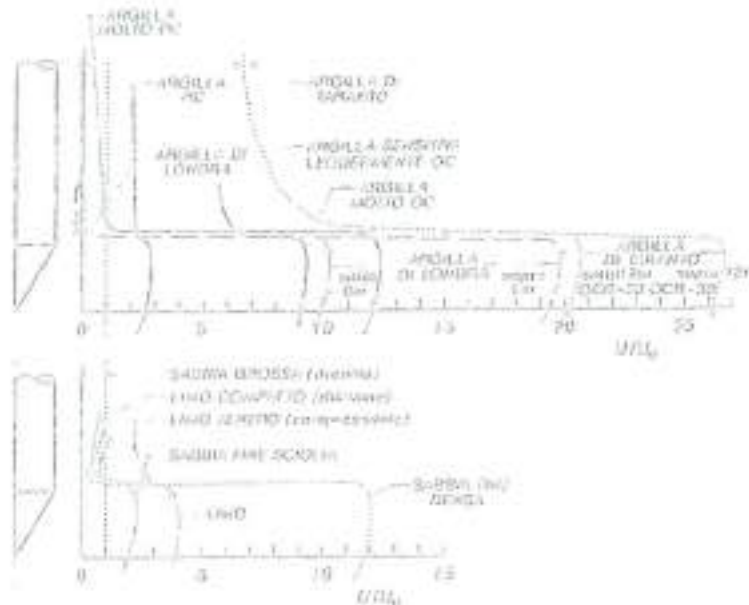


Fig. 3.42
Distribuzione della pressione nei pori lungo la punta, ricavata con il cono CPT, e da un grafico di Robertson e Campanella (1986).
ARGILLA DI TARANTO (leggermente cementata CaCO₃ = 5-3%);
ARGILLA DI LONDA: Due orizzonti non cementati.

estratto da "Pore pressure in situ" a cura di F. Castell - Geo. Graph 1980)

Per la verticale CPT-u, oltre ai diagrammi sopra descritti, è presente una scheda che illustra la classificazione litologica secondo il sistema SBT (Soil Behaviour Type) e la Soil Chart Classification di Robertson e Searle (vedi Diagrammi di Classificazione Litologica CPTu I allegati a fine report).

In base al Rapporto delle resistenze ($FR=100 \cdot fs/qc$ Searle-79) della prova CPTu, nonché per confronto la classificazione SBT e la Soil Chart Classification ed al rapporto di Begemann q_c/fs (della penetrometrica CPT), è stato possibile riconoscere la successione litologica del sito, sotto descritte rispetto al piano campagna al momento d'esecuzione delle prove (pc).

Ad esclusione circa del 100-150 cm di sottosuolo rimaneggiato da pratiche antropiche, queste ultime in relazione alla zona in analisi, "centro storico in prossimità del castello", possono localmente aver interessato anche profondità maggiori, come desunto dal saggio eseguito in prossimità dello spigolo NW del Torrione (vedi Tav. 4 e Foto 1-2 sotto esposte), per cui i terreni investigati possono essere raggruppati, in unità stratigrafiche come sotto esposto.

Ogni orizzonte litologico, è contraddistinto da valori di resistenza alla punta e resistenza ad attrito laterale locali, rispettivamente:

- q_c : Resistenza alla punta corretta o q_c della prova cpt
- f_s : Resistenza ad attrito laterale,

che si possono assumere come rappresentativi delle caratteristiche meccaniche medie dell'Unità descritta:
(si ricorda che $0,1 \text{ MPa} = 1 \text{ Kg/cm}^2$ oppure che $100 \text{ KPa} = 1 \text{ kg/cm}^2$)



Foto1-2: saggio eseguito presso spigolo NW Torrione per consentire ancoraggio del penetrometro, che è risultato non possibile, per la presenza di rottame antropico di media dimensione frammito a terreno anche a profondità maggiori rispetto al fondo scavo ($\approx -1,8/-2 \text{ m}$);
foto a sx panoramica ubicazione saggio
foto a dx particolare, si nota a fondo scavo l'assenza di venute idriche e terreno frammito a scarti di laterizio o/o materiali antropici, presenti anche più in profondità (sino a $-2,5/-2,7 \text{ m}$), che hanno impedito l'esecuzione della prova CPT.
Per l'esecuzione della CPT è risultato quindi indispensabile spostare l'ubicazione più a nord, come indicato in Tav. 4.

Unità n°1

da $-1,0$ a $-2,0 \text{ m da p.c.}$

Orizzonte costituito da terreni essenzialmente argillosi e argilloso limosi, con presenza di terreni rimaneggiati a scarsa consistenza e/o di scarti di laterizio o di materiali granulari antropici (vedi Foto 1-2 sopra esposte), con pronunciata variabilità dei valori di consistenza.

$q_c = 1,8+3/4 \text{ MPa}$ ($18/40 \text{ kg/cm}^2$) in CPT-u1, e con valori di $5/8 \text{ Kg/cm}^2$ in cpt-2;
 $f_s = 0,05+0,08 \text{ MPa}$ ($0,5/0,8 \text{ Kg/cm}^2$).

Unità n°2

da $-2,0$ a $-4/5 \text{ m da p.c.}$

Litotipi essenzialmente limoso argillosi, con incluso fra $4/5 \text{ m}$ lenticelle limo sabbiose discontinue e sottili; il grado di consistenza dell'unità nel suo complesso è di tipo basso, sufficientemente continuo in senso laterale.

$q_c = 0,4+0,7 \text{ MPa}$ con valori max di $8/15 \text{ Kg/cm}^2$ in alcuni livelli di CPT2.
 $f_s = 0,02+0,04 \text{ MPa}$ ($0,2/0,4 \text{ Kg/cm}^2$).

Unità n°3

da -5 a $-11,5 \text{ m da p.c.}$

Alternanze di terreni a composizione essenzialmente limo argillosa e argilloso limosa. Il grado di consistenza dell'unità, è globalmente di tipo medio-alto.

$q_c = 1,2+1,6/2,0 \text{ MPa}$ ($12-16/20 \text{ kg/cm}^2$);
 $f_s = 0,04+0,08 \text{ MPa}$ ($0,4/0,8 \text{ Kg/cm}^2$).

Unità n°4

da $-11,5$ a $-12,5 \text{ m da p.c.}$

Orizzonte essenzialmente limo argilloso con intercalazioni limose e limoso sabbiose in CPT2, l'unità nel suo complesso, presenta un medio alto grado di addensamento.

$q_c = 2+4 \text{ MPa}$.
 $f_s = 0,04+0,8/1,0 \text{ MPa}$.

Unità n°5

da -12.5 a -20 m da p.c.

Bancata essenzialmente limoso argillosa e argillosa, presenta medio basso grado di consistenza (rilevata in Cpt-u1 unica prova spinta a -20 m).

$$q_c = 1,0 + 1,8 \text{ MPa (10/18 kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_s = 0,025 + 0,04/0,06 \text{ MPa}$$

Da un'analisi delle successioni Litotecniche sopra descritte, per l'individuazione di orizzonti granulari saturi (quindi sotto falda) con spessore tale da poter essere assoggettati alle verifiche di liquefacibilità in condizioni sismiche, non sono presenti orizzonti granulari (sabbie) continui, ma unicamente alcune discontinue intercalazioni presenti essenzialmente a circa -3.8/-4.5 m e fra -11.5/-12.5 m da pc.

Stato Limite Ultimo di resistenza del terreno - SLU

Nella valutazione della resistenza cui corrisponde la verifica allo stato limite ultimo del terreno, deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove E_d = valore di progetto dell'azione o effetto dell'azione
 R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Sempre nel contesto di quanto esposto, le azioni trasmesse al sottosuolo dovranno rientrare nel campo di reazione elasto-plastico delle terre.

Per la risoluzione della disequazione di progetto sopra esposta si deve tener conto che:

cioè:

$$E_d = \gamma_E \cdot E$$

e

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R$$

-

Effetto delle azioni sono sempre espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_E \cdot F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d

-

Nella formulazione di R_d compare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione, è stata ipotizzata in questa fase di analisi preliminare, impiegando, un Approccio progettuale di tipo 2 ove è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare nelle verifiche geotecniche, cioè:

Approccio 2 combinazione **A1+M1+R3.**

In base a quanto sopra ed alle tabelle 6.2.11 e 6.4.1 (cfr. NTC 14-1-08), si ottengono i seguenti coefficienti parziali (M1) da applicare ai rispettivi parametri geotecnici appropriati:

coefficienti parziali M1		coefficienti parziali R3	
coefficiente riduttivo	Parametro interessato	coefficiente riduttivo	Valore interessato
$\gamma_{\phi} = 1,0$	tangente angolo resistenza al taglio	$\gamma_R = 2,3$	Resistenza terreno (capacità portante)
$\gamma_c = 1,0$	Coesione efficace	$\gamma_R = 1,1$	verifica a scorrimento
$\gamma_{cu} = 1,0$	Resistenza non drenata		
$\gamma_\gamma = 1,0$	Peso unità di volume del terreno		

Con tale ipotesi si ricavano dapprima i parametri geotecnici caratteristici, che in fase di calcolo possono essere utilizzati nella verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO).

Come previsto da cap. 6.4.2.1 del NTC, infatti la resistenza e le verifiche del complesso geotecnico, devono soddisfare gli stati limiti di:

- 1 Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- 2 Collasso per scorrimento sul piano di posa cioè verifica che in alcuni punti del terreno, si formino zone di deformazioni plastiche (di rifluimento laterale).
- 3 Stabilità globale (cioè calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni e confrontarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, imposti dal progettista-committente, tenendo conto che queste verifiche (agli stati limite di esercizio) possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

SLU GEO – valutazione parametri caratteristici

Tramite utilizzo degli idonei coefficienti geotecnici parziali sopra esposti, si può poi passare dai parametri caratteristici a quelli di progetto.

Il valore della Resistenza di progetto R_p per fondazioni dirette, si ottiene dalla relazione binomia per la valutazione della resistenza limite (Terzaghi, modificata ed aggiornata da Meyerhof, Hansen e Vesic) sotto indicata:

$$R = c'_d N_c s_c J_c + q_0 N_q J_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma J_\gamma$$

dove:

N_c, N_q, N_γ = Coefficienti di capacità portante in funzione di ϕ_d . Si adottano i valori N' in rapporto al tipo di compressibilità dei litotipi riscontrati.

s_c, s_γ = Fattori di forma funzione del rapporto B/L

J_c, J_q, J_γ Coefficienti di Nitem funzione dell'angolo d'attrito di progetto (ϕ_d) e di quello d'inclinazione del carico o del piano di appoggio

q_0 = Peso efficace del terreno al piano d'incastro della fondazione e che contribuisce alla resistenza in relazione al carico laterale dei terreni in kg/cmq

γ = Peso di volume di progetto in kg/cm³

c'_d = Coesione efficace di progetto in kg/cmq

B = Larghezza della fondazione in cm

L = Lunghezza della fondazione in cm

L'analisi geomeccanica dei terreni, è realizzata partendo dai valori di resistenza di terreno (q_c o q_t , f_s) desunti dalle prove Cpt-u/Cpt direttamente eseguite in situ, da cui è possibile ottenere i valori di coesione non drenata, c_u , dalla relazione di Begemann e angolo d'attrito interno apparente, ϕ' , dalle correlazioni di Righi e Marchi.

Noti questi valori di base, secondo l'approccio (NTCO8) delle Variabili Aleatorie, ed in base Design Approach scelto per il caso in esame, il parametro che determina il comportamento del terreno è spesso il valore medio (tenendo in conto gli aspetti riducenti di eventuali strati a scadenti caratteristiche) nell'ambito di una certa superficie o di un certo volume di sottosuolo ("volume significativo").

Dalle prove effettuate emerge una discreta omogeneità delle Unità litologiche, con presenza di variazione locale laterale, in particolare nei primi 2/3 m, globalmente è quindi possibile desumere le caratteristiche di massima sotto indicate:

Prova penetrometrica Cpt-u1

Robertson (1990)	Quota base metro da p.c.	Resistenza alla punta	Resistenza di sbilanciamento	FS (%)	Resistenza di Casse (2009)	Resistenza (2002)	Indice di rigidezza (2002)	Capacità di sbilanciamento (2002)	Misure (2009)	Taglianti (2014)	Indice di resistenza (2002) - GSI	τ	ϕ
Litologia	Z (cm)	qc (MPa)	qs (kPa)	FS%	qs (MPa)	qs (MPa)	$q' (^\circ)$	qs (%)	OCR	Me (MPa)	Es (MPa)	(kPa)	
limo argilloso - Argilla limosa	140	0,80	21,74	75	18,8	80	28	-	2,2	12,6	109,9	5	0,42
limo sabbioso	178	0,60	21,45	51	18,4	-	30	24	5,5	20,4	207,4	4	0,34
Argilla limosa	238	0,60	25,14	84	17,0	52	24	-	2,6	7,8	168,1	8	0,38
Argilla limosa	280	0,40	15,87	91	16,1	20	21	-	1,2	2,3	89,1	2	0,25
limo argilloso - Argilla limosa	326	1,09	28,19	85	16,9	52	28	-	1,4	7,8	145,5	8	0,32
limo sabbioso	342	1,40	26,42	81	17,2	-	28	12	1,4	7,8	174,5	4	0,25
limo argilloso - Argilla limosa	448	1,30	45,73	89	17,4	80	25	-	1,5	3,8	152,0	8	0,42
limo sabbioso	488	0,23	22,77	87	17,2	-	31	18	1,4	3,1	200,5	4	0,18
limo argilloso - Argilla limosa	1288	1,29	41,79	78	17,2	82	24	-	1,1	3,1	170,9	10	0,40
Argilla limosa	1726	1,14	31,82	87	16,8	23	22	-	1,0	3,8	152,7	16	0,39
limo argilloso - Argilla limosa	1910	1,71	28,82	77	17,2	100	24	-	0,8	6,1	178,0	16	0,40
Argilla limosa	2020	1,35	29,82	85	17,2	82	23	-	1,1	7,8	181,5	24	0,42

Prova penetrometrica Cpt-2

Totale (200)	Quota base sotto da p.c.	Resistenza alla punta	γ_s (200)	Resistenza t_c (200) (200)	Resistenza t_u (200)	Modulo M_0 (200) (200)	Modulo M_0 (200) (200)	Grado di sovraccarico	OCR	Modulo M_0 (200)	Modulo M_0 (200)	Modulo M_0 (200)	μ
Laterale	Z (m)	qc (MPa)	FC%	γ_s (t/m ³)	t_c (MPa)	t_u (MPa)	M_0 (GPa)	Gr (t)	OCR	M_0 (GPa)	M_0 (GPa)	M_0 (GPa)	μ
Argilla	1.40	0.50	54	17.1	52	27	-	1.4	8.5	1131	5	0.45	
Silt argilla	1.80	0.36	100	17.1	17	21	-	1.9	1.5	1794	3	0.32	
Argilla limosa	2.20	1.27	30	19.1	77	34	-	5.6	10.2	2078	13	0.42	
Sabbia limosa	2.40	2.50	20	19.2	-	38	Et	5.1	21.2	2708	4	0.31	
Argilla limosa	3.40	0.81	50	16.6	32	21	-	1.7	3.8	1042	3	0.38	
Sabbia limosa	3.80	1.85	40	16.6	-	31	Et	1.7	3.8	1811	2	0.29	
Argilla limosa	4.60	3.51	30	19.2	32	21	-	1.5	2.4	362	7	0.29	
Silt argilla - Argilla limosa	5.40	0.94	40	16.6	12	23	-	1.9	4.2	1182	6	0.40	
Argilla limosa	6.00	1.18	40	16.6	37	24	-	2.8	7.2	3958	16	0.49	
Silt argilla - Argilla limosa	6.40	2.17	31	18.9	126	36	-	2.4	10.3	1907	16	0.44	
Argilla limosa	6.40	1.27	51	17.9	77	34	-	2.1	7.6	4898	26	0.40	
Silt argilla - Argilla limosa	7.20	3.08	78	16.6	102	26	-	1.5	5.7	3252	17	0.42	
Silt sabbioso	11.60	3.97	56	16.6	284	32	20	1.4	30.0	3268	5	0.27	
Sabbia limosa	12.60	0.51	42	18.7	-	30	Et	1.7	38.1	3284	7	0.28	
Argilla limosa	14.60	1.58	52	17.9	30	24	-	1.8	7.6	4792	24	0.41	

Legenda

FC	Contenuto di fessure in percentuale	OCR	Grado di sovraccarico
γ_t	Peso dell'unità di volume totale	M_0	Modulo edometrico
t_c	Resistenza o Coesione non drenata	t_u	Modulo elastico non drenato
Dr	Densità relativa	E_y	Modulo di Young
q'	Resistenza drenata o angolo di attrito	c'	Coesione drenata
		μ	Coefficiente di Poisson

Dati tali presupposti con riferimento ai valori medi di resistenza alla penetrazione (q_t o q_c) relativi alla zona d'influenza sotto la fondazione e lateralmente alla stessa (secondo Meyerhof in genere da 0,5B sopra la base, sino ad almeno 0,8-1,5/3 B sotto/lateralmente ad essa in terreni normal-consolidati), sono stati discretizzati secondo strati con omologhi caratteri granulometrici e di resistenza, per ognuno dei quali calcolati i valori t_u , c' e ϕ' secondo le suddette relazioni.

A questo punto, secondo l'approccio statistico del 5° percentile, sono poi ricavati i valori caratteristici ipotizzando:

- una distribuzione "Normal" per valori di ϕ e γ
- una distribuzione "log-Normal" per valori di t_u , c' .

Dai valori caratteristici, secondo i coefficienti parziali M1 e R3 (vedi tab. a pag. 9), si possono ottenere i valori geotecnici di progetto (C_{ult} , c'_{d} , γ_d e ϕ'_{d}), che in questo caso corrispondono a quelli caratteristici.

Parametro geotecnico	Parametri caratteristici (X_k)	Parametri di progetto (X_d da coeff. M1 tab. 6.2.11 NTC08)	Parametri di progetto (X_d da coeff. M2 int. 6.2.11 NTC08)
Peso dell'unità di volume	$\gamma_k = 1.85/1.9 \text{ t/m}^3$	$\gamma_d = 1.85/1.9 \text{ t/m}^3$	$\gamma_d = 1.85/1.9 \text{ t/m}^3$
Resistenza non drenata	$C_{ult,k} = 0.36/0.38 \text{ kg/cm}^2$	$C_{ult,d} = 0.36/0.38 \text{ kg/cm}^2$	$C_{ult,d} = 0.26/0.27 \text{ kg/cm}^2$
Coesione efficace	$C'_{k} = 0.07/0.09 \text{ kg/cm}^2$	$C'_{d} = 0.07/0.09 \text{ kg/cm}^2$	$C'_{d} = 0.06/0.07 \text{ kg/cm}^2$
Angolo resistenza al taglio	$\phi'_{k} = 21^\circ/23^\circ$	$\phi'_{d} = 21^\circ/23^\circ$	$\phi'_{d} = 17^\circ/19^\circ$

Nel caso la progettazione esecutiva necessiti di utilizzo di altri ipotesi di calcolo con utilizzo dei coefficienti M2 si veda la colonna relativa.

In fase di verifica esecutiva, il progettista potrà infatti valutare, oltre la congruità della disequazione $E_{d,s} < R_d$ anche l'analisi di scivolamento sul piano di fondazione, successivamente alla definizione delle sollecitazioni strutturali verticali ed orizzontali alla base della fondazione stessa.

Per effetto poi delle azioni trasmesse in fondazione, nei terreni si innescano deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa, le cui componenti verticali (cedimenti) assumono valori valutabili in relazione alle dimensioni fondali e devono corrispondere ai valori fissati per le caratteristiche prestazionali, scelte per la struttura in elevazione.

Il progettista in accordo con la committenza, ugualmente in fase esecutiva, potrà verificare la congruità fra

carico strutturale di progetto (Ed), cedimento Sd calcolato (o di progetto) e confrontarlo con la soglia massima tollerabile (Sc) stabilita dal progettista-committente, per soddisfare le caratteristiche prestazionali attribuite alla struttura in analisi.

[Si ricorda che la verifica agli stati limite di esercizio (SLE) potrebbe risultare più restrittiva di quella allo stato limite ultimo (SLU)].

VERIFICHE SISMICHE (NTC 14-1-08)

Caratterizzazione Sismica del Territorio

Con riferimento alla caratterizzazione sismica della zona d'intervento e del territorio comunale, si ritiene utile puntualizzare quanto segue:

- ◆ *la nuova Ordinanza P.C.M. n° 3274 del marzo 2003, pubblicata Supl. Ord. N° 72 della G.U. n° 105 del 8/5/03, contiene le norme ed i criteri generali per la nuova classificazione sismica del territorio nazionale, con classificazione per la Regione Emilia Romagna di 105 comuni in zona 2 (di cui 16 di nuovo inserimento), 214 comuni in zona 3 (tutti di nuovo inserimento) e 22 comuni in zona 4 (tutti di nuovo inserimento).*
- ◆ *In base ad All. 1 ed alle relative "Norme Tecniche" dell'Ordinanza 3274 DPCM sono distinte 4 zone, caratterizzate ognuna da una propria accelerazione d'ancoraggio dello spettro sismico di risposta elastico; il comune di **Carpì** è stato classificato in zona 3 con accelerazione orizzontale d'ancoraggio (a_g/g) pari a 0,15.*
- ◆ *dal 1-7-09 è entrato in vigore le nuove Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) del 14-1-08 e relativi allegati, quindi in riferimento alla caratterizzazione dell'azione sismica del sito d'intervento, si devono preliminarmente valutare:*
- *eventuali possibili fenomeni di instabilità e di cedimento permanenti, causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento o fenomeni di amplificazione locale in caso di terremoto (art. 2.5 All.2 e art. 2.3 All. 2 vedi O.P.C.M. 3274/03 e O.P.C.M. 3431/05 o Delib RER n° 112/07)*
- *nell'ambito della valutazione dello Spettro di Risposta Elastico (art. 3.2.3 All. 2 vedi O.P.C.M. 3274/03 e O.P.C.M. 3431/05) per tutti i nuovi interventi, deve essere determinato il parametro S della nuova normativa del 2003 (a seconda del profilo stratigrafico e topografico del terreno) quindi stabilire la Categoria del suolo di fondazione (in base a quanto disposto dal art. 3.1 All. 2 vedi O.P.C.M. 3274/03 e NTC 14-1-08).*

Indagini sismiche

Lo scopo dello studio, è la determinazione in sito della velocità delle onde trasversali (Onde di taglio-onde S) dei terreni in esame, per la caratterizzazione sismica dell'area in oggetto.

Con riferimento alla caratterizzazione sismica della zona d'intervento ed in base alle norme sopra ricordate ed in considerazione della struttura in esame edificio storico "Torre degli Spagnoli" sono state effettuate indagini sismiche idonee ad ottenere confronto fra la frequenza fondamentale del sottosuolo e possibili interferenze con il 1° modo di vibrare come sotto indicato:

- ◆ *N. 1 stesa di acquisizione sismica Masw (V_{320})*
- ◆ *N. 1 rilievo Microtremori sismici su terreno naturale (frequenze fondamentali suolo f_0).*
- ◆ *N. 5 rilievi Microtremore sismico su struttura (definizione 1° modo vibraz. struttura)*

Indagine sismica Masw

Lo scopo di un'indagine sismica di tipo MASW appositamente eseguita, nel sito d'intervento, consente la determinazione diretta della velocità delle onde trasversali (Onde di taglio - Sh/Sv) dei terreni del sottosuolo in esame e da queste si ottiene una corretta caratterizzazione della categoria sismica, del sottosuolo dell'area in oggetto.

L'indagine sismica adottata, Masw (in sismica attiva) è stata scelta in funzione delle limitazioni che affliggono in genere misure di onde Sh in metodi a rifrazione tradizionali (come ad es. difficoltà di generazione di onde polarizzate Sh o

inversioni di velocità identificabili con difficoltà o valutabili con costosi lunghi ed impegnativi metodi sismici in foro Cross-Hole e/o Down-Hole).

La tecnica non invasiva sismica (Masw), è una tecnica di superficie, ampiamente testata (perfezionata già dal 1999) ed è contemplata fra le indagini per la definizione rigorosa del profilo di Vs per caratterizzazione sismica del sito (NTC-08 e ad es. Lai, Foti e Rota "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione - IUSS Press Eucentre 2009) e risulta migliore per la caratterizzazione del primo sottosuolo.

Tecniche basate su utilizzo di registrazioni di microtremoni di origine naturale e/o antropica (tecniche passive) possono caratterizzare infatti il sottosuolo più in profondità, da diverse decine sino (alle volte) anche a cento metri (Lai et alii - IUSS Press Eucentre 2009) ma con minor risoluzione per la zona prossima alla superficie, che invece più interessa.

Diversi autori (Lachet e Bard 94, Bard 99, De Ferrari et alii - Università studi di Genova 2008) per terreni alluvionali quali quelli in oggetto, segnalano inoltre che sistemi d'acquisizione in sismica passiva, sono poco idonei, in quanto l'utilizzo di tecniche passive, per la definizione del profilo vs/profondità, è possibile o consigliabile nel caso di:

- intenso "rumore antropico" (che impedisce o maschera l'acquisizione dei dati in sismica attiva)
- discreto contrasto di impedenza sismica (>2,5-3) fra il substrato (sismico) ed il materasso alluvionale sovrastante.
- è importante l'interramento del sensore sismico passivo (per migliorare l'accoppiamento sensore-terreno), quindi altri autori (Komo e Ohmachi 98, Bard 99, Bindi et alii 2000, Parolai et alii 2002) consigliano di evitare terreni caratterizzati da: erba, fango, terreno saturo, neve, ghiaccio, materiali incoerenti in superficie (ghiaia, ciottoli, quindi piazzali rilevati ecc.), coperture artificiali con piastrelle, superfici sintetiche, parquet ecc.

In base a quanto sopra, per caratterizzare in modo corretto il sottosuolo, dal punto di vista del profilo Vs/profondità è stata realizzata un'indagine:

prospezione Masw, (rilevazione onde di Rayleigh - tecnica in sismica attiva)

La Base Masw eseguita, per le possibilità operative presenti in corrispondenza del sito di intervento, presenta lunghezza (Compreso il punto di shot) e geometria come sotto indicato:

Masw_Torrione	
> Numero geofoni	24
> Spaziatura geofoni	2.0 m
> Lunghezza stendimento geofonico	46.0 m
> Distanza punto di shot da ultimo geofono	10 m
> Lunghezza complessiva	56 m

Con tecnica Masw (indagine sismica non invasiva di superficie) si ottiene una modellazione del sottosuolo, basandosi sulla propagazione delle onde di Rayleigh, oggi realizzata mediante approcci multi stazioni, che risultano robusti ed efficienti (Foti, 2000; Lai e Wilmanski, 2005) rispetto ai primi approcci del metodo, che si basavano essenzialmente su 2 ricevitori (Prova Sasw - Stoke et al., 1994).

Queste prove (masw-sasw) sfruttano la proprietà della dispersione geometrica, che rende la velocità di propagazione delle onde di Rayleigh (V_R) dipendente dalla frequenza di eccitazione in mezzi verticalmente eterogenei.

L'onda di R. costituisce un particolare tipo d'onda sismica ed è facilmente individuabile in quanto ha una velocità differente dai treni d'onda delle onde P ed S risultando più lenta anche di queste ultime, con una velocità di propagazione $V_R \approx 0,9 \div 0,96 V_s$ (da V. Sacco Lab. Geofisica Appl. Dip. Ing Territorio Politecnico di TORINO)



Fig. 1 : sismogramma che evidenzia l'arrivo distinto di onde P, S e di Rayleigh (da Crespellani e Faccionasso "Dinamica dei terreni")

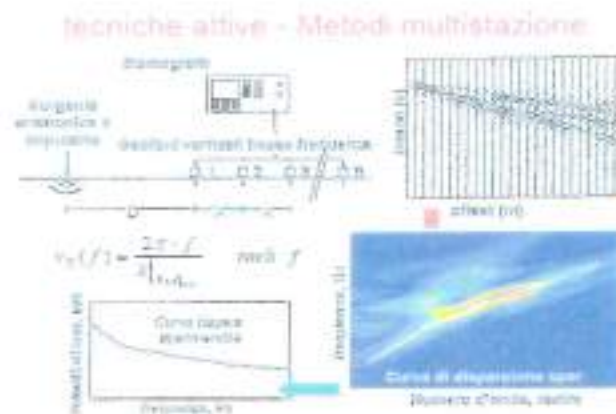
L'onda di Rayleigh si trasmette infatti sulla superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo ed è il risultato dell'interferenza e della combinazione d'onde sismiche di pressione (P-waves) e onde di taglio polarizzate verticalmente (SV-waves).

La prova consiste nel produrre sulla superficie del terreno, in corrispondenza del sito da investigare, una sollecitazione dinamica (alla stregua di un "piccolo sisma") e nel registrare le vibrazioni prodotte sempre in corrispondenza della superficie, a distanze note e prefissate.

Il profilo di V_s viene determinato attraverso la soluzione di un problema matematico di inversione della curva di dispersione (V_R in funzione della frequenza).

In un mezzo reale stratificato avviene una dispersione delle onde prodotte; in altre parole, una deformazione del treno d'onda, dovuto alla variazione della velocità di propagazione, con la frequenza, che varia in relazione alle caratteristiche di "rigidezza" di ogni singolo strato.

Nella figura sotto esposta (da V. Socco Lab. Geofisica Appl. Dip. Ing Territorio Politecnico di TORINO) è ben riassunto il processo di acquisizione ed il passaggio alla curva di dispersione:



Gli elementi a bassa frequenza penetrano quindi più in profondità, con velocità di fase in genere più alta, rispetto alle componenti ad alta frequenza.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, visualizzato dai grafici $V(\text{fase})/f(\text{frequenza})$, tramite programmi di elaborazione, è convertito in profili V_s / profondità.

Interpretazione dati acquisiti

Prospezione MASW onde di Rayleigh

L'interpretazione delle tecniche di rilievo sismico MASW traggono spunto come sopra accennato dalle prime tecniche studiate da Nazarian e Stokoe (1984-94) che per primi hanno presentato il metodo SASW che utilizzava una sorgente d'impulso e 2 soli sismometri di rilevazione (1 Hz).

Tale tecnica come d'altronde anche la Masw, è basata sul fatto che osservando il segnale che si propaga nel suolo a seguito di una energizzazione, è notorio che la quasi totalità dell'energia (circa 2/3 o più) si propaga tramite onde superficiali (onde di Rayleigh).

A tale scopo Park et Alii (1999) hanno studiato e sviluppato il metodo MASW, per sopperire alle difficoltà d'applicazione, della tecnica Sasw in diverse situazioni.

La differenza principale è l'utilizzo simultaneo di 24 (o più) geofoni (sismometri polarizzati verticalmente a bassa frequenza - 4,5 Hz) per consentire di ricavare numerosi profili di velocità V_s , ottenuti dallo studio delle velocità di fase, dei numerosi treni d'onda di Rayleigh, che sono registrati ai sismometri.

A tal proposito onde evitare erronee credenze, è utile fare alcune precisazioni circa la tecnica Masw:

1. le basi teoriche della tecnica di Acquisizione Masw, (analisi ed elaborazione delle onde di superficie di Rayleigh) sono completamente diverse dai postulati alla base delle classiche indagini sismiche in onde P od S (simica a riflessione o rifrazione).
2. nell'acquisizione con tecnica Masw, non è quindi possibile attribuire alla tecnica un classico coefficiente geometrico, che esprime la profondità di investigazione in funzione della lunghezza della stesa sismica, (come nella riflessione o nella rifrazione), ove infatti le metodiche di interpretazione si basano sui tempi di arrivo ai geofoni delle onde riflesse o rifratte (quindi si misurano dei tempi).
3. nelle Masw invece NON SI MISURANO DEI TEMPI, ma viene eseguita una trattazione spettrale dei sismogrammi e mediante trasformata di Fourier si restituisce lo spettro del segnale sismico nel dominio frequenza (f) n° d'onda (k) detto anche dominio f-k.

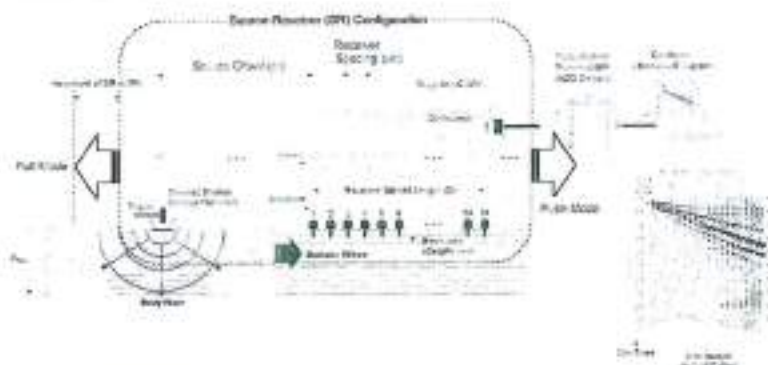
A chi opera correntemente ed utilizzando criteri di qualità in campo sismico, è noto infatti che è assolutamente controproducente imporre l'uso di array lunghi o esageratamente lunghi, in modo particolare se per far questo, a causa della presenza di stratigrafia variabile lungo la stesa, i ricevitori collocati nella prima parte dell'array danno informazioni discordanti con quelle ottenute dall'ultima parte dell'array, in questi casi, sono quindi da considerarsi poco utili ed fonte di un cospicuo segnale di disturbo.

La sorgente di shot che è sempre posizionata esternamente all'array, fa parte integrante della lunghezza della stesa (infatti nell'elaborazione si deve sempre esplicitare la distanza dello shot dal 1° geofono) ed è posta ad una distanza che deve essere un buon compromesso tra alcune problematiche:

- se la sorgente dello shot è troppo vicina all'array, l'approssimazione di onda piana, specialmente per i primi geofoni dell'array (molto vicini alla sorgente) può difficilmente ritenersi valida, quindi nella fase di elaborazione dei dati, possono prodursi risultati affetti da errori.
- la soluzione al problema precedente potrebbe teoricamente essere quella di portare la sorgente molto lontano, (almeno 10 volte la lunghezza dell'array), ma sfortunatamente sarebbe richiesta una potenza (da associare all'energizzatore) troppo elevata, difficilmente attuabile soprattutto quando si opera in ambito urbano.
- questo tema è molto acceso e discusso da vari autori ma praticamente inconcludenti, in quanto è dimostrabile (con simulazioni matematiche) che non può esistere una soluzione univoca.
- si può quindi considerare come IDONEA (o minima) la distanza tra sorgente e 1° geofono es. a 2 o 3 volte la spaziatura degli stessi, ottenendo in tal modo un incremento di acquisizione e di risoluzione sugli strati superficiali, mentre portando lo shot a 5 o 8 volte la spaziatura, si ottengono dati e maggior risoluzione per una analisi in profondità.
- con spaziatura dei geofoni ridotta, per ottenere dati in profondità si può aumentare la distanza del punto di energizzazione, avendo a disposizione prove dirette (CPT-DPM sondaggi ecc.) che consentono il miglioramento e la taratura della risoluzione superficiale.

I geofoni possono quindi essere spazati da 0,5 sino ad un max di circa 8-10 m (in funzione come sopra ricordato del sistema di energizzazione) e forniscono una ridondanza statistica delle misure delle velocità di fase, avvalorandone quindi la veridicità (rispetto al metodo Sasw che si basava solo su di un'unica misura).

Le tracce dei sismogrammi, possono essere salvate nel dominio temporale, permettendo quindi di distinguere ed evidenziare (nel record di registrazione) le onde di Rayleigh, caratterizzate da elevata ampiezza di segnale (la quasi totalità dell'energia prodotta si ripartisce nelle onde di Rayleigh).



Dal sismogramma tramite una trasformata (Fourier) si ottiene lo spettro nel dominio, **frequenza (f) – numero d'onda (k)**, e da quest'ultimo, dall'analisi cui corrispondono i massimi spettrali (senza trascurare i modi superiori se presenti) si può risalire alla curva di dispersione (cioè un grafico ampiezza/frequenza) mediante la relazione:

$$V_R(f) = f \cdot k$$

che consente di individuare il segnale proprio, relativo alle onde superficiali di Rayleigh, che interessano tale metodologia.

Il processo iniziale di individuazione della curva di dispersione caratteristica del sito in esame, è ottenuto tramite il software (**SWAN** vers. 2008) seguito poi da una fase di elaborazione-interpretazione, tramite "analisi spettrale".

Si procede sostanzialmente nella risoluzione del cosiddetto problema inverso: a partire dalla curva di dispersione misurata in situ, si arriva al modello di stratificazione del terreno con i relativi parametri sismici, secondo il seguente schema:

- Concatenazione dei file contenenti i record di registrazione in situ.
- fase di pre-processing per "ottimizzare" i record stessi in modo da migliorare la qualità dell'interpretazione cioè eventuale filtraggio o "pulizia" dei dati grezzi.
- Passaggio dal sismogramma al dominio spettrale mediante trasformata FK.
- Analisi spettrale mediante Picking dei punti dello spettro, per ottenere la curva di dispersione sperimentale; la procedura consiste nel trovare per ogni frequenza dei massimi assoluti/relativi dello spettro FK, finalizzata alla individuazione del modo fondamentale di propagazione dell'onda (ovvero quello a velocità minore), senza trascurare (analisi multimodale) di ricercare anche eventuali modi superiori (se presenti).
- Estrazione curva di dispersione sperimentale mediante la procedura sopra indicata dallo spettro FK.
- Inversione: tale procedura è avviata allo scopo di ottimizzare un modello stratigrafico che sia relativo e sovrapponibile alla curva di dispersione sperimentale propria del sito; in tale procedura il programma SWAN utilizza una tecnica di inversione lineare tipo OCCAM che presenta il vantaggio di minimizzare l'errore quadratico medio tra dati sperimentali e dati teorici. In linea generale come in gran parte dei processi di inversione (definiti "try and error") l'inversione viene fermata quando un determinato parametro, definito ϵ (cioè la differenza fra dato osservato e dato calcolato) è in genere $< 2-3\%$. L'inversione OCCAM, utilizzando differenze quadratiche medie, da risultati ancora migliori, di un'inversione lineare classica, dato che quando si raggiunge lo stop dell'inversione (ϵ_{MIN}) cioè un valore percentualmente molto piccolo, la sovrapposizione delle curve è davvero molto buona.
- Fase di ottimizzazione e di taratura della curva teorica, realizzata contestualmente alla procedura d'inversione, con inserimento (eventuale) di strati sino ad un max di 30, assegnazione di moduli di Poisson e taratura dello spessore degli strati mediante confronto con prove dirette (prove penetrometriche, stratigrafie di sondaggio, colonne di perforazioni di pozzi ecc.) ed eseguendo ulteriori processi di inversione allo scopo di raffinare il risultato ottenuto, cioè una curva di dispersione teorica finale molto ben sovrapposta a quella sperimentale.

L'obiettivo finale è l'ottenimento di un profilo verticale delle Vs, minimizzando le imprecisioni (risultati random), ottenendo quindi un modello finale ad elevata attendibilità e mediante le tarature apportate, fortemente rappresentativo, del reale profilo Vs/profondità del sito in analisi, come d'altronde suggerito anche da ricercatori in ambito geofisico (es. Dal Moro et alii Gruppo Esplor. Geofisica - Dip. Geol e Scienze Marine Univ. Trieste "cosa migliore è confrontare lo spettro di velocità osservato, con le curve teoriche di dispersione di un modello che riteniamo plausibile per l'area sotto esame. ").

- I dati della prospezione Masw ed in particolare il grafico "velocità sismica V_s – profondità", è contenuto nella allegata scheda: **Prospezione Sismica di Superficie –MASW (Mw_Torrione)**
- ove sono riportati:
 - Committente, cantiere, località, nome file, strumentazione utilizzata e caratteristiche indagine, data, direttore lavori e i risultati dell'elaborazione:
 - ↪ Sismogramma misurato in campagna rappresentato nel dominio spazio/tempo
 - ↪ Spettro FK - Frequenza (Hz) / Numero d'onda (rad/m)
 - ↪ Sovrapposizione tra curva di dispersione e curva teorica nel dominio Frequenza (Hz) / Velocità di Fase (m/s)
 - ↪ Grafico del modello della velocità – Velocità V_s (m/s) / Profondità (m)

Osservazioni e Considerazioni sulle tecniche di inversione:

- Le tecniche d'inversione possono fornire soluzioni non univoche, ma proprio per ovviare a questa possibilità, si eseguono TARATURE, con dati reali del sito (prove cpt, stratigrafie, pozzi ecc.) utilizzando anche parametri che esprimono la "rigidezza" degli strati individuati (es. coeff. Poisson), proprio per indirizzare l'inversione verso un modello molto vicino a quello reale.
- La funzione obiettivo (il misfit tra dato osservato e dato calcolato) è prossima a zero, solo in caso ideale in assenza di rumore; per questo motivo il sismogramma può essere trattato o filtrato per ridurre al minimo od eliminare eventuali rumori o disturbi esterni, che non hanno nulla a che fare con l'onda sismica che stiamo analizzando.
- E' fuorviante e sbagliato attribuire una percentuale di errore eseguendo una operazione di alterazione delle velocità sismiche, ottenute dall'esecuzione dei dettagliati processi di inversione sopra esposti.
- Esempio attribuendo un errore globale del $\pm 10\%$, quindi alterando le velocità sismiche ottenute moltiplicando $*0,9$ le V_s dei singoli strati, perché in tal modo si annienta completamente l'elaborazione Masw, che è stata fatta con cura ed esperienza secondo principi codificati e consolidati.
- Infatti ipotizzando possa esistere un modello V_s /profondità analogo a quello definito con l'interpretazione corretta della prova Masw, ma con velocità alterate (cioè diminuite/aumentate del 10%) si otterrebbe un Match fra curva sperimentale e teorica completamente non attendibile. A titolo di esempio si allegano alcune figure che illustrano tale erronea operazione di alterazione delle V_s calcolate:

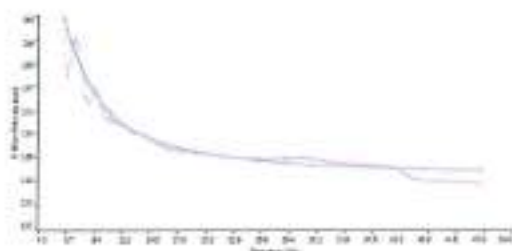


Grafico con sovrapposizione fra curva dispersione sperimentale (magenta) e curva teorica (blu) ottenuta dal processo inversione Masw dominio frequenza/velocità.
Si noti la quasi perfetta corrispondenza del fitting fra le due curve

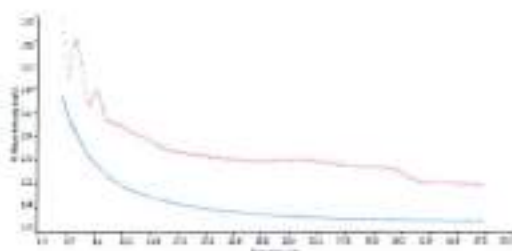


Grafico con sovrapposizione fra curva dispersione sperimentale (magenta) e curva teorica "alterata" modificando le V_s diminuendole erroneamente del 10% (blu) dominio frequenza/velocità.
Si noti la completa "sfasatura" della curva teorica sinonimo di un allontanamento dalla reale stratigrafia sismica che caratterizza il sito quindi un modello NON ACCETTABILE

Le curve di dispersione sopra esposte sono riferite ad un generico sito, con stratificazione a 5 strati, mantenuti identici nelle 2 simulazioni, con coefficienti di Poisson assegnati uguali nelle 2 simulazioni (variabili fra 0.45-0.48); nell'esempio sopra riportato si otterrebbe infatti una $V_{234} \approx 188$ m/sec [grafico a sinistra - **elaborazione corretta**] e $V_{234} = 170$ m/sec [grafico a destra- **completamente fuori fitting**].

Categorie di suolo di fondazione (Azione sismica di progetto [V_{s30}]).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (come previsto da art. 3.2 del DM 14-1-08) sono stati esaminati i dati ottenuti dalle prospezioni sismiche di superficie, per la caratterizzazione del sottosuolo basata sulla misura diretta dei valori della velocità media delle onde di taglio V_s .

Da tale analisi (metodo sismico attivo-MASW) si rileva un tendenziale progressivo lento incremento con la profondità dei relativi valori di velocità delle onde V_s , di seguito riassunti:

Mw_torrione

strato n°	Velocità onde S (V _s)	Profondità base strato (m)	Spessore singolo strato (m)
1	155	1.70	1.70
2	182	2.46	0.76
3	194	4.19	1.73
4	202	6.37	2.18
5	211	10.52	4.15
6	229	20.75	10.23
7	242	30.0	9.25

In base a quanto sopra, la classificazione delle categorie dei suoli di fondazione, come da All. 2 (cfr. Ord. Pres. Consiglio dei Ministri 3274 del 20-3-2003 e art. 3.2.2 DM 14-I-08), ai vari strati sismo stratigrafici individuati, è stato associato il valore della velocità V_s direttamente misurate, consentendo di ottenere la V_{s30}, cioè la velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo, dall'espressione:

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

Dove:
 h_i = spessore dello strato i-esimo
 V_{si} = velocità onde S nello strato i-esimo
 N = numero strati considerati

Ottenendo in base ai dati sopra esposti, ed in base a quanto previsto da art. 3.2.2 NTC08, "Per le fondazioni superficiali tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, ...", quindi in considerazione che nella struttura esaminata esiste un piano al di sotto del livello della pavimentazione di esecuzione della indagine Masw, che da planimetrie pervenute da tecnico della amministrazione comunale, ove si evince che l'interrato è ad almeno 1,3 m circa dal piano piazza Martini, è stata considerata un piano di posa cautelativo ad almeno - 2,0 da pc, quindi con tali presupposti la valutazione del parametro V_{s30} risulta:

Prospezione MW_Torrione

V_{s30} = 225 m/sec (da -2.0 a -32.0 m)

Da cui si evince che il valore di V_{s30} ottenuto, può essere attribuito alla **categoria del suolo di fondazione di tipo C** (cfr. All.2 Ord. PCM 3274/03 e art. 3.2.2 DM 14-I-08), poiché tale categoria è caratterizzata da valori di V_{s30} variabili fra 180 e 360 m/sec.

Si ricorda comunque che qualora il piano delle fondazioni del Torrione sia a profondità diversa da quella ipotizzata il valore V_{s30} andrà calcolato al piano di fondazione reale al momento non noto.

Indagine sismica Microtremori

A maggior dettaglio e caratterizzazione sismica dell'area in oggetto, sono stati eseguiti **n. 1** punti di stazione per l'acquisizione dei microtremori sismici (HVSIR) su terreno naturale ed **n. 5** rilievi di microtremore in ambito strutturale (all'interno del Torrione - vedi tav. 4).

HVSIR

Per l'acquisizione dei dati di microtremore sismico, è stato utilizzato uno degli strumenti più diffusi per l'acquisizione di dati in sismica passiva a stazione singola, denominato "TROMINO"®, certificato e coperto da brevetto internazionale.

Il "tromografo digitale" utilizzato è stato progettato e sviluppato da Micromed spa, rappresenta la nuova generazione di strumenti digitali per la misura all'alta risoluzione del rumore sismico ambientale ed anche per la misura di vibrazioni antropiche, indotte su strutture (norma Din4150 e UNI 9916).

Tecnicamente è un sismografo appositamente studiato per il rilievo del microtremore sismico, nell'intervallo di frequenze fra 0,1 e 512 Hz, mediante l'impiego di masse strumentali molto ridotte, con una struttura rigida non risonante e costruita con materiali non diffrangenti.

I sensori sono costituiti da una terna di velocimetri smorzati che trasmettono il segnale ad un sistema di acquisizione digitale a basso rumore e dinamica ≥ 23 bit.

Queste caratteristiche strumentali consentono un'elevata accuratezza nella misura dei dati, maggiore di 10^{-6} , sulle componenti spettrali maggiori uguali a 0,1 Hz.

Praticamente si tratta di installare solidalmente al suolo il Tromino® (nel caso di misure per la frequenza del sottosuolo) o di appoggiarlo, (eventualmente mediante l'uso di piedini regolabili nel caso di misure di frequenza su strutture con pavimentazioni non perfettamente orizzontali) e di rilevare mediante il "tremore sismico", con durata di registrazione adeguata alla frequenza minima di interesse per il sito e/o della tipologia d'indagine in corso.

Per le misure sul terreno naturale, si ipotizza di misurare la frequenza della coltre sedimentaria, di copertura del bedrock sismico (rocce che presentano $V_s > 700-800$ m/sec), quindi nel nostro caso delle strutture geologiche sepolte dalla coltre dei depositi quaternari più superficiali, (quindi ipotizzando anche spessore massimo di copertura sedimentaria di 200/300 m); ne deriva che la stima (in prima approssimazione) della frequenza dell'ordine di circa 0.5 Hz, equivale ad un periodo $T = 2$ sec.

Pertanto per poter "osservare" e registrare con Tromino® queste frequenze, si tratta di mantenere in acquisizione lo strumento per una durata minima teorica di almeno 2 sec. Poiché poi il metodo si basa su tecniche di risoluzione spettrale elevata, il segnale viene acquisito su finestre temporali di almeno 10 volte più lunghe.

È opportuna, ed indispensabile, anche una ridondanza statistica (30-40 ripetizioni), che consente di mediare opportunamente le registrazioni, per evitare di interpretare rumori "locali" random.

In sintesi, per ottenere un'acquisizione di rumore sismico (microtremore) a scopi stratigrafici anche profondi, si devono quindi analizzare dati con durata di acquisizione minime di:

- > 15 minuti per il terreno naturale
- > 5-6 min. per le misure da eseguire su strutture.

Il risultato dell'acquisizione eseguita nel sito in esame è quindi analizzato mediante il codice di calcolo "Gralta" (vers. 6.4 appositamente sviluppato da Micromed), che consente di archiviare, analizzare e permettere la revisione del segnale misurato in sito.

Tale software consente di realizzare approfondite analisi spettrali di base e procedure per analisi HVSR secondo procedure codificate dal progetto di ricerca SESAME (2005).

I passi principali sono:

- ◆ uso di strumentazione certificata e/o verificata da opportune commissioni (tecnico - scientifiche).
- ◆ analisi dettagliata dello spettro di Fourier delle componenti verticali del segnale per individuare ed eliminare componenti "monocromatiche" (possibile rumore antropico)
- ◆ eliminare (in genere la sequenza completa è di suddividere l'acquisizione in sotto finestre di 20 sec) le sotto finestre con contenuti TRANSIENTI, cioè le porzioni di segnale contenenti transienti legati a sorgenti vicine al sensore (cioè passi o passaggi di autoveicoli).
- ◆ calcolo H/V per ogni sottofinestra selezionata mediante:
 - eliminazione segnale di eventuali offset
 - calcolo spettri di Fourier
 - Smoothing degli spettri Fourier per minimizzare effetti d'instabilità numerica del computo dei rapporti, ottimizzando caso x caso la % di smoothing, per evitare di alterare le caratteristiche dello spettro intrinseco e quindi della curva HV che ne deriva
 - Calcolo delle curve HV in componenti N-S - E-O - verticale
- ◆ Stima del valore medio dei rapporti spettrali per ciascuna sottofinestra e definizione deviazione standard

- ◆ Identificazione curve H/V dei picchi statisticamente più significativi e stima indice di affidabilità da opportuni test statistici che permettono di definire l'affidabilità della curva H/V ed identificare il picco più significativo su criteri quantitativi.
- ◆ Se l'acquisizione viene eseguita in diverse condizioni d'acquisizione: es. esecuzione in diverse ore del giorno, diverso processing dei dati, diverse condizioni atmosferiche ecc., i risultati della curva H/V devono risultare paragonabili.

Il risultato dell'elaborazione è il grafico del "Rapporto spettrale orizzontale su verticale (H/V)" che mette in evidenza (se presenti) picchi di amplificazione del segnale ($H/V >> 1/2$) dovuti alla presenza nel sottosuolo di contrasti di impedenza sismica fra gli strati che innescano amplificazioni del segnale sismico.

Il valore finale dell'indagine HV5R restituisce una curva dei valori di frequenza, (nel grafico è indicata da una linea rossa - media RMS delle componenti orizzontali rispetto alle verticali), mentre l'intervallo di confidenza (95%) relativo all'ampiezza HV5R è dato dalle linee nere sottili.

Per mettere in luce i modi di vibrare di una struttura è invece necessario rimuovere dalle registrazioni l'effetto del sottosuolo, mediante la tecnica SSR (Standard Spectral Ratio) che si esplica in fase interpretativa mediante programma 'Gulla', grosso modo deselectando la traccia dei microtremori eseguita a livello della fondazione (o fra quelle eseguite sulla struttura quella il più vicino possibile al piano di fondazione), cui sarà assegnata il valore ("zero") cioè il valore di riferimento del sito, rispetto a tale traccia "zero" le altre rilevazioni di microtremore eseguite ai piani superiori sulla stessa verticale strutturale, saranno deconvolte (cioè interpretate e restituite rispetto al valore "zero" di riferimento definito).

Le curve che evidenziano i modi di vibrare della struttura in analisi sono riassunte nel grafico "Amplitude-Spectral ratio".

Osservazioni sui risultati ottenuti

Dall'interpretazione ed elaborazione dei dati ottenuti dai rilievi di microtremore sismico eseguito su terreno naturale, ed in particolare dal grafico RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE (H/V) che evidenzia la presenza di eventuali picchi del rapporto H/V, che rappresentano il moto di "vibrazione" del sottosuolo e la sua frequenza fondamentale, si è ottenuto:

sito analizzato (terreno naturale)	Picco di frequenza (grafico Rapporto spettrale H/V)
Torrione degli Spagnoli	0.78 ± 0.17 Hz

Dall'analisi della tabella per il terreno naturale, la prima frequenza fondamentale di vibrazione (Frequenza fondamentale) a circa 0.7/0.8 Hz.

Il max rapporto spettrale H/V rilevato per il terreno naturale, quindi con frequenza fondamentale $f_0 = 0.78$ Hz (vedi grafico pag. 22), con valori del rapporto H/V circa pari a 2 (o di poco superiori) lasciando presupporre la presenza di contrasto sismico (passaggio fra sequenza alluvionale e possibile bedrock), a profondità probabilmente $>> 150$ m.

La forma delle cuspidi del grafico "Rapporto spettrale orizzontale su verticale (H/V)", con picco molto blando e non molto evidente lasciano inoltre presupporre che il passaggio fra i terreni di copertura ed il bed rock (o bedrock-like) avviene con incremento progressivo (e non "brusco") delle velocità sismiche.

Una volta nota la "frequenza fondamentale del sottosuolo" quest'ultima può essere paragonata, a quella propria della struttura da analizzare, mediante il rilievo dei microtremore strutturale, che consente di determinare il 1° modo di vibrare del singolo edificio.

Durante i rilievi il Tromino è stato orientato con asse strumentale parallelo ad un asse strutturale principale, quindi con il N dello strumento circa secondo il nord geografico come sotto indicato:

Rilievo microtremore sismico strutturale:	orientazione secondo asse strutturale	Direzione N strumento
Torrione Spagnoli	// muro interno W-E	Verso N

Dal grafico "AmplitudeSpectral ratio", (nlievi su strutture), è possibile desumere per ogni edificio analizzato la frequenza principale delle componenti orizzontali riferite agli assi N-S, E-W ed Up-Down strumentali (ubicati come sopra indicato sopra in tabella rispetto al N geografico), i cui risultati, sono esposti in tabella, scartando le frequenze > 20/30 Hz poiché di scarso interesse ingegneristico:

struttura analizzata:	N-S component (orizzontale)	E-W component (orizzontale)	Up-Down component (verticale)
Torrione Spagnoli	2.5/2.7 Hz +picco secondario 4/5 Hz	2.5/2.7 Hz +picco secondario 4/5 Hz	>30 Hz (Fuori range di interesse)

Dal confronto tra i dati sopra esposti relativi al rilievo microtremore della struttura, con il grafico del rapporto spettrale H/V del terreno naturale, si nota che il terreno presenta prima frequenza fondamentale di vibrazione (Frequenza Fondamentale) a circa 0.78 Hz, mentre le componenti orizzontali N-S ed E-W del rilievo su struttura (1° modo di vibrare edificio) indicano valori variabili fra 2.5-3.0 Hz e con presenza di picco secondario fra 4-5 Hz.

Da tale disamina è possibile dedurre, che il 1° modo del edificio, non è coincidente con la frequenza fondamentale del sottosuolo e quest'ultima è inferiore al 1° modo della struttura, ed in tale contesto di analisi sismica strutturale preliminare, è possibile asserire che in condizioni di struttura non lesionata, difficilmente si verificheranno fenomeni di risonanza in base alle considerazioni sotto esposte.

Considerazioni:

- L'unico caso in cui fenomeni di risonanza possono essere esclusi con certezza, è quando la frequenza del edificio è inferiore o di molto superiore a quella fondamentale del sottosuolo. Tale considerazione deriva dal fatto che durante il verificarsi di un evento sismico, le frequenze della struttura possono subire decrementi, circa correlabili con l'incremento del danneggiamento strutturale.
- le frequenze dei modi di vibrare delle strutture dipendono grosso modo dalla loro altezza ed in particolare anche da struttura/morfologia. Quindi strutture complesse, costruite in periodi diversi od a sviluppo strutturale articolato, necessitano di indagini di microtremore strutturale ad hoc (possibilmente sincrone) al fine di valutare la frequenza complessiva attribuibile alla struttura.
- Le frequenze del 1° modo di vibrare di un edificio durante un sisma possono quindi diminuire, nel caso quindi siano poco superiori a quella fondamentale del terreno, è possibile o consigliabile eseguire dettagliate analisi modali strutturali, per verificare e/o escludere la possibilità che si avvicinino/sovrappongano a quella propria del sottosuolo (cioè escludere effetto risonanza).

In linea di massima per edifici standard in c.a. ad un piano, è possibile osservare in generale frequenze inferiori o paragonabili a 10-12 Hz, per edifici alti a stessa tipologia (es. circa 10/15 piani) è possibile rilevare frequenze prossime a 1 Hz.

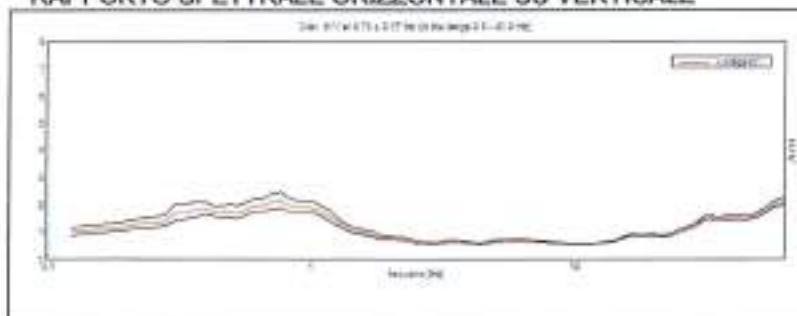
A seguire sono le schede delle singole registrazioni sul terreno naturale e su struttura:

Scheda Rilievo Microtremori: Torrione degli Spagnoli, Carpi terreno nat. (ground)

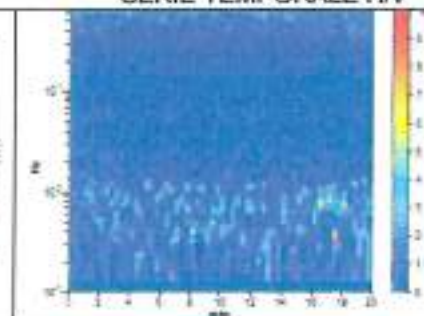
Instrument: TRZ-0171/01-12
 Data format: 16 byte
 Full scale [mV]: n.a.
 Start recording: 01/08/14 10:05:47 End recording: 01/08/14 10:25:47
 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN
 GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analysis performed on the entire trace.
 Sampling rate: 128 Hz
 Window size: 20 s
 Smoothing type: Triangular window
 Smoothing: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



SERIE TEMPORALE H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

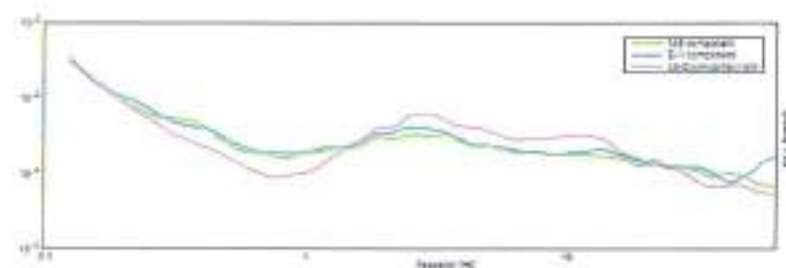


Foto Ubicazione posizionamento punto HVSR terreno naturale:



Secondo le linee guida SESAME, 2005:

- ✓ i primi 3 criteri della voce 1) definiscono se la registrazione è stata condotta x un tempo sufficientemente lungo rispetto alla frequenza del picco
- ✓ i secondi 6 criteri della voce 2) dovrebbero stabilire se il picco è significativo dal punto statistico; è consigliato che ne siano soddisfatti il più possibile ma non necessariamente lo devono essere tutti, infatti una registrazione eseguita correttamente su roccia darebbe NO su tutti questi 6 criteri

Max. H/V at 0.78 ± 0.17 Hz (in the range 0.0 - 40.0 Hz).

1) Criteri per una curva H/V affidabile [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]			
$f_0 > 10 / L_w$	0.78 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	937.5 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 38 times	OK	
2) Criteri per un picco H/V chiaro [dovrebbero essere soddisfatti il maggior numero possibile]			
Exists f^- in $[f_0/4, f_0] A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0] A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.5 Hz	OK	
$A_0 > 2$	2.19 > 2	OK	
$f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	0.21848 < 0.05		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.17069 < 0.11719		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.3037 < 2.0	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$. $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

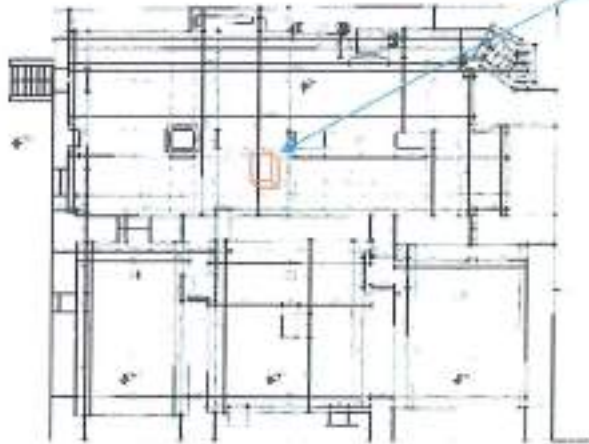
Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$					
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Rilevo Microtremori su struttura: Torrione degli Spagnoli – Carpi MO

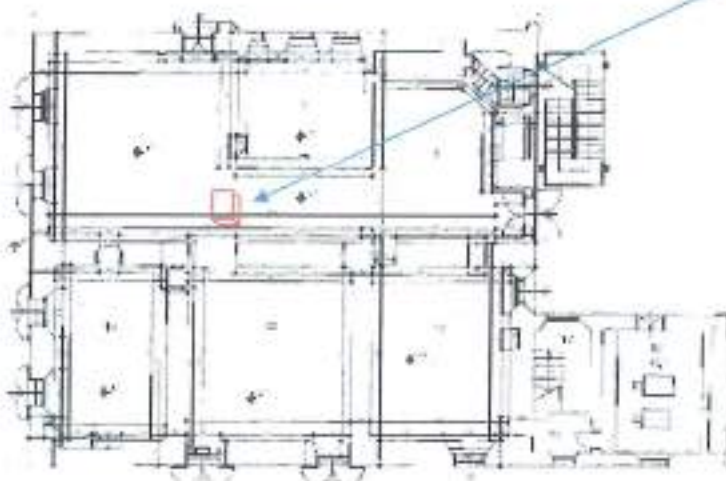
Durata registrazione: 0h10'00". Analizzato 85/97% tracciato
 Freq. campionamento: 128 Hz
 Lunghezza finestre: 20 s
 Tipo di lisciamto: Triangular window
 Lisciamto: 1%

Rilevo "TROMINO"® struttura – P-1(p. inferato)

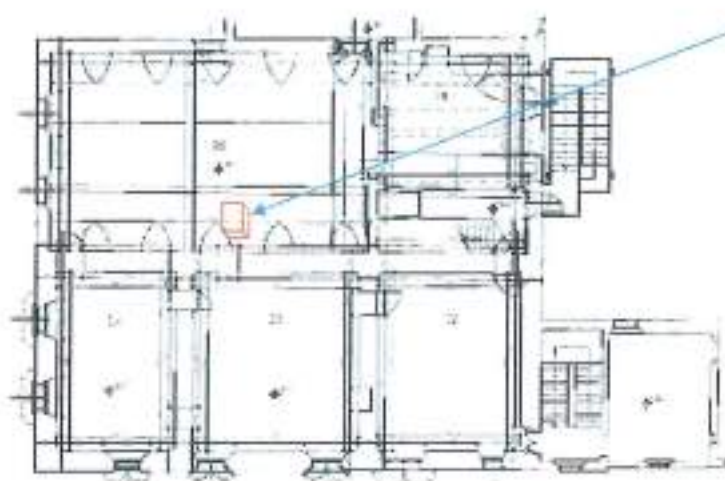
Posizionamenti rilievo P-1, PT, P1, P2 e P3:



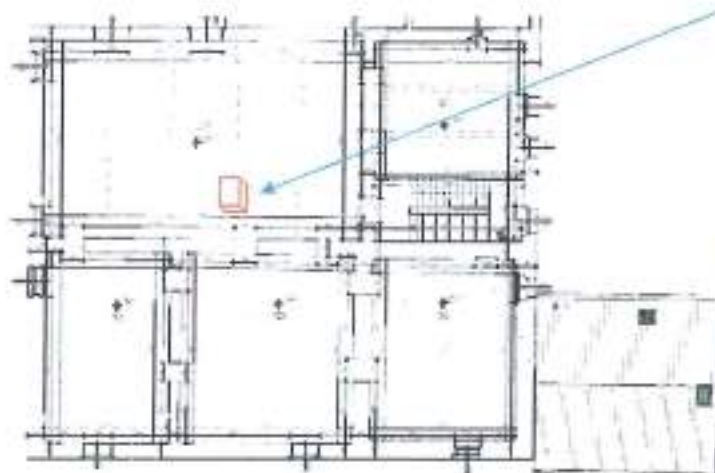
Rilevo "TROMINO"® struttura – PT(p. terra)



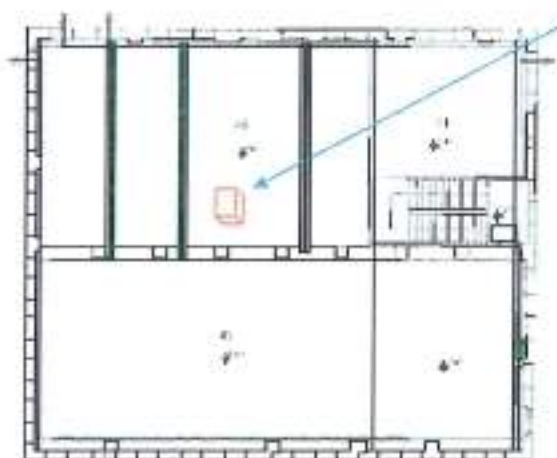
Rilievo "TROMINO" struttura - P1* (p. primo)



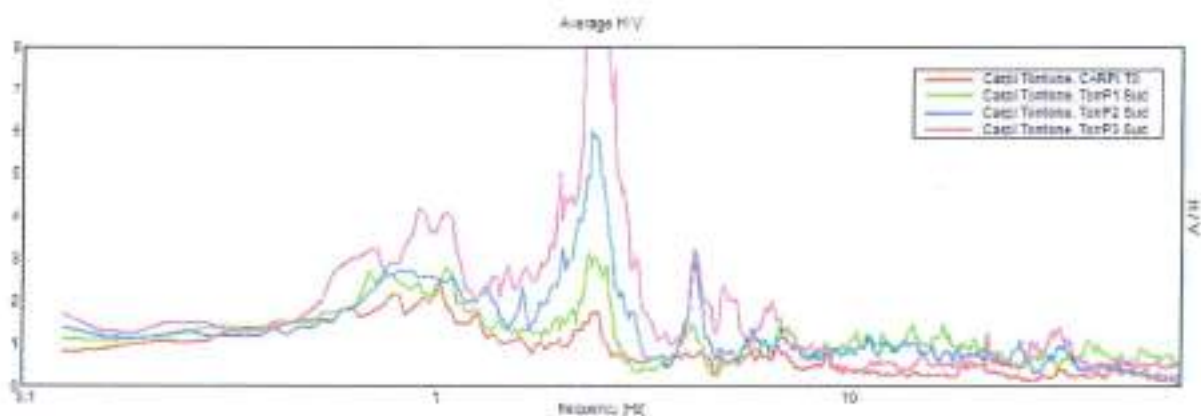
Rilievo "TROMINO" struttura - P2* (p. secondo)



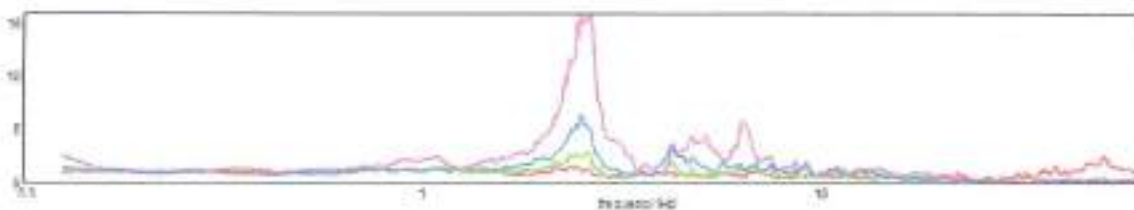
Rilevo "TROMINO" struttura - P3" (p. terzo: sottotetto)

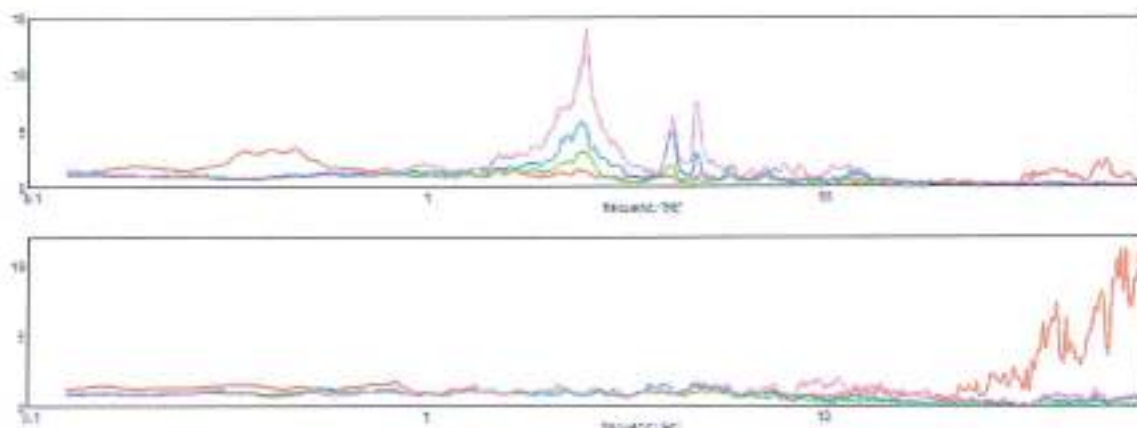


Amplitude Spectral ratio



A seguire i 3 grafici dei modi strutturali delle singole componenti rispettivamente N-S, E-W e V (verticali)





EFFETTI DI SITO (NTC approccio semplificato)

Amplificazione segnale sismico

Da quanto sopra è possibile quindi realizzare la previsione delle modificazioni locali del moto sismico che possono essere indotte nel terreno dal passaggio delle onde sismiche.

L'obiettivo è la suddivisione del territorio o dell'area in esame in sottozone, con l'indicazione delle aree sismicamente critiche durante i terremoti.

In generale i siti sismicamente critici possono essere contraddistinti da aspetti scatenanti dell'amplificazione sismica dovuta a:

- aspetti legati alla presenza nel sito di faglie sismogenetiche e/o faglie attive che possano mobilizzarsi in occasione di eventi sismici e generare possibili scorrimenti e rotture del terreno in superficie
- aspetti legati al verificarsi di fenomeni di instabilità durante l'evento sismico e quindi costituire zone potenzialmente instabili per frana
- aspetti legati a possibili fenomeni d'amplificazione del moto sismico

Nel sito in esame non sono presenti, scenari correlabili ai primi 2 punti sopra indicati.

L'unico aspetto da prendere in considerazione per la zonazione del sito, in relazione a possibili effetti locali d'amplificazione, sono quelli dovuti alla presenza di un deposito alluvionale stratificato che ricopre il bedrock sismico, presente in profondità nel sottosuolo.

A tale scopo è possibile valutare i valori d'accelerazione massima al suolo, di ciascuna categoria (sismica) di sottosuolo cui è associato un fattore d'amplificazione denominato fattore di sottosuolo S (Soil factor - per sottosuoli da B ad E), che moltiplica l'accelerazione max su affioramento rigido (sottosuolo tipo A) indicata da ECB come a_{gk}

$$a_{max} = S \times a_{gk}$$

I valori del Soil factor S sono desumibili da tabelle (Del. 112-07) e/o suddivise a seconda della magnitudo come in ECB (terremoti di tipo 1: $M > 5,5$ e terremoti di tipo 2 $M \leq 5,5$), oppure possono essere calcolati analiticamente (verifiche sismiche di III Livello) come nel caso in esame ed in particolare:

$$S = S_s \times S_T$$

Dove S_s = coefficiente d'amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente d'amplificazione topografica

Come indicato da Tabella 3.2.IV (DM 14-1-08), ove in base alla morfologia, il sito in esame, è in categoria topografica T1, cui è assegnato un valore di $S_T = 1$, quindi influente nel calcolo di effetti

locali di amplificazione del segnale sismico.

La caratterizzazione sismica, per la definizione delle categorie di suolo di fondazione, ha evidenziato un sottosuolo di tipo C, quindi dalla tab 3.2V del DM 14-01-08 NTC, è possibile calcolare numericamente il parametro S_b :

$$S_b = 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g}$$

Ove F_0 = valore del fattore amplificazione spettrale massima, in accelerazione orizzontale

Per una determinazione numerica, del Valore di F_0 è stato utilizzato un particolare simulatore (Geostru software), che è in grado di interpolare i dati di una maglia elementare di almeno 4 epicentri sismici all'intorno del sito d'interesse, inserendo le coordinate di latitudine e longitudine in gradi con notazione decimale del sito da analizzare.

I risultati di tale elaborazione, con cui si definisce analiticamente con precisione, il valore di a_g , F_0 e T_c^* del sito d'interesse, sono riportati in figura con indicazione:



- Il segnapunto rosso rappresenta l'area scelta per il calcolo, cioè area Torrione degli Spagnoli
- la località più vicina al punto di calcolo, Cargi
- I 4 punti della maglia impiegata del reticolo di riferimento

Dati del sito (NGS84) ED50:
 Latitudine: 44.782624 44.783560
 Longitudine: 10.885484 10.886492

Dati sulla costruzione

Classe d'uso: 3 (ipotizzata contestualmente come "con possibilità di affollamento superiori al normale uso")

Quindi:

Vita Normale: 50 anni

Coefficiente d'uso: 1.5

Vita di riferimento: >75.0 anni

Probabilità di superamento nella vita di riferimento: 0.100000 (SLV) Periodo di ritorno: 712 (anni)

Punti impiegati sulla maglia di riferimento

Sito	ID	Lat	Lon	Distanza
Sito 1	15392	44,8064	10,8843	3547,680
Sito 2	15393	44,8079	10,9547	6027,126
Sito 3	15615	44,7580	10,9568	6240,870
Sito 4	15614	44,7564	10,8966	3015,620

Valori finali calcolati per SLV e Classe d'uso: 3 (come da prog. Spettri-NTC ver.1.0.3 da sito cslp.it "Consiglio Superiore Lavori Pubblici - area Azioni sismiche spettri di risposta");

Probabilità di superamento: 10 %

SLATO LIMITE	T_b [anni]	β_b [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SL0	45	0.051	2.510	0.282
SLD	75	0.085	2.488	0.274
SLV	712	0.181	2.550	0.274
SLC	1482	0.248	2.488	0.283

Da dati sopra esposti con $a_g = 0.181$ g ed $\beta_b = 2.55$ si ottiene:

$$S_b = 1.423$$

Approssimando alla seconda decimale il coefficiente d'amplificazione stratigrafico pari a 1.42, in base ad approccio semplificato previsto da NTC, l'accelerazione max superficiale ottenibile da tale procedura corrisponde a:

$$a_{max} = 0.25 \text{ g}$$

Qualora invece la destinazione d'uso del Torrione sia da considerare come una costruzione "il cui uso preveda normali affollamenti" quindi considerando Classe d'uso 2 (invece di 3 come sopra

esposto), si otterrebbe:

SLATO LIMITE	T_b [sec]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	50	0.040	2.817	0.240
SLD	25	0.054	2.583	0.218
SLV	474	0.154	2.583	0.270
SLC	674	0.208	2.528	0.277

$a_g = 0.154 \text{ g}$ ed $F_0 = 2.583$ quindi $S_0 = 1.461$, da cui un $a_{max} = 0.224 = 0.22 \text{ g}$

Stima degli spettri di risposta (NTC 08)

Dai dati sopra ottenuti è possibile simulare lo spettro di risposta elastico in accelerazione riferito convenzionalmente ad uno smorzamento del 5%, validi per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4 sec.

Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro dovrà essere definito mediante apposite e particolari analisi.

Per la definizione dello spettro di risposta sono stati calcolati i periodi T_b , T_c e T_D per i quali è necessario conoscere i parametri C_c (da Tab 3.2V del Dm 14-1-08) e T_c^* (calcolato e sopra esposto) tramite le seguenti formule:

$$T_b = T_c / 3$$

$$T_c = C_c T_c^*$$

$$T_D = 4 \times a_g / g + 1.6$$

Cui corrispondono le seguenti accelerazioni spettrali $S_c(T)$:

Componenti orizzontali

$$T_b \leq T < T_c \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot (T_D/T)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot (T_D/T)^2$$

Componenti Verticali

$$T_b \leq T < T_c \quad S_{cv}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_{cv}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot (T_D/T)$$

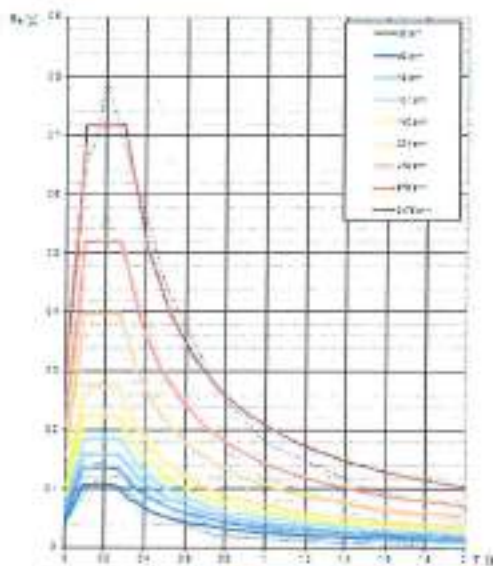
$$T_D \leq T \quad S_{cv}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot (T_D/T)^2$$

Dove

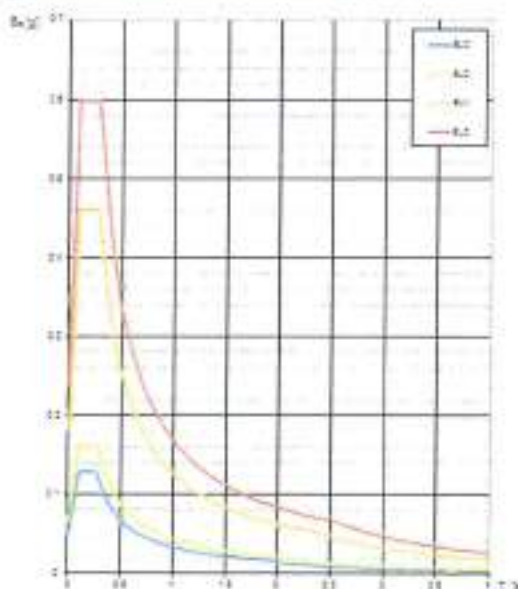
η = fattore correzione del coefficiente smorzamento viscoso ξ (per $\xi=5\%$ $\eta=1$) per valori di smorzamento diversi da 5% $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)}$ $F_v = 1.35 \cdot F_0 \cdot (a_g/g)^{0.5}$

Ottenendo mediante un adeguato simulatore per il calcolo degli spettri (Spettri-NTC ver. 1.0.3 da sito cslp.it "Consiglio Superiore lavori Pubblici - area Azioni sismiche spettri di risposta"), considerando cat. di Suolo di tipo C e classe d'uso 3 come sopra cautelativamente ipotizzato:

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite



NOTA:
Con base continua si rappresentano gli spettri di riferimento, con base instabile gli spettri del progetto S146M/16 ed ex ante definiti.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato limite considerato: SLU

Rapporto sismico totale:
 Categoria di struttura: C
 Categoria di risposta: T2

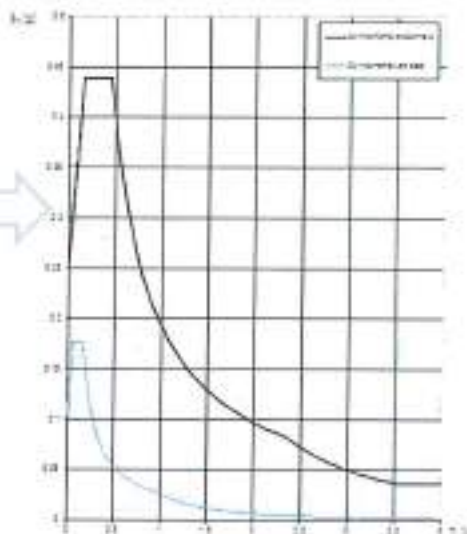
Gruppi sismologici:
 Spettri di progetto elastici (SLE)
 Spettri di progetto elastici (SLU)

Fattore q_0 : 1.5
 Fattore di progetto: 1.2

Parametri:
 Deflessione massima
 Parametri a tutti spettri di risposta

Spettri di risposta (Sa vs T):
 - Spettri di progetto - sismologia indicativa
 - Spettri di progetto - sismologia reale
 - Spettri elastici di riferimento (per A-T) (NTC)

Spettri di risposta (componenti oriz. e vert.) per lo stato limite: SLU



La scelta definitiva del programma, l'uso dei risultati da esso ottenuti sono invece a responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile del servizio di studio dell'Ufficio dello stesso.

Per ottenere gli spettri di risposta di progetto (SLU), introducendo il periodo fondamentale di struttura T_1 ed il fattore di struttura q , (che devono essere forniti da Ing. strutturista), si possono ricavare gli spettri di progetto.

Nella "FASE 3" del programma (Spettri-NTC ver. 1.0.3 da sito colp.it) viene richiesto il fattore di struttura q_0 , che rappresenta la duttilità generale della tipologia e geometria strutturale (valore indicato o calcolato da Ing. strutturista).

In mancanza di tale valore, ipotizzando per il caso in esame $q_0 = 1,5$ e supponendo l'edificio regolare in altezza e quindi in tal caso è possibile assumere in prima approssimazione $K_r = 1$, ne deriva un valore di $q = q_0 \times K_r = 1,5$.

[gli spettri sopra esposti hanno quindi solo valore di max indicativo e dovranno essere ricalcolati in dettaglio in fase di progetto esecutivo, utilizzando i reali parametri progettuali corretti, al momento solo ipotizzati]

Dati precedenti: Microzonazione sismica del territorio comunale (eseguita post sisma 2012)

Nell'ambito dell'analisi geologica oggetto del presente report, ed allo scopo di una disamina completa ed esaustiva, in modo da fornire al progettista una visuale d'insieme quanto più dettagliata possibile, oltre alle indagini sismiche specificamente eseguite nel sito, sono stati analizzati e in seguito brevemente riassunti i dati degli studi eseguiti a livello territoriale per le analisi di Microzonazione sismica eseguiti post crisi sismica del 2012.

In particolare si fa riferimento ai seguenti elaborati:

- Piano della Ricostruzione 1° stralcio – Microzonazione Sismica comune di Carpi 21-5-2014 (studio Dr. Gasparini - Mo) adottato con delib. Cons Comunale n. 70 del 21-5-14.

Carta microzone omogenee in prospettiva sismica**Legenda****Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali**

-  Zona 1-Alternanze di strati di argille e argille limose con strati di limi, limi sabbiosi e sabbie limose (ad metri di provenienza appenninica)
-  Zona 2- Argille e argille limose (con sedi stabili sabbiose) sovrastate da un orizzonte superficiale limo-sabbioso
-  Zona 3-Argille e limi prevalenti (con sedi stabili sabbiose) fino ad almeno 20-40 m di profondità, sovrastanti depositi sabbiosi
-  Zona 4-Peliti prevalenti (con sedi stabili sabbiose) fino almeno 20-30 m di profondità
-  Zona 5-Argille e limi fino 5-10 m di profondità, Sabbie prevalenti tra 5-20 m di profondità
-  Zona 6-Alternanze tra strati metri plurimetri sabbiosi e strati metri plurimetri pellici

Zone suscettibili di instabilità

-  Ciofezioni

Carta delle frequenze naturali dei terreni



Legenda

FG - Frequenza naturale dell'indagine HVSR (in Hz)

AO - Ampiezza del rapporto H/V

Indagini puntuali

Stazione in continuo e stazione singola

Riva sponda in forte tipo Elettiva

Aree urbanizzate e urbanizzabili

Confine Comune

Torrione Spagnoli

Carta microzonazione sismica livello 2°-FA PGA



Legenda

Zone stabili suscettibili di amplificazioni locali (FA PGA)

1.3 - 1.4

1.7 - 1.4

Zone suscettibili di instabilità

Instabilità

Aree urbanizzate e urbanizzabili

Torrione Spagnoli

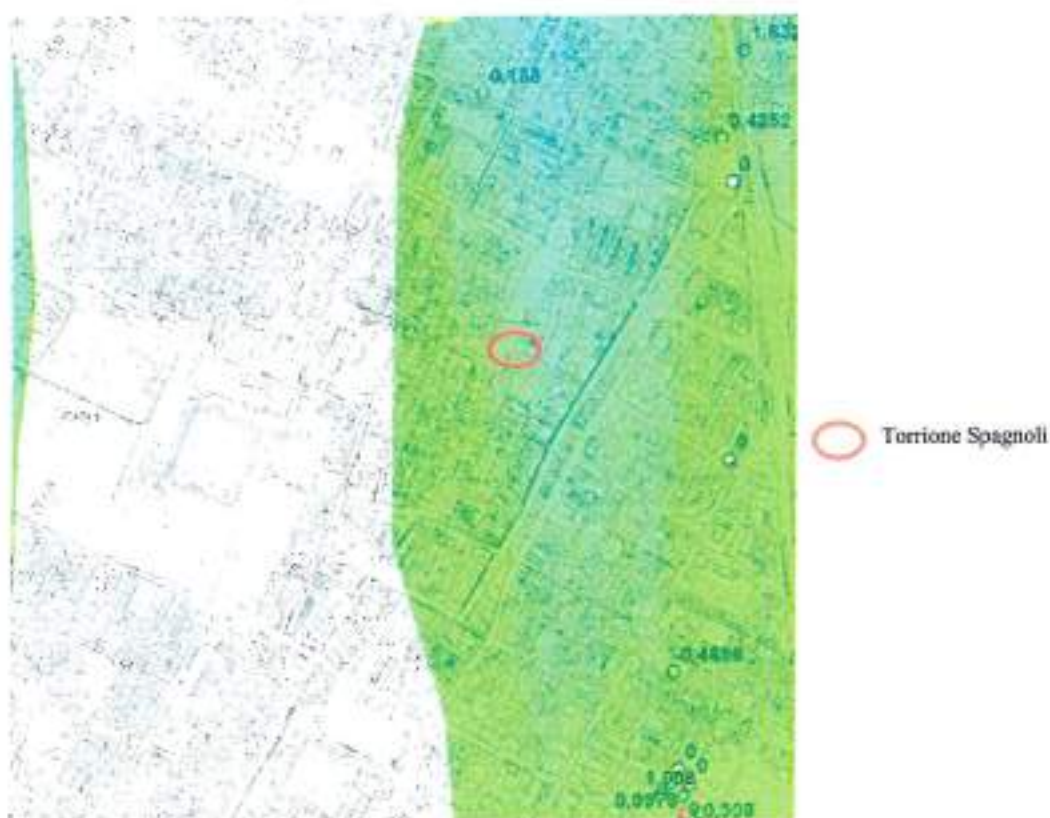
Carta microzonazione sismica livello 2°-FA SI 0,5/1,0 sec



Carta microzonazione sismica livello 2°-FA SI 0,1/0,5 sec



Carta microz. ne sismica livello 3°-Indice potenziale liquefazione Tav B



Legenda

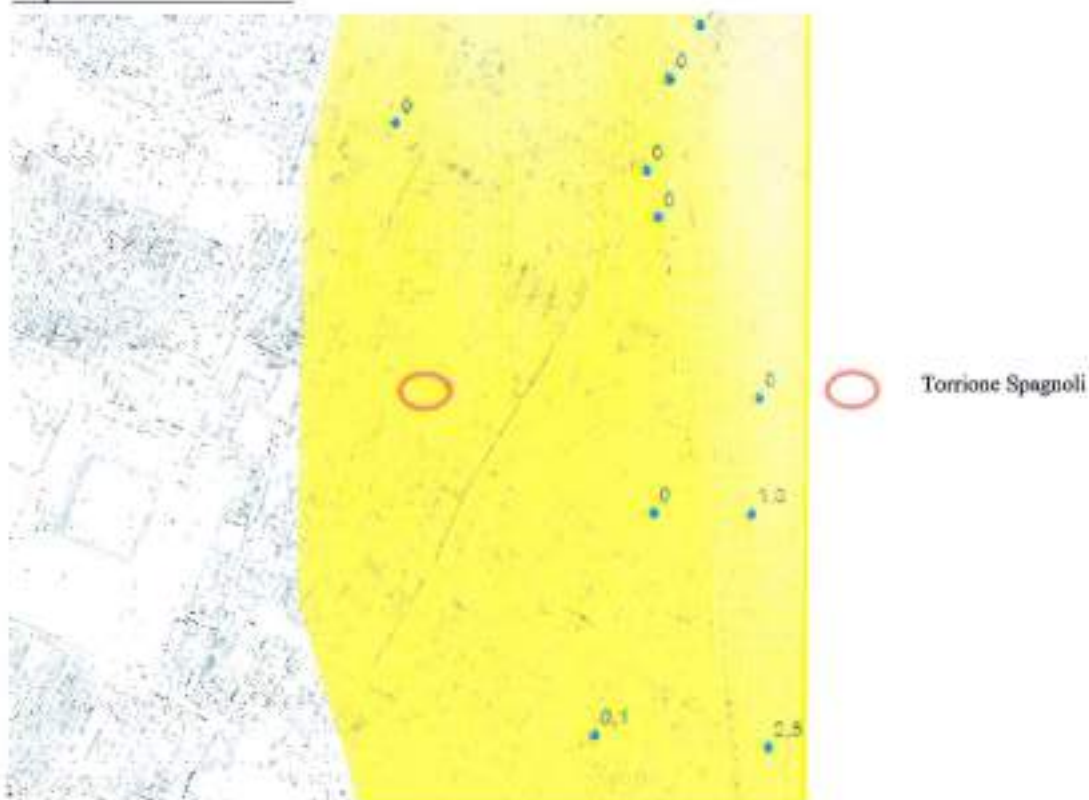
Aree a uguale "rischio" di liquefazione

- Rischio di liquefazione basso 0 - $IFL < 2$
- Rischio di liquefazione moderato 2 - $IFL < 5$
- Rischio di liquefazione alto 5 - $IFL < 15$
- Rischio di liquefazione molto alto $IFL > 15$

Valore puntuale dell'indice del potenziale di liquefazione

- Rischio di liquefazione nullo $IFL = 0$
- Rischio di liquefazione basso 0 - $IFL < 2$
- Rischio di liquefazione moderato 2 - $IFL < 5$
- Rischio di liquefazione alto 5 - $IFL < 15$
- Rischio di liquefazione molto alto $IFL > 15$
- Confine comunale

Carta microz. ne sismica livello 3^o-Cedimenti post sismici terreni liquefacibili Tav B



Legenda

Cedimento assoluto post-sismico

- Buono - Accettabile per strutture in muratura e intelaiate 0
- Basso - Accettabile per strutture in muratura e intelaiate 0-2.5 cm
- Medio - Accettabile per strutture in muratura e intelaiate 2.5-5 cm
- Alto - Accettabile per strutture intelaiate 5-10 cm
- Valore cedimento assoluto post-sismico
- Confine comunale

Carta microz. ne sismica livello 3°-Cedimenti post sismici terreni coesivi "soffici" Tav B



Legenda

Cedimento assoluto post-sismico

- Nulla - Accettabile per strutture in muratura e intelaiate 0
- Basso - Accettabile per strutture in muratura e intelaiate 0-2,5 cm
- Medio - Accettabile per strutture in muratura e intelaiate 2,5-5 cm
- Alto - Accettabile per strutture intelaiate 5-10 cm
- Valore cedimento assoluto post-sismico
- Confine comunale

Osservazioni: dall'analisi dello studio di Microzonazione di cui stralci delle principali tavole sono state esposte sopra, a confronto con quanto rilevato dallo scrivente in base alle indagini geologiche e sismiche del presente report, per la zona del Torrione degli Spagnoli, si rileva una buona - discreta congruenza in relazione a:

- frequenze naturali del suolo f_{0g} , al valore del Ampiezza contrasto H/V,
- fattore di amplificazione della PGA

mentre si rileva una scarsa corrispondenza in relazione a

- Indicazione presente in tutte le carte di Microzonazione, ove il settore di territorio del Torrione ed all'intorno, viene indicato come "susceptibile di instabilità per Liquefazione". Una tale classificazione dovrebbe derivare dalla riconosciuta presenza nel sottosuolo di diffusi, continui e spessi orizzonti sabbiosi saturi, mentre tale tipologia di terreni non sono stati rilevati dalle indagini geognostiche eseguite in corrispondenza del Torrione. Inoltre dall'analisi delle successive tavole di approfondimento dello studio di Microzonazione (Livello 3: Indice potenziale Liquefazione - Cedimenti post sismici terreni liquefacibili) per tali parametri all'intorno del Torrione si rilevano valori prossimi a zero, quindi anche dalle cartografie sopra esposte, la zona del Torrione parrebbe ascrivibile più come non liquefacibile piuttosto che "instabile per liquefazione". Ma per quanto riguarda l'analisi dei

fenomeni di liquefabilità, si rimanda ad al capitolo seguente del presente report.

SUSCETTIVITA' ALLA LIQUEFAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE

Nel sito in esame nel contesto della presente analisi, si è sviluppato il calcolo di verifica liquefabilità, prendendo in considerazione le prove $cpt/Cpt-u$, direttamente eseguite in corrispondenza del sito.

A tale scopo si ricorda che:

- in un terreno saturo non coesivo può verificarsi in caso di sisma l'aumento della pressione interstiziale,
- possono quindi generarsi deformazioni permanenti significative od addirittura l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno (liquefazione)
- nel caso di fondazioni superficiali, la probabilità che si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o NULLA se almeno si verifica una o più delle seguenti condizioni (Indirizza e criteri per la Microzonazione sismica Dip. Prot. Civile 2008):

- 1) Eventi attesi di magnitudo $M < 5$
- 2) il terreno sabbioso saturo è presente a prof. maggiore di 15 m (norme *AGI05 cap. 7.3* e *Delib. Ass. RER n. 112/07 art. 3*)
- 3) accelerazione massima attesa in superficie in condizione free-field $< 0,1g$
- 4) se $a_g/g \leq 0,15$ e al contempo lo strato granulare da verificare soddisfa una delle seguenti condizioni:
 - contenuto in argilla $> 20\%$ ed indice di plasticità $IP > 10$,
 - contenuto in limo $> 35\%$ e resistenza $N_{1(60)} > 20$
 - frazione fine trascurabile ($\leq 5\%$) e resistenza $N_{1(60)} > 25$

dove $N_{1(60)}$ è il valore della resistenza penetrometrica N_{spt} normalizzato per uno sforzo efficace di confinamento (profondità) pari a 100 KPa e ad un fattore energetico di esecuzione della prova di 0,6, cioè:

$$N_{1(60)} = N_{spt} \cdot C_N, \text{ con } C_N = \left(\frac{P_c}{\sigma'_v}\right)^{0.22}$$



In relazione alle prove effettuate ed alle sequenze litotecniche riscontrate, come meglio descritto nel precedente capitolo "ipotesi di Verifica stato limite ultimo (SLU-GEO)", nel sottosuolo NON sono presenti livelli continui, classificabili come:

"terreni saturi a comportamento granulare (sabbie sotto falda)", sono state rilevate unicamente alcune discontinue intercalazioni limoso sabbiose presenti essenzialmente a -3.8/-4.5 m e fra -11.5/-12.5 m da pc.

La verifica quantitativa di suscettibilità alla liquefazione a favore di sicurezza ed a maggior tutela, è stata comunque sviluppata su tutta la verticale di prova delle cpt eseguite sino a -15 m.

In base ai dati di magnitudo rilevati nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI04-emidius

INGV), per la zona di CARPI con un raggio di 50 Km di ricerca sono noti valori medi M_w variabili fra 4,5+5,2 con episodi max con $M_w=5,44$ (Correggio 96) o 5,85 (App. modenese 1501) od ancora 5,81 (Ferrara 1346). Inoltre si fa anche riferimento alla recente crisi sismica avvenuta in Pianura Padana nel 2012, che se ancora non inclusi nel catalogo, ha prodotto eventi sismici che hanno raggiunto magnitudo momento $M_w=5.65/5.9$.

Verifica QUANTITATIVA liquefazione

Per le verticali di prova in analisi si è eseguita la verifica NUMERICA QUANTITATIVA per la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione.

Dall'analisi dei log penetrometrici si è calcolata la risposta dei terreni in sollecitazione dinamica, per un'accelerazione max orizzontale al suolo, che per la zona di Carpi, come emerso dal calcolo sismico degli effetti di sito (amplificazione approccio semplificato da NTC), risulta corrispondente a:

- 0,25g (con cat. suolo C e classe uso 3 - "affollamento superiori al normale uso")
- 0,22g (con cat. suolo C e classe uso 2 - "normali affollamenti").

A scopo di confronto sono sotto indicati i valori di a_{max} osservati durante l'ultima crisi sismica padana, registrati alla stazione RAN di Mirandola - MRN, (ubicata circa 13,4 Km dal epicentro del 20-5-12 e 4 Km da quello del 29-5-12).

Le accelerazioni orizzontali registrate sono risultate rispettivamente:



- $a_{max}=0,264_{(N-S)}-0,261_{(E-W)}g = 0,262g$ (evento del 20-5-12 $M_w=5,9$)
- $a_{max}=0,296_{(N-S)}-0,224_{(E-W)}g = 0,257g$ (evento del 29-5-12 $M_w=5,8$).

Il sito in analisi (**Terriore degli Spagnoli**) dista circa rispettivamente:

- 17,5 Km dalla stazione RAN MRN
- 29/30 Km da epicentro 20-5
- 1,8 Km da epicentro 29-5

In relazione alle distanze indicate, le reali misurazioni di a_{max} registrate alla stazione RAN MRN di Mirandola, appaiono sufficientemente comparabili con l'accelerazione al suolo, ottenute da approccio semplificato da NTC corrispondenti ad $a_{max}=0,22/0,25g$ assumendo quindi cautelativamente quest'ultimo valore (0,25g) per le verifiche di liquefazione.

Prendendo a confronto le verifiche eseguite da RER in Microzonazione sismica e CLE ("aree epicentrali dei terremoti della pianura emiliana di maggio-giugno 2012" - **Ottobre 2013**), è stata considerata, per la zona sismogenetica cui appartiene il sito, una magnitudo attesa max $M=6,14$ come suggerito anche da ICMS (Pres. C. M Dip. Protezione Civile 2008).

Inoltre sempre a comparazione/analoga a quanto utilizzato negli studi di Microzonazione sopra indicati (RER Ott2013) nelle verifiche di liquefacibilità seguenti, è stato utilizzato l'approccio di calcolo Idriss+Boulangier (2008).

Il limite del valore di sicurezza a liquefazione considerato è stato assunto come $FSL > 1$, come d'altronde previsto da la normativa sismica in Regione Emilia Romagna (Del. Ass. RER 112/07) e da altri testi o autori.

Tale approccio quantitativo (come indicato da "Linee guida AGI" - Aspetti Geotecnica della progettazione in zona sismica e dalle norme Nazionali sopra indicate) si basa su di una procedura, che dai dati di prove CPT, consente di ottenere il fattore di sicurezza alla liquefazione.

Approccio calcolo

Per i livelli sabbioso limosi, presenti nella successione esaminata e sopra esposti, si è utilizzato il metodo originariamente sviluppato da Seed e Idriss (1971) che considera il parametro CSR "domanda di resistenza ciclica indotta dal sisma" e procedure basate sui dati da prove CPT - SPT e/o eventualmente sulla velocità delle onde di taglio (V_s), per ottenere la stima del valore CRR "capacità di resistenza del terreno alla liquefazione".

Dal rapporto fra questi parametri si ottiene un valore numerico, del potenziale di liquefazione tramite il coefficiente di sicurezza F_{S_L} :

$$F_{S_L} = \frac{CRR}{CSR} \times MSF$$

ove MSF = fattore di scala in funzione della magnitudo attesa

Valutazione domanda di resistenza ciclica alla liquefazione CSR (Cyclic Stress Ratio)

Tale metodo, basato inizialmente su studi di Seed e Idriss, è stato ulteriormente perfezionato nel tempo da diversi autori (Youd e Idriss-97, Youd et alii-2001, Finn-2002).

La procedura codificata, consiste nel valutare dallo sforzo totale ed efficace del sovraccarico dello strato di terreno, alla profondità in analisi, corretto da un fattore di riduzione della sollecitazione, che diminuisce con la profondità r_d , e consente di ottenere il valore di CSR mediante la relazione:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \cdot r_d$$

dove:

0.65= fattore peso introdotto da Seed che tiene conto del numero di sforzi ciclici richiesti per produrre lo stesso aumento di pressione dei pori per irregolare movimento del terreno durante il sisma.

σ_{v0} = tensione verticale totale

σ'_{v0} = tensione verticale efficace

a_{max} = accelerazione massima alla superficie

g = accelerazione di gravità (pari a 9.81 m/sec²)

r_d = fattore riduzione delle tensioni alla prof di calcolo

per profondità	$z \leq 9.15$ m	$rd = 1 - 0.00765 \cdot z$
mentre	$9.15 < z \leq 23$ m	$rd = 1.174 - 0.0267 \cdot z$
(con z = prof in metri da pc)		

Valutazione capacità di resistenza alla liquefazione CRR (Cyclic Resistance Ratio)

Sono diverse le formule per calcolare la CRR, proposte da diversi autori negli anni, fra cui anche sistemi empirici semplificati ed abachi.

La formula più classica, testata negli anni e contenuta nelle recenti norme AGI "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica (Linee guida marzo 2005) associa a valori di resistenza alla penetrazione "normalizzata" (prove CPT), il valore di CRR secondo le formule codificate, testate ed universalmente accettate di Robertson e Wride (1998) in funzione del contenuto in materiali fini e per un terremoto di magnitudo 7,5:

$$CRR_{7,5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{se} \quad (q_{c1N})_{CS} < 50$$

$$CRR_{7,5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{CS}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{se} \quad 50 \leq (q_{c1N})_{CS} < 160$$

$(q_{c1N})_{CS}$ = resistenza alla punta normalizzata

A sua volta $(q_{c1N})_{CS} = q_{c1N} \cdot K_c$ e $q_{c1N} = C_q \cdot (q_c / P_a)$

Con

$C_q = (P_d / \sigma'_{v0})^n \leq 1,7$ fattore normalizzazione della resistenza alla punta

P_a = pressione atmosferica di riferimento (1 atm≈100 KPa)

q_c = valore resistenza penetrometrica in situ

n = esponente di sforzo in funzione della litologia utilizzato anche per il calcolo del indice I_c (Robertson e Wride-88/90)

Da quanto sopra, il 1° dato da ottenere è l'Indice I_c e relativo esponente di sforzo (n), che si ottengono procedendo per steps successivi:

- 1) se $I_c > 2,6$ ed $n=1$ allora il terreno è classificabile coesivo quindi non liquefacibile ed il calcolo è terminato
- 2) se $I_c < 2,6$ il suolo può essere di natura granulare e si ripete il calcolo con $n= 0,5$
- 3) se dal ricalcolo del punto 2 $I_c < 2,6$ il suolo è classificabile come non coesivo ed il valore di I_c sarà utilizzato nel calcolo di q_{c1N}
- 4) se dal ricalcolo del punto 2 $I_c > 2,6$ il suolo è classificabile come limoso ed eventualmente coesivo e si dovrà ripetere il calcolo con $n= 0,7$ ed il valore del nuovo I_c sarà utilizzato nel calcolo di q_{c1N}

L'indice I_c è calcolato con le seguenti relazioni:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5} \quad \text{ove}$$

$$Q = \left[(q_c - \sigma_{v0} / P_a) \right] \cdot \left[(P_a / \sigma'_{v0})^n \right] \quad F = [f_s / (q_c - \sigma_{v0})] \cdot 100\%$$

e per il coefficiente K_c da Robertson e Wride 98:

Per	$I_c \leq 1,64$	$K_c = 1.0$
Per	$I_c > 1,64$	$K_c = -0.403 \cdot I_c^4 + 5.581 \cdot I_c^3 - 21.63 \cdot I_c^2 + 33.75 \cdot I_c - 17.88$

Inoltre il contenuto in fini (FC) può essere calcolato come $FC = 1.75 \times I_c^{3.25} - 3.7$

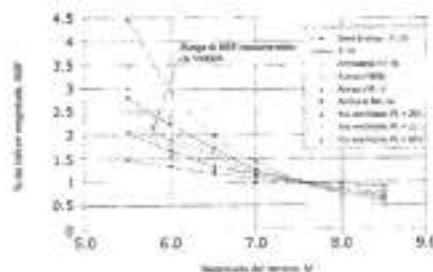


Figura 2.85. Fattore di correzione MSF in funzione della magnitudo del terremoto (da Youd e Noble, 1997)

Correzione dei valori di CRR e CSR

Per terremoti di magnitudo minore o maggiore di 7,5 il valore CRR deve essere corretto secondo la equazione $CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF$, ove il coefficiente di correzione MSF, (arrotondato a favore di sicurezza) assunto in base alla magnitudo max attesa, è stato inserito nei calcoli assumendo il "range di MSF raccomandato da NCEER" la cui funzione (fascia a tratteggio in figura) media la fascia dei valori ottenuti da varie formulazioni di diversi autori (da Youd & Noble 1997) da utilizzare in questo caso per

$M < 7,5$.

Inoltre CSR è corretto (in caso di magnitudo diversa da 7.5) per l'effetto di aumento non-lineare della resistenza di liquefazione con incremento dello stress effettivo iniziale del sovraccarico.

Il valore numerico di questo fattore di correzione è funzione dei valori di densità relativa (D_r) che nel caso di test CPT è determinata dalla relazione di Jamiolkowski et al. (1985).

Numerosi autori nonché la normativa micro zonazione sismica in Regione Emilia Romagna (Del. 1/2/07), attribuisce al coefficiente di sicurezza F_{SL} i seguenti significati:

- $F_{SL} > 1$ si possono escludere fenomeni di liquefazione
- $F_{SL} < 1$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.

Ottenuto il parametro F_{SL} è possibile operare una stima del potenziale di liquefazione del sito in esame tramite l'Indice del potenziale di Liquefazione (I_L), che rappresenta una stima degli effetti della liquefazione, in base allo spessore e profondità delle zone eventualmente liquefacibili.

Il valore di I_L è solitamente calcolato sino a 15 m di profondità, ottenuto da formulazioni di Iwasaki et

Al. (1982), asserendo che la severità dell'evento di liquefazione, è tendenzialmente proporzionale ai fattori:

- Spessore dello strato liquefacibile
- Prossimità dello strato liquefacibile alla superficie
- Fattore di sicurezza $F_s < 1$.

$$\text{Il valore di } I_L \text{ è ottenuto dalla relazione: } I_L = \int_0^{z_{max}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

Dove:

se $F_s > 1$ $F(z) = 0$
 $F_s < 1$ $F(z) = 1 - F_s$
 $w(z) = 10 - 10(z/z_{max})$ ($z = \text{prof. in m}$)
 dz incremento differenziale profondità

l'equazione integrale sopra esposta fornisce i valori di I_L nel campo 0-100, con le seguenti classi di rischio:

Iwasaki et al. (1982)	Sonmez (2003)	Rischio Suscettibilità liquefazione
$I_L = 0$	$I_L = 0$	Rischio nullo o Molto prob. non si ha liquefazione
$0 < I_L < 5$	$0 < I_L < 2$	Rischio liquefazione basso
$5 < I_L < 15$	$2 < I_L < 5$	Rischio liquefazione moderato (per Iwasaki basso sino a $I_L < 5$)
$I_L > 15$	$I_L > 15$	Rischio Liquefazione elevato.
		Rischio Molto alto

References per la valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione F_s , sopra esposto:

- Andrus D R, Poulosos P, Ellis S B, Zhang J, Jeong C H (2004) Comparing liquefaction evaluation methods using penetration-Vs relationships, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 24
- Li K D, Jeong C H, Andrus D R (2007) Index-Property-Based Criteria for Liquefaction Susceptibility of Clayey Soils: A Critical Assessment, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133.
- Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.
- Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1-2: General rules for buildings.
- Gutierrez M, Deacon T M, Wride C, Eddy M (2003), Development of a Simplified Reliability - Based Method for Liquefaction Evaluation, *Civil and Environmental Engineering - Virginia Polytechnic Institute & State University*.
- Hsiao M I, Bazilinger R W (2004) Semi-Empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, *Department of Civil & Environmental Engineering - University of California*.
- Iwasaki T, Tokida K, Tazaki T, Yasuda S (1976) A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies of various sites in Japan, *Proc. 2nd. Int. Conf. on microzonation*, San Francisco, Vol.2.
- Zhang G, Robertson P K, Boulton B W I (2002) Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground, *Can. Geotechnical Journal*, Vol. 39, pp. 1168-1180.
- Ishihara K, Yoshizawa M (1992) Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 3, pp. 173-188
- Yoshizawa T, Ishihara K, Sawada S (2004) Settlements of Silty Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 3, pp. 135-148.
- Jeong C H, Farg Y S, Khor H E (2006) First-Order Reliability Method for Probabilistic Liquefaction Triggering Analysis Using CPT, *Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132
- Laine T, Robertson P K, Powell M J J (1997) Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.
- Olson R S (1997) Cyclic liquefaction based on the cone penetration test", *Proceedings of the NCEEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Technical Report NCEEER-97-0022, State University of New York at Buffalo, pp. 225-276.
- Olson R S, Stark D T (2003) Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129.
- Robertson P K, Wride C S (1997) Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT, *Proceedings of the NCEEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Technical Report NCEEER-97-0022, State University of New York at Buffalo, pp. 41-87.
- Robertson P K, Campanella R G (1985) Liquefaction Potential of Sands Using the CPT, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111.
- Seed et al (2003) RECENT ADVANCES IN SOIL LIQUEFACTION ENGINEERING: A UNIFIED AND CONSISTENT FRAMEWORK, 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California, April 30.
- Seed L T, Whitl M (1996) *Proceedings of the NCEEER Workshop on the Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, Salt Lake City, Utah.

A seguire schede verifica liquefazione prove *cpt-u1* e *cpt2*.



Geotecnica
Geotechnical Engineering Software
License in Use to Dr. R. Triches
Via Patolli 53 - 41022 Carpi (MO) - ITALIA

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

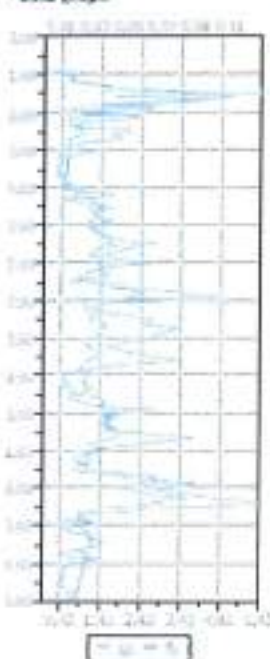
site title : Verifica liquefacibilità orizzonti sabbiosi

site subtitle : CPTU-1 Torrione Spagnoli Carpi

parameters and analysis data

data type:	Cone Penetration Test	Depth to water table:	2.60 m
sa type:	Deterministic	Earthquake magnitude M_w :	6.14
sa method:	Boulanger & Idries (2004)	Peak ground acceleration:	0.25 g
correction method:	Boulanger & Idries	User defined F.S.R:	1.00

data graph



shear stress ratio



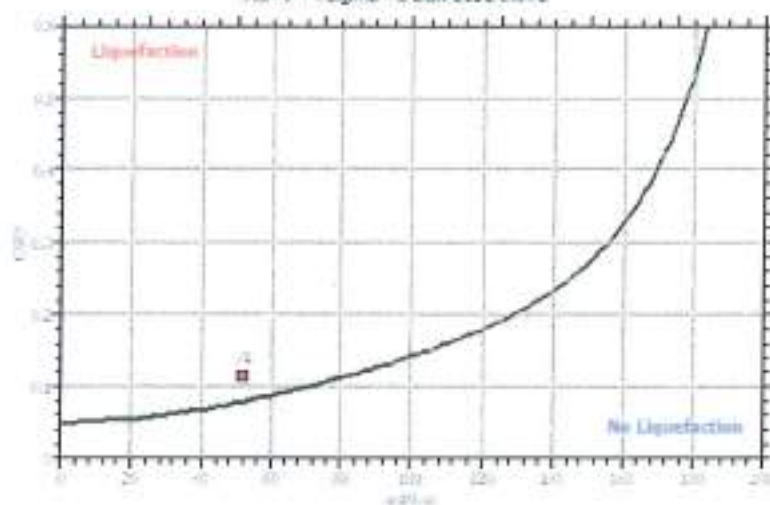
factor of safety



settlements (cm)



$M_w = 7^{1/3}$, $\sigma_{vm} = 3$ atm base curve



Segue (dati verifica liquefazione cpt-u1):

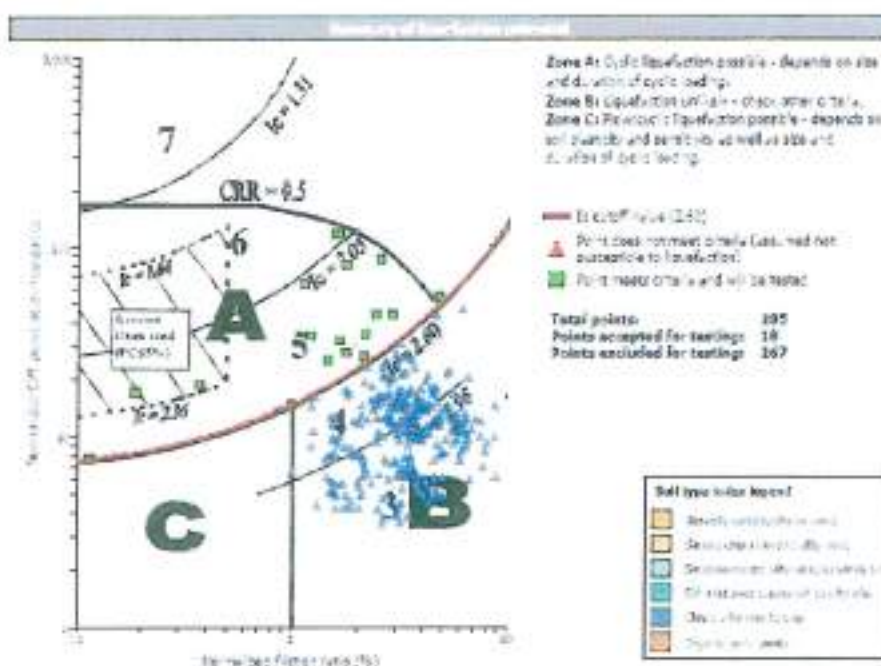
This software is licensed to: Riccardo Triche

Overall liquefaction potential according to Iwasaki (continued)

Point ID	F	w _c	I _L	Point ID	F	w _c	I _L
225	0.00	4.00	0.00	226	0.00	3.80	0.00
227	0.00	3.95	0.00	228	0.00	3.80	0.00
228	0.00	3.90	0.00	230	0.00	3.80	0.00
231	0.00	3.85	0.00	232	0.00	3.80	0.00
233	0.00	3.80	0.00	234	0.00	3.77	0.00
235	0.00	3.75	0.00	236	0.00	3.75	0.00
237	0.00	3.70	0.00	238	0.00	3.67	0.00
239	0.00	3.65	0.00	240	0.00	3.60	0.00
241	0.00	3.60	0.00	242	0.00	3.58	0.00
243	0.00	3.55	0.00	244	0.00	3.50	0.00
245	0.00	3.50	0.00	246	0.00	3.48	0.00
247	0.00	3.45	0.00	248	0.00	3.40	0.00
249	0.00	3.40	0.00	250	0.00	3.38	0.00
251	0.00	3.35	0.00	252	0.00	3.33	0.00
253	0.00	3.30	0.00	254	0.00	3.27	0.00
255	0.00	3.25	0.00	256	0.00	3.20	0.00
257	0.00	3.20	0.00	258	0.00	3.17	0.00
259	0.00	3.15	0.00	260	0.00	3.13	0.00
261	0.00	3.10	0.00	262	0.00	3.08	0.00
263	0.00	3.05	0.00	264	0.00	3.00	0.00
265	0.00	3.00	0.00	266	0.00	2.98	0.00
267	0.00	2.95	0.00	268	0.00	2.90	0.00
269	0.00	2.90	0.00	270	0.00	2.88	0.00
271	0.00	2.85	0.00	272	0.00	2.80	0.00
273	0.00	2.80	0.00	274	0.00	2.77	0.00
275	0.00	2.75	0.00	276	0.00	2.73	0.00
277	0.00	2.70	0.00	278	0.00	2.67	0.00
279	0.00	2.65	0.00	280	0.00	2.60	0.00
281	0.00	2.60	0.00	282	0.00	2.58	0.00
283	0.00	2.55	0.00	284	0.00	2.50	0.00
285	0.00	2.50	0.00				

Overall potential I_L : 0.22

- 1. > 0.05 - No liquefaction
- 2. between 0.00 and 0.05 - Liquefaction not probable
- 3. between 0.05 and 0.10 - Liquefaction probable
- 4. > 0.10 - Liquefaction certain





Geotecnica
 Geotechnical Engineering Software
 Licenza in uso di Dr. R. Triches
 Via Fabbri, 13 - 41012 Carpi (MO) - ITALY

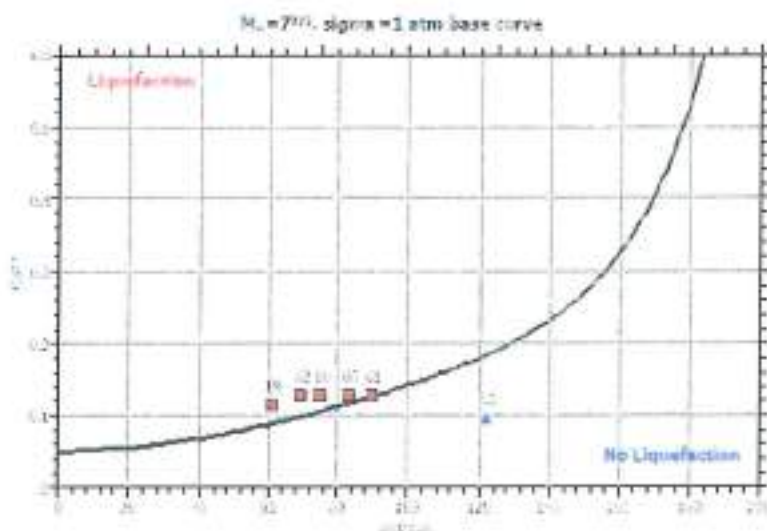
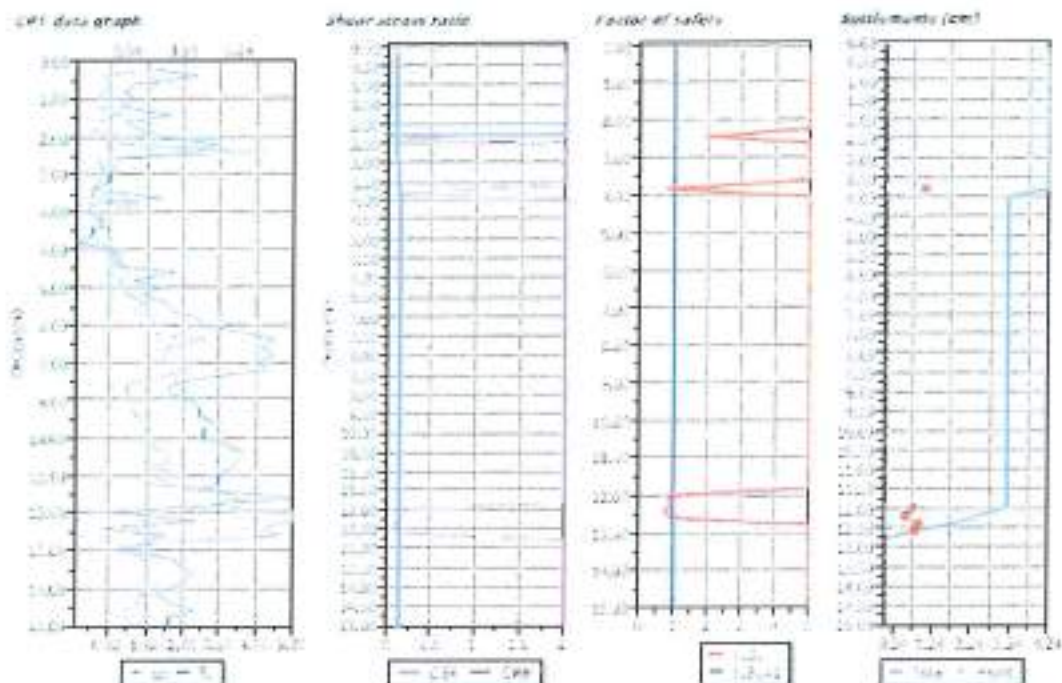
LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

Project title : verifica liquefazione orizzonti sabbiosi

Project subtitle : CRT2 Torrione Spagnoli Carpi

Input parameters and analysis data

Input data type:	Cone Penetration Test	Depth to water table:	2.30 m
Analysis type:	Deterministic	Earthquake magnitude M_w :	6.24
Analysis method:	Boulanger & Idrus (2004)	Peak ground acceleration:	0.25 g
Final correction method:	Boulanger & Idrus	User defined $R_{d,s}$:	1.00



LiqIT v4.3.7.1 - Soil Liquefaction Assessment Software

Segue (dati verifica liquefazione cpt-2):

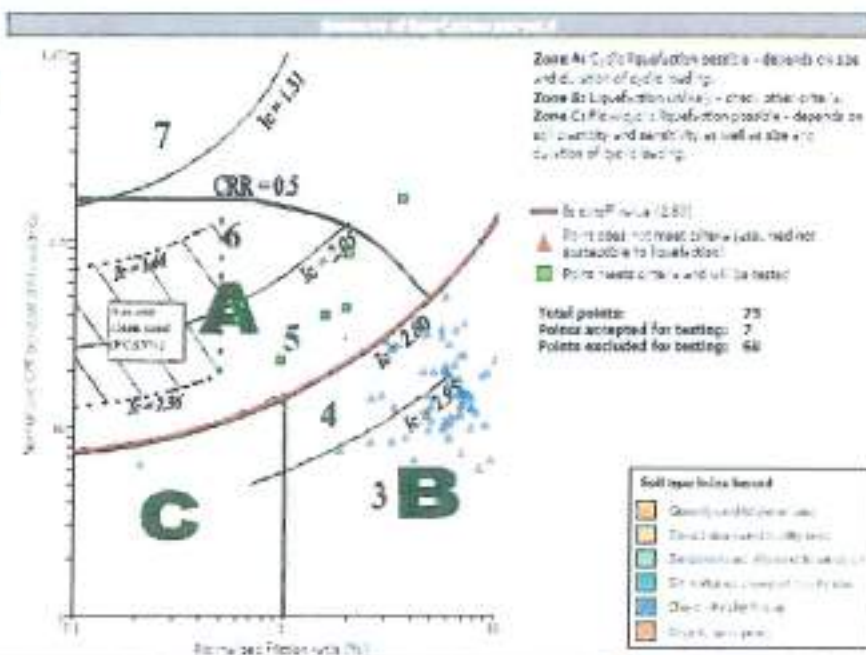
This software is licensed to: Riccardo Triche

= Overall liquefaction potential according to Iwasaki =

Point ID	F	w _L	I _L	Point ID	F	w _L	I _L
1	0.00	9.90	0.00	2	0.00	9.90	0.00
3	0.00	9.70	0.00	4	0.00	9.60	0.00
5	0.00	9.50	0.00	6	0.00	9.40	0.00
7	0.00	9.30	0.00	8	0.00	9.20	0.00
9	0.00	9.10	0.00	10	0.00	9.00	0.00
11	0.00	8.90	0.00	12	0.00	8.80	0.00
13	0.00	8.70	0.00	14	0.00	8.60	0.00
15	0.00	8.50	0.00	16	0.00	8.40	0.00
17	0.00	8.30	0.00	18	0.00	8.20	0.00
19	0.00	8.10	0.00	20	0.00	8.00	0.00
21	0.00	7.90	0.00	22	0.00	7.80	0.00
23	0.00	7.70	0.00	24	0.00	7.60	0.00
25	0.00	7.50	0.00	26	0.00	7.40	0.00
27	0.00	7.30	0.00	28	0.00	7.20	0.00
29	0.00	7.10	0.00	30	0.00	7.00	0.00
31	0.00	6.90	0.00	32	0.00	6.80	0.00
33	0.00	6.70	0.00	34	0.00	6.60	0.00
35	0.00	6.50	0.00	36	0.00	6.40	0.00
37	0.00	6.30	0.00	38	0.00	6.20	0.00
39	0.00	6.10	0.00	40	0.00	6.00	0.00
41	0.00	5.90	0.00	42	0.00	5.80	0.00
43	0.00	5.70	0.00	44	0.00	5.60	0.00
45	0.00	5.50	0.00	46	0.00	5.40	0.00
47	0.00	5.30	0.00	48	0.00	5.20	0.00
49	0.00	5.10	0.00	50	0.00	5.00	0.00
51	0.00	4.90	0.00	52	0.00	4.80	0.00
53	0.00	4.70	0.00	54	0.00	4.60	0.00
55	0.00	4.50	0.00	56	0.00	4.40	0.00
57	0.00	4.30	0.00	58	0.00	4.20	0.00
59	0.00	4.10	0.00	60	0.17	4.00	0.14
61	0.00	3.90	0.01	62	0.22	3.80	0.17
63	0.00	3.70	0.06	64	0.00	3.60	0.00
65	0.00	3.50	0.00	66	0.00	3.40	0.00
67	0.00	3.30	0.00	68	0.00	3.20	0.00
69	0.00	3.10	0.00	70	0.00	3.00	0.00
71	0.00	2.90	0.00	72	0.00	2.80	0.00
73	0.00	2.70	0.00	74	0.00	2.60	0.00
75	0.00	2.50	0.00				

Overall potential I_L = 9.74

- 1 = 0.00 - No liquefaction
- 2 = between 0.01 and 0.00 - Liquefaction not probable
- 3 = between 0.01 and 0.00 - Liquefaction probable
- 4 = 0.00 - Liquefaction certain



Da quanto sopra sono stati ottenuti i risultati sopra esposti, da cui si evince che:

verticale n.	punti x calcolo di F_s accettabili / punti totali	Punti con $F_s < 1$	I_L verticale opt (15 m)	fattore minimo F_s	Parametri strati con $F_s < 1$		Spessore totale strato (m)
					Spessore minimo livello verificato	Prof strato in m	
CPTu1	18/285	81	0.12	0.69	5 cm	4.25/4.30	0.05
CPT2	7/75	21	0.74	0.77	20 cm	3.6/3.80	0.2
				0.78/0.99	20 cm	11.8/12.60	0.8

Da cui si evince che dalle verifiche sopra esposte, solamente in alcuni punti ed a spessore molto ridotto e non continui, delle verticali di prova è risultato $F_s \leq 1$:

strati con $F_s < 1$ della verticale CPTu1

No	Depth	Gamma	% FC	v	Signa	SP signa	qc	qc20	qc30/40	CSR	CRR	F.S.
67	4.10	18.00	50.84	14.71	77.80	43.38	0.88	12.86	49.18	0.11	2.00	5.00
68	4.15	18.00	59.28	15.22	78.85	52.84	0.77	11.38	45.46	0.11	2.00	5.00
69	4.20	18.00	67.90	15.70	79.20	64.10	0.79	11.59	46.77	0.11	2.00	5.00
70	4.25	18.00	62.80	16.38	80.75	64.96	0.72	10.69	44.65	0.11	2.00	5.00
71	4.30	18.00	25.29	16.68	81.70	63.00	1.15	16.25	51.75	0.11	2.00	0.69
72	4.35	18.00	36.22	17.17	82.65	65.48	1.25	17.59	53.62	0.12	2.00	5.00
73	4.40	18.00	39.94	17.66	83.80	65.84	1.26	17.62	53.69	0.12	2.00	5.00
74	4.45	18.00	38.11	18.15	84.55	66.40	1.48	20.65	57.76	0.12	2.00	5.00
75	4.50	18.00	46.82	18.64	85.50	65.86	1.24	18.49	55.28	0.12	2.00	5.00

strati con $F_s < 1$ della verticale CPT2

No	Depth	Gamma	% FC	v	Signa	SP signa	qc	qc20	qc30/40	CSR	CRR	F.S.
14	2.80	18.50	68.31	4.91	84.60	48.68	0.64	10.91	44.85	0.20	2.00	5.00
15	3.00	18.50	65.00	6.87	85.30	51.62	0.66	11.15	45.23	0.21	2.00	5.00
16	3.20	18.50	74.10	8.83	82.40	53.97	0.66	9.40	42.77	0.11	2.00	5.00
17	3.40	18.50	71.54	10.79	86.30	55.91	0.46	7.75	40.49	0.11	2.00	5.00
18	3.60	18.50	100	12.75	70.20	57.45	0.46	7.57	39.79	0.11	2.00	5.00
19	3.80	18.50	27.28	14.71	74.10	59.38	1.66	24.58	60.86	0.12	0.09	0.77
20	4.00	18.50	87.21	16.68	78.00	61.30	0.57	8.80	40.22	0.12	2.00	5.00
21	4.20	18.50	64.64	18.64	81.90	63.26	0.67	10.03	43.72	0.12	2.00	5.00
22	11.80	18.50	41.80	19.20	226.20	124.97	4.27	35.42	77.88	0.13	3.00	5.00
23	11.80	18.50	35.85	19.20	230.10	136.91	3.87	29.15	69.34	0.13	2.00	5.00
24	12.00	18.50	14.97	19.24	214.00	128.84	5.88	47.50	74.80	0.13	0.11	0.83
25	12.20	18.50	24.93	19.12	237.90	140.78	5.88	47.11	89.40	0.13	0.13	0.99
26	12.40	18.50	16.59	19.08	241.80	142.72	9.08	39.92	86.47	0.13	0.10	0.78
27	12.60	18.50	23.93	191.04	246.70	144.66	5.48	40.87	93.10	0.13	0.12	0.92
28	12.80	18.50	53.54	193.01	249.60	146.60	2.08	15.17	50.81	0.13	2.00	5.00
29	13.00	18.50	63.18	194.97	249.50	148.63	1.90	16.89	44.50	0.12	2.00	5.00
30	13.20	18.50	68.92	196.93	257.40	150.47	1.80	12.69	47.23	0.12	2.00	5.00

Ogni verticale è stata discretizzata in straterelli unitari (5 cm x la $cpt-u$ e 20 cm la cpt), numerati progressivamente dall'alto e su ognuno eseguita la verifica a liquefazione secondo l'approccio descritto.

Dalle figure sopra esposte, estratte dal tabulato di output del programma di calcolo utilizzato (LiqIT – Geologismiki Greece), si evidenzia che i livelli con $F_s < 1$ hanno struttura lenticolare, SONO PRESENTI infatti a profondità differenti nelle 2 verticali analizzate e COMUNQUE a spessore esiguo (5 cm in $cpt1$ e max 80 cm in $cpt2$).

Tale considerazione, infatti inoltre supportata dal valore del rischio di potenziale Liquefazione I_L , che è sempre risultato molto basso e prossimo allo 0 ($I_L = 0, 1/2, 0, 7/4$), quindi sia considerando le classi di rischio di suscettibilità di Iwasaki sia quelle di Sommez ne può dedurre che:

Rischio Suscettibilità liquefazione	
$0 \leq I_L < 2$ (valore $I_L < 1$ e vicino 0)	Molto basso o nullo prob. non si ha liquefazione

Si ricorda in ogni caso ed a maggior chiarezza che **comunque** in ogni caso quando si rilevano isolati punti

(con spessore ridotto) con coefficienti $F_s < 1$, come nel caso in esame, quindi con indicazione di un "potenziale" **locale** e non diffuso "fenomeno di liquefazione" fra l'altro caratterizzato da basso valore del Indice I_L quindi Rischio basso o nullo, nel caso che anche il fenomeno si verifichi, non necessariamente questo produce perdita di funzionalità o collasso delle strutture interagenti con il terreno.

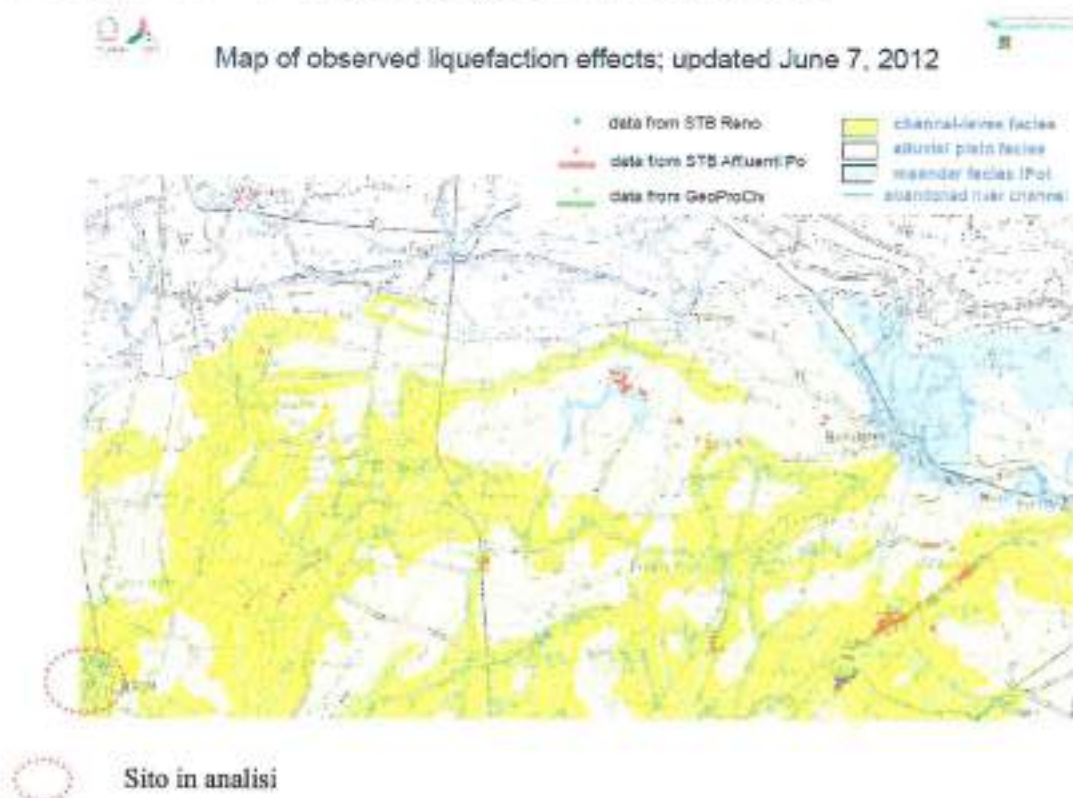
Quando il fenomeno di liquefazione è avvenuto, possono **eventualmente** verificarsi riduzioni di capacità portante e cedimenti, a seconda di diversi parametri, tra cui:

caratteri peculiari

1. spessore ed estensione (continuità) dello strato liquefatto
2. spessore di materiale non soggetto a liquefazione che ricopre quello liquefatto,
3. pendenza del terreno,
4. eventuale prossimità dello strato liquefatto alla superficie libera

Quindi anche nel caso che alcuni valori di verifica alla liquefazione, non siano ritenuti in sicurezza, è consigliabile valutare la stima degli effetti indotti sull'opera in analisi, prima di prevedere o procedere con costosi ed invasivi interventi di miglioramento o consolidamento dei terreni.

A scopo informativo, si segnala che durante l'ultima crisi sismica padana del 2012, nelle immediate vicinanze della località in analisi "Carpi" non sono stati segnalati fenomeni di liquefazione e/o fenomeni di fuoriuscita di sabbie dal sottosuolo, come illustrato dalla figura sotto allegata estratta da: Liquefaction effects observed in occasion of the 2012 May 20 earthquake in Emilian Plain (L. Martelli Serv. Geologico RER - 7th Congresso Euregeo BO 12/15 June 2012).



CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

In riferimento ai parametri utilizzati nelle verifiche, in base al DM 14-1-08, sono stati considerati i seguenti valori:

Vita Normale	(V_N): ≥ 50 anni
Classe d'uso	(C_U): III coeff. 1.5
Periodo riferimento azione sismica	(V_E): $V_N \cdot C_U = \geq 75$ anni

Verifiche allo Stato limite ultimo di resistenza del terreno
 Design Approach: DA 2 combinazione "unica"
 Stato limite di esercizio previsto
 Probabilità di superamento evento sismico (P_{VK})
 Limite periodo di ritorno (TR) per SLV

GEO
 coeff. parziali A1, M1, R3
 SLV (salvaguardia della Vita)
 10%
 712 anni

L'analisi geomeccanica dei terreni, con utilizzo in via preliminare dei valori di resistenza di terreno (q_c o q_t , f_s) desunti dalle prove Cpt-u/Cpt direttamente eseguite in situ, da cui emerge una discreta omogeneità delle Unità litologiche, seppur con presenza di qualche variazione locale e con possibile presenza di terreni antropici rimaneggiati nei primi 1,5/2 m da piano strada, con parametri caratteristici di resistenza sotto indicati:

Parametro geotecnico	Parametri caratteristici (X_k)	Parametri di progetto (X_d da coeff. M1 tab. 6.2.II NTC08)	Parametri di progetto (X_d da coeff. M2 tab. 6.2.II NTC08)
Peso dell'unità di volume	$\gamma_k = 1.85/1.9 \text{ t/m}^3$	$\gamma_d = 1.85/1.9 \text{ t/m}^3$	$\gamma_d = 1.85/1.9 \text{ t/m}^3$
Resistenza non drenata	$C_{u,k} = 0.36/0.38 \text{ kg/cm}^2$	$C_{u,d} = 0.36/0.38 \text{ kg/cm}^2$	$C_{u,d} = 0.25/0.27 \text{ kg/cm}^2$
Coesione efficace	$C'_{v,k} = 0.07/0.09 \text{ kg/cm}^2$	$C'_{v,d} = 0.07/0.09 \text{ kg/cm}^2$	$C'_{v,d} = 0.05/0.07 \text{ kg/cm}^2$
Angolo resistenza al taglio	$\phi'_{v,k} = 21^\circ/23^\circ$	$\phi'_{v,d} = 21^\circ/23^\circ$	$\phi'_{v,d} = 17^\circ/19^\circ$

Nel caso la progettazione esecutiva necessiti di utilizzo di altre ipotesi di calcolo con utilizzo dei coefficienti M2 si veda la colonna relativa

In relazione alla valutazione del canco ammissibile sui terreni, si evince che quest'ultimo è funzione del tipo di variabilità verticale e laterale, del grado di compressibilità e delle diverse sollecitazioni nei litotipi sottostanti le fondazioni, funzione delle differenti tipologie fondali e dimensioni delle stesse.

La verifica a scorrimento dell'insieme fondazione-terreno, dovrà essere effettuata in fase di progetto esecutivo da ing. strutturista, unitamente alla determinazione dei valori di S_d (cedimenti di progetto) e S_c (soglia massima tollerabile dei cedimenti caratteristici) definiti in accordo con la committenza, per soddisfare le caratteristiche prestazionali attribuite alla struttura da verificare.

Il progettista delle strutture in accordo con la committenza, in fase esecutiva, potrà verificare la compatibilità fra canco strutturale di progetto (E_d) e cedimento S_d (accettato) di progetto.

Al fine di ottenere comunque una migliore redistribuzione strutturale degli assestamenti, in relazione alla presenza di un orizzonte fra -3/-4 m da pc a medio-basse caratteristiche di resistenza e ad medio-alta compressibilità, si consiglia (qualora necessari) di prevedere interventi di miglioramento fondale atti ad un collegamento delle stesse e/o comunque dotarle di sufficiente rigidità, cioè in grado di sopportare/redistribuire eventuali cedimenti, legati ad eventuale consolidazione (o riconsolidazione post-sismica) differenziata del sottosuolo.

In relazione alla possibile presenza di pozzi idrici freatici, si sconsiglia l'esecuzione/utilizzo di pozzi, nelle vicinanze dell'edificio in analisi, dato che prelevando acqua dal primo sottosuolo (pozzi freatici), si potrebbero innescare fenomeni di consolidazione non controllata dei terreni al di sotto delle fondazioni, causando fenomeni di assestamento non valutabili, con possibile innescamento di lesioni negli edifici.

Si ricorda in ogni caso che le opere di emungimento di acqua dal sottosuolo devono essere sempre eseguite con la massima attenzione ed opportunamente disciplinate e progettate, in ottemperanza ai dettami del D.M. 11-3-88 comma 1: Emungimenti da falde idriche.

In base alla nuova classificazione sismica il comune di **Carpi**, è classificato in zona 3, a medio basso

valore di sismicità, con accelerazione orizzontale di ancoraggio [ag/g] come definita (in base alle norme NTC 08) per ipotesi SILV x una classe d'uso C_U III (affollamento superiore alla norma) pari ad:

$$ag/g = 0.181 \text{ ed accelerazione al suolo } a_{max} = 0.25 \text{ g.}$$

Qualora il Tomone sia invece da considerare come una costruzione "il cui uso preveda normali affollamenti" quindi con C_U II (invece di 3 come sopra esposto), si ottiene:

$$ag/g = 0.154 \text{ ed } a_{max} = 0.22 \text{ g}$$

Nel contesto della definizione dell'azione sismica di progetto (cfr. All2 Ord. 3274/03) in base alle indagini sismiche direttamente eseguite, è possibile attribuire al sito di intervento, una **Categoria del suolo di fondazione di tipo C**, poiché dalle indagini svolte risulta una velocità delle onde di taglio pari a $V_{s30} = 225 \text{ m/sec}$, calcolate -2 sino a -32 m.

In base a quanto previsto da DM 14-01-08 Norme Tecniche per le Costruzioni, si evince che i terreni del sottosuolo dell'area :

- non sono globalmente (per spessori significativi) soggetti a fenomeni di liquefazione: in ogni caso è importante sottolineare che comunque quando si rilevano isolati punti (con spessore ridotto) con coefficienti $F_s < 1$ (come nel caso analizzato), quindi con indicazione di un "potenziale" locale e non diffuso "fenomeno di liquefazione" fra l'altro caratterizzato da basso valore del Indice $I_L = 0.12/0.74$ (quindi Rischio basso o nullo), nel ipotesi che il fenomeno si possa verificare, non necessariamente questo produce perdita di funzionalità o collasso delle strutture interagenti con il terreno.
- In relazione a fenomeni locali di amplificazione stratigrafica, in considerazione del coefficiente d'amplificazione stratigrafica, ottenuto dalle simulazioni di effetti di sito come da NTC08, l'accelerazione di picco max superficiale al suolo nell'area d'intervento, può essere assunta cautelativamente pari a:

$$a_{max} = 0.25 \text{ g}$$

(paragonabile a quella degli eventi del 20/29-5-12 con $M_w = 5.8/5.9$; alla stazione RAN-Mm di Mirandola si sono registrate infatti accelerazioni in media geometrica [$\sqrt{2}$ del prodotto delle singole componenti N-S e E-W] circa pari ad $a_{max} = 0.257/0.262 \text{ g}$).

Da rispettivi grafici dei rapporti spettrali dell'analisi sismica a stazione singola (Microtremori), eseguita per il sito in analisi, si evince che il picco principale di frequenza del sottosuolo (f_0), è individuabile a frequenza di **0,78 Hz**, mentre le componenti orizzontali N-S ed E-W del rilievo su struttura (1° modo di vibrare edificio) indicano valori variabili fra 2.5-3.0 Hz con presenza di picchi secondari fra 4-5 Hz.

Il 1° modo del edificio in esame, non è quindi coincidente con la frequenza fondamentale del sottosuolo ed in tale contesto di analisi sismica strutturale preliminare, è possibile asserire che in condizioni di struttura non lesionata, difficilmente si verificherebbero fenomeni di risonanza in base a:

- durante il verificarsi di un evento sismico, le frequenze della struttura possono subire decrementi, circa correlabili con l'incremento del danneggiamento strutturale.
- strutture complesse, costruite in periodi diversi od a sviluppo strutturale articolato, necessitano di indagini di microtremore strutturale ad hoc (possibilmente sincrone) al fine di valutare la frequenza complessiva attribuibile alla struttura.
- Qualora il 1° modo di vibrare di un edificio sia di poco superiore a quella fondamentale (f_0) del terreno, è possibile o consigliabile eseguire dettagliate analisi modali strutturali, per verificare e/o escludere la possibilità che si avvicinino/sovrappongano a quella propria del sottosuolo (cioè valutare effetto risonanza).

accorgimenti ed attenzioni:

- (a) non prevedere per eventuali nuovi corpi o porzioni edilizie, da realizzare eventualmente in aderenza a strutture esistenti, l'utilizzo di elementi strutturali/fondali di quelle pre-esistenti, per consentire che la consolidazione dei terreni di fondazione della nuova costruzione, si sviluppi indipendentemente dal coinvolgimento di strutture preesistenti.

(b) In ogni caso per porzioni e/o edifici contigui dovrà essere prevista un'adeguata distanza dalle strutture adiacenti, in modo da garantire adeguati giunti sismici anti martellamento.

Documentazione fotografica

Punto esecuzione prova penetrometrica Cpt-u1



esecuzione penetrometrica Cpt 2



esecuzione sismica Masw_Torrione

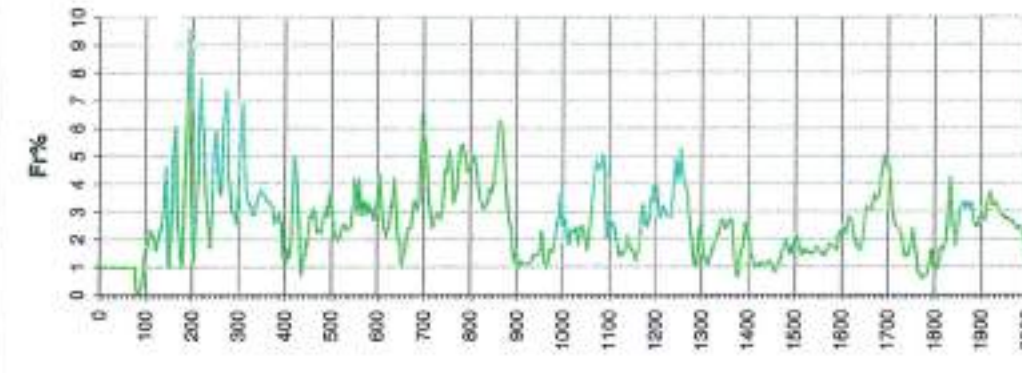
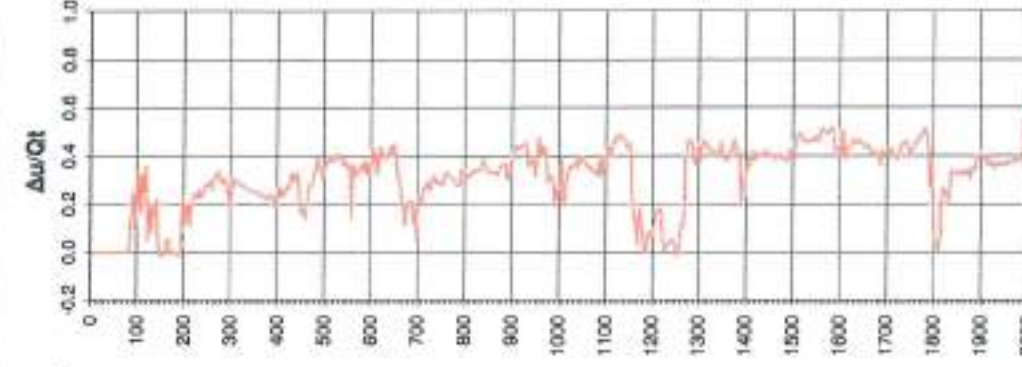
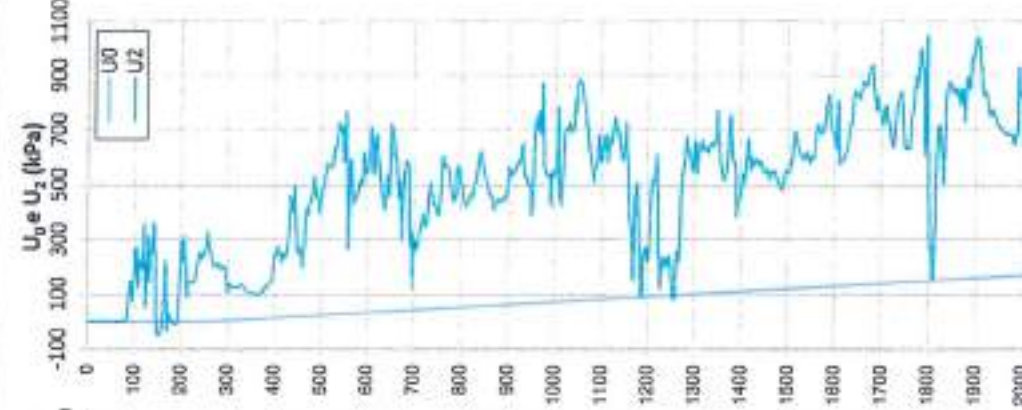
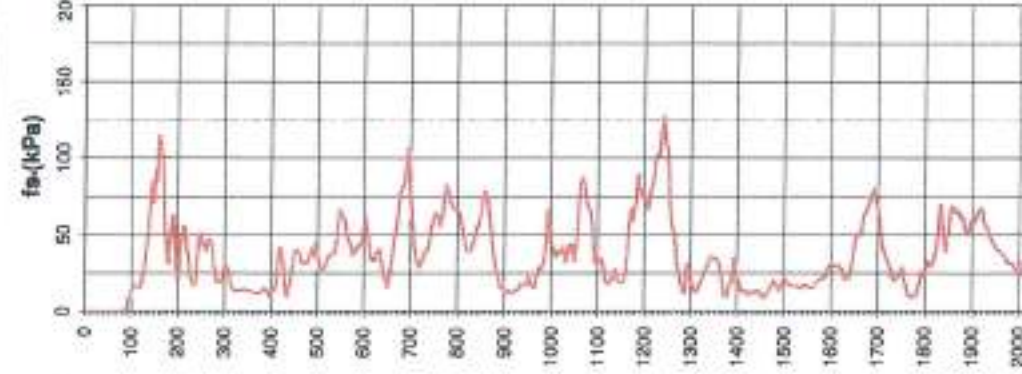
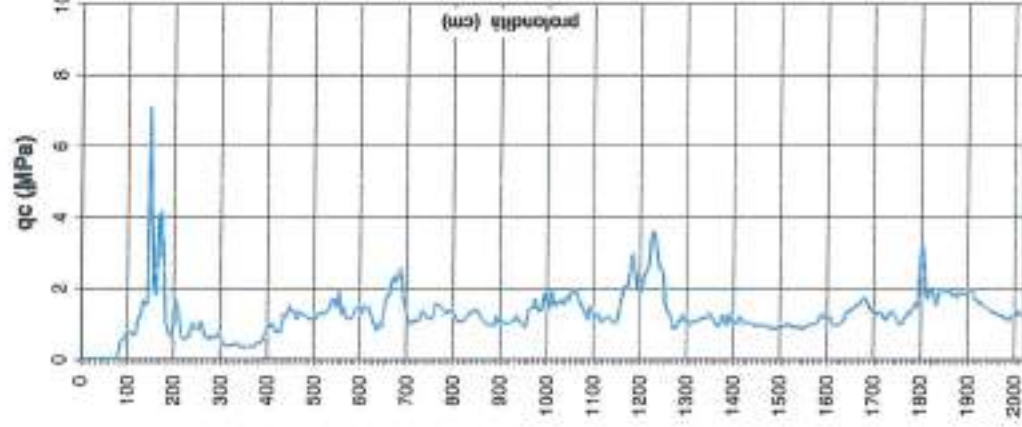


Carpi li 28-08-14



DIAGRAMMI DI RESISTENZA e LITOLOGIA

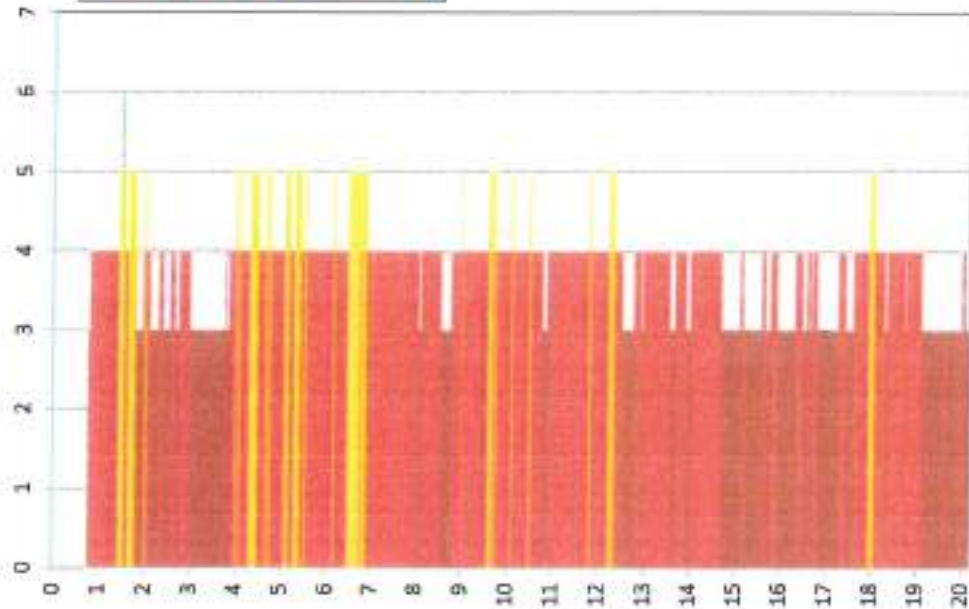
Comm.: **DIR. BENI CULTURALI E PAESAGGISTICI EMILIA ROMAGNA** Data di indagine : **1 agosto 2014** metri da p.c.
 Località : **Carpi (MO)** Prova: **CPTu 1** Livello di Falda : **2.60** metri da p.c.
 Indirizzo : **Piazza Martiri** Latitudine: **44.46.9625N** Longitudine: **10.53.1382E** Livello piezometrico:



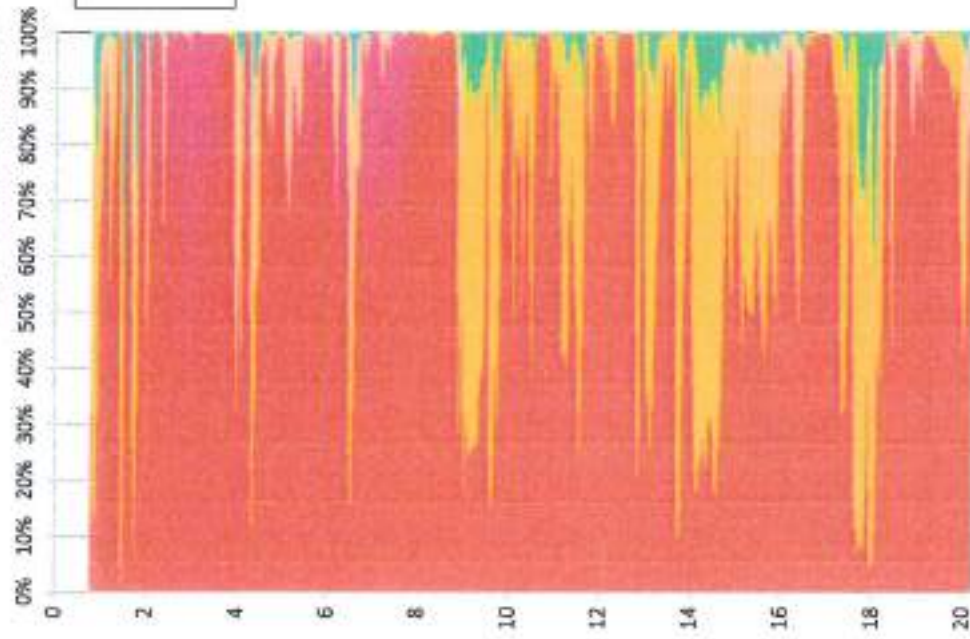
DIAGRAMMI DI CLASSIFICAZIONE LITOLOGICA

Comm.: DIR. BENI CULTURALI E PAESAGGISTICI EMILIA ROMAGNA Data di indagine: 1 agosto 2014 Livello di Falda: metri da p.c.
Località: Carpi (MO) Prova: CPTu 1 Livello piezometrico: 2.60 metri da p.c.
Indirizzo: Piazza Martiri Latitudine: 44.46.9625N Longitudine: 10.53.1382E

Classificazione SBT - Soil Behaviour Type



Fuzzy Classification Method



TECNOGEOFISICA S.N.C.

via S. Catania 1/A - Carpi (MO)
www.tecnogeofisica.com
info@tecnogeofisica.com

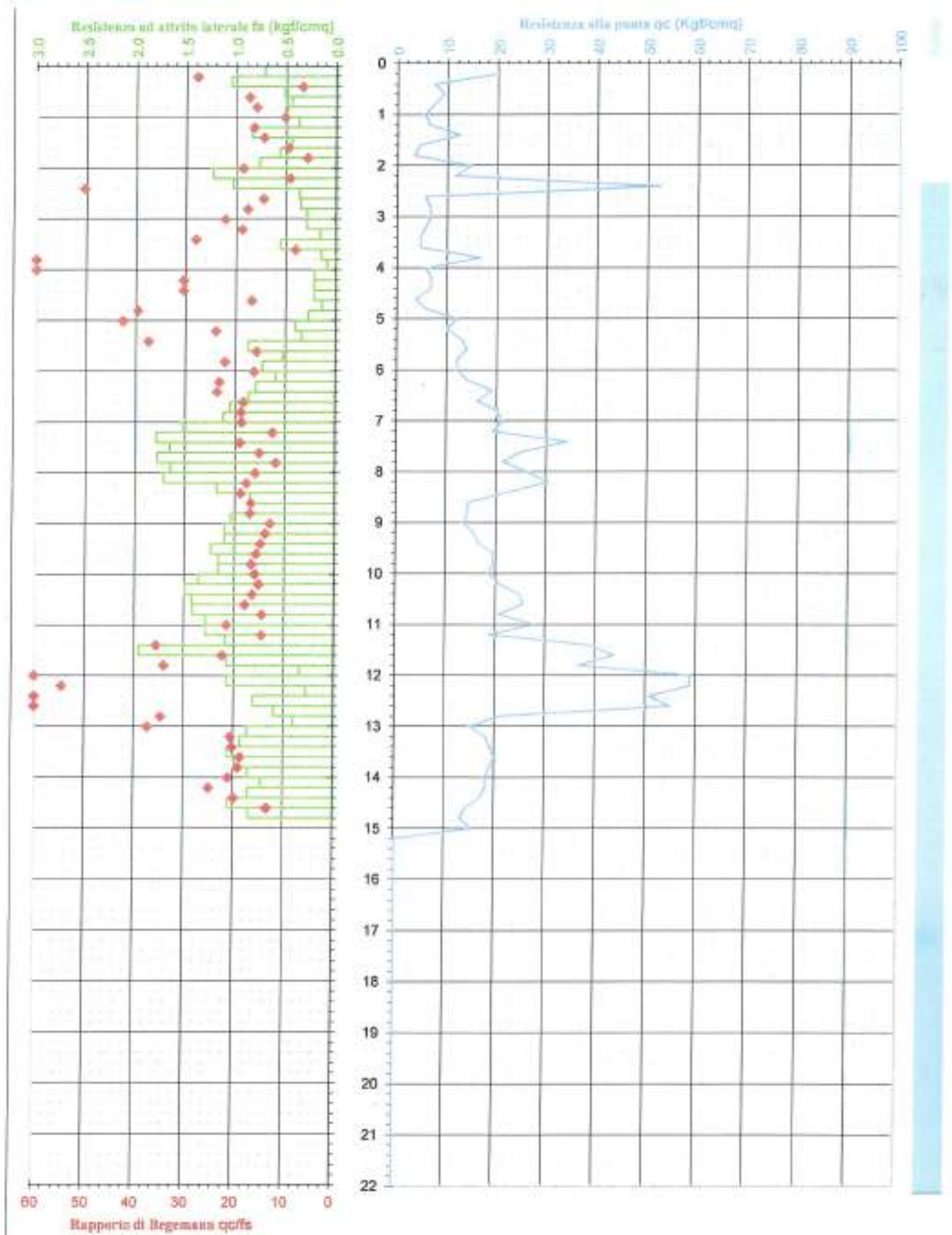
Prova CPT n°

02

QUOTA: piano campagna
DATA: 13-ago-14
CANTIERE: Piazza Martiri - Carpi (MO)

COMMITTENTE:

Direz Reg Beni Culturali e
Paesagg. Emilia Romagna
Strada Maggiore 80 - Bologna



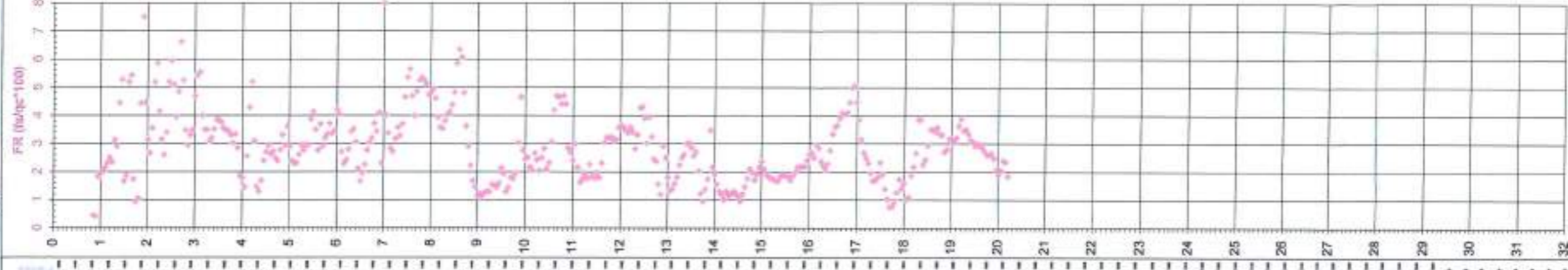
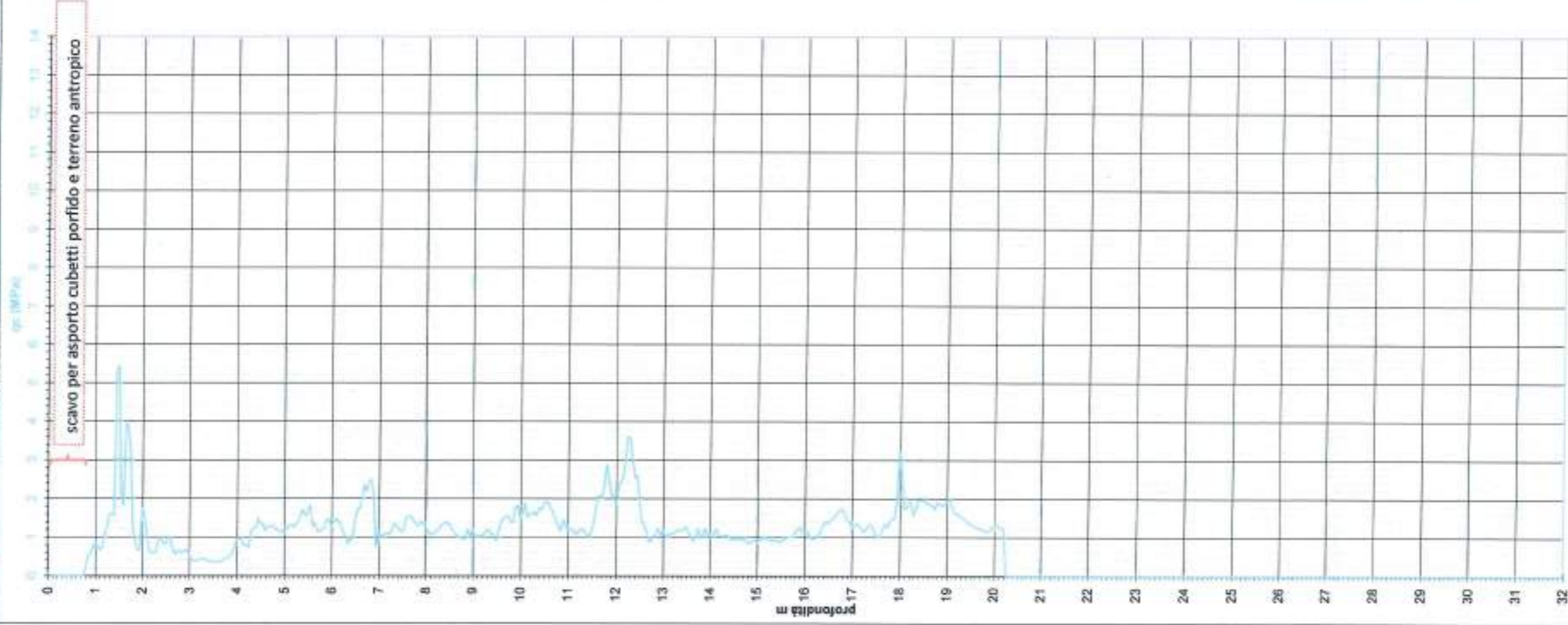
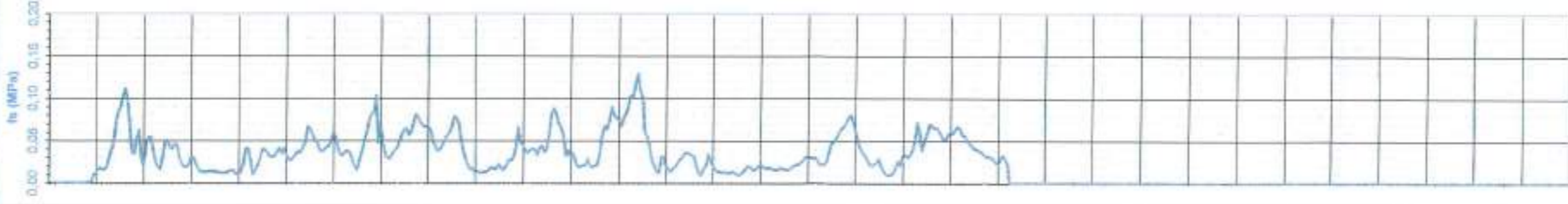
Prova CPT-u

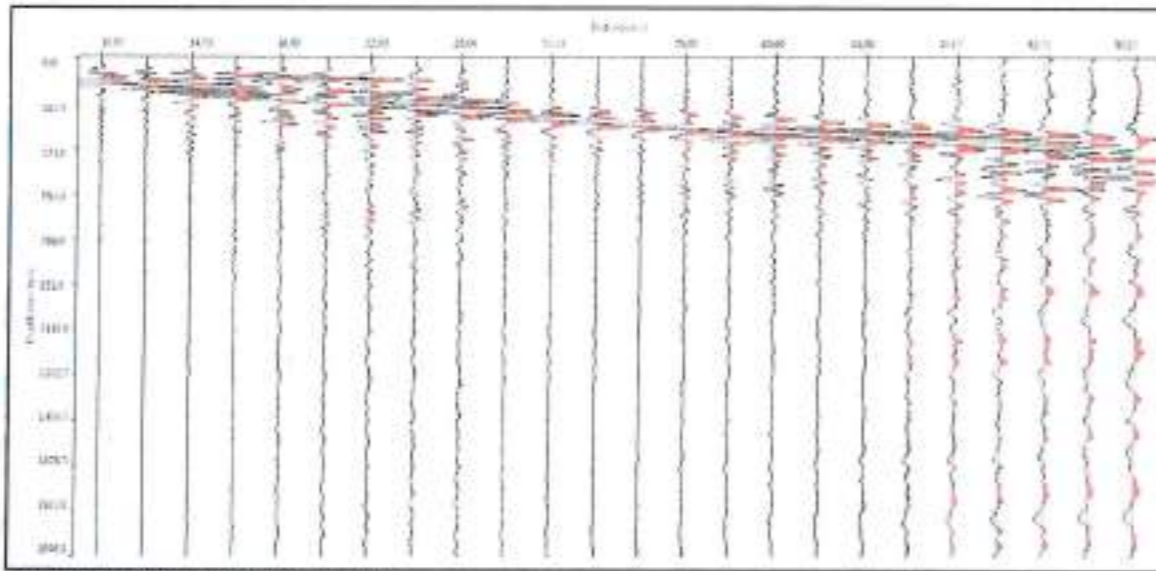
1

LOCALITÀ: Carpi - MO
 DATA: 01/08/2014
 CANTIERE: Torrione Spagnoli

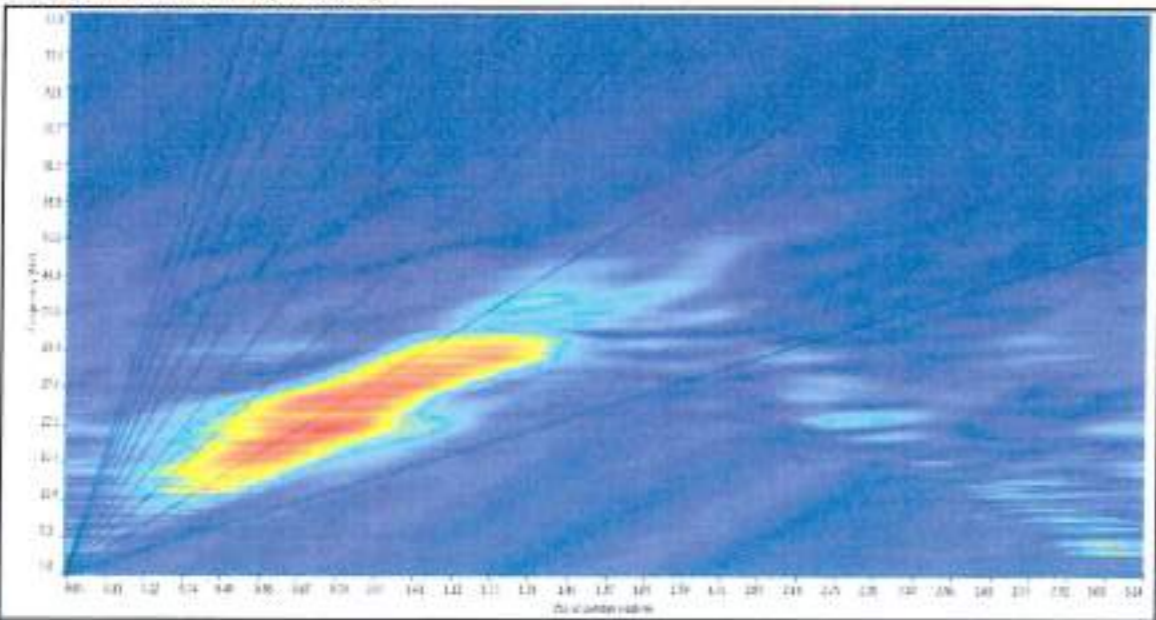
OPERATORE: Dr. Calzolari
 STRUMENTO: TG 200 da 200 KN
 QUOTA: Piano strada

COMMITTENTE:
Direzione Regionale Beni Culturali e Paesaggistici Emilia Romagna
 Strada Maggiore 80 - Bologna

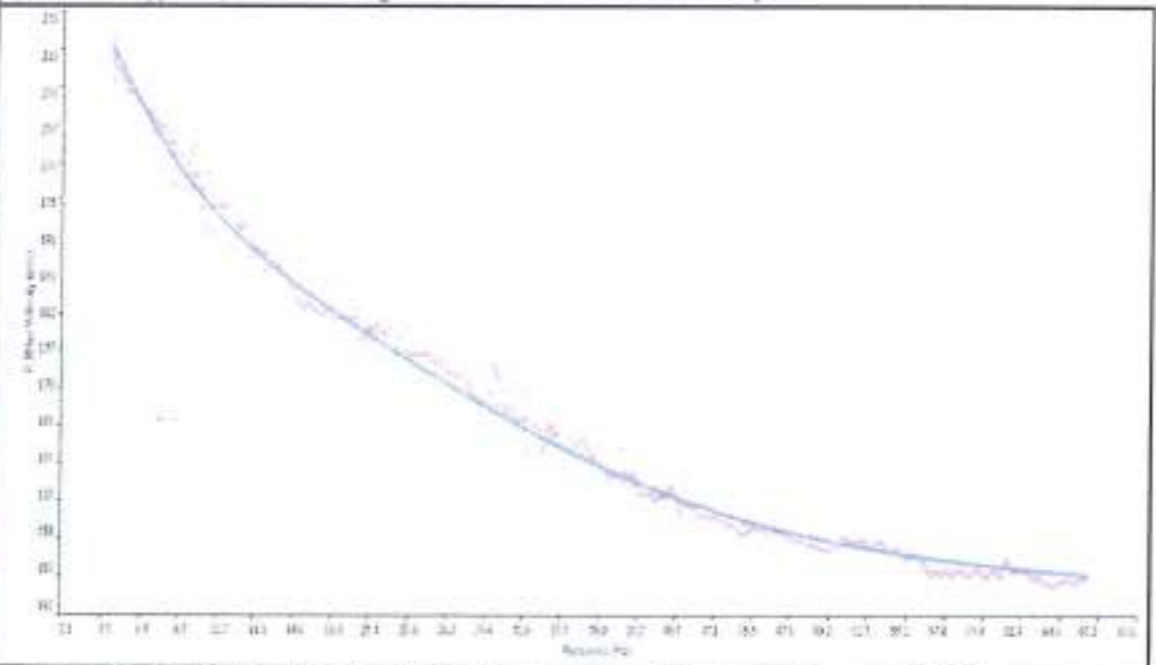




Sismogramma nel dominio spazio - tempo



Spettro FK - Rappresentazione del sismogramma nel dominio numero d'onda - frequenza



Sovrapposizione curva di dispersione calcolata /curva teorica rappresentata nel dominio Frequenza/Velocità

V_{S30} calcolata in base al art. 3.2.2. del NTC08

Prof. posa fondazione in m da pc= 2

$$V_{S \ 21 \ 32} = 225 \text{ m/sec}$$

PROFONDITA' FONDAZIONE COMUNICATA DAL
PROGETTISTA/COMMITTENTE

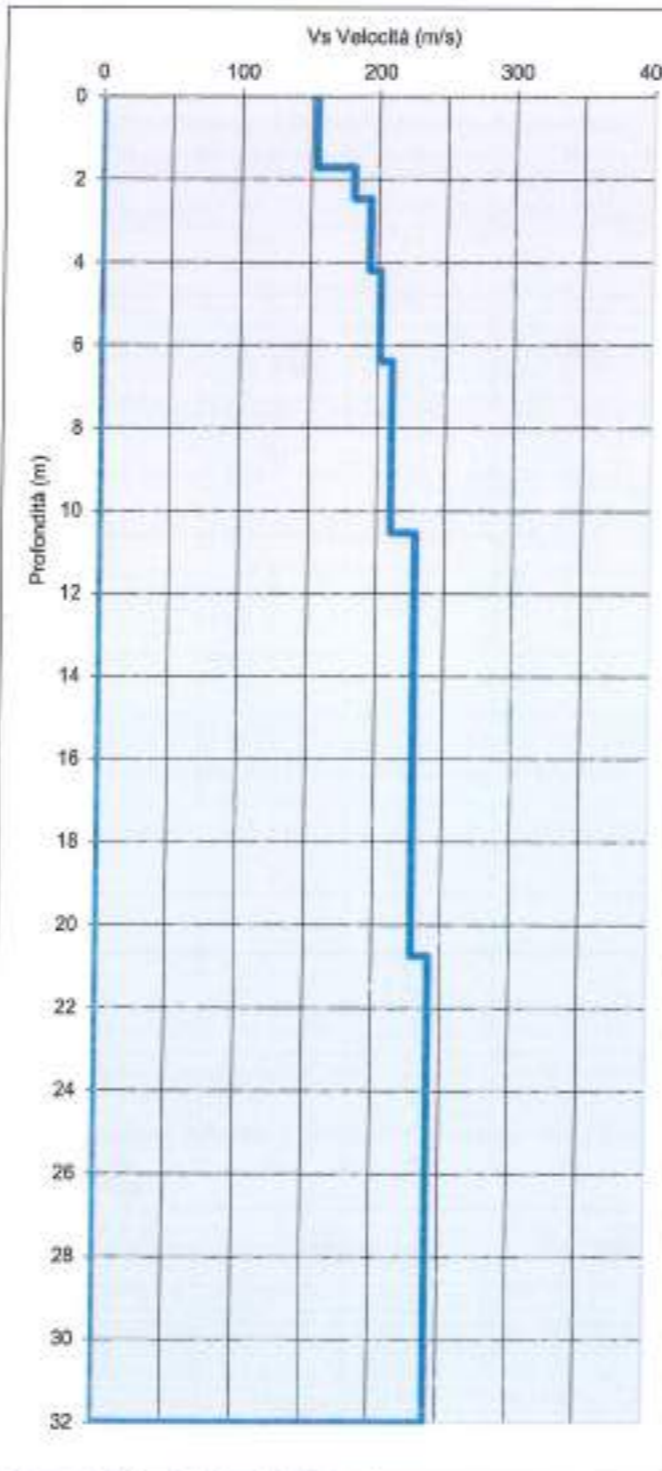


Grafico velocità/profondità onde di taglio Vs

Risultati elaborazione

Strato	Profondità		Spessore m	Vel m/sec
	da	a		
Strato1	0.00	1.70	1.70	155
Strato2	1.70	2.46	0.76	182
Strato3	2.46	4.19	1.73	194
Strato4	4.19	6.37	2.18	202
Strato5	6.37	10.52	4.15	211
Strato6	10.52	20.75	10.23	229
Strato7	20.75	30.00	9.25	242

$$V_{S \ 30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S_i}}}$$

$$V_{S30} = 218 \text{ m/sec}$$

velocità calcolata dal p.c. naturale

Si ricorda che in base all'art. 3.2.2 del DM 14 gennaio 2008
la V_{S30} di progetto è riferita al piano di imposta delle
fondazioni superficiali o alla testa dei pali in caso di
fondazioni profonde od opere di sostegno di terreni naturali.

Caratteristiche Indagine

Ubicazione indagine

Sismografo	PASI SG24
Geofoni	Geospace
N° geofoni a 4,5Hz	24
Spaziatura geofoni	2,0 m
Lunghezza stendimento geofonico	46 m
Energizzazione	10 m
Lunghezza totale stendimento	56 m

**PROSPEZIONE SISMICA DI SUPERFICIE
METODOLOGIA MASW**

COMMITTENTE:

Direzione Regionale Beni Culturali e
Paesaggistici Emilia Romagna

LOCALITA':

Piazza Martiri
Carpi (MO)

CANTIERE:

Torrione degli Spagnoli

DATA: Agosto 2014

FILE: MW_Torrione

Dir. Lavori:

Dr. Geol. Riccardo Triches

Rif. 129_14

TECNOGEOFISICA snc

Via Catania, 1/a - 41012 Carpi (MO)

info@tecnogeofisica.com

www.tecnogeofisica.com