

COMUNE DI LOZZO ATESTINO

Provincia di Padova

Ufficio Tecnico

Area Sviluppo Territoriale

PROGETTO PRELIMINARE DEI LAVORI DI

AMPLIAMENTO DEL COMPLESSO
SCOLASTICO "G. NEGRI" PER RICAVO NUOVI
SPAZI DA DESTINARSI A SCUOLA PRIMARIA

TAVOLA

RG

**RELAZIONE GEOLOGICA -
GEOTECNICA - IDROLOGICA
E SISMICA**

Il progettista
(geom. Umberto Benedetti)
documento firmato digitalmente

R.U.P.
(geom. Michele Rinaldo)
documento firmato digitalmente

IL SINDACO
(Fabio Ruffin)

(spazio per il protocollo)

DATA: luglio 2015



GEOLOGIA TECNICA sas
di Vorliceck P.A. & C

Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2008



Provincia di	PADOVA
Comune di	LOZZO ATESTINO
Committente	Amm.ne Com.le LOZZO ATESTINO



**RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA, IDROGEOLOGICA &
SISMICA**

Provincia di	PADOVA
Comune di	LOZZO ATESTINO
Committente	Amm.ne Com.le LOZZO ATESTINO

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA, IDROGEOLOGICA & SISMICA

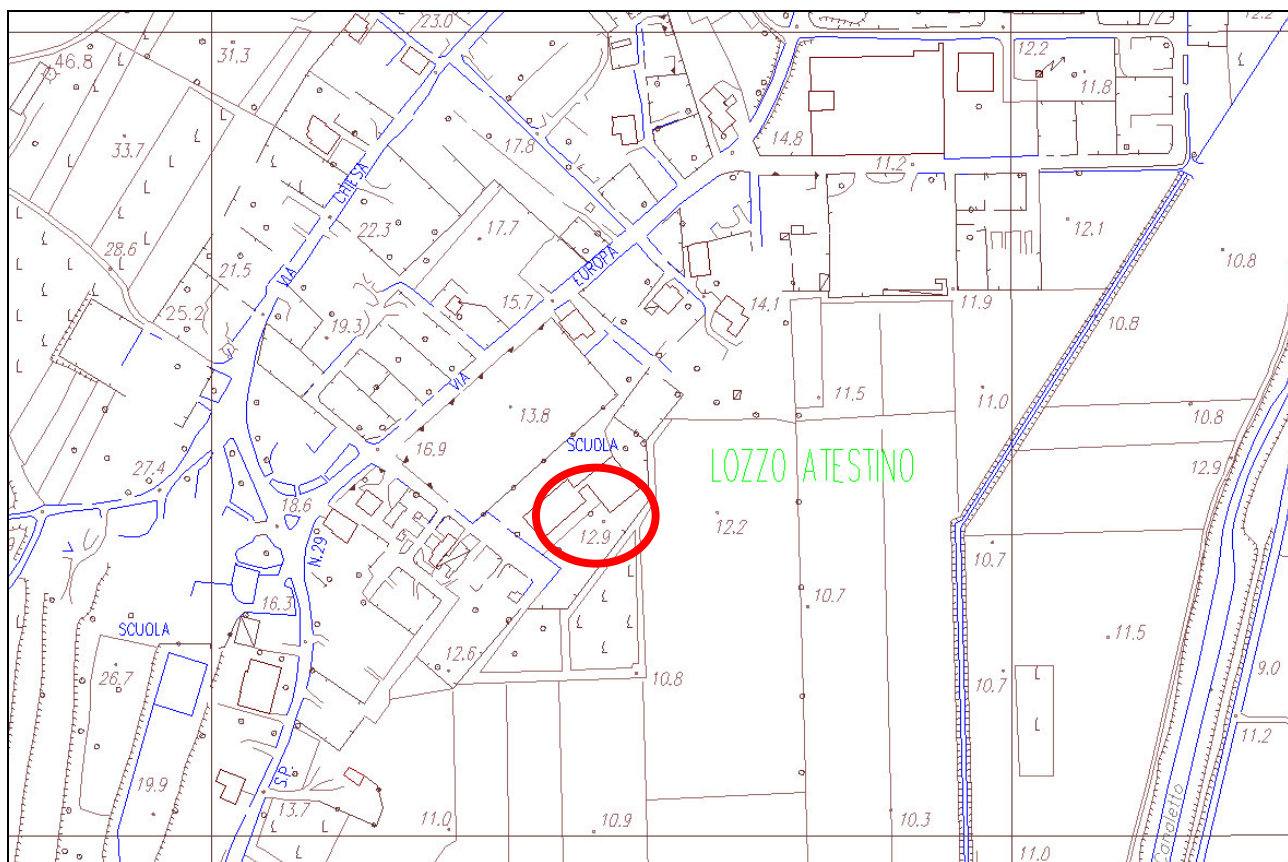
INTRODUZIONE	3
RELAZIONE GEOLOGICA & IDROGEOLOGICA	4
RELAZIONE SISMICA	8
RELAZIONE GEOTECNICA	13
CONCLUSIONI	22

INTRODUZIONE

Al fine di verificare la fattibilità geologica e di fornire indicazioni geotecniche utili per l'ampliamento del complesso scolastico "G. Negri" sito nel Comune di Lozzo Atestino in via G. Negri sono state eseguite le seguenti indagini:

1. Una ricerca bibliografica inerente l'area in esame
2. L'esecuzione di (n° 1) prova di sismica passiva con metodo Nakamura HVSR.
3. L'esecuzione di (n° 2) prove penetrometriche statiche fino alla profondità max di 20 m da p.c.

Tale indagine è altresì necessaria per ottemperare alle NTC del D.M. 14/01/2008.

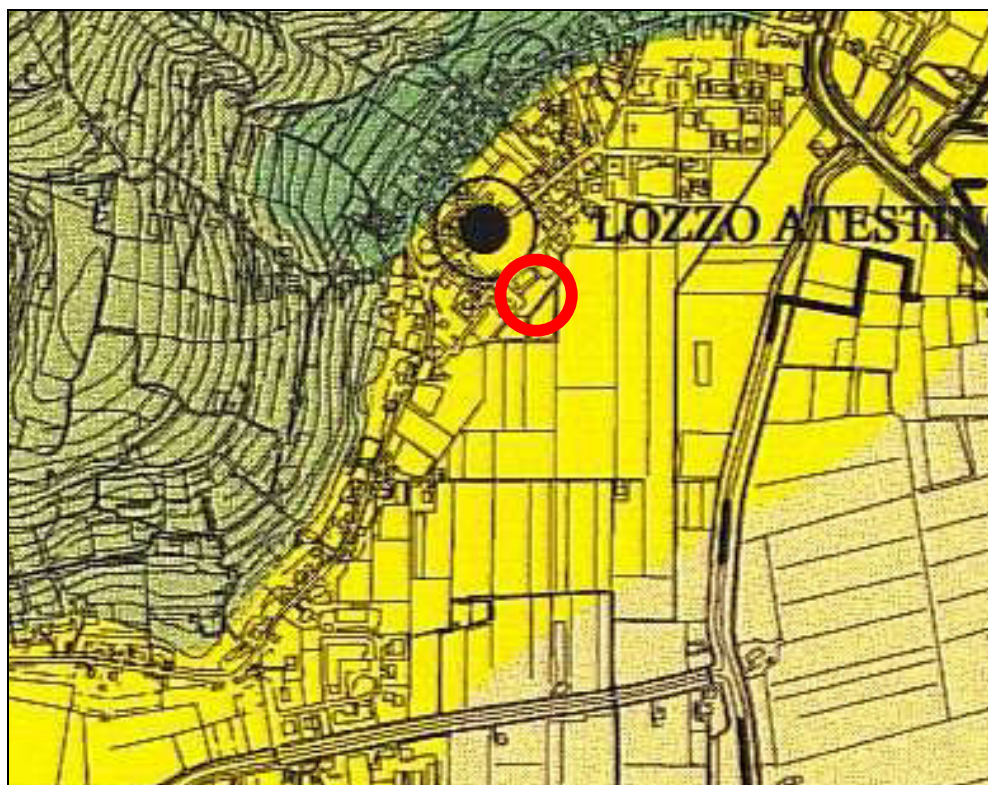


adramento (tratteggio in rosso lottizzazione e in rosso area indagata) del sito di studio nel CTR 1:5000

RELAZIONE GEOLOGICA & IDROGEOLOGICA**Geologia**

Nell'area indagata secondo la cartografia ufficiale, (giallo in carta) si riscontrano terreni costituiti per lo più da sedimenti fini "prevalentemente limoso argillosi talora con livelli sabbiosi", legati agli eventi deposizionali dei fiumi Adige e Bacchiglione. A ovest del sito indagato affiorano essenzialmente il suolo e il detrito eluviale e colluviale costituito da coltri detritiche grossolane. Al disotto di questi depositi e più a nord secondo la cartografia ufficiale troviamo i calcari della Scaglia Rossa a loro volta sollevati dalle eruzioni di tipo "laccolitico" dell'area Euganea.

Le indagini indicano per i primi 20 m di profondità la presenza di terreni prevalentemente argillosi limosi – argillosi talora con livelli di limo argilloso sabbioso.



Estratto della carta geolitologica (PTP, Padova). In rosso cerchiato sito indagato

Litologie Affioranti

Oltre ai terreni costituiti da sedimenti fini e già descritti, più a nord possiamo ritrovare altre litologie rilevate in sito e confrontate con la cartografia ufficiale

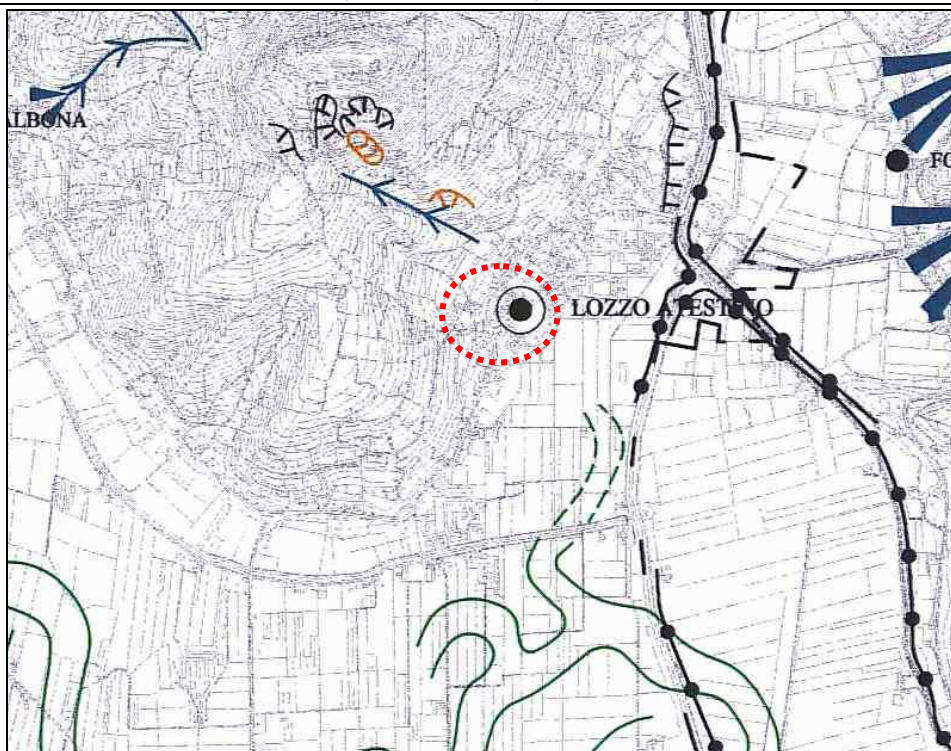
Suolo: in generale nei Colli Euganei è difficile poter parlare di suoli evoluti per varie cause; da una parte la morfologia “vulcanica” con forti pendii ne favorisce l’asportazione e l’erosione non appena si forma, altrove, come negli altipiani calcarei, ove è possibile la formazione di più orizzonti, l’opera millenaria dell’uomo ne muta profondamente l’evoluzione.

Copertura detritica eluviale e colluviale: si tratta della frammistione di coperture di regolite con conoidi di deiezione o più raramente di paleo movimenti gravitativi in massa (tipo debris flow) dovuta al discendere di materiale fratturato ed alterato proveniente da zone poste a nord del sito in questione. Il risultato è una copertura fortemente eterogenea data da ghiaie e assai raramente blocchi immerse in una matrice argillosa quasi sempre predominante.

Scaglia Rossa: la formazione della Scaglia Rossa è costituita da calcari selciferi a grana fine, più o meno marnosi, che nei colli Euganei presenta un prevalente colore rossiccio dato dalla presenza di ossidi di ferro (limonite ed ematite).

Geomorfologia

Il settore in esame si trova ai margini del raccordo tra il fianco collinare che si sviluppa ad oriente del M. Lozzo con la pianura euganea antistante. I valori di acclività crescono man mano che ci si sposta a ovest del sito indagato, in direzione M. Lozzo. Nella carta geomorfologica (PTP, Provincia di Padova) a sud dal sito indagato si evince la presenza di paleostrutture legate ai paleoalvei del fiume Adige (tratto verde in carta). La quota del area degrada dal nord ovest a sud est il sito indagato si trova approssimativamente alla quota di 13 m s.l.m. (misure dedotte dal ctr 1.5000).



Estratto della carta geomorfologica (PTP, Padova). In rosso tratteggiato il sito indagato

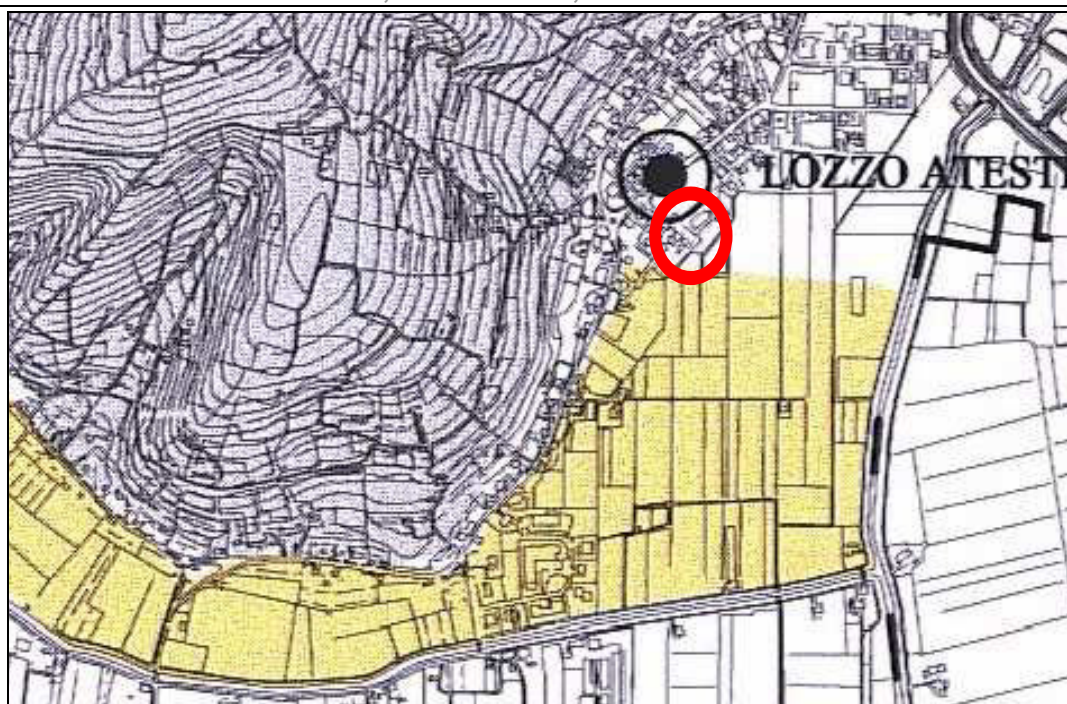
Idrologia

Il sito si trova a circa 350 m a ovest dello scolo Canaletta, corso d'acqua minore che poco più a nord si immette nel canale Bisatto. Più a sud scorre lo scolo di Lozzo che delimita a sud una parte del territorio, compresa tra quest'ultimo e il versante del M Lozzo, classificata, secondo la cartografia ufficiale (PTP Provincia di Padova), come a "area a media pericolosità" derivante dal rischio di esondazione, con una forte propensione al ristagno d'acqua in caso di eventi meteorici eccezionali. L'area della ove è inserito il lotto indagato, si trova poco a nord di tale zona a media pericolosità, indicata in giallo in carta, ed è quindi classificabile come a medio-basso rischio idrogeologico

Idrogeologia

Nella carta idrogeologica del PTP della Provincia di Padova riportata a seguito in gran parte del territorio la falda è stimata assestarsi mediamente a quote inferiori al metro dal piano campagna. Nel sito in questione ci troviamo a quote maggiori rispetto alla piana circostante. La falda in sito è stata rilevata tramite la messa in opera un piezometro temporaneo nel foro delle prova cpt 1: al momento delle indagini (19/06/2015) la falda è stata misurata a - 2.0 m da p.c.

Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel-fax 0429601986 e-mail info@geologiatecnica.net & www.geologiatecnica.net		
File: Lozzo_Atestino scuola G. Negri.doc	Redatto da: Simonetto G.	Data 14/07/2015
Rev. 00	Controllato da: Vorliceck P.A.	Pag. 6



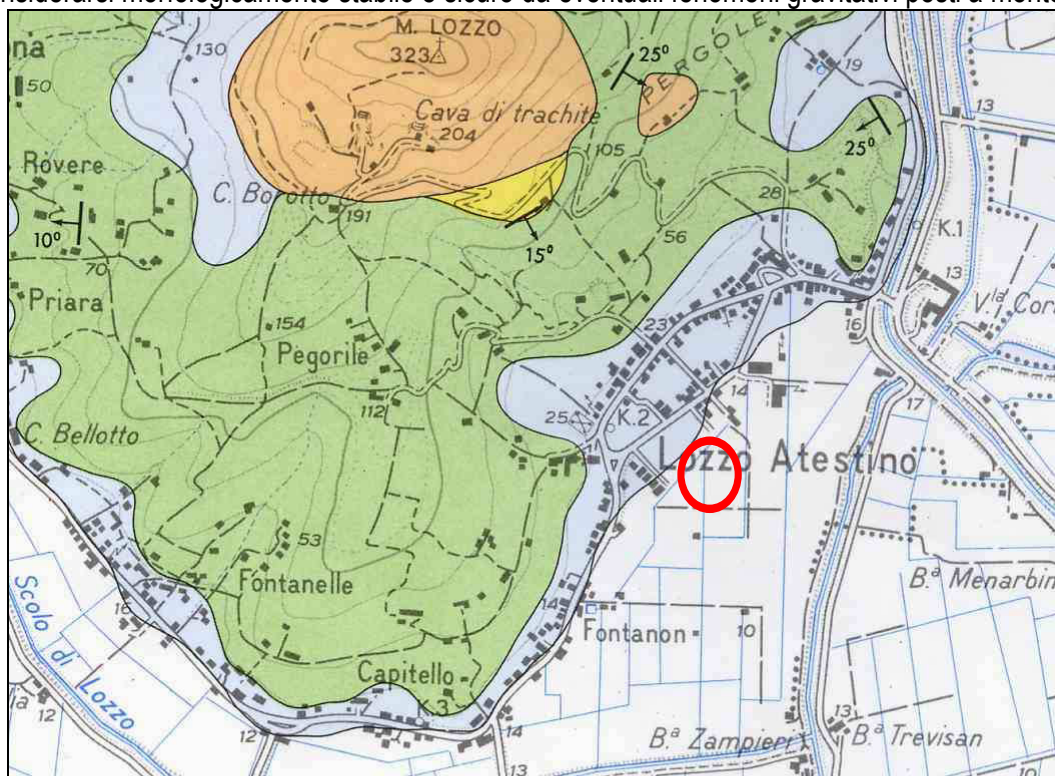
Estratto carta rischio idraulico (PTP, Padova) In rosso cerchiato sito indagato



Estratto carta idrogeologica (PTP, Padova). In rosso cerchiato sito indagato

Stabilità dei Versanti

Attualmente, nella cartografia elaborata dall'università alla scala 1:25000, la zona si trova poco a sud est delle coltri detritiche indicati in azzurro, le quali sono incluse in una classe di franosità media. Data la sua posizione il sito è da considerarsi morfologicamente stabile e sicuro da eventuali fenomeni gravitativi posti a monte



Estratto Carta della Franosità dei Colli Euganei In rosso cerchiato sito indagato

RELAZIONE SISMICA

Classificazione sismica del sito

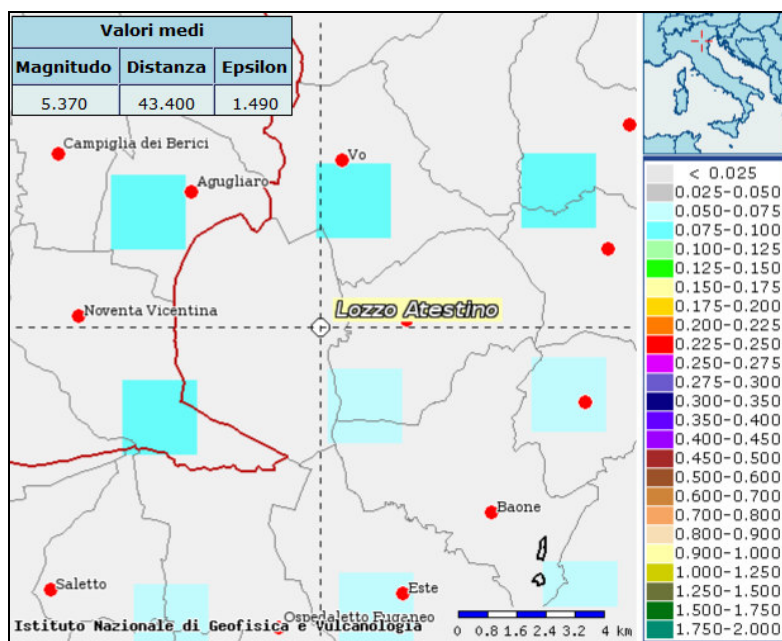
Il comune di Lozzo (Secondo la classificazione sismica indicati nell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274/03) è classificato dal punto di vista sismico in classe IV con quindi i seguenti parametri edificatori minimi.

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g)	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g/g)
IV	<0.05	0.05

La classificazione sismica in zone 1 2 3 4 dopo l'entrata in vigore delle NTC08 ha solo valore amministrativo, vale solo per i controlli sui progetti da parte del GC. L'azione sismica va sempre calcolata tenendo conto della griglia. Per l'identificazione della zona sismica in cui ricade ciascun comune o porzione di esso, occorre fare riferimento alle disposizioni emanate ai

sensi dell'art. 83, comma 3, del DPR 6.6.2001, n. 380. disposizioni emanate ai sensi dell'art. 83, comma 3, del DPR 6.6.2001, n. 380.

Data la bassa sismicità il rischio di liquefazione delle sabbie risulta trascurabile mentre il sito appare stabile dal punto di vista geomorfologico per una ampio raggio anche in presenza di azioni sismiche. In base alla mappa della pericolosità sismica l'area indagata si trova a in una parte del territorio comunale di Lozzo Atestino che presenta accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g) compresa tra .0.050-0.075.



Estratto mappa pericolosità sismica INGV.

Dalla resistenza penetrometrica equivalente (espressioni 3.2.2 e 3.2.3 delle NT) relativa ai dati delle prove statiche si evince che i terreni sono costituiti da terreni coesivi poco consistenti alternati a terreni granulari da poco a mediamente addensati. In tale caso le norme tecniche indicano che in presenza di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana fine e grossa la categoria di sottosuolo di riferimento è quella "peggiore" rispetto a quelle calcolate. In base alla caratterizzazione sismica dei terreni, descritta a seguito, tramite la tecnica HVSR (Metodo di Nakamura) si stima un valore delle V_{S30} intorno ai 200 m/sec .

Nel sito in questione quindi dando maggior peso alle prove penetrometriche i terreni appartengono alla **categoria di sottosuolo D**

Caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica HVSR (Metodo di Nakamura).

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali) o HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio* - Metodo di Nakamura) è finalizzata all'individuazione della frequenza

caratteristica di risonanza di sito e delle discontinuità sismiche che sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che al contatto copertura-bedrock.

Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio (V_s) e per una corretta caratterizzazione dei litotipi investigati si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (HVSr) basati sulla simulazione del campo d'onde di superficie (Rayleigh e Love) secondo la teoria descritta in AKI (1964) e Ben-Menahem e Singh (1981); Arai e Tokimatsu, 2004).

Il metodo di acquisizione si dice passivo in quanto il rumore non è generato ad hoc, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva (sismica a rifrazione), ma è il rumore naturale definito come "microtremore". I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono riassunti nel riquadro.

- la stratigrafia del sottosuolo con un range di indagine compreso tra 0.5 e 700 m di profondità anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 50 – 70 metri. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto di impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso;
- la velocità media delle onde di taglio V_s calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario conoscere, anche in maniera indicativa, la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia e riconoscibile nella curva H/V. La stima di tale parametro caratterizza al meglio, dal punto di vista geofisico, i vari litotipi presenti. È inoltre possibile valutare la velocità di propagazione delle onde di taglio all'interno del bedrock e stabilire il tipo di roccia presente. La tecnica HVSr può essere applicata, a differenza delle classiche tecniche d'indagine sismiche (sismica a rifrazione), anche in presenza di inversioni di velocità (materiali più competenti che poggiano sopra materiali meno competenti);
- la frequenza caratteristica di risonanza del sito che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericoloso per la stabilità degli stessi.

Nel caso in cui quindi siamo in presenza di una discontinuità sismica legata al passaggio tra materiali con parametri (densità e velocità sismiche) diversi che presentano quindi un contrasto d'impedenza (per essere identificabili i picchi H/V richiedono contrasti di impedenza almeno del 25%) è possibile stabilire una relazione tra lo spessore dello strato "più soffice" h , la velocità media delle onde S e la frequenza f del picco attraverso la formula:

$$f = \frac{V_s}{4 \times h}$$

Presentazione ed elaborazione dei risultati

Per l'elaborazione dei dati e la definizione della frequenza fondamentale del sito è stato utilizzato il software open source Geopsy risultati riportati delle misurazioni per ogni stazione di misura comprendono:

- Grafico componenti spettrali lisciate tramite operatore Konno & Ohmachi (1998)
- Grafico andamento del rapporto H/V in funzione della direzione
- Grafico del rapporto H/V e relativa f_0 calcolata

- Parametri di qualità SESAME per la curva H/V ottenuta

A seguito si riportano i grafici sopra elencati (elaborazione del segnale eseguita con software Geopsy)

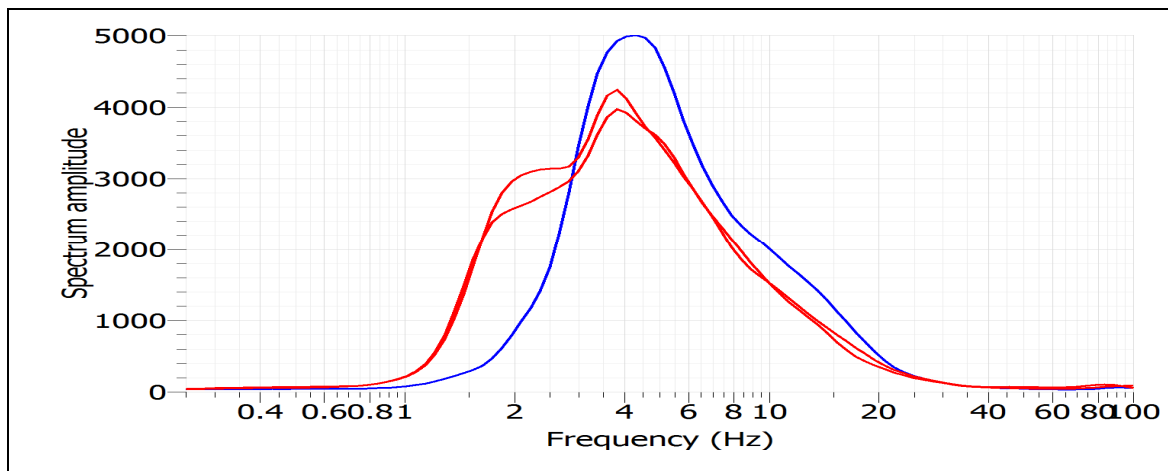


Fig. 1: Componenti spettri lisciati: in blu componente verticale in rosso orizzontali.

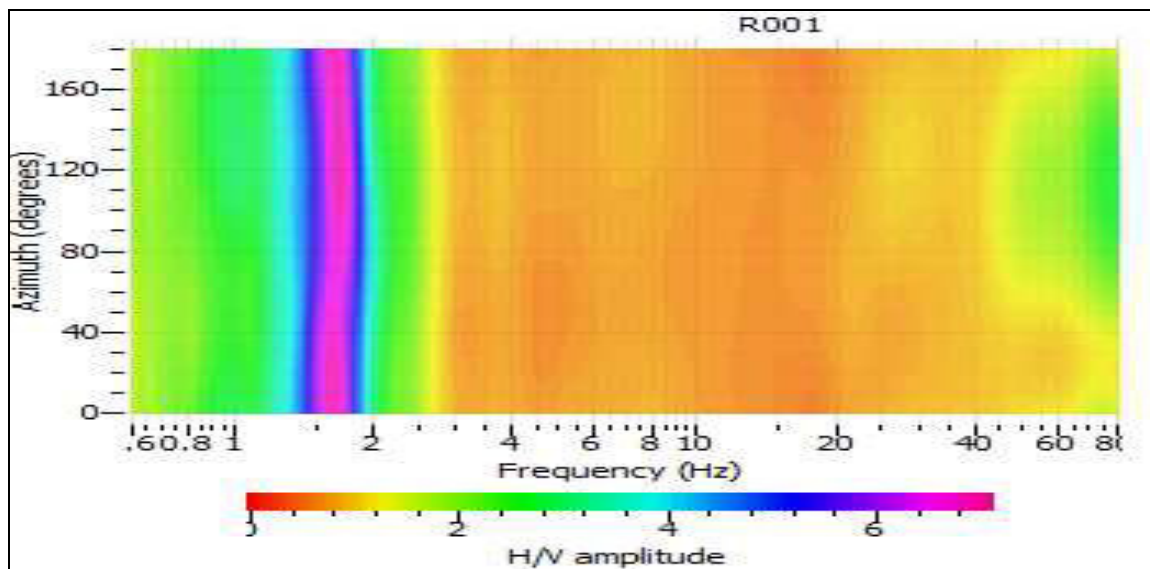


Fig. 2: Direzionalità rapporto H/V.

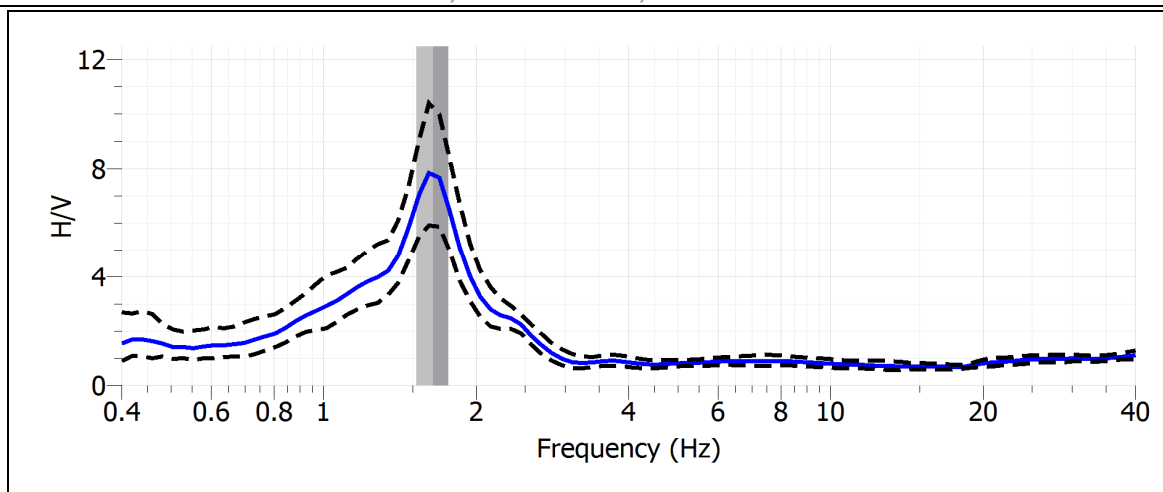


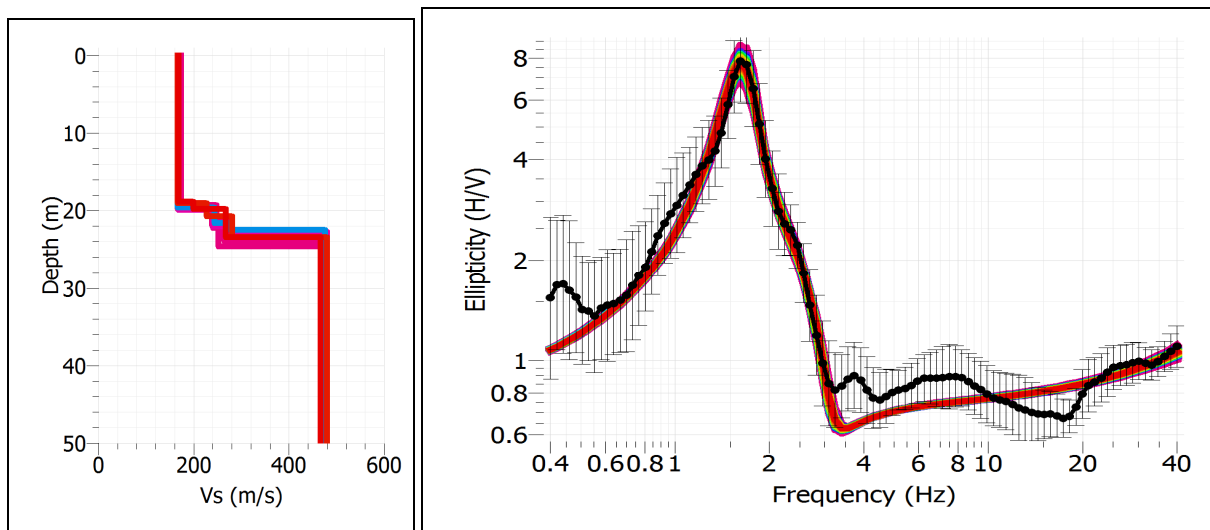
Fig. 3.: Rapporto spettri componenti orizzontali e verticali lisciati. In grigio in evidenza i picchi.

Osservazioni

Dall'analisi delle componenti spettrali intorno ai 1.7 Hz si distingue il picco massimo della curva H/V, che corrisponde alla frequenza di risonanza del sito, dovuto a un contrasto d'impedenza di natura stratigrafica. Infatti tale picco rispetta parametri di qualità SESAME come si nota dall'andamento ad ogiva nelle componenti dello spettro caratterizzate da un minimo locale della componente verticale (fig. 1) e dalla continuità spaziale del rapporto HV evidenziata nel grafico della direzionalità (fig. 2).

Modello simostratigrafico

Nel diagramma posto sotto si evidenziano il modello di sottosuolo (definizione del modello sismostratigrafico tramite l'elaborazione della curva HVSR con software Geopsy "dinver" elaborazione curva hvsr) e le velocità delle onde di taglio in riferimento alla profondità. In base alle velocità misurate la Vs30 è circa **200 m/s**.



Nella figura a destra modello di sottosuolo in funzione dell'andamento delle Vs con la profondità. A sinistra confronto tra la curva H/V sperimentale (in nero) e la teorica (in rosso) ottenuta per il modello di sottosuolo.

RELAZIONE GEOTECNICA

Prove penetrometriche

Sono state eseguite n° 2 prove penetrometriche statiche (CPT Cone Penetration Test) spinte fino alla profondità massima di 20 m da p.c. Per le CPT è stato usato un penetrometro statico da 10 t, munito di Jacket Friction Cone con determinazione ogni 20 cm di infissione, della Resistenza alla punta e della Resistenza di Attrito Laterale Locale; velocità di infissione costante pari a 20 mm/sec.

Sono allegati i diagrammi con i risultati delle prove e a seguito le foto e la planimetria con l'ubicazione delle medesime.



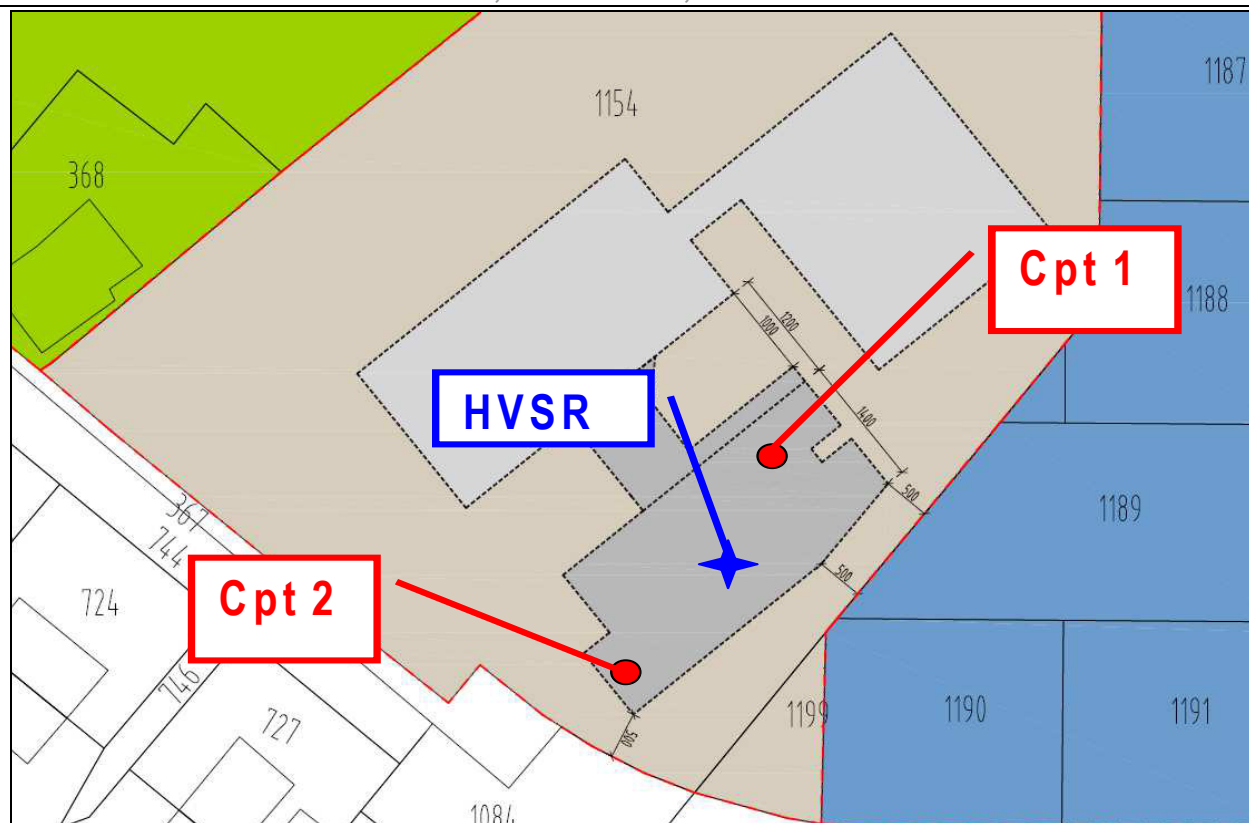
Esecuzione Cpt 1



Esecuzione Cpt 2



Foto posizionamento indagine sismica HVSR



Ubicazione delle indagini sulla planimetria dello stato di progetto

Caratteristiche meccaniche del terreno

Le caratteristiche meccaniche dei terreni in esame sono desunte tramite correlazioni con dati penetrometrici, in particolare R_p (resistenza di punta) e R_l (resistenza laterale). In base a tali dati è possibile esprimere:

Coesione non drenata C_u e angolo d'attrito dei terreni granulari (in relazione al grafico di Searle)
Coefficiente di compressibilità volumetrica $m_v = 1 / \alpha * R_p$ con α = parametro dipendente dal tipo di terreno (Sanglerat, Mitchell e Gardner) e quindi il modulo confinato $M = 1/m_v$.

Interpretazione media dei dati della prova penetrometrica

In tabella si riporta l'interpretazione dei dati della prova Cpt 1 e Cpt 2. In generale le prove risultano simili nelle variazioni delle resistenze di punta e laterale con la profondità, indicando quindi una buona correlazione orizzontale, (stratificazione litologica subparallela), presentando comunque nel dettaglio delle differenze.

Si ricorda che i primi 60-80 cm di terreno indagato, possono presentare parametri geotecnici estremamente variabili in funzione delle caratteristiche meteo-climatiche relative al periodo d'indagine.

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA, IDROGEOLOGICA & SISMICA


Parametri geotecnici medi ricavati dalla prova Cpt 1

Strato	m da p.c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA ⁽¹⁾	PARAMETRI GEOTECNICI				
			Rp Kg/cmq	Cu Kg/cmq	ϕ°	$\gamma_{d/s}$ g/cm c	α
1	0,0-0,6	suolo vegetale/riporti	/	/	/	/	/
2	0,6-1,0	riporti materiale granulare	40		32	1.75	/
3	1,0-1,8	limo argilloso	25	0.75	/	1.80	3-6
4	1,8-5,0	alternanza di livelli di limo argilloso sabbioso , limo argilloso e argilla	10--20	0.4-0.75	/	1.77	3-6
5	5,0-5,8	limo argilloso	30--40	1.0-1.5	/	1.82	3-6
6	5,8-7,2	limo sabbioso argilloso	50--60		28-30	1.92	/
7	7,2-8,6	limo argilloso	20-35	0.75-1.00		1.80	3-6
8	8,6-10	limo argilloso sabbioso	12	0.45		1.75	3-6
9	10-10,6	sabbia limosa	60		32	1.93	/
10	10,6-11,2	limo argilloso sabbioso	15	0.45		1.75	3-6
11	11,2-12,6	sabbia limosa, sabbia limosa argillosa	70-90		32	1.95	/
12	12,6-14,6	alternanza di livelli di argilla talora organica e sabbia limosa sciolta	12--20	0.4		1.77	3-9

(1) L'interpretazione litologica si basa sui dati delle prove penetrometriche ed ha valore indicativo delle litologie presenti.

Parametri geotecnici medi ricavati dalla prova Cpt 2

Strato	m da p.c.	INTERPRETAZIONE LITOLOGICA ⁽¹⁾	PARAMETRI GEOTECNICI				
			Rp Kg/cmq	Cu Kg/cmq	ϕ°	$\gamma_{d/s}$ g/cm c	α
1	0,0-1,0	suolo vegetale seguito da riporti granulari	60	/	/	/	/
2	1,0-4,6	alternanze di livelli di limo argilloso e argilla. Argilla limosa	10-20	0.45-0.8	/	1.76	3-6
3	4,6-6,0	da limo argilloso a limo sabbioso argilloso	60-70	1.5	30	1.93	3-6
4	6,0-8,0	argilla, argilla limosa	20-30	0.6-1.0	/	1.80	3-6
5	8,0-9,4	limo argilloso, argilla	10-12	0.4-0.5	/	1.76	3-6
6	9,4-10,0	limo argilloso sabbioso	30	/	28	1.80	/
7	10,0-10,8	argilla	10	0.5	/	1.75	3-6
8	10,8-11,8	limo sabbioso argilloso , sabbia limosa argillosa	50-70	/	32	1.90	/
9	11,8-16,6	fitta alternanza di livelli di argilla limosa, limo argilloso e limo argilloso sabbioso	5-15	0.3-0.5	/	1.73	2-5

		GEOLOGIA TECNICA sas di Vorliceck P.A. & C		Azienda certificata UNI EN ISO 9001:2008 da: Kiwa Italia spa			
RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA, IDROGEOLOGICA & SISMICA							
10	16,6-17,4	sabbia limosa	100	/	33	1.98	/
11	17,4-19,0	alternanza di livelli di limo argilloso e argilla	20-30	0.6-1.0	/	1.80	3-6
12	19,019,6	limo argilloso sabbioso	40-60	/	31	1.90	/
13	19,6-20,0	argilla	20	0.65	/	1.77	3-6

(1) L'interpretazione litologica si basa sui dati delle prove penetrometriche ed ha valore indicativo delle litologie presenti.

Valori di progetto dei parametri geotecnici

I valori di progetto **P(1)** dei parametri geotecnici, X_d , possono essere ricavati dai valori caratteristici, utilizzando la seguente equazione:

$$X_d = X_k / \gamma_m$$

I valori di progetto, X_d (Φ_d , c'_d , $Cud...$) sono quelli da utilizzare nelle verifiche. Si ricavano a partire dei valori caratteristici, **X_k** ai quali va applicato un fattore riduttivo **γ_m** (FS parziale), tabellato nel NTU. Indicazioni sulla scelta di valori caratteristici si ritrovano non nel NTU ma nel EC7.

“La selezione dei valori caratteristici sarà basata sui valori derivati da prove di laboratorio o in situ “Il valore caratteristico di un parametro di un terreno o di una roccia deve essere scelto in base ad una valutazione cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite” la maggiore varianza di c' rispetto a quella di ϕ' deve essere considerata quando si determinano i loro valori caratteristici. L'estensione della zona di sottosuolo che influisce sul comportamento di una struttura geotecnica in condizioni di stato limite è di solito molto più ampia di quella interessata da una prova su terreno o roccia e, pertanto, il parametro che determina il comportamento è spesso il valore medio nell'ambito di una certa superficie o di un certo volume di sottosuolo. Il valore caratteristico corrisponde ad una valutazione cautelativa del suddetto valore medio. Se si utilizzano metodi statistici, il valore caratteristico dovrebbe essere ricavato in maniera tale che la probabilità calcolata di valori più sfavorevoli, che determinano la manifestazione dello stato limite, non sia maggiore del 5%.”. Segue che il valore caratteristico è una stima cautelativa di cui si riporta a seguito un metodo di calcolo (t-student) per dati “numerosi”.

$$\mu = t(n-1) \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right) + \bar{x}$$

Media della popolazione: $t(n-1)$ = distribuzione di Student con n-1 gradi di libertà

La distribuzione della media è sensibile al numero n dei dati, e al valore s della deviazione standard del campione

A seguito si riporta il valore caratteristico per il parametro coesione C_u calcolato sui dati delle prove penetrometriche relativo ai banchi limoso-argillosi al disotto del piano di fondazione, all'interno della “superficie di rottura” (volume “significativo” di terreno coinvolto dall'azione dell'opera in progetto)

5° percentile distribuzione della media				
N° prove	N° dati	Dev. Stand.	Media dati	Valore caratteristico
2	31	10,87	57,42	54,1

Sede: v. Martiri Libertà 29, 35042 Este (PD) tel-fax 0429601986 e-mail info@geologiatecnica.net & www.geologiatecnica.net		
File: Lozzo_Atestino scuola G. Negri.doc	Redatto da: Simonetto G.	Data 14/07/2015
Rev. 00	Controllato da: Vorliceck P.A.	Pag. 17

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA, IDROGEOLOGICA & SISMICA

Il valore caratteristico, relativo al parametro geotecnico coesione non drenata, utilizzato per le verifiche agli stati limite delle opere in progetto, è **54.1 kN/mq**. Tale valore caratteristico diventerà valore di progetto dividendo lo stesso per i diversi coefficienti parziali.

Resistenza di progetto

Nella presente relazione le verifiche sulla resistenza di progetto sono eseguite tramite un foglio di calcolo che usa il Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991* per verifiche in condizioni statiche e sismiche.

$$R_d (Q_{ult}) = 0.5 \cdot B \cdot G_2 \cdot N_g \cdot F_g \cdot D_g \cdot I_g \cdot G_g \cdot B_g \cdot R_g + c_0 \cdot N_c \cdot F_c \cdot D_c \cdot I_c \cdot G_c \cdot B_c + G_1 \cdot H \cdot N_q \cdot F_q \cdot D_q \cdot I_q \cdot G_q \cdot B_q$$

F_g, F_c, F_q: fatt. di forma - D_g, D_c, D_q: fatt. profond. - I_g, I_c, I_q: fatt. inclin. carico - G_g, G_c, G_q: fatt. inclin. p.c. - B_g, B_c, B_q: fatt. inclin. fondaz. - R_g: fatt. platea

La stabilità nelle diverse verifiche è data quando: $R_d \geq E_d$ ove

- R_d: resistenza di progetto
- E_d = azione di progetto (fornita dallo strutturista o ipotizzata)

A seguito si riporta quanto prescrive il testo unico delle Norme tecniche per le costruzioni (DM 14/01/2008) in relazione alle verifiche agli stati limite.

Azioni nelle verifiche agli stati limite

Secondo quanto indicato dal testo unico delle Norme tecniche per le costruzioni (DM 14/01/2008) la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale dell'opera. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. In particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera; Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

Stati limite ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**; lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**; lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**.

Le tabelle successive forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno; collasso per scorrimento sul piano di posa; stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

A seguito si riportano le indicazioni per la verifica **SLU STR-GEO**

STR: Rottura interna o deformazione eccessiva della struttura o di elementi strutturali, compresi fondazioni, pali, dove la resistenza delle componenti strutturali risulta significativa nel fornire resistenza.

GEO: Rottura o eccessiva deformazione del terreno dove la resistenza del terreno o roccia è significativa nel fornire resistenza.

Vengono proposti 3 possibili approcci accertando che per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$Ed \leq Rd$$

I valori degli effetti delle azioni di progetto, **Ed**, devono risultare \leq alle resistenze di progetto, **Rd**

Le resistenze di progetto possono essere calcolate in 3 modi distinti a seconda di come si applicano i CP (coefficienti parziali)

1. sulle azioni o effetti delle azioni (coefficienti parziali A)
2. sulle proprietà del terreno (coefficienti parziali M)
3. sulle resistenze (coefficienti parziali R)
4. su entrambe.

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, (testo unico costruzioni) seguendo in primo luogo l'approccio 1 combinazione 2 confrontando con gli altri approcci riportati a seguito

Approccio 1: Combinazione 1: (A1+M1+R1); Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2: Combinazione: (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente R non deve essere portato in conto.

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
PERMANENTI (G1)	favorevole	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole	1.1	1.3	1.0
PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	favorevole	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole	1.5	1.5	1.3
VARIABILI (Q)	favorevole	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole	1.5	1.5	1.3

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	Tang ϕ°	1.0	1.25
Coesione efficace	C'	1.0	1.25
Resistenza non drenata	Cu	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	1.0	1.0

Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFF. PARZ. R1	COEFF. PARZ. R2	COEFF. PARZ. R3
Capacità portante	1.0	1.8	2.3
Scorrimento	1.0	1.1	1.1

Valore resistenza di progetto

Le verifiche agli stati limite sono relative una fondazione di tipo platea. Nella tabella a seguito si riportano i dati geometrici e i parametri geotecnici del terreno.

Larghezza B fondazione m	15	Peso di volume terreno in kN/mc	18
Lunghezza L fondazione m	30	CuK (valore caratteristico)	54.1
Profondità D incasso (m p.c.)	0.8	Falda m da p.c. (19/06/2015)	2.0

A seguito si riportano i valori della resistenza di progetto per le diverse combinazioni dell'approccio 1 e 2.

		Parametri geotecnici / coefficiente parziale		Capacità portante / coeff. parziale
SLU	R (kPa)	pes vol (kN/mc)	Cu/M (kN/mq)	Rd (kPa)
M1 R1	245,8	18,0	54,1	245,8
M2 R2	176,1	18,0	38,6	97,8
M1 R3	246	18	54,1	106,89

Nelle verifiche agli stadi limite lo strutturista dovrà considerare l'effetto di tutte le azioni di progetto (carichi permanenti e non, variabili, momenti eccentricità ecc....) e di conseguenza verificare se la condizione $R_d \geq E_d$ è valida.

Stati limite di esercizio

Nelle verifiche SLE si considereranno spostamenti e deformazioni del terreno che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto. Nelle verifiche SLE deve risultare.

$$E_d \leq C_d \text{ (eq. 6.2.7 delle NTC)}$$

Dove **E_d** è il valore di progetto dell'effetto dell'azione (cedimento S) e **C_d** è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (cedimento ammissibile).

Cedimenti di fondazioni superficiali

Il cedimento totale è dato dalla somma del cedimento immediato e del cedimento edometrico. Il cedimento edometrico, legato alla compressibilità dell'argilla, sarà dato dalla somma dei cedimenti relativi ai singoli strati. Il cedimento relativo al singolo strato argilloso, in base al metodo monodimensionale di Terzaghi è dato dalla formula:

$$s = \Delta H = H_0 \Delta p m_v \text{ dove:}$$

H_0 = spessore strato

m_v = coefficiente di compressibilità volumetrica ($1/\alpha^*q_c$) dove α parametro dipendente dal tipo di terreno (relazioni empiriche ricavate da Sanglerat, Mitchell e Gardner) e q_c resistenza alla punta del penetrometro statico

Δp = incremento di carico (in termini di pressione effettiva) = (carico) q^*K (coefficiente di distribuzione del carico secondo Boussinesq)

Nel calcolo dei cedimenti di fondazioni superficiali, gli strati più sensibili interessati dalla compattazione quelli contenenti l'argilla o terreni organici; naturalmente si verificheranno dei cedimenti anche all'interno degli altri strati granulari. Poiché i terreni granulari, in particolare quelli da mediamente addensati a addensati, sono quasi

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA, IDROGEOLOGICA & SISMICA

incompressibili rispetto all'argilla, il cedimento è praticamente dovuto alla compressione degli strati di argilla. I carichi usati nel calcolo dei cedimenti **non** tengono conto dei momenti impressi alla base della fondazione.

Ad ogni modo i cedimenti calcolati sono da considerarsi indicativi in quanto le verifiche sono state eseguite con l'uso di parametri relativi alla compressibilità dei terreni, stimati dai dati dalle prove penetrometriche e non da prove specifiche di laboratorio.

Fondazione a platea larga 15 m

Cpt	Carichi di progetto in kN/mq	Cedimento minimo (cm)	Cedimento massimo (cm)
CPT 1	60	1,9	3,7
CPT2	60	2,0	4,0

Si rammenta che i valori sono cautelativi per cui i cedimenti reali si avvicineranno a quelli minimi calcolati.

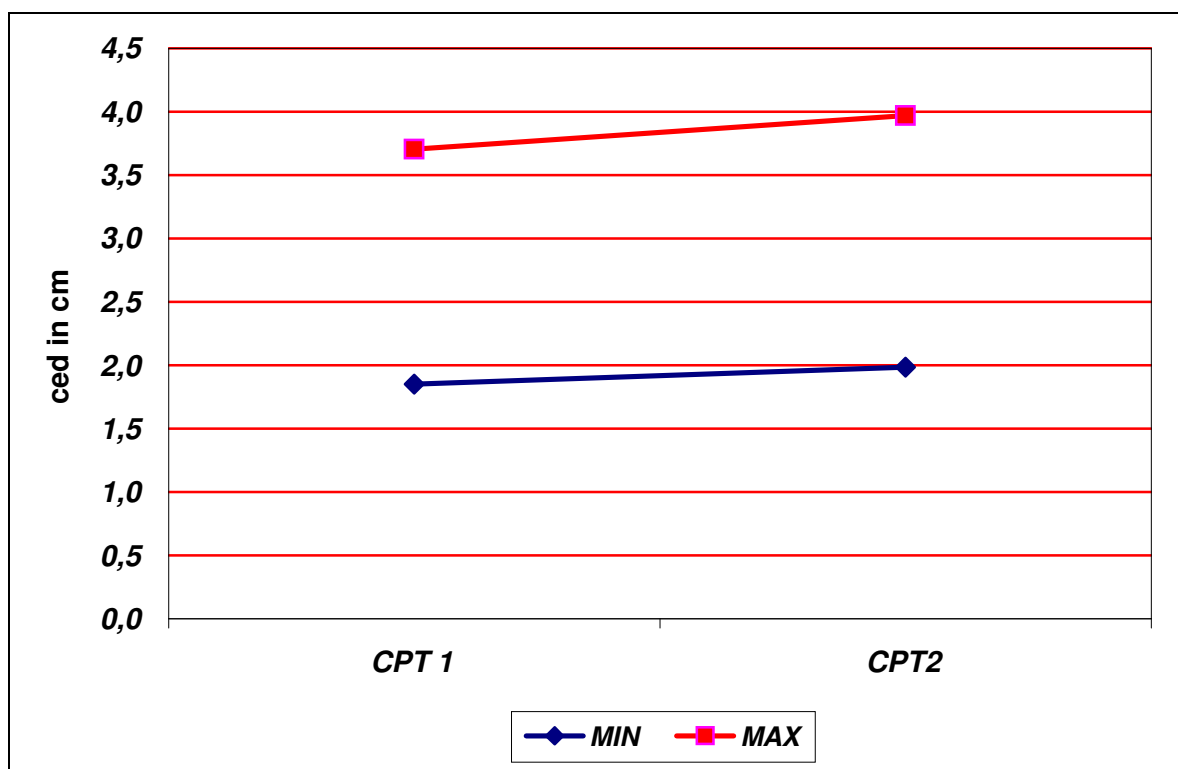


Grafico dei cedimenti per un carico di 60 KN/mq.

Come si nota dalla tabella sopra riportata, per l'opera di progetto, i cedimenti risultano non trascurabili in riferimento alle tipologie di fondazioni ipotizzate e in minima parte differenziali

CONCLUSIONI

Fattibilità geologica; dal punto di vista geologico l'area può ritenersi stabile non presentando particolari problemi.

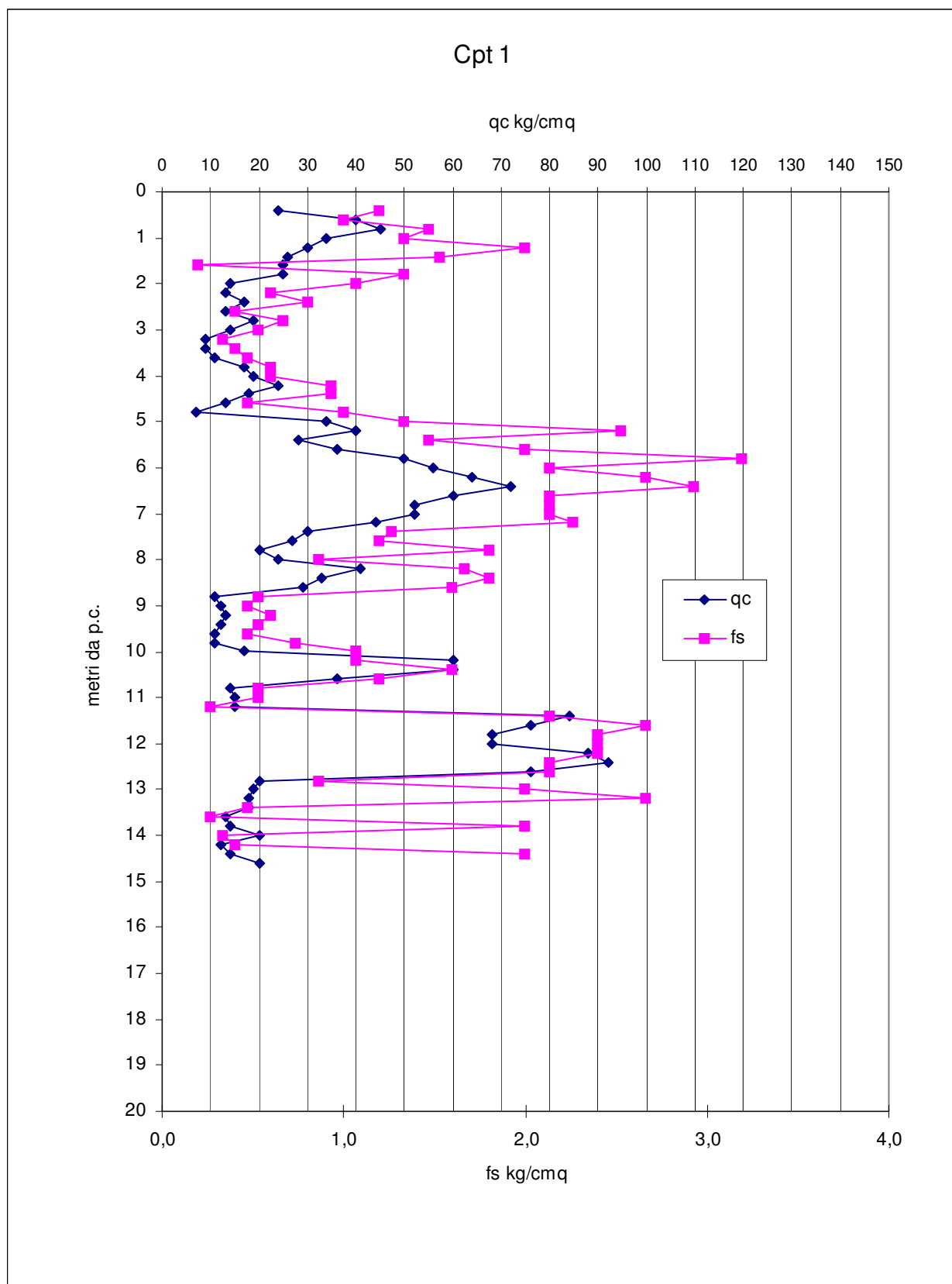
In base a quanto descritto nella perizia l'area è da considerarsi a -basso rischio idrogeologico s.l. (v. par. idrologia).

Fattibilità geotecnica; Il valore caratteristico, relativo al parametro geotecnico coesione non drenata, utilizzato per le verifiche agli stati limite delle opere in progetto, è 54.1 kN/mq. Tale valore caratteristico diventerà valore di progetto dividendo lo stesso per i diversi coefficienti parziali. Nella perizia si riportano i valori della resistenza di progetto per le diverse combinazioni delle verifica SLU per un ipotesi di fondazione continua.

I cedimenti calcolati sono da considerarsi indicativi, e comunque risultano non trascurabili e in minima parte differenziali (da porre all'attenzione del progettista).

*Relazione e indagini eseguite nel mese di giugno, 2015.
In allegato grafici prove penetrometriche*





Cpt 2

