

OPERE DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA PER SISTEMAZIONE ALLEVAMENTO AVICOLO AZIENDALE SITO IN POJANA MAGGIORE, VIA PEZZE LUNGHE

RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA-SISMICA
*Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018
e D.G.R. n. 244 del 09/03/2021*

Az. Agr. Cavedon Angelo
Via Borgo Brusà 72/A
36026 Pojana Maggiore (VI)

Committenti

Dott. Geol.
Cristiano Marconcini

il Tecnico

FIRMATO DIGITALMENTE
GEOLOGO CRISTIANO MARCONCINI

Cerea, Giugno 2021

INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	PROGETTO	4
3.	INQUADRAMENTO DELL'AREA D'INTERVENTO.....	5
3.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TOPOGRAFICO	5
4.	INQUADRAMENTO PIANIFICATORIO.....	5
4.1	ANALISI DEI VINCOLI	5
5.	MODELLAZIONE GEOLOGICA.....	7
5.1	GEOLOGIA, LITO-STRATIGRAFIA E GEOMORFOLOGIA.....	7
6.	CENNI DI IDROGRAFIA ED IDROGEOLOGIA	9
6.1	IDROGRAFIA.....	9
6.2	IDROGEOLOGIA	9
7.	INDAGINI GEOGNOSTICHE DIRETTE	11
7.1	GENERALITÀ.....	11
7.2	METODOLOGIA D'ESECUZIONE ED INTERPRETAZIONE DELLE CPT	12
7.3	VALUTAZIONI LITOLOGICHE E GEOTECNICHE INTERPRETATIVE	13
8.	MODELLAZIONE SISMICA.....	14
8.1	DETERMINAZIONE DELLE Vs30.....	14
8.2	COEFFICIENTI SISMICI [N.T.C.].....	21
9.	MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	23
9.1	SLU "STATO LIMITE ULTIMO" E SLE "STATO LIMITE DI ESERCIZIO".....	23
9.2	CALCOLO DELLO "SLU, SLE" E VERIFICA DEI CEDIMENTI ELASTICI ATTESI.....	26
10.	CONCLUSIONI.....	34
10.1	ACCORGIMENTI E PRECAUZIONI DA ADOTTARE	34
11.	BIBLIOGRAFIA GENERALE.....	35
11.1	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI E NORMATIVI	35
11.2	RIFERIMENTI CARTOGRAFICI	35
12.	ALLEGATI	36
12.1	CARTOGRAFIA	36
12.2	ELABORATI GRAFICI DI PROGETTO	38

1. PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto dalla proprietà, Az. Agr. Cavedon Angelo con sede in via Pezzalunga a Pojana Maggiore (VR), il sottoscritto dott. geol. Cristiano Marconcini, iscritto all'Ordine Regionale dei Geologi del Veneto al n. 570, ha redatto la presente relazione geologica-geotecnica-sismica.

Per la caratterizzazione preliminare geologica, stratigrafica e geotecnica dei terreni d'intervento e per la determinazione dell'andamento puntuale del primo orizzonte saturo superficiale, è stata condotta una campagna d'indagine mediante l'esecuzione di indagini geognostiche dirette eseguite con penetrometro statico Deep Drill SP/100SM (prove penetrometriche statiche denominate CPT1); il tutto è stato correlato con dati lito-stratigrafici acquisiti da precedenti lavori eseguiti nelle vicinanze dell'area d'intervento e con dati bibliografici e cartografici disponibili della zona.

Nel presente scritto, che fa riferimento ai disposti del D.M. 17 gennaio 2018 *"Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni"*, all' *Ordinanza O.P.C.M. 28.04.2006 N. 3519 "Criteri Generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone"* e alla *D.G.R. n. 244 del 09/03/2021*, si fornisce un sintetico inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico della zona d'intervento e si presentano, successivamente, le risultanze dell'indagine di campagna con i relativi calcoli dello stato limite ultimo "SLU", di esercizio "SLE" e la verifica dei cedimenti elastici indotti.

La parametrizzazione nano-sismica e la determinazione della categoria di suolo del sito in esame è stata determinata mediante tecnica di prospezione a "SISMICA PASSIVA" con acquisizione a stazione singola (es. H/V).

Le indagini geognostiche ed i sopralluoghi di campagna sono stati eseguiti nel mese di aprile 2021.

2. PROGETTO

L'intervento progettuale verte nella ristrutturazione edilizia con opere di manutenzione straordinaria per sistemazione allevamento avicolo aziendale sito in Via Pezze Lunghe a Pojana Maggiore (VI); il progetto prevede anche la sistemazione delle rete smaltimento interna. I particolari tecnici costruttivi sono meglio descritti nella relazione tecnica a firma del progettista e nelle tavole progettuali riportate in allegato.

PROVINCIA	VICENZA
COMUNE	POJANA MAGGIORE
TITOLO	OPERE DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA PER SISTEMAZIONE ALLEVAMENTO AVICOLO AZIENDALE SITO IN POJANA MAGGIORE, VIA PEZZE LUNGHE
COMMITTENTE	Aa. Agr. Cavedon Angelo Via Pezze Lunghe 36026 Pojana Maggiore (VI)
PROGETTISTA	CHINAGLIA EVELYN Viale Dell' Industria 18 37046 Minerbe (VR)
P.I.	ZONA E Agricola



3. INQUADRAMENTO DELL'AREA D'INTERVENTO

3.1 Inquadramento geografico e topografico

L'area oggetto del progetto si colloca in via Pezze Lunghe nel comune di Pojana Maggiore (VI) ad ovest del centro abitato e nella parte centrale del territorio comunale.



Si tratta di una zona nel complesso sub-pianeggiante, presenta quota topografica media di ca. 13.80m s.l.m.m. e si pone in sinistra orografica del Fiume Adige; l'assetto topografico è chiaramente visibile negli elaborati cartografici e tematici riportati nei paragrafi seguenti e in allegato.

4. INQUADRAMENTO PIANIFICATORIO

4.1 Analisi dei vincoli

Dall'analisi della pianificazione territoriale vigente, l'intervento risulta conforme alle attuali norme urbanistiche previste dallo strumento urbanistico del "P.A.T.I." che lo vede inserito all'interno di un'area di edificazione diffusa; il piano degli interventi inserisce l'area in ZONA E Agricola di completamento urbano; di seguito gli estratti di piano.



II P.I.

Elaborato **1 1 2**

**Intero territorio comunale
Foglio Sud**

Zona E Agricola



Comuni di: ALONTE
 ASIGLIANO VENETO
 ORGIANO
 POJANA MAGGIORE
 Provincia di Vicenza

P.A.T.I.
 MONTI BERICI
 AREA SUD

Elaborato **5.1**

Tavola **1.2**

Scala 1:10 000

Carta dei vincoli e della pianificazione territoriale

 Allevamenti zootecnici intensivi



Comuni di: ALONTE
 ASIGLIANO VENETO
 ORGIANO
 POJANA MAGGIORE
 Provincia di Vicenza

P.A.T.I.
 MONTI BERICI
 AREA SUD

Elaborato **5.2**

Tavola **2.2**

Scala 1:10 000

Carta delle Invarianti

 Altri edifici con valore storico-ambientale



Comuni di: ALONTE
 ASIGLIANO VENETO
 ORGIANO
 POJANA MAGGIORE
 Provincia di Vicenza

P.A.T.I.
 MONTI BERICI
 AREA SUD

Elaborato **5.3**

Tavola **3.2**

Scala 1:10 000

Carta delle Fragilità

 Area idonea
 Aree a media vulnerabilità idrogeologica



Comuni di: ALONTE
 ASIGLIANO VENETO
 ORGIANO
 POJANA MAGGIORE
 Provincia di Vicenza

P.A.T.I.
 MONTI BERICI
 AREA SUD

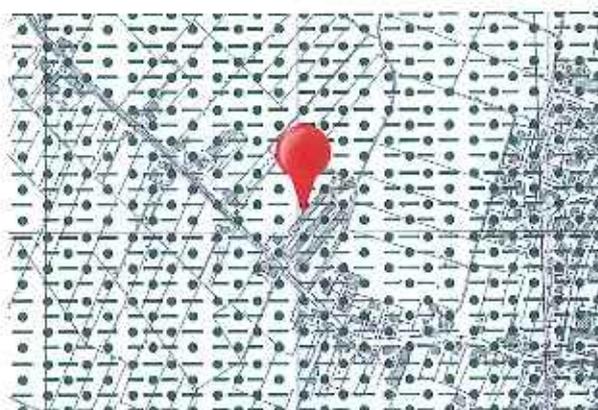
Elaborato **5.5**

Tavola **4b.2**

Scala 1:10 000

**Carta della Trasformabilità
 Azioni strategiche e Azioni di tutela**

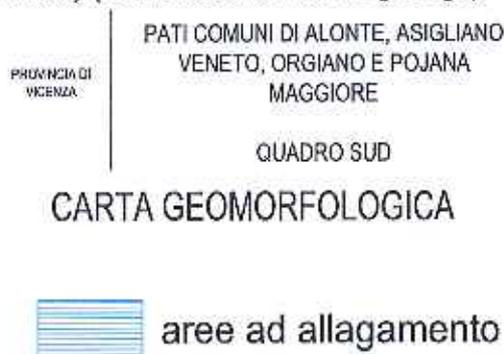
 Edificazione diffusa
 Azioni di riqualificazione e riconversione



Stralcio da Carta Geolitologica PATI (sc: 1: 10.000) (dott. Cristiano Mastella geologo)



Stralcio da Carta Geomorfologica PATI (sc: 1: 10.000) (dott. Cristiano Mastella geologo)



Tale conformazione morfologica dipende dalle divagazioni che il Fiume Adige e altri corsi d'acqua di minore entità hanno compiuto dall'ultimo post-glaciale fino all'epoca in cui sono stati costruiti i primi rilevati arginali artificiali, atti a regimare il deflusso delle acque superficiali; con tale intervento si è determinata la drastica riduzione dei processi geomorfologici areali operanti fino ad allora e quindi la conseguente scomparsa dei meccanismi erosivi e deposizionali responsabili dell'attuale conformazione topografica del territorio in esame.

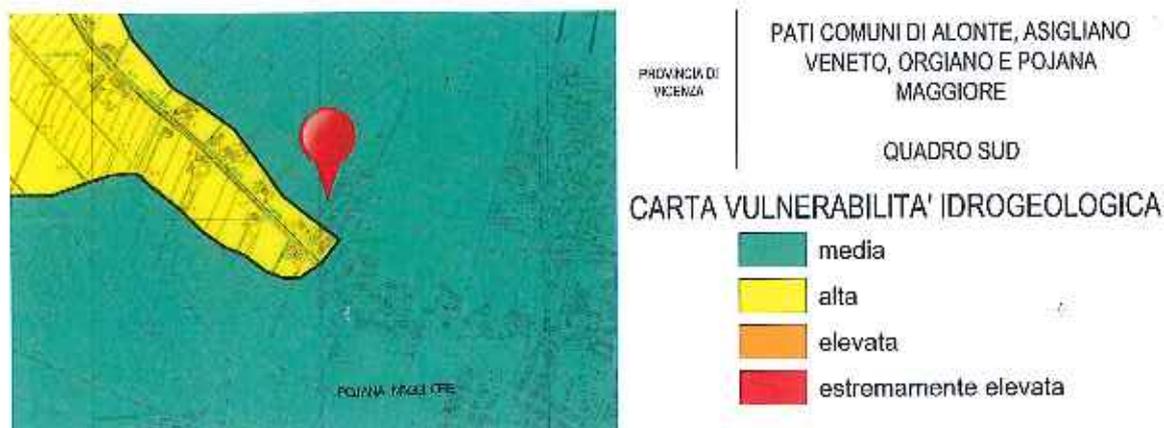
L'analisi del microrilievo permette di individuare la presenza di elementi e strutture tipici delle zone di medio-bassa pianura (zone di passaggio), quali terrazzi e relative scarpate di erosione fluviale, ventagli di esondazione e di rotta, palcoalvei; tali strutture geomorfologiche si presentano come relativamente lievi irregolarità del piano campagna, quali dossi e depressioni, ad andamento allungato e sinuoso, talora meandriforme.

Generalmente nelle aree di pianura alluvionale si osserva una ricorrente correlazione fra natura litologica ed altimetria del p.c.; in corrispondenza delle zone depresse affiorano prevalentemente terreni compressibili, a granulometria fine e medio-fine (argille s.l.), mentre i dossi e le aree più rilevate sono composte quasi esclusivamente da sedimenti granulari scarsamente compressibili quali ghiaie e sabbie (sedimenti grano-sostenuti).

Il dato freaticometrico riportato ha valore puntuale e temporalmente riferibile al periodo di misura.



Stralcio da Carta Idrogeologica PATI (sc: 1: 10.000) (dott. Cristiano Mastella geologo)



Stralcio da Carta Vulnerabilità Idrogeologica PATI (sc: 1: 10.000) (dott. Cristiano Mastella geologo)

7. INDAGINI GEOGNOSTICHE DIRETTE

7.1 Generalità

Si riportano di seguito le caratteristiche e i dati sull'indagine eseguita presa a riferimento:

Tipo di indagine	Sondaggio Geognostico	Prova penetrometrica statica	Prova sismica passiva
Caratteristiche strumentali	ESCAVATORE MECCANICO	PENETROMETRO STATICO Deep Drill da 10 tonn. di spinta ancorato al terreno mediante eliconi di contrasto infissi con chiave idraulica.	TROMOGRAFO DIGITALE TROMINO
Numero prove	2	2	2
Denominazione	TR	CPT	HVSR
Prof. indagata	-3.00m da p.c.	-8.00m da p.c. (rifiuto strumentale).	-30.00m da p.c. attuale
Note all'indagine	Le profondità investigate sono ritenute sufficienti sia in funzione delle litologie riscontrate sia in funzione dei carichi trasmessi dalle strutture in progetto poiché, alla max. profondità raggiunta le tensioni agenti sono molto inferiori al carico effettivamente applicato al terreno d'appoggio da fondazioni dirette (vedi grafici allegati - Tensioni nel sottosuolo).		

UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE



7.2 Metodologia d'esecuzione ed interpretazione delle CPT

Scopo della prova penetrometrica statica è quello di fornire i valori di resistenza alla rottura degli strati di terreno attraversati dalla batteria di perforazione.

La prova penetrometrica statica CPT (*Cone Penetration Test*) di tipo meccanico consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione offerta da una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche geometriche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm/sec} \pm 0.5 \text{ cm/sec}$).

La penetrazione avviene mediante la spinta di un martinetto idraulico ancorato al suolo ed opportunamente zavorrato, il quale agisce su una batteria di aste (aste esterne cave ed aste coassiali interne piene); alla estremità inferiore della suddetta batteria è collocata una punta conica di tipo telescopico (punta Begemann), dotata di un manicotto esterno scorrevole per consentire la stima dell'attrito laterale. Lo sforzo necessario all'infissione dell'utensile viene determinato per mezzo di un sistema di misura mediante letture su appositi manometri collegati al martinetto.

Le caratteristiche standard della punta Begemann sono le seguenti:

Diametro di base del cono	$d = 35.7 \text{ mm}$
Area della punta conica	$A_p = 10 \text{ cm}^2$
Angolo di apertura del cono	$\varphi = 60 \text{ gradi}$
Superficie laterale manicotto	$A_m = 150 \text{ cm}^2$

Nei diagrammi e nelle tabelle allegate sono riportati i seguenti valori di resistenza rilevati nelle letture ai manometri durante l'infissione in campagna:

$R_p \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \text{resistenza alla punta (offerta dal cono)}$
$R_l \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \text{resistenza laterale (offerta dal manicotto)}$

La resistenza alla punta (R_p) e la resistenza laterale (R_l) sono rilevate ad intervalli regolari di avanzamento di 20 cm.

L'elaborazione dei valori di resistenza all'infissione caratteristici dei vari livelli del substrato, fornisce utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati sulla base del rapporto R_p/R_l fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale (Rapporto di Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977), ovvero sulla base dei valori di R_p e del rapporto $FR = R_l/R_p \%$ (esperienze di Schmertmann, 1978).

Sempre con riferimento ai dati acquisiti con la prova penetrometrica, nelle tabelle allegate sono riportate indicazioni relative ai principali parametri geotecnici stimati ed in particolare a:

Coesione non drenata	C_u
Angolo di attrito interno efficace	ϕ'
Densità relativa	D_r
Modulo edometrico	M_o
Modulo di deformazione non drenato	E_u
Modulo di deformazione drenato	E'
Peso di volume naturale	γ

Le elaborazioni sopracitate, effettuate con un programma di calcolo automatico, fanno riferimento ad esperienze e ricerche condotte in vari Paesi da diversi autori nonché a conoscenze personali dello scrivente.

In assenza di specifiche prove geotecniche di laboratorio eseguite su campioni di terreno indisturbati, le suddette correlazioni hanno ovviamente valore orientativo.

7.3 Valutazioni litologiche e geotecniche interpretative

L'interpretazione litologica delle letture pressiometriche strumentali (valutazione secondo Schmertmann, 1978) e dei sondaggi eseguiti indica, per i terreni d'intervento, la presenza di terreno vegetale per ca.0.70m, seguito da alternanze limo-argillose in superficie passanti a sabbie fini limose in profondità fino a ca. -2.00m da p.c. attuale, sature dalla quota di ca.-1.70m; da tale quota e fino a ca.6.00m la successione rileva la presenza di sedimenti granulari sabbiosi saturi e si chiude con un livello argilloso rilevato fino a fondo prova.

Nelle tabelle di seguito, sono riportate le valutazioni lito-stratigrafiche desunte dalle interpretazioni eseguite secondo Schmertmann (1978) e le caratteristiche geotecniche medie degli orizzonti incontrati durante la penetrazione.

STRATIGRAFIA DESUNTA DALLA PROVA ESEGUITA CFR. PROVA 021-070		
Strato/Profondità (m) da p.c. attuale	Litologia orientativa	Caratteristiche geotecniche
Da inizio prova fino a -0.70m	Terreno Vegetale limoso e argilloso di colore marron	Non Definibile
Da ca. -0.70m fino a -2.00m	Alternanze coesivo/granulari quali limi e argille in superficie passanti a sabbie fini limose sature dalla quota di ca.-1.70m in profondità	Complessivamente Sufficienti
Da ca. -2.00m fino a ca. -6.00m	Alternanze granulari sabbiose s.l.	Complessivamente Buone
Da ca. -6.00m fino a -8.00m	Alternanze coesive/granulari argillose, limose e sabbiose fini variamente addensate e compattate	Complessivamente Sufficienti
Particolari evidenziati dall'indagine: Presenza del livello saturo alla quota minima di ca. -1.60m da attuale superficie di campagna.		

8. MODELLAZIONE SISMICA

Alla presenza di territori inseriti all'interno di aree sismiche, si adotteranno i criteri di valutazione del carico limite (Q_{amm}) e dello SLU/SLE "Stato Limite Ultimo e di Esercizio" e dei relativi coefficienti di sicurezza prescritti dalle normative tecniche vigenti per le costruzioni in zone sismiche (D.R. 19 giugno 1984; Ordinanza O.P.C.M. 28.04.2006 N. 3519 "Criteri Generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" e D.G.R. n. 244 del 09/03/2021).

In riferimento alle normative di cui sopra, il territorio comunale di Pojana Maggiore è classificato come area sismica di categoria 4 a minimo livello di pericolosità sismica, è stato riclassificato dalla D.G.R. n. 244 del 09/03/2021 in zona 3.

La portanza dei terreni è stata determinata con gli stati limite ultimi (rif. Testo Unico D.M. 17/01/2018) in quanto il progetto sarà soggetto alle valutazioni secondo le NTC 2018; è stata considerata l'influenza derivante dall'azione sismica di progetto come previsto dalla normativa sopra citata.

La parametrizzazione nano-sismica e la determinazione della categoria di suolo per il sito in esame è stata determinata con tecnica di prospezione a "SISMICA PASSIVA" mediante acquisizione a stazione singola (es. H/V).

"La sismica passiva è il ramo della sismologia/sismica che si basa sull'analisi del microtremore sismico ambientale (rumore sismico) ossia sulla parte di segnale che veniva scartata dall'indagine sismica tradizionale".

L'acquisizione è stata eseguita con strumentazione "TROMINO_MICROMED" mentre l'elaborazione dei dati è stata affrontata con software "GRILLA_MICROMED".

8.1 Determinazione delle Vs30

In riferimento alle indagini svolte e ai dati di risonanza caratteristici del sito in esame, è possibile stimare e quantificare approssimativamente il **valore** di Vs30 (velocità media di propagazione entro 30m di profondità delle onde di taglio).

Nello schema sottostante viene evidenziata in grassetto la classificazione del terreno di fondazione in base al valore stimato della Vs30.

tipo	PROFILO STRATIGRAFICO	PARAMETRI		
		VS30 m/s	NSPT	cu kPa
A	<i>Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi</i>	> 800		
B	<i>Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità</i>	< 800 > 360	> 50	> 50
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza	< 360 > 180	< 50 > 15	< 250 > 70
D	<i>Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti</i>	< 180	< 15	< 70
E	<i>Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di VS30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con VS30 > 800m/s</i>			
S1	<i>Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argillo/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità (PI > 40) e contenuto di acqua</i>	< 100		< 20 > 10
S2	<i>Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti</i>			

Si riportano di seguito i grafici caratteristici del sito e le elaborazioni eseguite.

21-025 AZ AGR CAVEDON ANGELO_CHINAGLIA_, VIA P.LUNGHE POJANA MAGGIORE 01

Strumento: TRZ-0100/01-10

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: 51

Inizio registrazione: 22/04/21 09:01:08 Fine registrazione: 22/04/21 09:21:08

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00",

Analisi effettuata sull'intera traccia.

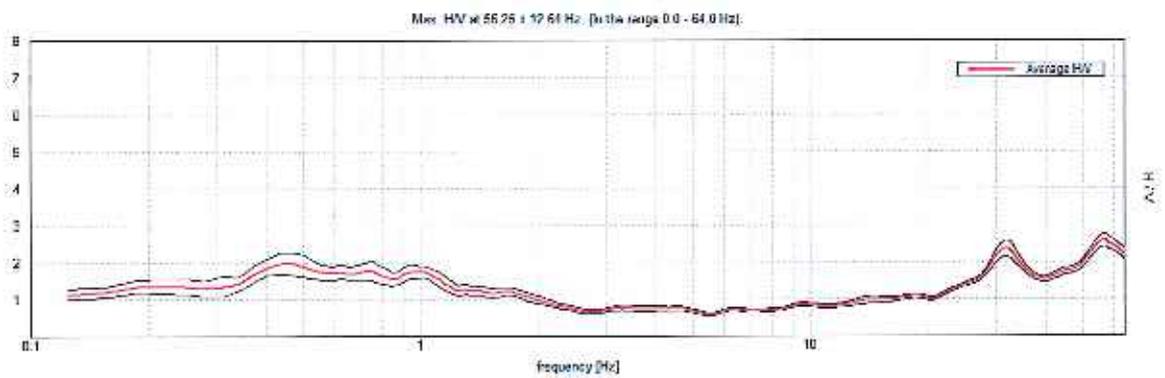
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

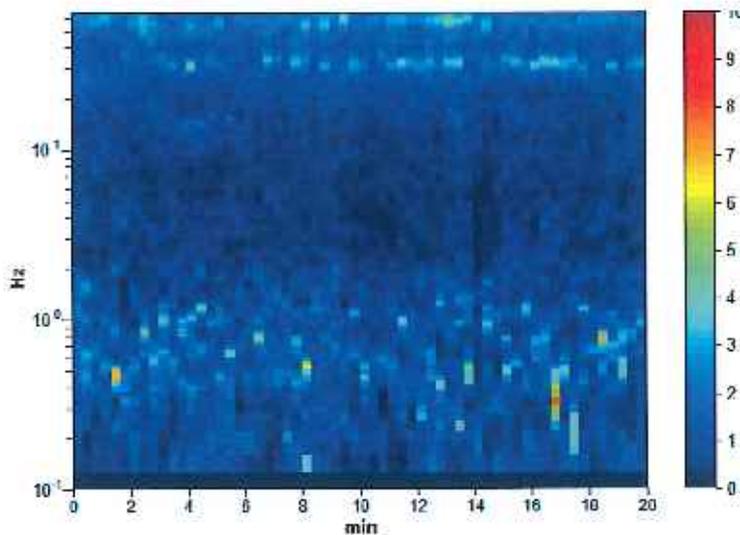
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

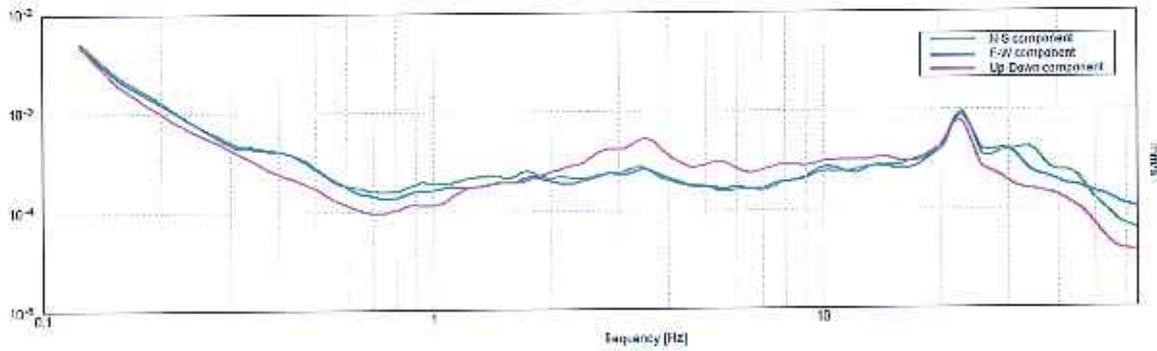
RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



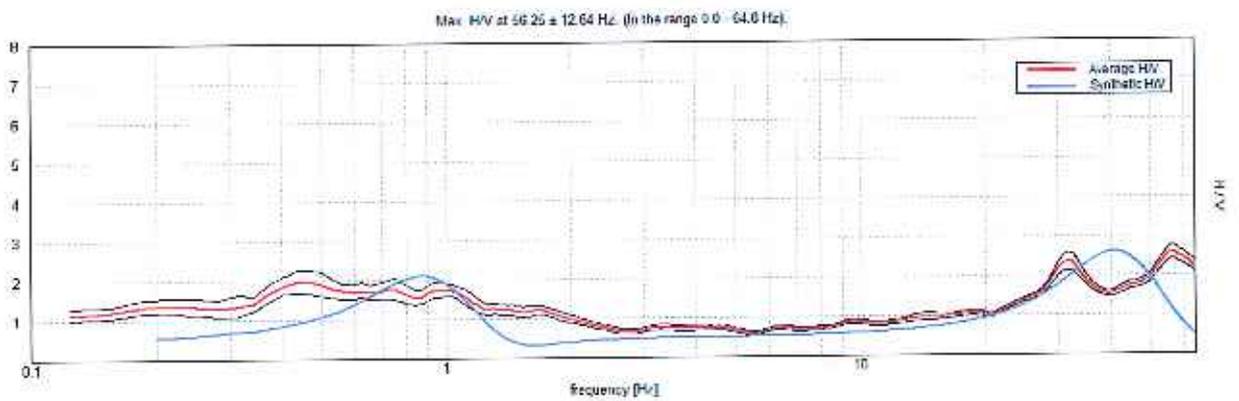
SERIE TEMPORALE H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

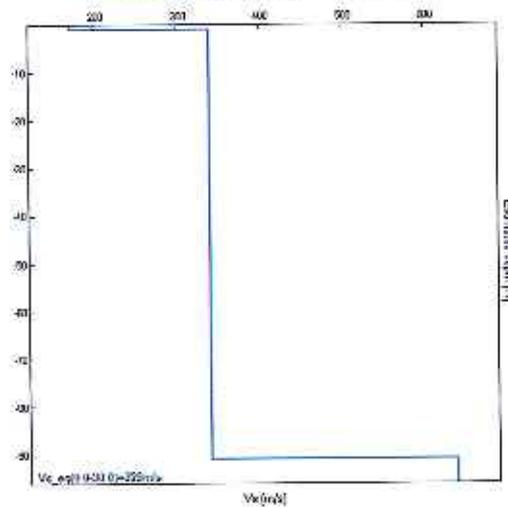


H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1.00	1.00	170	0.45
91.00	90.00	340	0.45
inf.	inf.	640	0.45

Vs_eq(0.0-30.0)=329m/s



[Secondo le linee guida SESAME, 2005.].

Picco H/V a 56.25 ± 12.64 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$56.25 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$67500.0 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 1149	OK	
$\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$			

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	23.406 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	$2.59 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.22472 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$12.64065 < 2.8125$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.1679 < 1.58$	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$

Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

21-025 AZ AGR CAVEDON ANGELO_CHINAGLIA_, VIA P.LUNGHE POJANA MAGGIORE 02

Strumento: TRZ-0100/01-10

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: 51

Inizio registrazione: 22/04/21 10:16:19 Fine registrazione: 22/04/21 10:36:19

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00".

Analizzato 68% tracciato (selezione manuale)

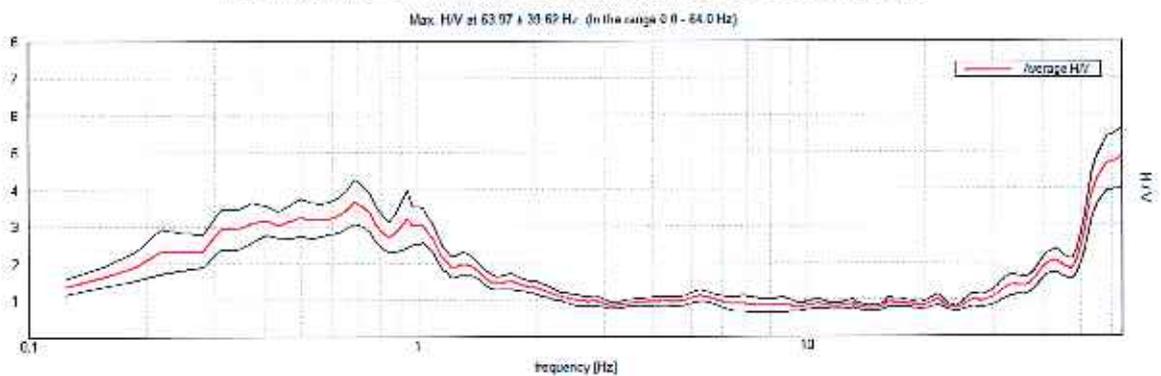
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

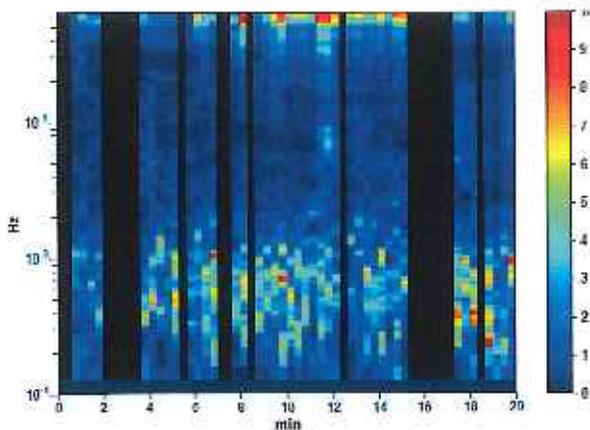
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

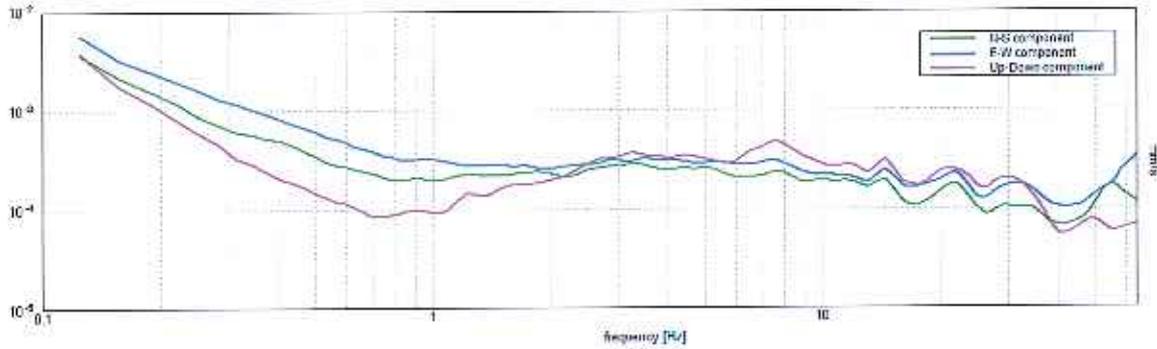
RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



SERIE TEMPORALE HV

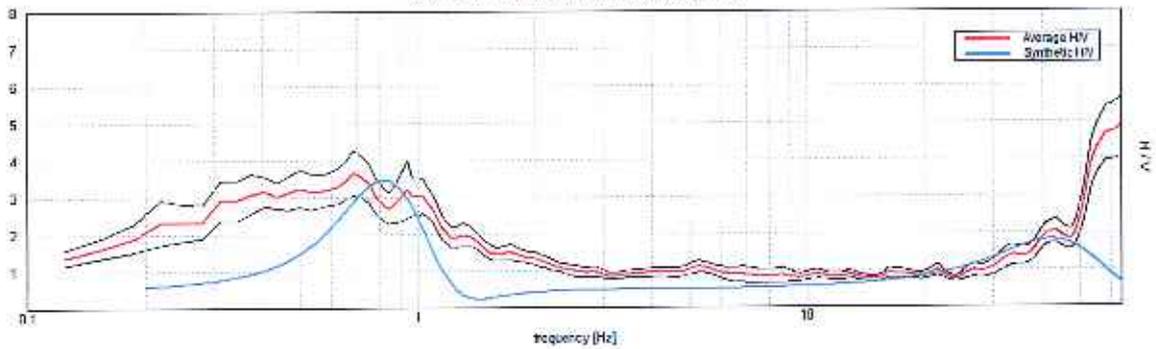


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



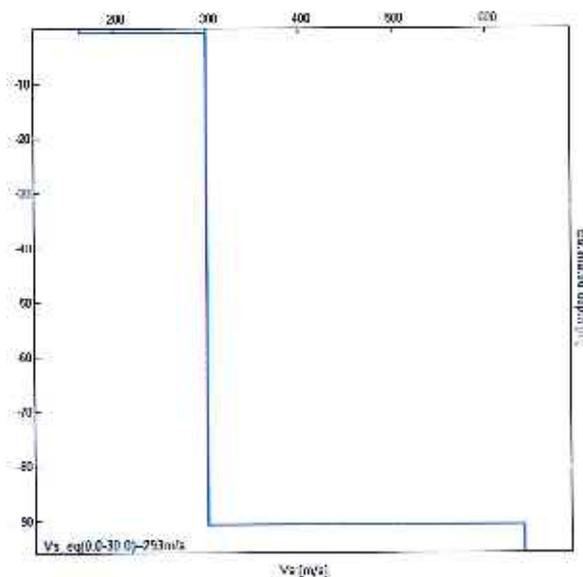
H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

Max. HV at 63.97 ± 39.62 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz)



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.90	0.90	165	0.45
90.90	90.00	300	0.45
inf.	inf.	640	0.45

Vs_eq(0.0-30.0)=293m/s



[Secondo le linee guida SESAME, 2005.]

Picco H/V a 63.97 ± 39.62 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	63.97 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	52454.4 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 1026	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	50.0 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	4.89 > 2	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.61942 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	39.62349 < 3.19844		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.8144 < 1.58	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$

Intervallo di freq. [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
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

8.2 Coefficienti sismici [N.T.C.]

Da quanto sopra ottenuto è possibile dedurre i seguenti dati di azione sismica prevedibili secondo le NTC 2018.

DATI GENERALI PRELIMINARI

Normativa	NTC_2018
Larghezza fondazione	0.8 m
Lunghezza fondazione	50.0 m
Profondità piano di posa	0.8 m
Altezza di incastro	0.4 m
Profondità falda	1.6 m da p.c. attuale
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.117
Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)	
Coefficiente sismico orizzontale	0.0234

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe I
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	35.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.314	2.494	0.214
S.L.D.	35.0	0.333	2.506	0.226
S.L.V.	332.0	0.765	2.608	0.307
S.L.C.	682.0	1.0	2.582	0.316

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	k _v [sec]
S.L.O.	0.471	0.2	0.0096	0.0048
S.L.D.	0.4995	0.2	0.0102	0.0051
S.L.V.	1.1475	0.2	0.0234	0.0117
S.L.C.	1.5	0.24	0.0367	0.0184

Verifica a liquefazione dei suoli

La verifica alla liquefazione dei suoli incoerenti viene eseguita con il Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss.

Per ogni strato è visualizzata la verifica a liquefazione con il metodo proposto dal CNR e suggerito dal GNDT. La verifica viene eseguita solo in presenza di accelerazione sismica e terreni incoerenti sotto falda.

Di seguito si riportano le verifiche eseguite.

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; *S'vo*: Pressione efficace di confinamento; *T*: Tensione tangenziale ciclica; *R*: Resistenza terreno alla liquefazione; *Fs*: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m ²)	S'vo (kN/m ²)	T	R	Fs	Condizione:
1	1.40	12.00	21.163	25.884	25.884	0.074	0.352	4.72	Livello non liquefacibile
2	2.80	29.00	42.976	54.639	43.852	0.091	23.108	251.55	Livello non liquefacibile
3	6.00	55.00	62.369	120.539	78.369	0.106	309.941	2911.78	Livello non liquefacibile
4	8.00	14.00	13.844	161.726	99.943	0.108	0.163	1.51	Livello non liquefacibile

9. MODELLAZIONE GEOTECNICA

9.1 SLU "Stato Limite Ultimo" e SLE "Stato limite di Esercizio"

Affinché una fondazione possa resistere al carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$Vd \leq Rd$$

(con Vd = il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, compreso il peso della fondazione stessa;
e Rd è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici),

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto Rd si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Per le condizioni non drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$R/A' = (2 + P) C_u S_c I_c + Q$$

(Dove: $A' = B' * L'$ = area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.
 c_u = Coesione non drenata.
 Q = pressione litostatica totale sul piano di posa.
 s_c = Fattore di forma
 $s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari
 $s_c = 1,2$ Per fondazioni quadrate o circolari.
 i_c = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = C' N_c S_c I_c + Q' N_q S_q I_q + 0,5 G' B' N_g S_g I_g$$

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

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

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto
 B' = Minima dimensione dell'area reagente,
 E e μ = Parametri elastici del terreno.
 I_1 = Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' ,
spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ ;
profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza IF deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B.

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente IS:

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B^2 \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

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

In riferimento alle richieste avanzate dal progettista e direttore lavori, si sono verificate le seguenti ipotesi fondali:

Trave di Fondazione L _{max} X B _{max} (m):	0.80mx50.00m	PIANO IMPOSTA: ca. -0.80m DA PIANO CAMPAGNA ATTUALE
Plinto di Fondazione L _{max} X B _{max} (m):	-----	-----
Platea di Fondazione L _{max} X B _{max} (m):	-----	-----

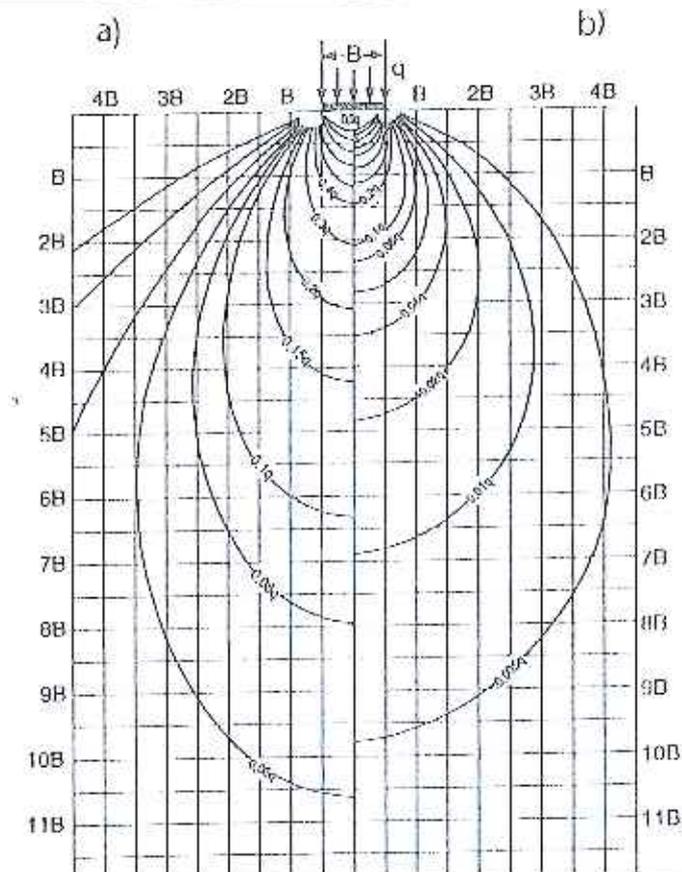
Il calcolo dello stato limite ultimo e dello stato limite di esercizio "SLU e SLE" e la stima dei cedimenti elastici prevedibili è preceduto da un grafico che illustra le curve teoriche di ripartizione dei carichi nel sottosuolo trasmessi ai terreni d'appoggio da tipologie fondali dirette a trave rovescia rettangolare rigida.

RIPARTIZIONE DELLE TENSIONI NEL SOTTOSUOLO

Curve di uguale pressione verticale sotto una fondazione su un solido seminfinito, omogeneo ed elastico secondo la teoria di Boussinesq

FONDAZIONE DIRETTA A TRAVE, PLINTO E PLATEA DI FONDAZIONE (b)

Trave Rettangolare di Fondazione $B_{max}(m)$:	0.80mx50.00m	Stato Limite Ultimo al piede della fondazione	210.00 kN/m²
		Stato limite di Esercizio al piede della fondazione:	70.00 kN/m²
Plinto di Fondazione $B_{max} \times L_{max} (m)$:	-----	Stato Limite Ultimo al piede della fondazione	-----
		Stato limite di Esercizio al piede della fondazione:	-----
Platea di Fondazione $B_{max} \times L_{max} (m)$:	-----	Stato Limite Ultimo al piede della fondazione	-----
		Stato limite di Esercizio al piede della fondazione:	-----
Profondità di ripartizione richiesta:			5.00 m



Di seguito si allegano le verifiche dello "SLU e dello SLE", dei cedimenti e i dati ricavati dall'elaborazione delle risultanze medesime.

9.2 Calcolo dello "SLU, SLE" e verifica dei cedimenti elastici attesi

Nei dati che seguono viene indicata la geometria delle fondazioni considerate ai fini dei calcoli e i parametri geotecnici medi degli orizzonti litostratigrafici investigati. Si precisa che ai parametri geotecnici medi riportati in tabella in fase di determinazione dello "SLU e SLE" sono state apportate delle correzioni pari a: Correzione Cu ($2/3C$); Correzione Angolo di Attrito ($\arctg(0.67 \cdot \tan(\phi_i))$).

Si riportano i cedimenti elastici stimati ed attesi in considerazione dei carichi permanenti ed accidentali trasmessi dalle opere di fondazione sui terreni d'appoggio.

Le verifiche sono state eseguite in condizioni di analisi "Non Drenate e secondo la media pesata delle stratificazioni"; i parametri geotecnici assunti per le verifiche sono quelli coesivi.

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria
1.4	18.49	19.27	0.0	0.0	58.8399	0.0	1593.1	0.0	0.0	0.0
1.4	19.92	20.71	35.37	0.0	141.2158	0.0	5631.73	0.0	0.0	0.0
3.2	17.65	20.59	36.85	0.0	0.0	0.0	8044.4	0.0	0.0	0.0
2.0	17.65	20.59	28.7	0.0	0.0	0.0	7011.76	0.0	0.0	0.0

FONDAZIONI DIRETTE A TRAVE RETTANGOLARE

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	0.8 m
Lunghezza fondazione	50.0 m
Profondità piano di posa	0.8 m
Altezza di incastro	0.4 m
Profondità falda	-1.60 m da p.c. attuale

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	70.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	70.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	70.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	70.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenza

Nr	Correzion e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazion e	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.C apacità portante orizzontal e
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3
Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	210.68 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	91.6 kN/m ²
Tensione [Ed]	70.23 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 8427.07 kN/m³

CEDIMENTO ELASTICO ASSOLUTO

Prove di Rif. nto	Cedimento Elastico Assoluto (cm)	Cedimento Elastico Diff.le (cm)
CPT1	1.39cm	< di 1.00cm
CPT1	1.24cm	

In relazione alle ipotesi fondali considerate in questo scritto, i valori dei cedimenti elastici assoluti sono risultati accettabili e compatibili con la tipologia strutturale delle opere in progetto. I primi metri di successione sono da verificare mediante scavo geognostico al fine di caratterizzarne tipologia e comportamento in quanto si ritiene si tratti di materiali riportati.

Studio di Geologia Applicata & Ambientale
Dott. Geol. Cristiano Marconcini

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA FATTORI DI CONVERSIONE

Strumento utilizzato:
SP100 - GeoDeepDrill

Caratteristiche:

- punta conica meccanica \varnothing 35.7 mm, area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- punta conica meccanica angolo di apertura: $\alpha = 60^\circ$
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' ($\varnothing = 35.7 \text{ mm} - h = 133 \text{ mm} - A_m = 150 \text{ cm}^2$)
- velocità di avanzamento costante $V = 2 \text{ cm/sec}$ ($\pm 0.5 \text{ cm/sec}$)
- spinta max nominale dello strumento S_{max} variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione $CT = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$
(dato tecnico legato alle caratteristiche del penetrometro utilizzato, fornito dal costruttore)

fase 1 - resistenza alla punta: $q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} = (L_1) \times CT / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale: $f_s \text{ (kg/cm}^2\text{)} = [(L_2) - (L_1)] \times CT / 150$

fase 3 - resistenza totale: $R_t \text{ (kg/cm}^2\text{)} = (L_t) \times CT$

- Prima lettura = lettura di campagna durante l'infissione della sola punta (fase 1)
- Seconda lettura = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- Terza lettura = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

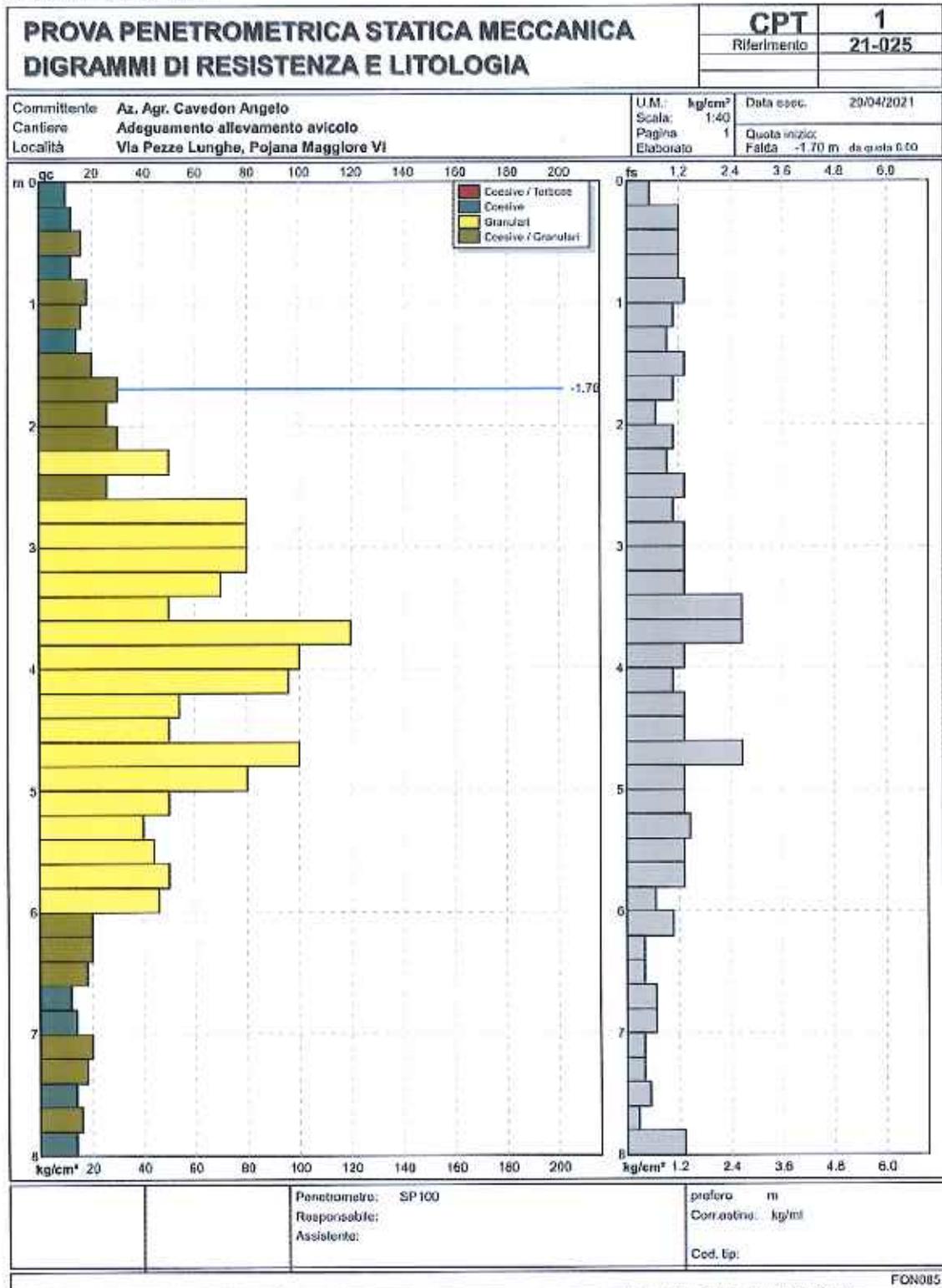
N.B. : la spinta S (Kg), corrispondente a ciascuna fase, si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione CT .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il centro del manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale f_s viene computata 20 cm sopra la punta.

CONVERSIONI

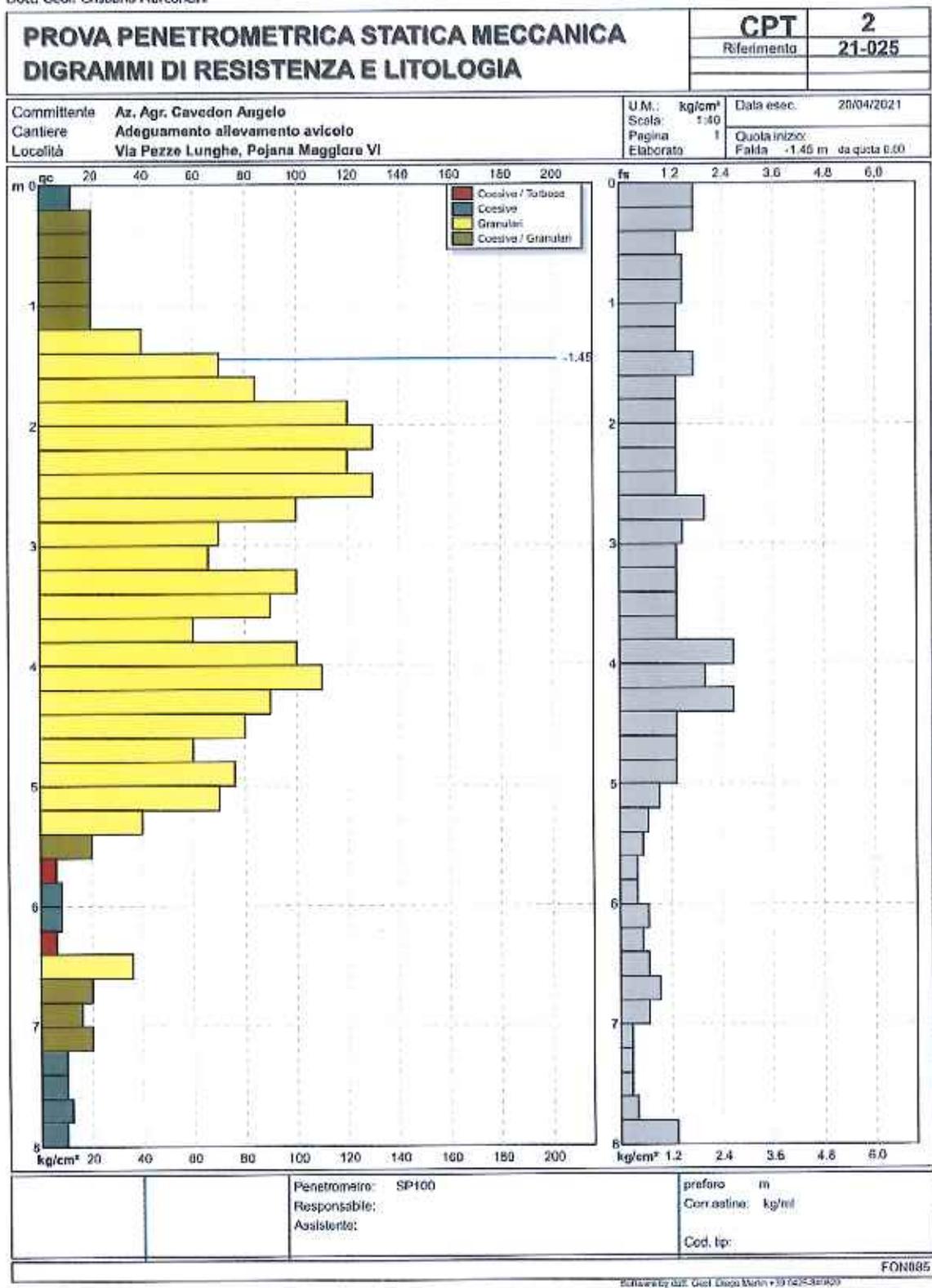
- 1 kN (kiloNewton) = 1000 N = 100 kg = 0,1 t
- 1 MN (megaNewton) = 1.000 kN = 1.000.000 N = 100 t
- 1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m² = 0,001 MN/m² = 0,001 MPa = 0,1 t/m² = 0,01 kg/cm²
- 1 MPa (megaPascal) = 1 MN/m² = 1.000 kN/m² = 1000 kPa = 100 t/m² = 10 kg/cm²
- 1 kg/cm² = 10 t/m² = 100 kN/m² = 100 kPa = 0,1 MN/m² = 0,1 MPa
- 1 t = 1000 kg = 10 kN

Studio di Geologia Applicata & Ambientale
Dott. Geol. Cristiano Marconcini



Protocollo p_viaoooprov GE/2021/0036527 del 27/08/2021 - Pag. 29 di 39

Studio di Geologia Applicata & Ambientale
 Dott. Geol. Cristiano Marconcini



Protocollo p_viaaooprov GE/2021/0036527 del 27/08/2021 - Pag. 30 di 39

Studio di Geologia Applicata & Ambientale
Dott. Geol. Cristiano Marconcini

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE CORRELAZIONI GENERALI

Valutazioni in base al rapporto: $F = (q_c / f_s)$

Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977

Valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = q_c / f_s$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F \leq 15 \text{ kg/cm}^2$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$15 \text{ kg/cm}^2 < F \leq 30 \text{ kg/cm}^2$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$30 \text{ kg/cm}^2 < F \leq 60 \text{ kg/cm}^2$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 60 \text{ kg/cm}^2$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

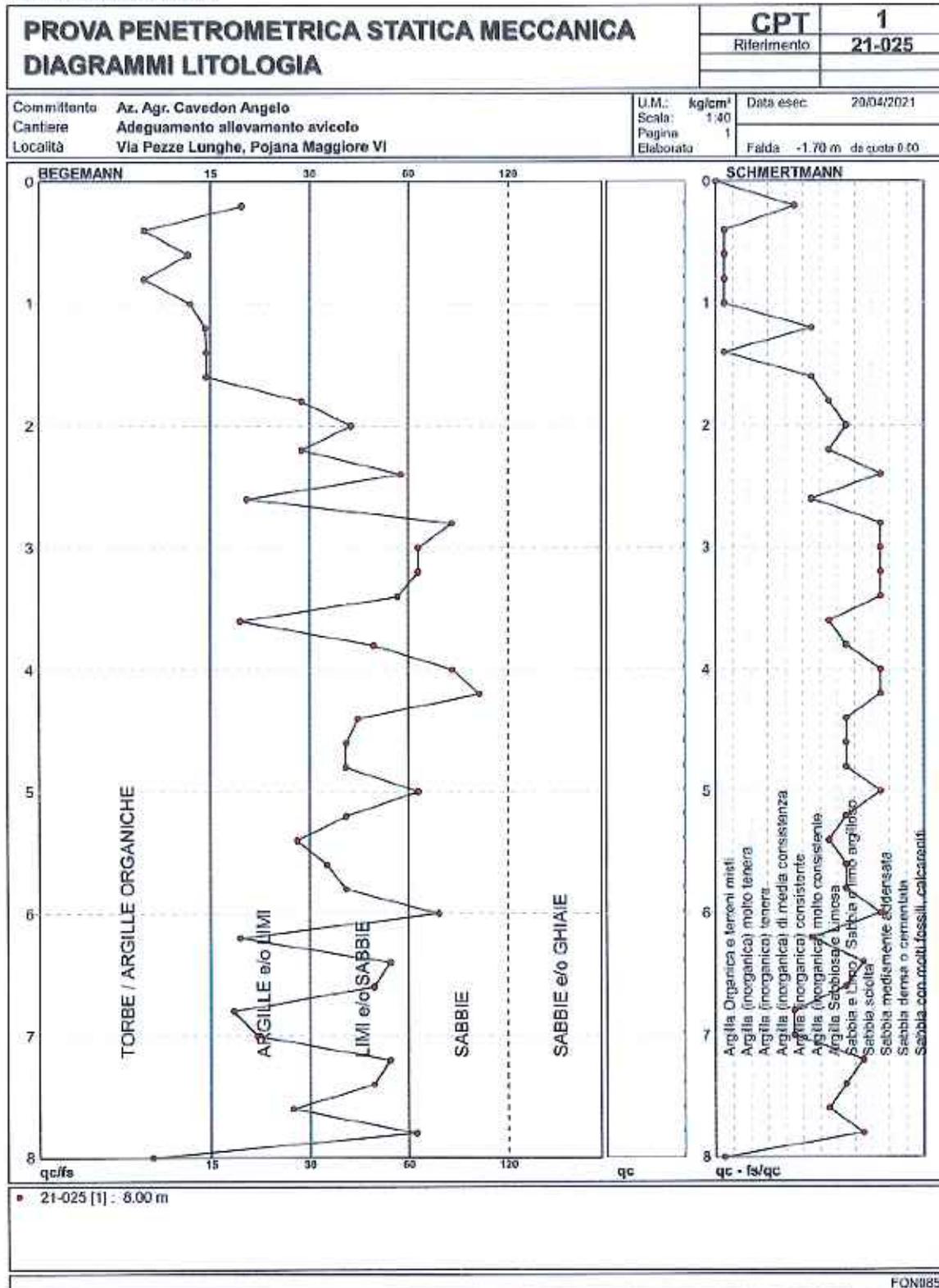
Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di q_c e di $FR = (f_s / q_c) \%$:

- AO	= argilla organica e terreni misti
- Att	= argilla (inorganica) molto tenera
- At	= argilla (inorganica) tenera
- Am	= argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac	= argilla (inorganica) consistente
- Acc	= argilla (inorganica) molto consistente
- ASL	= argilla sabbiosa e limosa
- SAL	= sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss	= sabbia sciolta
- Sm	= sabbia mediamente addensata
- Sd	= sabbia densa o cementata
- SC	= sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

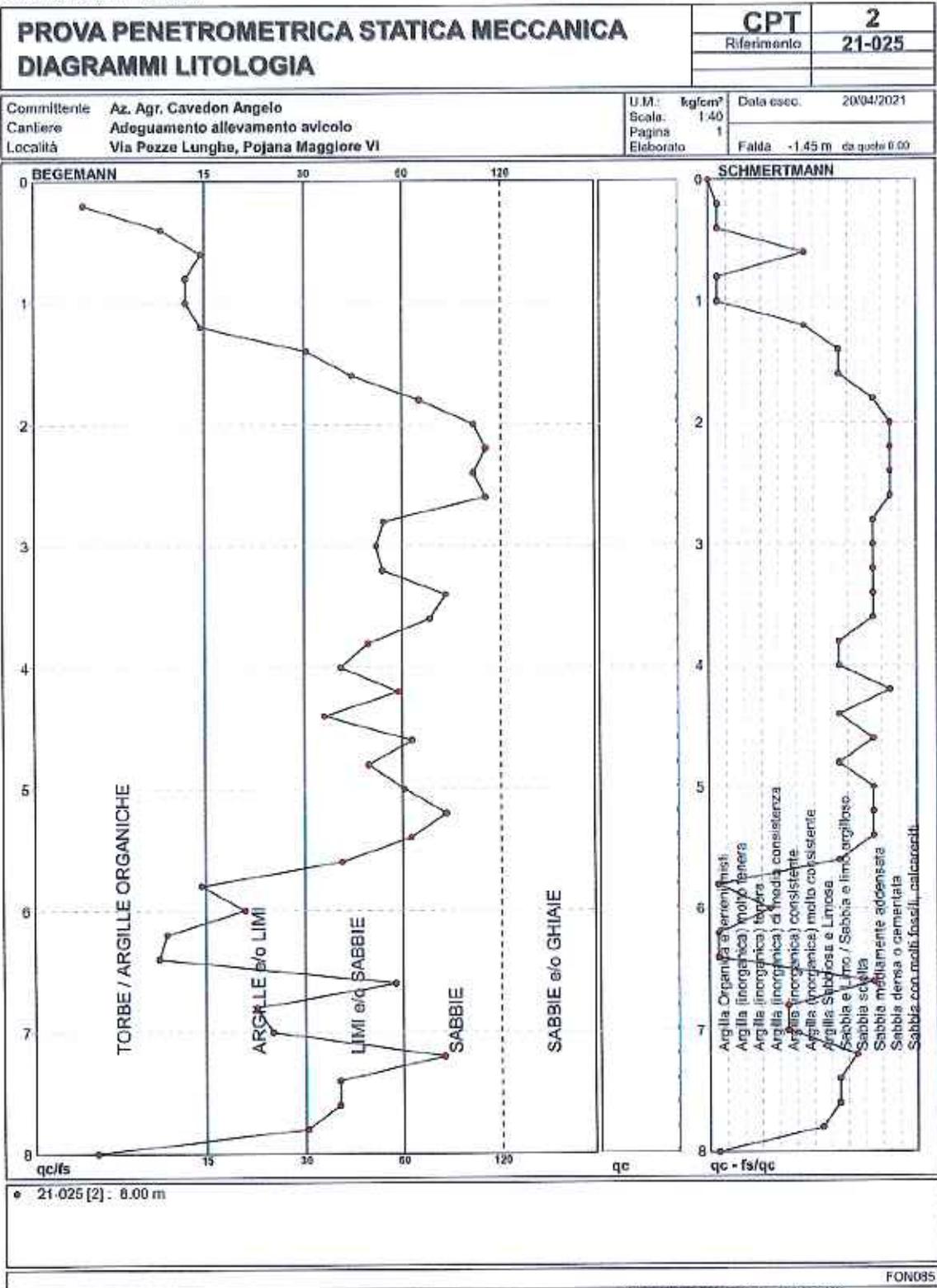
- $1/3 \pm 1/2$ di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato (inalterato) , per depositi coesivi.

Studio di Geologia Applicata & Ambientale
 Dott. Geol. Cristiano Marconcini



Protocollo p_viaoooprovi GE/2021/0036527 del 27/08/2021 - Pag. 32 di 39

Studio di Geologie Applicata & Ambientale
 Dott. Geol. Cristiano Marconcini



Protocollo p_viaooprovi GE/2021/0036527 del 27/08/2021 - Pag. 33 di 39

10. CONCLUSIONI

10.1 Accorgimenti e precauzioni da adottare

In riferimento all'indagine puntuale eseguita, ai rilievi e alle verifiche preliminari riportate nella suddetta relazione, si ritiene di poter fare le seguenti considerazioni e osservazioni di ordine geologico-geotecnico ed idrogeologico in genere.

- Il progetto appare compatibile e fattibile sotto l'aspetto geologico, geomorfologico e idrogeologico in generale con il contesto naturale ospitante; pertanto non si rinvencono particolari fattori di pericolosità naturale presenti nell'area di progetto che possono dare criticità all'intervento.
- Le opere di fondazione dovranno essere impostate sul terreno naturale in posto baipassando il terreno vegetale rimaneggiato rinvenuto in superficie per ca. -0.70m di profondità in corrispondenza delle prove CPT1-2. Il livello considerato idoneo è assoggettabile ai depositi naturali presenti in sito a profondità variabile da punto a punto.
- Il livello saturo è stato misurato puntualmente a quote prossime dalla superficie di campagna (ca. -1.60m da p.c. attuale).
- Considerata la natura litologica dei terreni presenti in superficie (ipotizzati per l'appoggio delle fondazioni), il loro grado di addensamento e compattazione, la loro portanza e la tipologia strutturale degli edifici in progetto, si ritiene che le tipologie fondali dirette qui considerate ai fini del calcolo della portanza e della verifica dei cedimenti attesi, siano idonee a sopportare in maniera elastica i carichi/sovraccarichi considerati ai fini delle verifiche in questo scritto eseguite.
- La presenza di terreno vegetale in superficie per uno spessore di almeno -0.60m (quota comune da verificare con scavi diretti in sito) deve indurre il progettista a verificare tipologie fondali dirette impostate a quote inferiori; tale accorgimento si rende necessario al fine di contenere al massimo i cedimenti assoluti e differenziali. Le verifiche preliminari sono state eseguite puntualmente facendo riferimento ai dati acquisiti dalle prove puntuali prese a riferimento; non si esclude che in alcuni punti del sedime si debba approfondire o diminuire il piano d'imposta. Tale scelta dovrà essere decisa puntualmente dal progettista durante lo sbancamento. Tale accorgimento è riferito per le tipologie fondali superficiali.
- Si precisa che sarà comunque cura del Tecnico Progettista, una volta compiuta un'attenta analisi dei carichi che saranno trasmessi ai terreni d'appoggio dalle strutture di progetto, operare la scelta definitiva in ordine al dimensionamento, al tipo e al piano d'appoggio da adottare nonché valutare se richiedere uno studio idrogeologico suppletivo al fine di quantificare con esattezza le massime e le minime oscillazioni freatiche locali caratteristiche del sito.

11. BIBLIOGRAFIA GENERALE

11.1 Riferimenti bibliografici e normativi

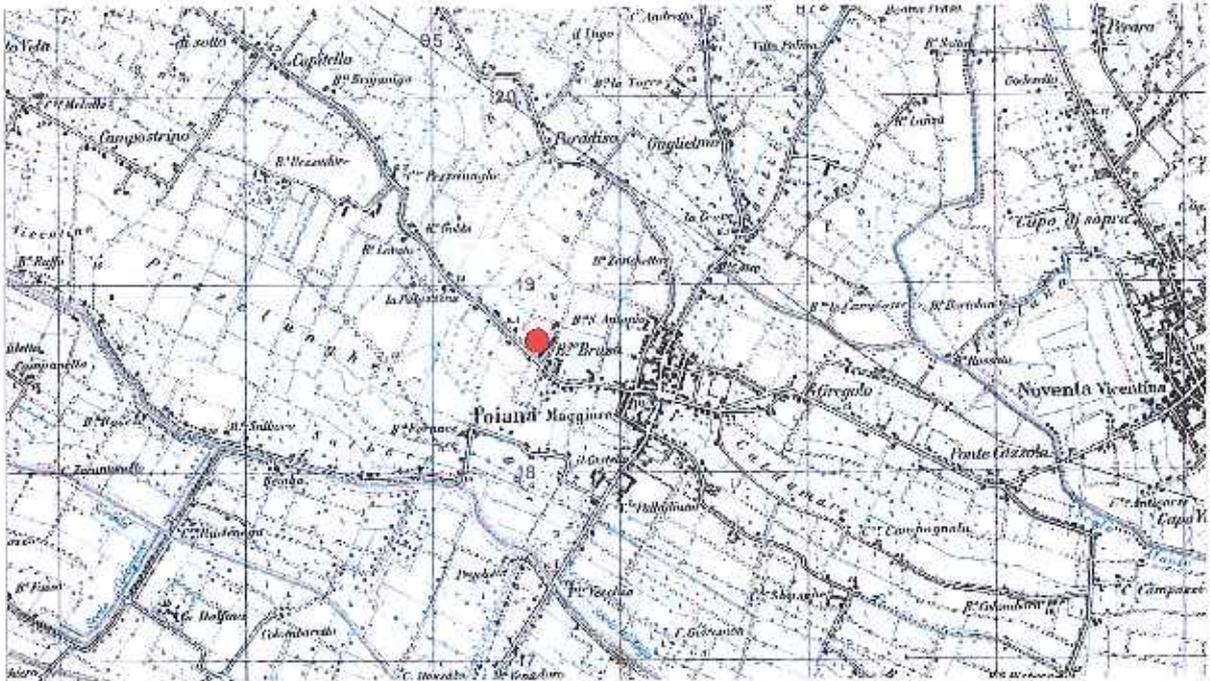
- **Roberto Nova** – Fondamenti di meccanica delle terre, (2002), McGraw-Hill.
- **M. Casadio, C. Elmi; F. Francavilla (1995)** Il Manuale del Geologo, Pitagora Ed.
- **Joseph e. Bowles** - Fondazioni progetto e analisi, (1998), McGraw-Hill
- **Associazione Geotecnica Italiana - A.G.I., (1997)** Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- **P. Colombo, F. Colleselli; (1996)** Elementi di Geotecnica, Zanichelli Ed. Lancellotta, R., (1993), Geotecnica, Zanichelli Ed.
- **Joseph e. Bowles - Fondazioni progetto e analisi, (1998)**, McGraw-Hill;
- **Associazione Geotecnica Italiana –A.G.I., (1997)** Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche;
- **P. Colombo, F. Colleselli; (1996)** Elementi di Geotecnica, Zanichelli Ed.;
- **Lancellotta, R., (1993)**, Geotecnica, Zanichelli Ed.;
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **D.M. LL.PP. del 14/02/1992** Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **D.M. 9 Gennaio 1996** Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **D.M. 16 Gennaio 1996** Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- **D.M. 16 Gennaio 1996** Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- **Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.** Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.
- **Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.** Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
- **Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003** Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **Norme tecniche per le Costruzioni** Decreto Ministeriale 14 Settembre 2005. Gazzetta Ufficiale n. 222 del 23 settembre 2005. Supplemento Ordinario n. 159.
- **Eurocodice 7** Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- **Eurocodice 8** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

11.2 Riferimenti cartografici

- **Tavoletta IGM, redatta in scala 1:25.000; Sezione CTR, rilievo in scala 1:5.000;**
- **Estratto di Mappa; Estratto da PI.**

12. ALLEGATI

12.1 Cartografia



Estratto Da IGM Sc 1:25.000

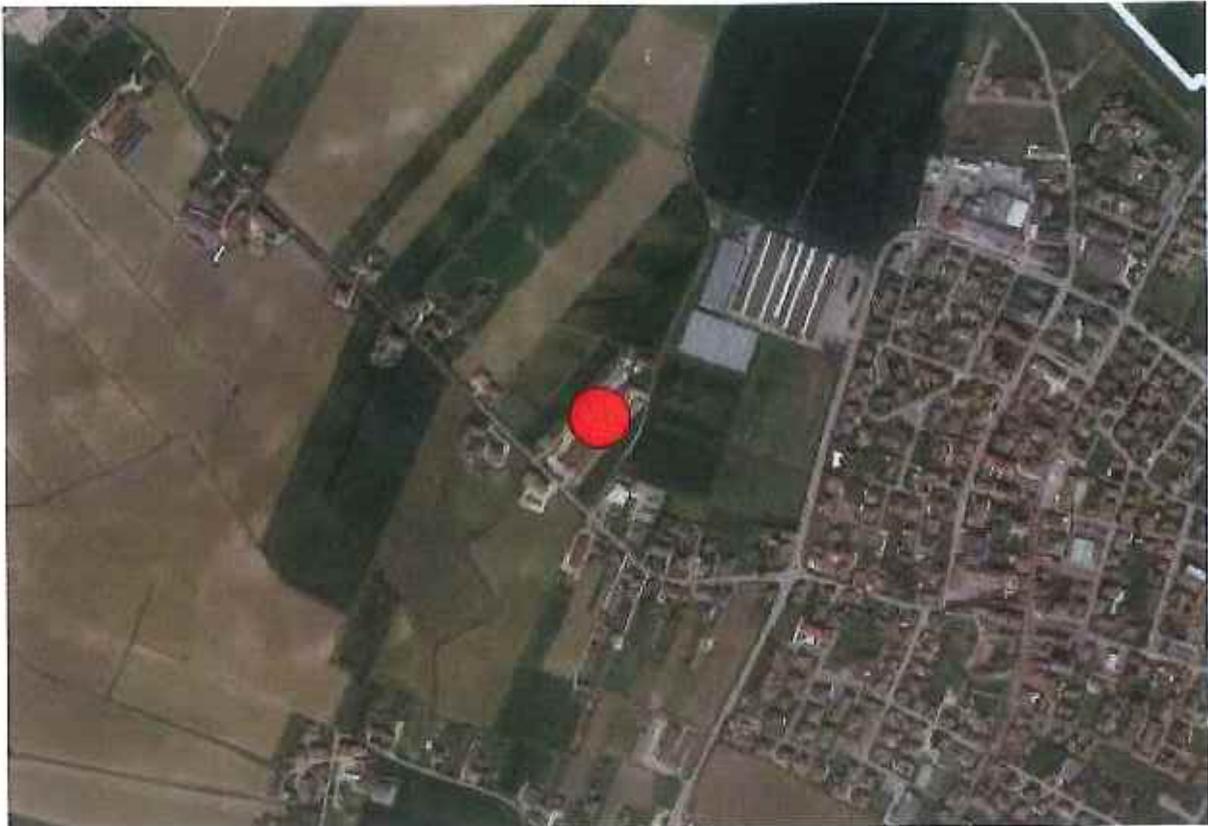
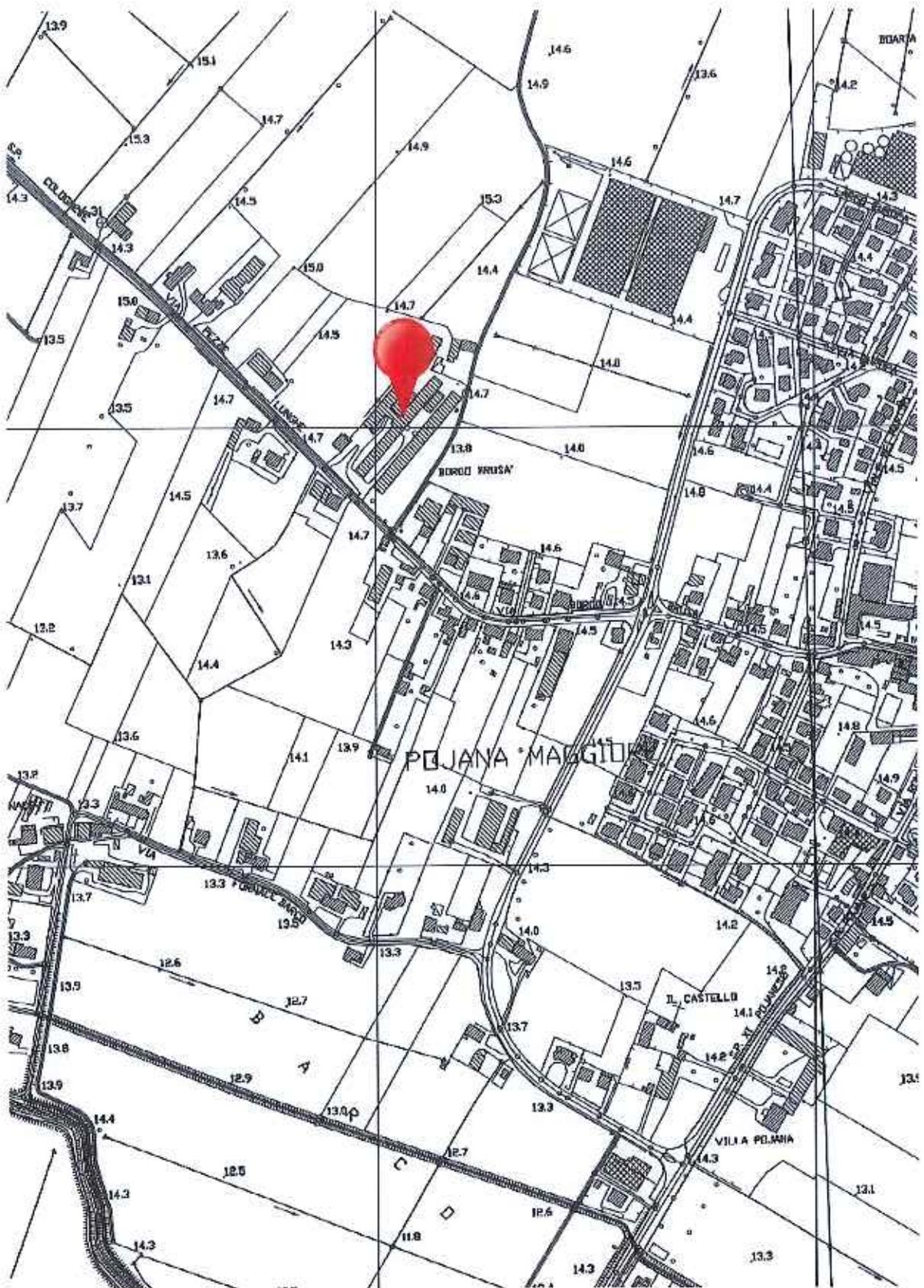


Foto aerea (da Googlemap aprile 2021)



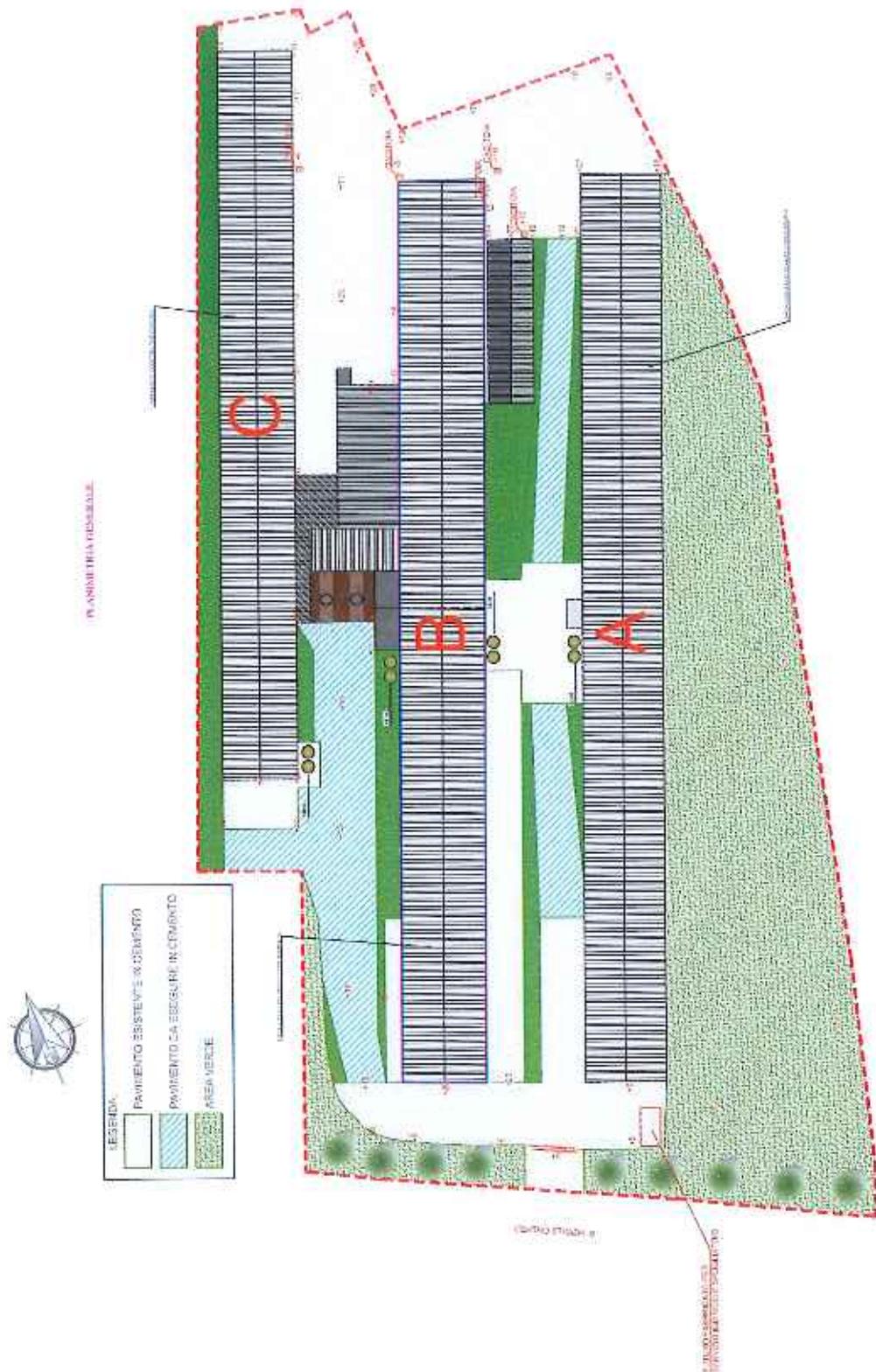
Sezione CTR in scala 1:5.000 (elemento n 146101 – Borgo Brusa)

INSERIRE MAPPA



Estratto Mappa e PI

12.2 Elaborati grafici di progetto



Planimetria generale progetto