



COMUNE DI FUSIGNANO

PROVINCIA DI RAVENNA

LAVORI DI MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA
SCUOLA PRIMARIA "L. BATTAGLIA" SUCCURSALE
CUP E39F18001520006 -  Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU PNRR M4C1-3.3

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO

2RGeo

RELAZIONE GEOTECNICA

Il Progettista Architettonico e Direttore dei Lavori
Arch. LORENZO DOMENICALI

Il Progettista Strutturale
Ing. ALESSANDRO MONTI

Il Coordinatore del gruppo di progettazione
e Direttore dei Lavori Strutturali
Ing. MARZIO MONTI

Il Responsabile del Procedimento
Dott. RODOLFO GAUDENZI

06			
05			
04			
03			
02			
01			
REVIS:	OGGETTO	DATA	REVISIONATO

DATA: 27/10/2022

COMM: 86/21

DISEG.:

SCALA:

FILE: 2RGeo.DOC

REVISIONE

0

■ STUDIO ASSOCIATO
DI INGEGNERIA

Dott. Ing. MARZIO MONTI
Dott. Ing. ALESSANDRO MONTI

■ Arch. LORENZO DOMENICALI

■ Ing. CLAUDIA MAZZA

■ Ing. GIORGIA SIMONETTI

Sede: Via Ramenghi, 11
48012 Bagnacavallo (RA)
tel. 0545-60246 mail:
info@montistudio.net

**REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA PALESTRA
POLIFUNZIONALE NEL PLESSO
SCOLASTICO E ANNESSA
RIQUALIFICAZIONE SPAZI PUBBLICI,
NELL'AMBITO DELLA STRATEGIA PER LA
RIGENERAZIONE URBANA.
CUP: E37D1800100006**

PROGETTO ESECUTIVO

DOCUMENTI GENERALI
Relazione Geotecnica

**Progettazione architettonica D.L. generale e
Coordinatore del gruppo:**

TASCA studio architetti associati
Cristina Tartari architetto CF TRTCST72P51A944J
Federico Scagliarini architetto CF SCGFRC71C25A944M

**Progettazione impiantistica e D.L. Professionista
antincendio:**

Fabbri Fabio ingegnere CF FBBFBA69H09D458N

**Progettazione strutturale e D.L. dei lavori strutturali e
Coordinatore della Sicurezza in fase di progettazione
ed esecuzione:**

Portolani Marco ingegnere CF PRTMRC75L07D458F

Geologo:

Albertus Cecilius Aloysius Van Zutphen Geologo
CF VNZLRT56A03Z126X

Progettazione spazi aperti:

Vincenzi Elena architetto CF VNCLNE65R63A944I

Commitente:

Comune di Fusignano
Piazza Emaldi, 115
48034 Fusignano (RA)
CF 00343220398

**Responsabile Unico
del Procedimento**
dott. Rodolfo Gaudenzi

Archivio

195

DIS. n°

ES-RG-a4

Aggiornamenti

Data

15 SETTEMBRE 2020

Disegni scala

COMUNE DI FUSIGNANO

(Provincia di Ravenna)

RELAZIONE

- **INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA**

**PROGETTO RELATIVO ALL'INTERVENTO DI REALIZZAZIONE DI UNA NUOVA PALESTRA
POLIFUNZIONALE NEL PLESSO SCOLASTICO E ANNESSA RIQUALIFICAZIONE SPAZI
PUBBLICI, NELL'AMBITO DELLA STRATEGIA PER LA RIGENERAZIONE URBANA
CUP: E37D18001000006 - CIG: 8126589165**



COMUNE DI FUSIGNANO
(Ravenna)

Aprile , 2020



**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



INDICE DELLE RELAZIONI di cui al DM 17.01.2018

Capitoli di cui alle suddette relazioni

2. Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica (di cui al § 6.2.2 del DM 17.01.2018)

Indice

1. PREMESSA.....	3
2. RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO	7
2.1. METODO UTILIZZATO PER LA VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI	7
2.1.1. Parametri geotecnici caratteristici per la valutazione delle resistenze di progetto	9
2.1.2. Parametri geotecnici caratteristici delle unità litostratigrafiche del sito indagato	14
2.2. VALUTAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) – STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO	17
4.2.1 Calcolo del carico limite dell'insieme fondazione-terreno - premessa	17
4.2.2 Fondazione e parametri geotecnici caratteristici utilizzati nei calcoli	18
4.2.3 Collasso per carico limite del complesso “terreno+fondazione” – Approccio 2	20
2.3. VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – DEFORMAZIONI IRREVERSIBILI.....	24
2.4. PALI DI FONDAZIONE	27
2.4.1 PALI TRIVELLATI DIAMETRO 60 cm	28
3. CONCLUSIONI.....	31
5.1 INDICAZIONI DI CARATTERE GENERALE ESECUTIVO E PROGETTUALE	33
APPENDICE.....	34
1 CALCOLO PALI DI FONDAZIONI	34
ALLEGATI.....	44

1. PREMESSA

Le indagini sono state eseguite in ottemperanza a quanto prescritto dalle seguenti leggi e norme:

- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio e sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche. Giugno 1990;
- OPCM n°3274/2003 e successive modifiche - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- OPCM n. 3519/2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" e successivi aggiornamenti.
- D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

Il lavoro in progetto prevede la realizzazione di una nuova palestra, con annesso spogliatoio, come schematicamente riportato nelle sottostanti immagini.

Per la presente relazione geotecnica si è fatto riferimento alla relazione geologica di cui si riporta la sintesi.

La morfologia dell'area di interesse è pianeggiante e non presenta particolari degni di nota. Si osserva comunque che pochi a metri a Ovest del nuovo fabbricato scorreva un vecchio scolo, ora tombato con macerie.

Uno sguardo complessivo alle risultanze della prova effettuata evidenzia la presenza di un substrato caratterizzato:

- Dall'attuale piano di campagna a circa -1.0÷1.2 m, da terreni di riporto e di alterazione superficiale.
- Da circa -1.0÷1.2 m a -5.0÷6.0 m dal piano di campagna, limi argillosi a consistenza da plastica a molle-plastica, tendenzialmente in diminuzione con la profondità.
- Da circa -5.0÷6.0 a circa -9.0 m dal piano di campagna, sabbie e sabbie limose con addensamento medio, localmente sciolte. Attenzione: per lo SLV per il corpo di sabbia risulta un Indice del Potenziale di liquefazione $IL > 5$ ($6.4 < IL < 11.4$) e cedimenti post-sisma dell'ordine massimo di 10÷17 cm.
- Da -9.0 m a -26 m dal piano di campagna, prevalenti limi argillosi a consistenza prevalentemente plastica fino a -21.0 m poi solido-plastica.
- Da -26 m a -29.0 m dal piano di campagna, sabbia da addensata a mediamente addensata.
- Da -29.0 m a -30.0 m dal piano di campagna, massima profondità indagata, limi argillosi a consistenza plastica.

Il livello della falda freatica, misurato al momento della prova, risultava attorno a -1.3÷1.4 m dal piano di campagna attuale.

Azione sismica di base

In base alla NTC 2018 il sito in esame è caratterizzato, considerando tempi di ritorno di 949 anni, da accelerazione al bedrock sismico di $a_{rif}=0.224g$ e da $V_{s30}= 173\div174$ m/s, quindi categoria di suolo D con fattore stratigrafico pari a $S_s=1.56$. Considerando che l'area presenta un fattore topografico pari ad uno, l'accelerazione massima alla superficie del sito in esame sarà pari

$$a_{max}= 0.349g.$$

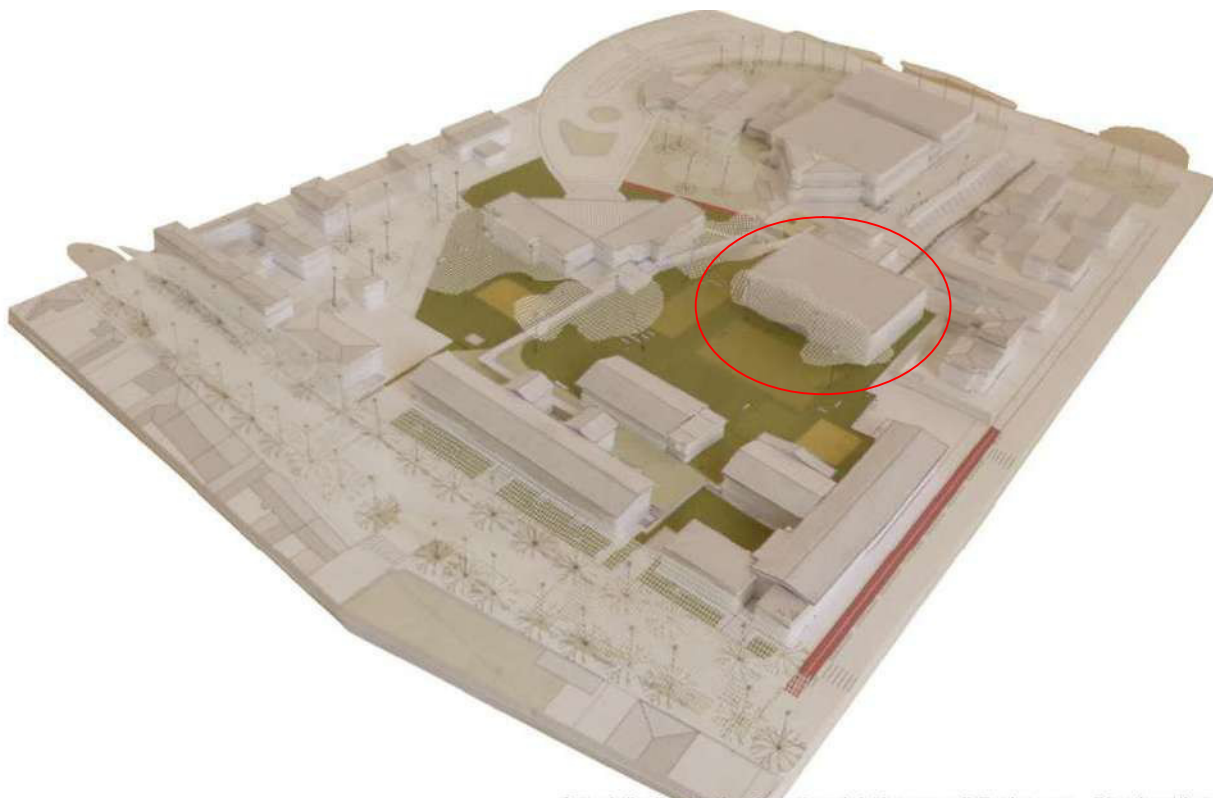
L'analisi di Risposta Sismica Locale (vedi appendice della Relazione Geologica) ha evidenziato una sostanziale coerenza dello spettro elastico ricavato dalla media dell'analisi RSL con quello semplificato delle NTC2018. In particolare, si osserva che a_g/g al suolo risulta mediamente inferiore a quello ricavato con il metodo previsto dalle NTC2018: valore medio al suolo $a_g=0.316g$

Le misure dei microtremori hanno evidenziato frequenze significative per l'ingegneria nei confronti dei fenomeni di risonanza del substrato del sito in esame pari a

Frequenze fondamentali di vibrazione del deposito	
Frequenza - f (Hz)	Periodo - T (sec)
0.4÷1.0	2.5÷1.0

Il substrato del lotto in esame, considerando tempi di ritorno di 949 anni, presenta rischio di liquefazione unicamente per uno strato compreso tra circa -6.0 m e -9.0 m dal piano di campagna. Tale rischio è comunque relativo unicamente a possibili cedimenti post-sisma dell'ordine massimo di circa 10÷17 cm. Pertanto, in considerazione delle peculiarità della struttura della palestra e della necessità di non comprometterne la funzionalità anche a seguito di un sisma di progetto previsto per lo SLV, si prevede la realizzazione di pali di fondazione in corrispondenza dei pilastri della struttura. Meno problematica risulta la fondazione degli spogliatoi, che essendo a platea, risulta sufficientemente resiliente ai previsti cedimenti, essendo progettata nel rispetto delle NTC2018. Risulterà comunque utile eventualmente prevedere un rinforzo della platea di fondazione.

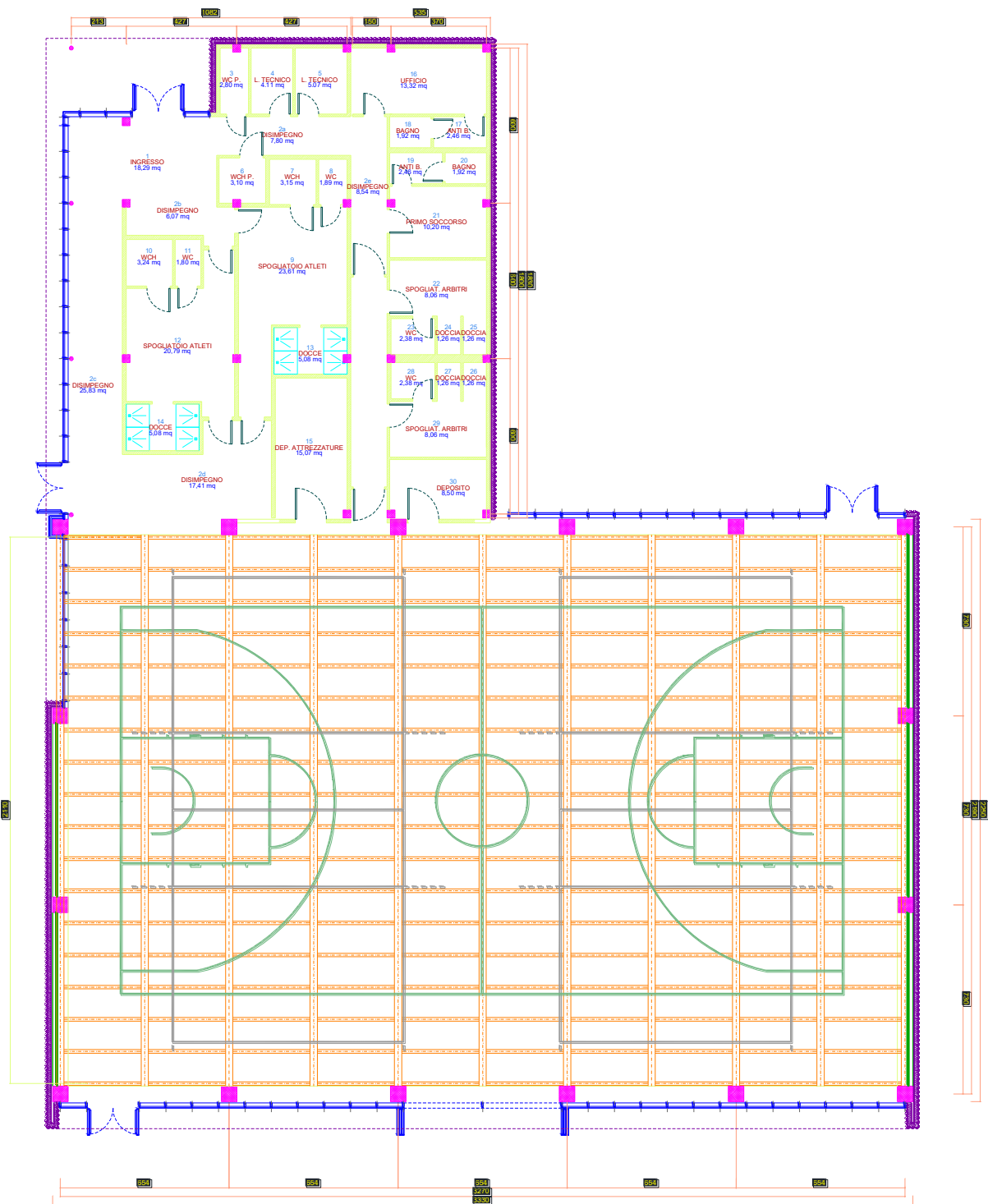




Cittadella Scolastica Sportiva del Comune di Fusignano - Plastico di studio



Vista ingresso principale Palestra



2. RELAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO

Sulla base delle indagini geognostiche e della modellazione geologica, si è provveduto alla caratterizzazione geotecnica e alla modellazione del volume significativo in funzione della tipologia di fondazioni previste dal progetto.

2.1. METODO UTILIZZATO PER LA VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Un aspetto essenziale del metodo degli stati limite riguarda la scelta dei parametri da introdurre nel modello di calcolo. Relativamente ai calcoli geotecnici con il criterio degli stati limite si devono considerare nelle relazioni i parametri caratteristici.

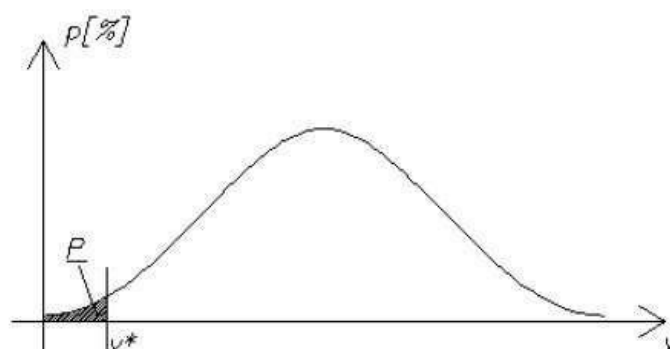
In base all'EC7, al punto 2.4.5.2.2(P), il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come una stima cautelativa del valore di influenza all'insorgere dello stato limite.

Da ciò discende:

- *Stima cautelativa*: si tratta di una stima che deve essere a favore della sicurezza. Cioè si deve tenere conto dell'incertezza esistente in geotecnica dovuta alla notevole variabilità delle proprietà dei depositi nonché all'incertezza dovuta alle informazioni non complete generalmente a disposizione tramite prove in situ e di laboratorio;
- *Valore che influenza l'insorgere dello stato limite*: il valore caratteristico è in funzione dello stato limite considerato, ad esempio la rottura al collasso verticale della fondazione. Si osserva che se invece della rottura al collasso verticale, esaminiamo la rottura allo slittamento, il valore del parametro geotecnico sarà generalmente diverso.

L'unica metodologia delineata dall'EC7 per la definizione dei valori caratteristici è di natura statistica, anche se questa non è resa obbligatoria, cioè non deve necessariamente essere adottata dai singoli stati membri.

Nel caso specifico utilizzando il metodo statistico il valore caratteristico di un particolare parametro di calcolo è definito come quel valore al quale è associato una determinata probabilità di non superamento.



Densità di probabilità p

Osservando la sopra riportata figura si rileva che P è la probabilità di non superamento della variabile v connessa al valore v^* (valore caratteristico cercato se $P=5\%$). v^* viene quindi calcolato imponendo che l'area P sia uguale a 5%.

In particolare in funzione del volume di terreno coinvolto nello stato limite considerato si possono presentare le seguenti situazioni:

1. Elevati volumi di terreno;

2. Piccoli volumi di terreno;
3. Campioni di scarsa numerosità.

1. Elevati volumi di terreno

Quando la zona di influenza coinvolge elevati volumi di terreno bisogna selezionare un 5° percentile della distribuzione media.

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

Dove:

- x_k = valore caratteristico desiderato
- \bar{x} = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione
- t = valore della distribuzione di student ad n-1 gradi di libertà con probabilità u=95% (ossia $1-\alpha = 0.95$ o alternativamente, $\alpha = 0.05$)
- s = deviazione standard del campione
- n = numero di dati

2. Piccoli volumi di terreno

Nel caso che la rottura sia locale, ossia interessi volumi relativamente piccoli del terreno, la formula da applicare è la seguente.

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05} \bullet s \approx \bar{x} \pm 1.645 \bullet s$$

Dove:

- x_k = valore caratteristico desiderato
- \bar{x} = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione
- z = distribuzione normale standardizzata
- s = deviazione standard del campione

3. Campioni di scarsa numerosità

Per campioni di scarsa numerosità è possibile utilizzare anche la più generica equazione di Schneider, che offre la seguente formula semplificata:

$$x_k = \bar{x} * 1 - \frac{COV}{2}$$

Dove:

- x_k = valore caratteristico desiderato
- \bar{x} = valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione
- COV = covarianza

Diversi autori propongono valori di covarianza per i vari parametri geotecnici

Shneider (1997)

Angolo di attrito = 10%

Coesione = 40%

Modulo di comprimibilità = 40%

Phoon et al. 1995

Peso di volume naturale = 7%

Valore di q_c (MPa) per sabbie = 38%

Valore di q_c (MPa) per argille limose = 27%

Valore di q_T (MPa) per argille = 8%

Densità relativa (%) per sabbie = 10-40%

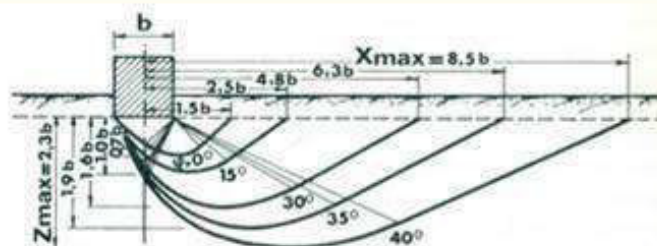
2.1.1. Parametri geotecnici caratteristici per la valutazione delle resistenze di progetto

Nel caso in esame, considerando le sopra riportate relazioni, si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici ricavati dall'elaborazione delle prove penetrometriche.

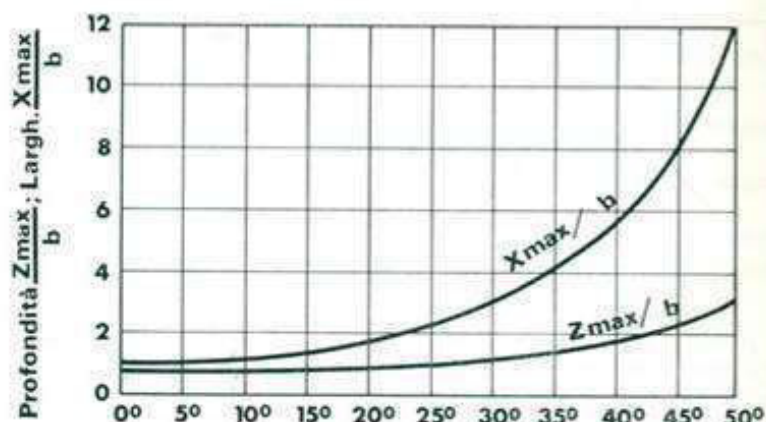
Considerando fondazioni superficiali, meccanismo di rottura di tipo generale e il volume interessato dall'involuppo di rottura, potranno utilizzarsi i seguenti valori per valutare le resistenze di progetto

Si evidenzia che in considerazione del tipo di prova, penetrometrie, per i terreni a grana fine risultano più attendibili i parametri geotecnici in condizioni non drenate.

Metodo utilizzato per la valutazione del volume interessato dalla rottura



a)



b)

- a) Superfici di rottura per valori diversi dell'angolo di attrito;
b) Corrispondenti variazioni dell'approfondimento (z_{max}) e dell'estensione (x_{max}) della superficie di scorrimento.

PER FONDAZIONE SUPERFICIALI A TRAVI ROVESCE - PALESTRA

MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CONDIZIONI drenate

B= 1.8÷2.0

Indice di Rigidezza Ir: $Ir = Go / (C' + q \tan(\phi)) =$					
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media		
	700.45	1109.41	689.20		
in cui:					
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media		
Go = Modulo di Taglio iniziale	= 307	199	315	daN/cm ²	
C' = Coesione Drenata	= 0.31	0.06	0.32	daN/cm ²	
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 = (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	= 0.372	0.372	0.372	daN/cm ²	
φ = Angolo d'attrito	= 19.7	18.4	19.8		
Indice di Rigidezza Ir critica: $Ir_{crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$					
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media		
	47.80	42.82	48.23		
in cui:					
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	= 0.200				
Meccanismo di Rottura	Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale		

MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CONDIZIONI NON DRENATE

B= 1.8÷2.0

Indice di Rigidezza Ir: $Ir = Go / (C' + q \tan(\phi)) =$					
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media		
	507.03	525.25	516.97		
in cui:					
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media		
Go = Modulo di Taglio iniziale	= 324	235	331	daN/cm ²	
Cu = Coesione Non Drenata	= 0.64	0.45	0.64	daN/cm ²	
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 = (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	= 0.372	0.372	0.372	daN/cm ²	
φ = Angolo d'attrito	= 0.0	0.0	0.0		
Indice di Rigidezza Ir critica: $Ir_{crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$					
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media		
	12.39	12.39	12.39		
in cui:					
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	= 0.200				
Meccanismo di Rottura	Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale		

		Condizioni DRENATE / NON DRENATE			
Parametri per verifica scorrimento fondazioni superficiali profondità di posa D = 1.5 ~ 1.8 m		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	φ	19.1 °	18.0 °	19.3 °	0.8 °
COESIONE DRENATA	C'	0.420 daN/cm ²	0.285 daN/cm ²	0.440 daN/cm ²	0.094 daN/cm ²
COESIONE NON DRENATA	Cu	0.68 daN/cm ²	0.48 daN/cm ²	0.68 daN/cm ²	0.12 daN/cm ²

		Condizioni non drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 1.8 \div 2 \text{ m}$ e profondità di posa $D = 1.5 \sim 1.8 \text{ m}$		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE DRENATA	C'	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE NON DRENATA	C_u	0.64 daN/cm ²	0.45 daN/cm ²	0.64 daN/cm ²	0.12 daN/cm ²
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	n/a	n/a	n/a	n/a
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.4	0
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_o	G_o	324 daN/cm ²	235 daN/cm ²	331 daN/cm ²	58 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	165 daN/cm ²	118 daN/cm ²	168 daN/cm ²	31 daN/cm ²
Ki DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			2.24 daN/cm ²	0.41 daN/cm ²
Kw DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 2 \text{ m}$ Vesic	K_w			1.00 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1804 daN/m ³	1732 daN/m ³	1810 daN/m ³	47 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1404 daN/m ³	1332 daN/m ³	1410 daN/m ³	47 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			5.80	1.89

		Condizioni drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 1.8 \div 2 \text{ m}$ e profondità di posa $D = 1.5 \sim 1.8 \text{ m}$		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	19.7 °	18.4 °	19.8 °	0.9 °
COESIONE DRENATA	C'	0.306 daN/cm ²	0.056 daN/cm ²	0.323 daN/cm ²	0.162 daN/cm ²
COESIONE NON DRENATA	C_u	n/a	n/a	n/a	n/a
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}				
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.4	0
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_o	G_o	307 daN/cm ²	199 daN/cm ²	315 daN/cm ²	70 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	158 daN/cm ²	105 daN/cm ²	162 daN/cm ²	34 daN/cm ²
Ki DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			2.15 daN/cm ²	0.46 daN/cm ²
Kw DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 2 \text{ m}$ Vesic	K_w			0.96 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1787 daN/m ³	1688 daN/m ³	1793 daN/m ³	64 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1387 daN/m ³	1288 daN/m ³	1393 daN/m ³	64 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			5.40	2.07

MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CONDIZIONI drenate
B = 16.9m

Indice di Rigidezza Ir: $Ir = G_0 / (C' + q \tan(\phi)) =$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	552.12	726.37	539.41	
in cui:				
Go = Modulo di Taglio iniziale	=	296	169	299 daN/cm ²
C' = Coesione Drenata	=	0.08	0.00	0.08 daN/cm ²
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 = (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	=	0.875	0.875	0.875 daN/cm ²
φ = Angolo d'attrito	=	27.8	14.8	28.4
Indice di Rigidezza Ir critica: $Ir_{crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	59.65	21.30	63.14	
in cui:				
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	0.918		
Meccanismo di Rottura	Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale	

MECCANISMO DI ROTTURA DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI IN CONDIZIONI NON DRENATE
B = 16.9m

Indice di Rigidezza Ir: $Ir = G_0 / (C' + q \tan(\phi)) =$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	459.61	382.09	464.46	
in cui:				
Go = Modulo di Taglio iniziale	=	296	164	299 daN/cm ²
Cu = Coesione Non Drenata	=	0.64	0.43	0.64 daN/cm ²
q = Tensione Effettiva litostatica media a metri D + B/2 = (D = profondità fondazione; B = larghezza fondazione (m))	=	0.875	0.875	0.875 daN/cm ²
φ = Angolo d'attrito	=	0.0	0.0	0.0
Indice di Rigidezza Ir critica: $Ir_{crit} = 0.5 \exp \{ [3.3 - 0.45 (B/L)] * \cotan[(\pi/4) - (\phi/2)] \}$				
	Elevati Volumi	Piccoli Volumi	Media	
	8.97	8.97	8.97	
in cui:				
B/L = larghezza / lunghezza della fondazione	=	0.918		
Meccanismo di Rottura	Rottura Generale	Rottura Generale	Rottura Generale	

Condizioni DRENATE / NON DRENATE				
Parametri per verifica scorrimento fondazioni superficiali profondità di posa D = 0.5 ~ 1.0 m	Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO ϕ	20.0 °	18.8 °	20.2 °	0.9 °
COESIONE DRENATA C'	0.449 daN/cm ²	0.365 daN/cm ²	0.461 daN/cm ²	0.058 daN/cm ²
COESIONE NON DRENATA C_u	0.67 daN/cm ²	0.52 daN/cm ²	0.67 daN/cm ²	0.09 daN/cm ²

		Condizioni non drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 16.9 \text{ m}$ e profondità di posa $D = 0.5 \sim 1.0 \text{ m}$		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE DRENATA	C'	n/a	n/a	n/a	n/a
COESIONE NON DRENATA	C_u	0.64 daN/cm ²	0.43 daN/cm ²	0.64 daN/cm ²	0.13 daN/cm ²
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	n/a	n/a	n/a	n/a
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.39	0.03
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_o	G_o	296 daN/cm ²	164 daN/cm ²	299 daN/cm ²	82 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	199 daN/cm ²	9 daN/cm ²	203 daN/cm ²	118 daN/cm ²
K_i DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			2.29 daN/cm ²	0.82 daN/cm ²
K_w DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 16.9 \text{ m}$ Vesic	K_w			0.14 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1724 daN/m ³	1619 daN/m ³	1726 daN/m ³	65 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1324 daN/m ³	1219 daN/m ³	1326 daN/m ³	65 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			2.75	2.02

		Condizioni drenate			
Parametri per fondazioni superficiali di larghezza $B = 16.9 \text{ m}$ e profondità di posa $D = 0.5 \sim 1.0 \text{ m}$		Valore Caratteristico per Elevati Volumi	Valore Caratteristico per Piccoli Volumi	Valore Media	Deviazione Standard
ANGOLO DI ATTRITTO	ϕ	27.8 °	14.8 °	28.4 °	8.2 °
COESIONE DRENATA	C'	0.075 daN/cm ²	0 daN/cm ²	0.081 daN/cm ²	0.159 daN/cm ²
COESIONE NON DRENATA	C_u	n/a	n/a	n/a	n/a
ANGOLO DI ATTRITTO A VOLUME COSTANTE	ϕ_{cv}	32.7 °	28.0 °	33.0 °	3.0 °
COEFFICIENTE DI POISSON	P			0.39	0.03
MODULO DI TAGLIO INIZIALE G_o	G_o	296 daN/cm ²	169 daN/cm ²	299 daN/cm ²	79 daN/cm ²
MODULO ELASTICO	E	197 daN/cm ²	16 daN/cm ²	202 daN/cm ²	113 daN/cm ²
K_i DI WINKLER VERTICALE PER PIASTRA 30 CM	K_i			2.30 daN/cm ²	0.79 daN/cm ²
K_w DI WINKLER VERTICALE PER FONDAZIONE $B = 16.9 \text{ m}$ Vesic	K_w			0.14 daN/cm ²	
DENSITA' DEL TERRENO	γ	1720 daN/m ³	1595 daN/m ³	1723 daN/m ³	78 daN/m ³
DENSITA' SECCO DEL TERRENO	γ_s	1320 daN/m ³	1195 daN/m ³	1323 daN/m ³	78 daN/m ³
OVER CONSOLIDATION RATIO	OCR			2.60	1.96

MODULO DI REAZIONE DI WINKLER

Si ricorda che il modulo di reazione non dipende unicamente dalle caratteristiche del terreno di fondazione, ma anche dalle dimensioni della struttura e dall'entità e posizione dei carichi applicati. Pertanto, esso è un parametro di interazione struttura-terreno che deve essere valutato specificatamente dal progettista anche sulla base delle peculiarità della struttura in progetto.

Nel caso specifico il valore riportato nelle tabelle soprastanti è stato valutato utilizzando la formula di Vesic (1961).

$$k = E/B \cdot (1 - \mu^2)$$

dove

k = modulo di reazione di Winkler

E = modulo elastico

B = larghezza della fondazione

μ = coefficiente di Poisson

Ad ogni modo valori indicativi del modulo di reazione possono essere, ad esempio, ricavati dalla seguente tabella proposta da vari autori

Terreno	Valore minimo	Valore massimo
Sabbia sciolta	0.48	1.60
Sabbia mediamente compatta	0.96	8.00
Sabbia compatta	6.40	12.80
Sabbia argillosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia limosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia e ghiaia compatta	10.00	30.00
Terreno argilloso con $q_u < 2 \text{ Kg/cm}^2$	1.20	2.40
Terreno argilloso con $2 < q_u < 4 \text{ Kg/cm}^2$	2.20	4.80
Terreno argilloso con $q_u > 2 \text{ Kg/cm}^2$	>4.80	

Valori indicativi della costante di Winkler K in Kg/cm³

Il progettista potrà valutare il valore più opportuno anche in base alle caratteristiche dell'opera di fondazione in progetto, oltre alle caratteristiche del terreno del substrato, essendo il valore specificatamente influenzato dalla interazione struttura-terreno.

2.1.2. Parametri geotecnici caratteristici delle unità litostratigrafiche del sito indagato

Si stimano i parametri geotecnici caratteristici delle varie unità litostratigrafiche considerando, in funzione delle prove geognostiche eseguite, i parametri geotecnici con comportamento geotecnico a breve termine, quindi in condizioni non drenate, risultano, nel caso specifico, più attendibili rispetto a quelle drenate, a lungo termine.

Attenzione, i parametri geotecnici fino -0.5 m sono da prendere con cautela in quanto terreni di riporto e/o di alterazione superficiale.

Per la valutazione dei cedimenti, nel caso specifico, si è fatto opportunamente riferimento ai valori del modulo edometrico (M) ricavato ogni 2 cm di avanzamento e graficati nel modulo di calcolo allegato.

ANGOLO DI ATTRITO <i>Searly (argille) e Kulhawy Mayne (sabbie)</i>	ANGOLO DI ATTRITO A VOLUME COSTANTE	DENSITA' RELATIVA <i>Tatsuoka 1990</i>	COESIONE DRENATA	COESIONE NON DRENATA <i>programma Robertson 2013</i>	COEFFICIENTE DI POISSON <i>Manuale di uso C.D.G.</i>	MODULO DI TAGLIO INIZIALE <i>Robertson 2013</i>	MODULO ELASTICO <i>autori vari</i>	MODULO EDOMETRICO <i>Benassi</i>	Ki di Winkler <i>per piastra di 30cm</i>	Kh di Winkler <i>per pali di diametro 30cm</i>	DENSITA' DEL TERRENO	DENSITA' DEL TERRENO SECCO	OVER CONSOLIDATION RATIO <i>Marchi / SGT 2014</i>
-----------------------------------------------------------------------	-------------------------------------	-------------------------------------------	------------------	---------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------	----------------------------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------------	---------------------------------------------	---------------------------------------------------	----------------------	----------------------------	------------------------------------------------------

VALORI CARATTERISTICI PER PICCOLI VOLUMI

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ^s valori medie	OCR valori medie
$^{\circ}$	$^{\circ}$	%	daN/cm ^q	daN/cm ^q	daN/cm ^q	daN/cm ^q	daN/cm ^q	daN/cm ^q	kg/cm ^c	kg/cm ^c	kg/m ^c	kg/m ^c	
19.0	18.3	14.9			0.29	56	0	0	0.00	0.00	1832	1432	46.62
17.9			0.30	0.44	0.39	268	131	44	1.83	1.83	1821	1421	6.86
19.7			0.00	0.23	0.40	145	90	30	1.18	1.18	1693	1293	2.94
26.8	25.3	25.5			0.36	198	92	36	0.75	1.33	1743	1343	4.27
20.5			0.00	0.11	0.40	141	74	25	0.84	0.89	1672	1272	2.33
33.5	32.1	25.2			0.34	284	206	60	0.00	0.19	1761	1361	
22.0			0.00	0.31	0.40	205	110	37	1.79	1.79	1708	1308	1.68
19.6			0.00	0.63	0.40	381	229	76	2.72	2.79	1864	1464	2.09
35.8	32.7	40.8			0.35	767	302	210	0.00	0.35	1945	1545	
23.5			0.00	0.63	0.40	266	148	49	2.89	2.89	1756	1356	1.35

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 2		CPT 3		ZONA	MEDIANA	LITOTIPO PREVALENTE
	DA	A	DA	A	DA	A			
A	0.00	1.30	0.00	1.30	0.00	1.10	5	2.49	sabbia limosa-limo sabbioso
B	1.30	3.70	1.30	3.40	1.10	2.60	3	3.01	argilla-argilla limosa
C	3.70	5.50	3.40	4.80	2.60	6.10	3	3.04	argilla-argilla limosa
D	5.50	5.90	4.80	5.40	6.10	6.40	5	2.58	sabbia limosa-limo sabbioso
E	5.90	6.30	5.40	6.10	6.40	7.00	3	3.07	argilla-argilla limosa
F	6.30	9.00	6.10	8.60	7.00	8.80	5	2.05	sabbia limosa-limo sabbioso
G	9.00	21.90	8.60	20.00	8.80	20.00	3	3.05	argilla-argilla limosa
H	21.90	26.00					3	2.98	argilla-argilla limosa
I	26.00	29.00					6	1.98	sabbia-sabbia limosa
J	29.00	30.00					3	3.02	argilla-argilla limosa

VALORICARATTERISTICI PER GRANDI VOLUMI

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 2		CPT 3		Ic MEDIANA	ZONA ROBERTSON	LITOTIPO PREVALENTE ROBERTSON 1990
	DA	A	DA	A	DA	A			
A	0.00	1.30	0.00	1.30	0.00	1.10	2.49	5	sabbia limosa-limo sabbioso
B	1.30	3.70	1.30	3.40	1.10	2.60	3.01	3	argilla-argilla limosa
C	3.70	5.50	3.40	4.80	2.60	6.10	3.04	3	argilla-argilla limosa
D	5.50	5.90	4.80	5.40	6.10	6.40	2.58	5	sabbia limosa-limo sabbioso
E	5.90	6.30	5.40	6.10	6.40	7.00	3.07	3	argilla-argilla limosa
F	6.30	9.00	6.10	8.60	7.00	8.80	2.05	5	sabbia limosa-limo sabbioso
G	9.00	21.90	8.60	20.00	8.80	20.00	3.05	3	argilla-argilla limosa
H	21.90	26.00					2.98	3	argilla-argilla limosa
I	26.00	29.00					1.98	6	sabbia-sabbia limosa
J	29.00	30.00					3.02	3	argilla-argilla limosa

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ^s valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/m ³	kg/m ³	
30.2	26.3	46.2			0.29	486	325	129	5.84	4.50	1832	1432	46.62
19.9			0.42	0.61	0.39	342	174	58	2.34	2.34	1821	1421	6.86
22.3			0.09	0.41	0.40	215	124	41	1.68	1.68	1693	1293	2.94
33.4	31.3	32.3			0.36	296	211	71	1.81	2.15	1743	1343	4.27
23.4			0.04	0.39	0.40	200	119	40	1.57	1.59	1672	1272	2.33
36.0	32.7	42.2			0.34	404	435	133	2.48	3.32	1761	1361	
24.0			0.01	0.59	0.40	287	175	58	2.41	2.41	1708	1308	1.68
23.1			0.00	1.17	0.40	578	362	124	3.80	3.82	1864	1464	2.09
38.1	32.7	56.7			0.35	909	601	342	5.58	6.78	1945	1545	
25.0			0.00	0.90	0.40	405	245	82	3.38	3.38	1756	1356	1.35

VALORI MEDI

UNITA' GEOTECNICA	CPT 1		CPT 2		CPT 3		Ic MEDIANA	ZONA ROBERTSON	LITOTIPO PREVALENTE ROBERTSON 1990
	DA	A	DA	A	DA	A			
A	0.00	1.30	0.00	1.30	0.00	1.10	2.49	5	sabbia limosa-limo sabbioso
B	1.30	3.70	1.30	3.40	1.10	2.60	3.01	3	argilla-argilla limosa
C	3.70	5.50	3.40	4.80	2.60	6.10	3.04	3	argilla-argilla limosa
D	5.50	5.90	4.80	5.40	6.10	6.40	2.58	5	sabbia limosa-limo sabbioso
E	5.90	6.30	5.40	6.10	6.40	7.00	3.07	3	argilla-argilla limosa
F	6.30	9.00	6.10	8.60	7.00	8.80	2.05	5	sabbia limosa-limo sabbioso
G	9.00	21.90	8.60	20.00	8.80	20.00	3.05	3	argilla-argilla limosa
H	21.90	26.00					2.98	3	argilla-argilla limosa
I	26.00	29.00					1.98	6	sabbia-sabbia limosa
J	29.00	30.00					3.02	3	argilla-argilla limosa

ϕ	ϕ_{cv}	Dr	C	Cu	P valori medie	Go	E	M	Ki	Kh	γ valori medie	γ^s valori medie	OCR valori medie
°	°	%	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/m ³	kg/m ³	
31.3	26.8	50.6			0.29	544	369	152	8.00	5.75	1832	1432	46.62
20.0			0.43	0.63	0.39	347	177	59	2.38	2.38	1821	1421	6.86
22.5			0.10	0.42	0.40	219	126	42	1.72	1.72	1693	1293	2.94
34.2	31.8	34.4			0.36	314	234	78	2.01	2.30	1743	1343	4.27
23.8			0.06	0.43	0.40	209	126	42	1.68	1.70	1672	1272	2.33
36.2	32.7	43.5			0.34	413	451	139	2.68	3.55	1761	1361	
24.1			0.01	0.60	0.40	290	177	59	2.42	2.42	1708	1308	1.68
23.4			0.01	1.22	0.40	597	375	128	3.91	3.92	1864	1464	2.09
38.4	32.7	58.5			0.35	925	636	357	6.32	7.52	1945	1545	
25.3			0.00	0.96	0.40	437	267	89	3.50	3.50	1756	1356	1.35

2.2. VALUTAZIONE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) – STATO LIMITE DI RESISTENZA DEL TERRENO

Nel caso specifico si considerano gli approcci delle NTC 2018, nei termini agli SLU. Considerando i seguenti simboli, riportati nelle NTC 2018.

A = azioni
M = parametri geotecnici
R = resistenze
G1 = azioni strutturali
G2 = azioni non strutturali permanenti
Q = azioni variabili

Approccio 2, A1+M1+R3, nel caso specifico si applicano i coefficienti riduttivi solo sulle resistenze R3 e amplificazione sulle azioni statiche A1.

AZIONI: secondo tab. 6.2.I (A1) delle NTC 2018: $G1 \times 1.3 + G2 \times 1.5 + Q \times 1.5$

PARAMETRI: secondo tab. 6.2.II (M1) delle NTC 2018

Peso unità di volume $\gamma_k = 1$
Coesione non drenata $c_{uk} = \gamma_{cu} = 1$
Coesione drenata $c'_k = \gamma_{cu} = 1$
Tangente angolo di attrito interno $\tan(\phi_k') = \gamma_\phi = 1$

PARAMETRI: secondo tab. 6.4.I (R3) delle NTC 2018

capacità portante: $\gamma_R = 2.3$
scorrimento: $\gamma_R = 1.1$

Le presenti valutazioni sono solo indicative, di prima analisi ed unicamente di guida per la progettazione, non essendo noti i dettagli strutturali dell'edificio in progetto.

Il progettista sulla base della conoscenza dettagliata del progetto potrà verificare in modo più consono le resistenze ai vari stati limite richiesti dalla normativa, sia in condizioni statiche che dinamiche.

4.2.1 Calcolo del carico limite dell'insieme fondazione-terreno - premessa

La determinazione della pressione ultima del terreno permette di individuare l'instaurarsi o meno di fenomeni con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite determinata nel terreno di fondazione dalle azioni trasmesse al terreno al piano di posa della fondazione.

La valutazione della capacità portante di fondazione superficiale è stata effettuata con i criteri suggeriti da Terzaghi ed introducendo i più recenti suggerimenti per il calcolo dei coefficienti correttivi per le condizioni di carico eccentrico. I calcoli sono stati effettuati adottando sia la condizione drenata di lungo periodo, sia la condizione non drenata.

In particolare, si farà riferimento alla formulazione di Brinch-Hansen:

per condizioni drenate: $q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$

e per condizioni non drenate: $q_{ult} = 5.14 c_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q'$

con: N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante, s_γ, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione, i_γ, i_c, i_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del carico, b_γ, b_c, b_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione della base della

fondazione, g_γ, g_c, g_q = fattori correttivi che considerano l'inclinazione del piano campagna, d_c, d_q = fattori che dipendono dalla profondità del piano di posa.

Per la verifica della resistenza allo scorrimento si applica la seguente relazione generale:

$$E_d = H \leq R_d = 1/\gamma_R * [c_k/\gamma_c * B*L + N_d*\tan(\phi_k'/\gamma_\phi)]$$

Che nel caso di valutazione delle resistenze in condizioni non drenate diventa:

$$E_d = H \leq R_d = 1/\gamma_R * [c_{u,k}/\gamma_{cu} * B*L]$$

Dove

E_d = H = azione orizzontale sulla fondazione
 R_d = resistenza allo scorrimento
 B = larghezza fondazione
 L = lunghezza fondazione
 N_d = azione verticale sulla fondazione

Mentre gli altri simboli hanno il significato già sopra riportato.

A favore della sicurezza, per tenere conto dell'attrito fondazione-terreno, si applicherà un coefficiente riduttivo ai parametri geotecnici caratteristici pari a 0.66.

Considerando che le azioni orizzontali si riferiscono alle azioni sismiche, agendo queste ultime per breve tempo ed essendo il terreno resistente di natura argillosa, nella valutazione delle resistenze allo scorrimento si farà riferimento alle condizioni non drenate, tra l'altro più cautelative di quelle drenate.

Per le verifiche in parola viene adottato l'Approccio 2, combinazione 1: (A1+M1+R3).

In generale, per i terreni coesivi (in particolare sotto falda) in condizioni sismiche è consono l'utilizzo dei parametri geotecnici non drenati di breve termine.

Per le condizioni statiche di lungo termine in generale per i terreni incoerenti e coerenti è consono l'utilizzo dei parametri geotecnici drenati.

Per i terreni coesivi in condizioni statiche di lungo termine è necessario adottare i parametri più cautelativi tra quelli drenati e non drenati in base alla singola verifica da effettuare.

Per i terreni granulari si considerano le sole condizioni drenate.

Considerato l'approccio e la combinazione di calcolo adottata, per l'analisi geotecnica, i parametri geotecnici saranno fattorizzati ponendo pari all'unità i coefficienti parziali, e la resistenza di progetto è calcolata con il valore del coefficiente parziale pari a $\gamma_R=2,3$. Le azioni saranno fattorizzate dal progettista in relazione alla combinazione adottata A1+M1+R3.

4.2.2 Fondazione e parametri geotecnici caratteristici utilizzati nei calcoli

Per le suddette valutazioni si considerano le seguenti tipologie di fondazioni:

Per la palestra, una fondazione a travi rovesce con dimensioni equivalenti di 1.8x10 m e con incastro terreno-fondazione di almeno 1.8 m

Per le fondazioni si possono utilizzare i seguenti parametri caratteristici:

- Coesione non drenata: $c_u=60$ kPa
- Angolo di attrito interno: $\phi=24^\circ$
- Coesione drenata: $c'=26$ kPa

Per la verifica allo scorrimento:

- Coesione non drenata: $c_u=48$ KPa
- Angolo di attrito interno: $\phi=18^\circ$
- Coesione drenata: $c'=28$ kPa

Per gli spogliatoi, una fondazione a platea con dimensioni equivalenti di 16.9x18.4 m e con incastro terreno-fondazione di almeno 0.5 m

Per le fondazioni si possono utilizzare i seguenti parametri caratteristici:

- Coesione non drenata: $c_u = 60$ kPa
- Angolo di attrito interno: $\phi = 27^\circ$
- Coesione drenata: $c' = 7$ kPa

Per la verifica allo scorrimento:

- Coesione non drenata: $c_u = 50$ KPa
- Angolo di attrito interno: $\phi = 18^\circ$
- Coesione drenata: $c' = 35$ kPa

Per tutte le verifiche

- Peso unità di volume del terreno: $\gamma = 20$ kN/mc
- Peso unità di volume efficace: $\gamma' = 10$ kN/mc

4.2.3 Collasso per carico limite del complesso “terreno+fondazione” – Approccio 2

Condizioni non drenate – FONDAZIONE A TRAVI ROVESCE - PALESTRA

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.00
Resistenza non drenata (kPa)	c_{uk}	60.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	γ_2	10.00

PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.00
Fattore riduttivo del angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	MM%	0.67
Resistenza non drenata terreno-fondazione (kPa)	c_{ak}	48.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 1.8 X 10 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 1.8 M Verifiche in condizioni non drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$N_{lim} =$	319 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	139 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$T_{lim} =$	32 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	29 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico

Carico Limite	$N_{lim} =$	467 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	203 [kPa] x B * L

Condizioni drenate – FONDAZIONE A TRAVI ROVESCE - PALESTRA

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	19.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.34
Coesione efficace (kPa)	C'_k	30.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	γ_2	10.00

PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	18.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.32
Fattore riduttivo del angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	MM%	0.67
Coesione efficace terreno-fondazione (kPa)	C'_k	28.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 1.8 X 10 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 1.8 M Verifiche in condizioni drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$N_{lim} =$	511 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd$	$N_{lim} / \gamma_r =$	222 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico

Carico Limite	$T_{lim} =$	45 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd$	$T_{lim} / \gamma_r =$	41 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico

Carico Limite	$N_{lim} =$	918 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd$	$N_{lim} / \gamma_r =$	399 [kPa] x B * L

Condizioni non drenate – FONDAZIONE A PLATEA - SPOGLIATOI

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.00
Resistenza non drenata (kPa)	c_{uk}	60.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	γ_2	10.00

PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	0.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.00
Fattore riduttivo del angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	MM%	0.67
Resistenza non drenata terreno-fondazione (kPa)	c_{ak}	50.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 16.9 X 18.4 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 0.5 M
Verifiche in condizioni non drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	215 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	93 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$T_{lim} =$	33 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	30 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	368 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	160 [kPa] x B * L

Condizioni drenate – FONDAZIONE A PLATEA - SPOGLIATOI

PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	27.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.51
Coesione efficace (kPa)	C'_k	7.00
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00
Densità efficace sotto la fondazione (kN/mc)	γ_2	10.00

PARAMETRI GEOTECNICI PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA		Valore caratteristico
Angolo di resistenza al taglio	ϕ_k	18.0
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	0.32
Fattore riduttivo del angolo di resistenza al taglio terreno - fondazione	MM%	0.67
Coesione efficace terreno-fondazione (kPa)	C'_k	35.00
Fattore riduttivo resistenza non drenata terreno - fondazione	MC%	0.66
Densità efficace sopra la fondazione (kN/mc)	γ_1	20.00

FONDAZIONE DI 16.9 X 18.4 M CON INCASTRO TERRENO-FONDAZIONE ' DI 0.5 M
Verifiche in condizioni drenate

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	243 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	106 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto allo scorrimento 'terreno+fondazione'; approccio 2 dinamico		
Carico Limite	$T_{lim} =$	37 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	1.1
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$T_{lim} / \gamma_r =$	34 [kPa] x B * L

Resistenza di progetto verticale 'terreno+fondazione'; approccio 2 statico		
Carico Limite	$N_{lim} =$	858 kPa
Coefficiente Parziale per Approccio 2	$\gamma_r =$	2.3
Limiti di non superamento delle azioni $Ed \leq Rd =$	$N_{lim} / \gamma_r =$	373 [kPa] x B * L

2.3. VALUTAZIONE DELLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) – DEFORMAZIONI IRREVERSIBILI

Per la verifica dei cedimenti, in base al progetto, sono state considerate le seguenti tipologie di fondazione:

- Per la palestra: fondazioni a trave rovesce con dimensioni equivalenti di 1.8x10 m, poste a -1.8 m dal piano di campagna.
- Per lo spogliatoio: fondazione a platea con dimensioni equivalenti di circa 16.9x18.4 m posta a circa -0.5 m dal piano di campagna.

La valutazione dei carichi per lo Stato Limite di Esercizio è stata condotta in modo iterativo sulla base degli ipotizzati cedimenti ammissibili dalla struttura.

Per la distribuzione dei carichi in profondità si è fatto uso del metodo di Steinbrenner con soluzione di Ohde.

Mentre i relativi assestamenti del terreno sono stati verificati applicando la teoria dei cedimenti a tempo infinito e all'80% del costipamento dei pori.

Per la $\Sigma s = \Sigma(\Delta h \cdot m_v \cdot \Delta p)$

con

s= entità del cedimento (cm)

Δh = spessore del terreno sottoposto al calcolo (cm)

Δp = carico agente sullo spessore considerato (Kg/cmq)

m_v = coefficiente di compressibilità volumetrica (cmq/Kg)

si ottengono i risultati riportati nelle tabelle allegate.

Come si può osservare dalle tabelle allegate, i cedimenti assoluti, e di conseguenza quelli differenziali, risultano perfettamente compatibili con il tipo di struttura in progetto.

Pertanto, le resistenze del terreno in riferimento al carico medio distribuito su tutta la base della fondazione, e ricavato iterativamente sulla base dei cedimenti ammissibili dalla fondazione, valutazione degli effetti delle **deformazioni irreversibili** – SLE -, risultano:

<i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: travi rovesce con dimensioni equivalenti di circa 1.8x10 m	$N_k \leq$	$C_d = 110 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$
<i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: platea con dimensioni equivalenti di 16.9x18.4 m	$N_k \leq$	$C_d = 40 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$

limite delle azioni caratteristiche (N_k) che risulta opportuno non superare al fine di non avere assestamenti non tollerabili dalla struttura.

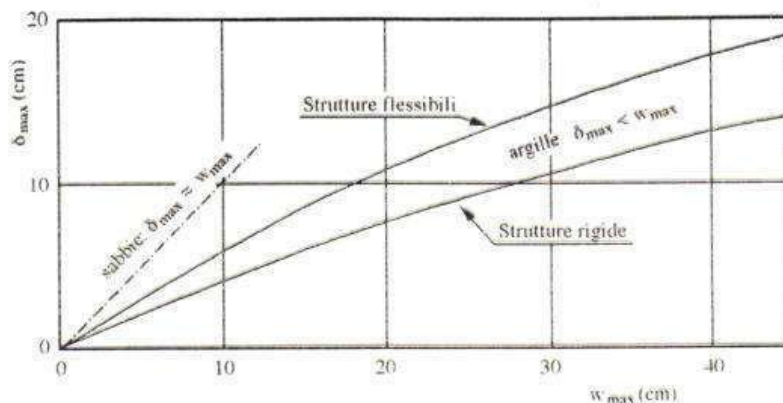
Inoltre, si valuta lo stato limite di esercizio locale per la fondazione a platea degli spogliatoi, considerando un elemento indipendente della fondazione con dimensioni di 2x2 m. Nel caso specifico risulta $R_{d, \text{locale}} = 120 \text{ kPa}$.

RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)					Locale platea spogliatoi			
Comune	Fusignano	Distanza fondazione tra (m)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro		
Localita'	Fusignano							
Committente	Comune di Fusignano	angolo		1.00	1.00	1.41		
Fondazione rettangolare	2 X 2 m	spigolo corto	1.00		1.41	1.00		
Piano di posa	0.5 – 0.5 m	spigolo lungo	1.00	1.41		1.00		
Carico applicato	1.2 daN/cm2	centro	1.41	1.00	1.00			
CEDIMENTI EDOMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIONE								
PROVA 1	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro		
Pianta rettangolare								
priva rigidezza angolo	1.60	angolo		0.59	0.59	1.52		
priva rigidezza spigolo corto	2.18	spigolo corto	0.59		0.93	0.93		
priva rigidezza spigolo lungo	2.18	spigolo lungo	0.59	0.93		0.93		
priva rigidezza centro	3.11	centro	1.52	0.93	0.93			
rigida 0.00	2.88							
PROVA 2	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro		
Pianta rettangolare								
priva rigidezza angolo	1.89	angolo		0.79	0.79	2.10		
priva rigidezza spigolo corto	2.67	spigolo corto	0.79		0.00	1.31		
priva rigidezza spigolo lungo	2.67	spigolo lungo	0.79	0.00		1.31		
priva rigidezza centro	3.98	centro	2.10	1.31	1.31			
rigida 0.00	3.69							
PROVA 3	Cedimenti cumulativo cm secondo Benassi	Cedimenti differenziali (cm)	angolo	spigolo corto	spigolo lungo	centro		
Pianta rettangolare								
priva rigidezza angolo	1.71	angolo		0.61	0.61	1.55		
priva rigidezza spigolo corto	2.32	spigolo corto	0.61		0.00	0.61		
priva rigidezza spigolo lungo	2.32	spigolo lungo	0.61	0.00		0.00		
priva rigidezza centro	3.26	centro	1.55	0.61	0.00			
rigida 0.00	3.01							

Tabelle di riferimento per i cedimenti ammissibili.

Tabella cedimenti ammissibili totali e differenziali - Wilun e Starzewski 1975			
Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e struttura	Cedimento massimo ammissibile (mm.)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazione di una struttura ($\alpha_{amm.}$)
1	Strutture massicce di notevole rigidità rispetto agli assi orizzontali, con fondazioni massicce in cls non armato o fondazioni cellulari o graticci rigidi in cls armato	150 + 200	Le differenze massime tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazione maggiori di $1/100 + 1/200$ del rapporto tra la dimensione minore in pianta della fondazione e l'altezza della struttura
2	Strutture isostatiche con giunti e cerniere e strutture in legno	100 + 150	$1/100 + 1/200$
3	Strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in c.a. ad ogni piano, con fondazioni continue in c.a. e con pareti trasversali di almeno 25 cm. di spessore con interassi minori di 6 m. e strutture a telaio in cls armato con le colonne ad interassi minori di 6 m., con fondazioni continue o a platea	80 + 100	$1/200 + 1/300$
4	Strutture della classe 3 ma che non soddisfano una delle condizioni imposte e strutture in c.a. con fondazioni a pilanti	60 + 80	$1/300 + 1/500$
5	Strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi	50 + 60	$1/500 + 1/700$

Correlazioni empiriche tra δ_{max} e w_{max} (Bjerrum, 1963)



	Deformabilità	Uniformità depositi
Sabbie	ridotta → $w_{max} \leq 10$ cm	ridotta → $\delta_{max} \approx w_{max}$
Argille	elevata → $w_{max} \leq 50$ cm	elevata → $\delta_{max} < w_{max}$

2.4. PALI DI FONDAZIONE

Considerando la presenza di uno strato liquefacibile alla profondità compresa tra circa 6.0 m e 9.0 m dal piano di campagna, che, in caso di un sisma di progetto allo SLV, potrebbe essere soggetto ad un cedimento dell'ordine di circa 11 cm, al fine di mantenere la funzionalità operativa della struttura, relativamente alla palestra, si prevede la realizzazione di pali di fondazione in corrispondenza dei pali spinti a profondità maggiore rispetto allo strato dei terreni liquefacibili.

Alla luce delle prove eseguite nei terreni del sito di costruzione, per quanto sopra descritto, è stata valutata la portata verticale laterale e di punta ultima per pali trivellati.

Facendo riferimento al D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", dalle portate verticali laterali e di punta ultime sono state determinate le curve di capacità portante di progetto a compressione applicando i coefficienti di sicurezza relativi.

Con riferimento alle procedure analitiche di progetto che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici ricavati dalle prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$ a trazione), è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$ a trazione) i fattori di correlazione determinati alla luce del numero di verticali di indagine. In particolare, nel caso in esame si sono adottati i fattori di correlazione per n.1 verticale di indagine:

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Il valore di progetto R_d della resistenza sia a compressione che trazione, si ottiene a partire dai rispettivi valori caratteristici R_k applicando i coefficienti parziali della Tab. 6.4.II. del D.M. 17/01/2018.

In particolare, per i pali trivellati e per le diverse combinazioni di calcolo, la normativa prevede:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Nel caso in esame sono state determinate le curve di capacità portante di progetto a compressione e trazione per i micropali di contenimento laterale considerando i coefficienti R3 relativi all'approccio 2:

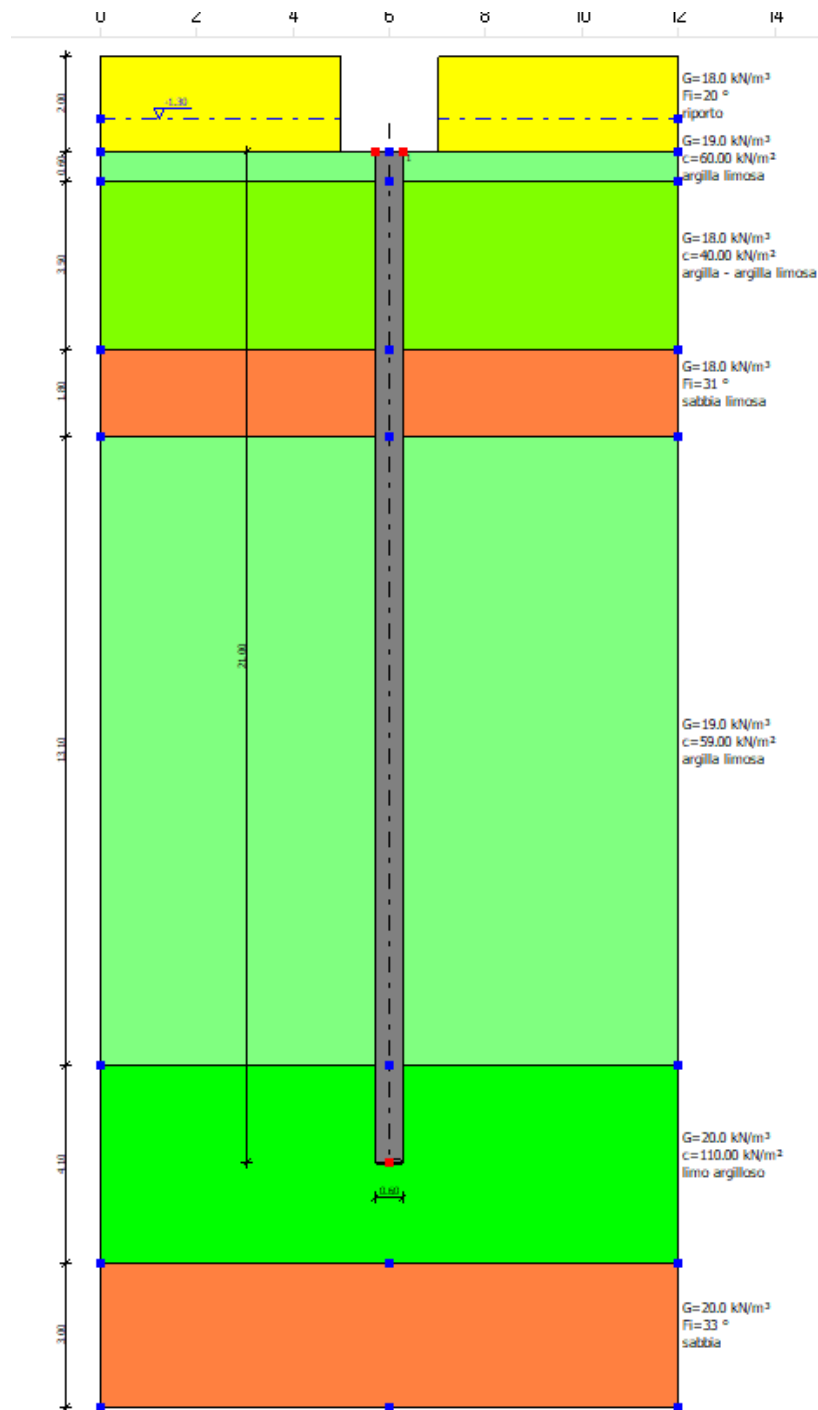
Approccio 2

Combinazione 1 (A1+M1+R3).

Per i calcoli dei pali è stato utilizzato il codice di calcolo GeoStru.

2.4.1 PALI TRIVELLATI DIAMETRO 60 cm

Si considerano pali trivellati verticali del diametro di 60 cm lunghi 21 m con testata a -2.0 m dal piano di campagna attuale. In tal modo i pali saranno incastrati di circa 2 metri nei sottostanti terreni consistenti che partono da circa -21 m dal piano di campagna attuale.



Il carico di progetto del palo, come sopra considerato, risulta di $R_d=364 \text{ kN}$

Portanza formule statiche...

Normativa GEO NTC DM 17 Gen. 2018 Descrizione A1+M1+R3 Combinazione 1 Opzioni di analisi...

Descrizione	D [m]	L [m]	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Svl [kN/m²]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite verticale [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	0.6	21	1	9	--/110.00	154.3779	427.583	400.8122	768.6873	712.8311	247.9552 [Lungo]
							Rc, Min	400.81	768.69	712.83	247.96
							Rc, Max	400.81	768.69	712.83	247.96
							Rc, Med	400.81	768.69	712.83	247.96
							Rk	235.77	452.17	419.31	145.86
							Rd [R3]	235.77	282.61	364.00	112.20
							Fattore sicurezza verticale				1.14
							Fattore sicurezza orizzontale				8.63

Coefficienti parziali resistenze caratteristiche Fattori correlazione sondaggi Riduzione parametri geotecnici

Assiali

		Pali infissi			Pali trivellati			Pali elica			T. classica
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	
Base	γ_b	1	1.45	1.15	1.45	1.15	1	1.25	1	1.6	2.5
Laterale compressione	γ_s	1.45	1.15	1	1.3	1	1.6	1.401	0	2.277	2.5
Totale	γ_t	1.15	1	1.6	1.401	-1.076	2.718	0	0	0	2.5
Laterale trazione	$\gamma_{s;t}$	4.203	-1.594	-1.076	-1.594	4.173	2.280	2.282	0	0	2.5

Trasversali

	R1	R2	R3
	1	1.6	1.3

Assumi come default

Calcolo Chiudi ?

Cedimenti palo considerando un carico verticale di 320 kN, risulta attorno a 1.4÷2.7 mm

Calcolo dei cedimenti con il metodo iperbolico.

Carico applicato	Q=	320.00 [kN]
Carico limite laterale	Qsu=	452.00 [kN]
Carico limite di punta	Qbu=	235.00 [kN]
Lunghezza palo	L=	21.00 [m]
Diametro testa	Ds=	0.60 [m]
Diametro punta	db=	0.60 [m]
Modulo elastico sezione	Ec=	29959540 [kN/m ²]
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	Ke=	0.45 [-]
Tratto attrito laterale nullo	La=	0.00 [m]
Fattore flessibilità terreno/palo [0.001-0.0015]	Ms=	0.001 [-]
Modulo elastico terreno	Eb=	32000.00 [kN/m ²]

Accorciamento elastico	Se=	0.36 [mm]
Cedimento rigido	St=	1.07 [mm]
Cedimento totale	[Se + St]=	1.43 [mm]

Calcolo dei cedimenti con il metodo iperbolico.
 Il metodo iperbolico modificato (Fleming 1992) è stato originariamente sviluppato da Chin (1970, 1972, 1983) assume una curva carico Cedimento di tipo Iperbolico.

Spostamento massimo 90 [mm] Altezza testo 1.0

Carico applicato [kN]

Carico applicato= 321 kN, Se = 0.4 [mm], St = 1.1 [mm], Se+St = 1.4 [mm]

Calcola Esc ?

Poulos Davis

Carico critico

Carico applicato	Q	320 kN
Coefficiente influenza	I	0.0841
Cedimento	$w=(Q/ED)*I$	0.264 cm

↻ OK

3. CONCLUSIONI

La morfologia dell'area di interesse è pianeggiante e non presenta particolari degni di nota. Si osserva comunque che pochi a metri a Ovest del nuovo fabbricato scorreva un vecchio scolo, ora tombato con macerie.

Uno sguardo complessivo alle risultanze della prova effettuata evidenzia la presenza di un substrato caratterizzato:

- Dall'attuale piano di campagna a circa $-1.0 \div 1.2$ m, da terreni di riporto e di alterazione superficiale.
- Da circa $-1.0 \div 1.2$ m a $-5.0 \div 6.0$ m dal piano di campagna, limi argillosi a consistenza da plastica a molle-plastica, tendenzialmente in diminuzione con la profondità.
- Da circa $-5.0 \div 6.0$ a circa -9.0 m dal piano di campagna, sabbie e sabbie limose con addensamento medio, localmente sciolte. Attenzione: per lo SLV per il corpo di sabbia risulta un Indice del Potenziale di liquefazione $IL > 5$ ($6.4 < IL < 11.4$) e cedimenti post-sisma dell'ordine massimo di $10 \div 17$ cm.
- Da -9.0 m a -26 m dal piano di campagna, prevalenti limi argillosi a consistenza prevalentemente plastica fino a -21.0 m poi solido-plastica.
- Da -26 m a -29.0 m dal piano di campagna, sabbia da addensata a mediamente addensata.
- Da -29.0 m a -30.0 m dal piano di campagna, massima profondità indagata, limi argillosi a consistenza plastica.

Il livello della falda freatica, misurato al momento della prova, risultava attorno a $-1.3 \div 1.4$ m dal piano di campagna attuale.

In considerazione del livello della falda idrica dal piano di campagna e della sua potenziale risalita, dovranno essere predisposti gli opportuni accorgimenti atti ad impedire la risalita capillare lungo i muri dei fabbricati in progetto.

In considerazione delle caratteristiche dell'opera in progetto, tipologia di fondazione a platea o a travi rovesce possono risultare idonee.

Comunque, in particolare per la struttura della palestra, considerando che si tratta di un'opera strategica, vista la presenza di uno strato di sabbia tra circa -6 m e -9 m soggetta a potenziale liquefazione in caso di sisma di progetto, con possibilità che si manifestino importanti cedimenti, al fine contenere tali assestamenti che potrebbero compromettere la funzionalità dell'opera, si prevede la realizzazione di pali di fondazioni in corrispondenza dei pilastri della struttura. Per tali pali è stata prevista una profondità tale da superare lo strato di suolo liquefacibile.

NTC – 17-01-2018

In base alla NTC 2018 il sito in esame è caratterizzato, considerando tempi di ritorno di 949 anni, da accelerazione al bedrock sismico di $a_{rif}=0.224g$ e da $V_{s30}=173 \div 174$ m/s, quindi categoria di suolo D con fattore stratigrafico pari a $S_s=1.56$. Considerando che l'area presenta un fattore topografico pari ad uno, l'accelerazione massima alla superficie del sito in esame sarà pari

$$a_{max}=0.349g.$$

Le misure dei microtremori hanno evidenziato frequenze significative per l'ingegneria nei confronti dei fenomeni di risonanza del substrato del sito in esame pari a

Frequenze fondamentali di vibrazione del deposito	
Frequenza - f (Hz)	Periodo - T (sec)
$0.4 \div 1.0$	$2.5 \div 1.0$

Il substrato del lotto in esame, considerando tempi di ritorno di 949 anni, non presenta rischio di liquefazione unicamente connesso a possibili cedimenti post-sisma dell'ordine massimo di circa $10 \div 17$ cm. Pertanto, in considerazione delle peculiarità della struttura della palestra e della necessità di non

comprometterne la funzionalità anche a seguito di un sisma di progetto previsto per lo SLV, si prevede la realizzazione di pali di fondazione in corrispondenza dei pilastri della struttura.

Considerazioni sulle resistenze del terreno di fondazione.

Di seguito si riportano le resistenze più cautelative del terreno, considerando indicativamente fondazioni a travi rovesce e a platea, per gli SLU – GEO – stato limite di resistenza del terreno:

Per la palestra: ipotesi fondazione a travi rovesce con dimensione equivalente di 1.8x10 m e con incastro terreno-fondazione di almeno 1.8 m			
<i>Approccio 2 – condizioni dinamiche</i>	$N_{lim} \leq 319 \text{ kPa}$	$N_d \leq$	$R_d = 131 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$
<i>Approccio 2 – scorrimento</i>	$T_{lim} \leq 32 \text{ kPa}$	$N_d \leq$	$R_d = 29 \text{ [kPa]}$
<i>Approccio 2 – condizioni statiche</i>	$N_{lim} \leq 467 \text{ kPa}$	$N_d \leq$	$R_d = 203 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$

Per gli spogliatoi: ipotesi fondazione a platea con dimensione equivalente di 16.9x18.4 m e con incastro terreno-fondazione di almeno 0.5 m			
<i>Approccio 2 – condizioni dinamiche</i>	$N_{lim} \leq 215 \text{ kPa}$	$N_d \leq$	$R_d = 93 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$
<i>Approccio 2 – scorrimento</i>	$T_{lim} \leq 33 \text{ kPa}$	$N_d \leq$	$R_d = 30 \text{ [kPa]}$
<i>Approccio 2 – condizioni statiche</i>	$N_{lim} \leq 368 \text{ kPa}$	$N_d \leq$	$R_d = 160 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$

Mentre le resistenze del terreno in riferimento al carico medio distribuito su tutta la base della fondazione, e ricavato iterativamente sulla base dei cedimenti ammissibili dalla fondazione, valutazione degli effetti delle **deformazioni irreversibili** – SLE -, risultano

<i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: travi rovesce con dimensioni equivalenti di circa 1.8x10 m	$N_k \leq$	$C_d = 110 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$	Cedimento 4.12÷4.48 cm
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------	--------------------------------------------------------------	-----------------------------------

<i>Stato Limite di esercizio – deformazioni irreversibili</i> Tipologia fondazioni: platea con dimensioni equivalenti di 16.9x18.4 m	$N_k \leq$	$C_d = 40 \text{ [kPa]} \times B \cdot L$	Cedimento 5.11÷5.70 cm
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------	-------------------------------------------------------------	-----------------------------------

Il progettista dovrà verificare le suddette resistenze del terreno in funzione delle risorse disponibili e delle peculiarità della struttura in progetto.

Per fondazioni a platea degli spogliatoi, sarà sufficiente scoticare il terreno asportando il materiale vegetale, alterato e di riporto e realizzare una sottofondazione con materiale inerte costipato a rifiuto in strati di 20 cm fino al piano di posa della fondazione.

Per le travi rovesce di collegamento della palestra risulta adeguata la profondità di posa, circa -1.8 m dal piano finito, prevista dal progetto. Maggiori profondità risulteranno ugualmente adeguate.

Per le fondazioni profonde della palestra si prevede di realizzare pali di fondazioni trivellati, spinti fino alla profondità di -23 m dall'attuale piano di campagna, con diametro di 60 cm.

Considerando i suddetti pali, risulta $R_d = 360$ kN per palo. Ipotizzando un carico di 320 kN per palo, risulta un cedimento di $1.4 \div 2.5$ mm.

Risulta comunque utile all'atto esecutivo una estesa ispezione, da parte di personale tecnico competente, dello strato superiore di contatto fondazione-terreno, al fine di accertare l'idoneità del piano di posa della fondazione ai carichi previsti in progetto, ovvero la conformità del terreno di fondazione a quanto emerso in sede di rilievo geologico ed assunto a base dei calcoli.

Inoltre, sempre da personale tecnico competente, risulterà utile verificare i terreni attraversati durante la perforazione dei pali di fondazione, al fine di verificarne la conformità a quanto emerso durante le indagini geognostiche ed assunto a base dei calcoli.

5.1 Indicazioni di carattere generale esecutivo e progettuale

Nell'esecuzione degli scavi per la realizzazione delle fondazioni dirette e degli scavi si dovranno adottare le seguenti cautele:

- controllare che il terreno messo a giorno dagli scavi di splanteamento per la realizzazione dei piani di posa delle fondazioni risulti omogeneo (medesima consistenza, colorazione etc.). Si dovrà verificare l'uniformità del piano di posa al fine di escludere la presenza localizzata di eventuali disomogeneità ed attestare le fondazioni sul terreno sicuramente in posto e/o sostituire il terreno rammollito con materiale idoneo.
- Il getto della fondazione dovrà essere eseguito tempestivamente appena completati gli scavi; se, a causa di eventuali interruzioni dovute al maltempo, dovesse essersi imbibito il terreno di appoggio, si dovrà provvedere all'asportazione della parte rammollita e sostituzione con materiale idoneo.
- Prima del getto della fondazione dovrà essere preventivamente pulito da detriti, acqua e fango la zona di contatto.
- Nel caso di dover effettuare riporti e/o rinterri localizzati (attorno alle fondazioni) o estesi (ricariche generalizzate), questi dovranno essere realizzati a regola d'arte, con strati successivi di modesto spessore (25×30 cm) di terreno compattato fino ad una densità pari al 95% di quella massima di compattazione individuata dalle prove di laboratorio (AASHO modificata); in alternativa è possibile effettuare il miglioramento delle caratteristiche meccaniche mediante stabilizzazione a calce/cemento. E' da considerare che riporti estesi determinano cedimenti e distorsioni aggiuntivi rispetto a quelli calcolati per il solo fabbricato.
- Nel caso di dover realizzare scavi e/o opere di sostegno degli scavi, le pareti dovranno essere permanentemente coperti con teli impermeabili, per il mantenimento delle condizioni di umidità naturale.
- La regimazione delle acque corrive superficiali dovrà essere garantita e garantita la buona tenuta delle condotte interrate per la circolazione dei fluidi (fognature, impianti idrici).
- L'impermeabilità superficiale del piano di campagna: tale impermeabilità dovrà essere ottenuta mediante cotica vegetale erbosa, marciapiedi, contropendenze adeguate a ridosso del manufatto per l'allontanamento delle acque meteoriche.
- Particolare attenzione andrà posta alla piantumazione delle alberature che per via dell'evapotraspirazione potrebbero determinare il disseccamento del terreno, oltretutto reso impermeabile dalla costruzione, con possibile innesco di fenomeni di ritiro dei terreni e conseguenti assestamenti differenziali.

Appendice

1 Calcolo pali di fondazioni

PALI DI FONDAZIONE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

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.

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4} \phi + 10^\circ && \text{nei pali infissi} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ && \text{nei pali trivellati}\end{aligned}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto. Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r$.

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \quad \text{se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1

Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin\phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan\phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$Dp = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*. Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo. Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

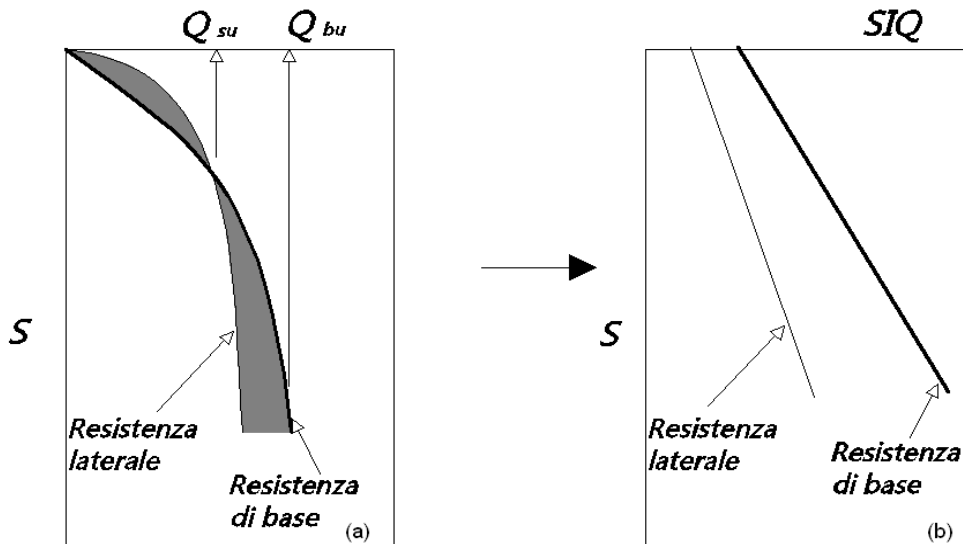
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'accorciamento elastico del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} .

In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad attrito basso o nullo e quello che si sviluppa lungo la parte attiva del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_s = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_s)]$$

I parametri della formula sono:

d_s : diametro testa del palo.

E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm^2 e il valore di

$E_c = 40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo da 40 N/mm^2 .

L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.

L_a : lunghezza attiva del palo.

k_s : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.

d_s : diametro testa.

Q_s : attrito.

Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

d_b : diametro della base del palo.

Q_b : resistenza alla base.

Q_{bu} : resistenza ultima alla base

E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

$$f = \eta(Q - \alpha) - \beta$$

$$g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$$

$$h = \lambda\delta Q$$

$$\alpha = Q_{su}$$

$$\beta = d_b E_b Q_{bu}$$

$$\lambda = M_s d_s$$

$$\delta = 0.6 Q_{bu}$$

$$\eta = d_b E_b$$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti **X** è possibile ricavare le forze interne **F** necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterne nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidezza relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidezza e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidezza. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al. 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidezza, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{\max} \rho_1 H_1$; a_{\max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidezza dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

Dati generali...

Diametro punta	0.60 m
Lunghezza	21.00 m
Tipo	Trivellato
Densità relativa strato punta palo	10.00
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Profondità falda da piano campagna	1.30 m
Calcestruzzo tipo	2
Acciaio tipo	1

SISMA

Accelerazione sismica	0.349
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0.099
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0.049

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.33	1.01	2.21
2	C25/30	30	31475	25	14.16	1.14	2.56
3	C28/35	35	32308	28	15.86	1.26	2.76
4	C40/50	50	35220	40	22.66	1.63	3.5

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	200000	450	391.3	450	391.3	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	200000	450	391.3	540	450	.05	.04	1	0.5
3	S235H	210000	235	204.35	360	204.35	0.05	0.04	1	0.5
4	S275H	210000	275	239.13	430	239.13	0.05	0.04	1	0.5
5	S355H	210000	355	308.7	510	308.7	0.05	0.04	1	0.5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	2.00	18.00	20.00	0.00	20.00	Si	0.70	32.00	0	riporto
2	0.60	19.00	20.00	60.00	0.00	Si	0.42	17.00	0	argilla limosa
3	3.50	18.00	19.00	40.00	0.00	Si	0.58	12.00	0	argilla - argilla limosa
4	1.80	18.00	19.00	0.00	31.00	Si	0.70	21.00	0	sabbia limosa
5	13.10	19.00	20.00	59.00	0.00	No	0.43	17.00	0	argilla limosa
6	4.10	20.00	20.00	110.00	0.00	No	0.35	34.00	0	limo argilloso
7	3.00	20.00	20.00	0.00	33.00	No	0.70	60.00	0	sabbia

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	1.00	9.00	0/110.00	154.38	400.81	768.69	712.83	302.29	247.96 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:			
=====			
Numero verticali di indagine			1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1.70
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	400.81	400.81	400.81
Laterale	768.69	768.69	768.69
Totale=Base+Laterale-Peso palo	712.83	712.83	712.83
=====			
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			R3
Base			1.00
Laterale			1.60
Resistenza di progetto base			235.77 kN
Resistenza di progetto laterale			282.61 kN
Resistenza di progetto			364.00 kN
Azioni di progetto			320.00 kN
Fattore sicurezza verticale			1.14

Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione		
Numero verticali di indagine		1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1.70
Momento plasticizzazione		172.06 kNm
Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max
[kN]	[kN]	[kN]
247.9552	247.9552	247.9552
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		1.3
Resistenza di progetto		112.20 kN
Azioni di progetto		13.00 kN
Fattore sicurezza orizzontale		8.63

Cedimento (Poulos e Davis 1968)

Carico applicato	0.00 kN
Coefficiente influenza	0.08
Cedimento	0.26 cm

Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	21.00 m
Diametro testa	0.60 m
Diametro punta	0.60 m
Tratto attrito laterale nullo	0.00 m
Modulo elastico sezione	3.00E+07 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0.45
Fattore flessibilità terreno/palo	1.00E-03
Carico applicato	320.00 kN
Carico limite laterale	452.00 kN
Carico limite di punta	235.00 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	3.20E+04 kN/mq
Accorciamento elastico	0.36 mm
Cedimento rigido	1.07 mm
Cedimento totale	1.43 mm

ALLEGATI



50 m

Via Giovanni XXIII

CPTU 1 + cono sismico

Tromino

CPTU 2

CPTU 3

Google Earth

© 2020 Google

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Fusignano
Borsellino & Falcone
Fusignano
Comune di Fusignano
11-mar-20

Falda

1.40 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
31-gen-2020
31-gen-2020

CPTU

1

Profondità
(m)

Attrito Laterale corretto FT (MPa)

Attrito Laterale Fs (MPa)

Resistenza alla Punta corretta QT (MPa)

Resistenza alla Punta Qc (MPa)

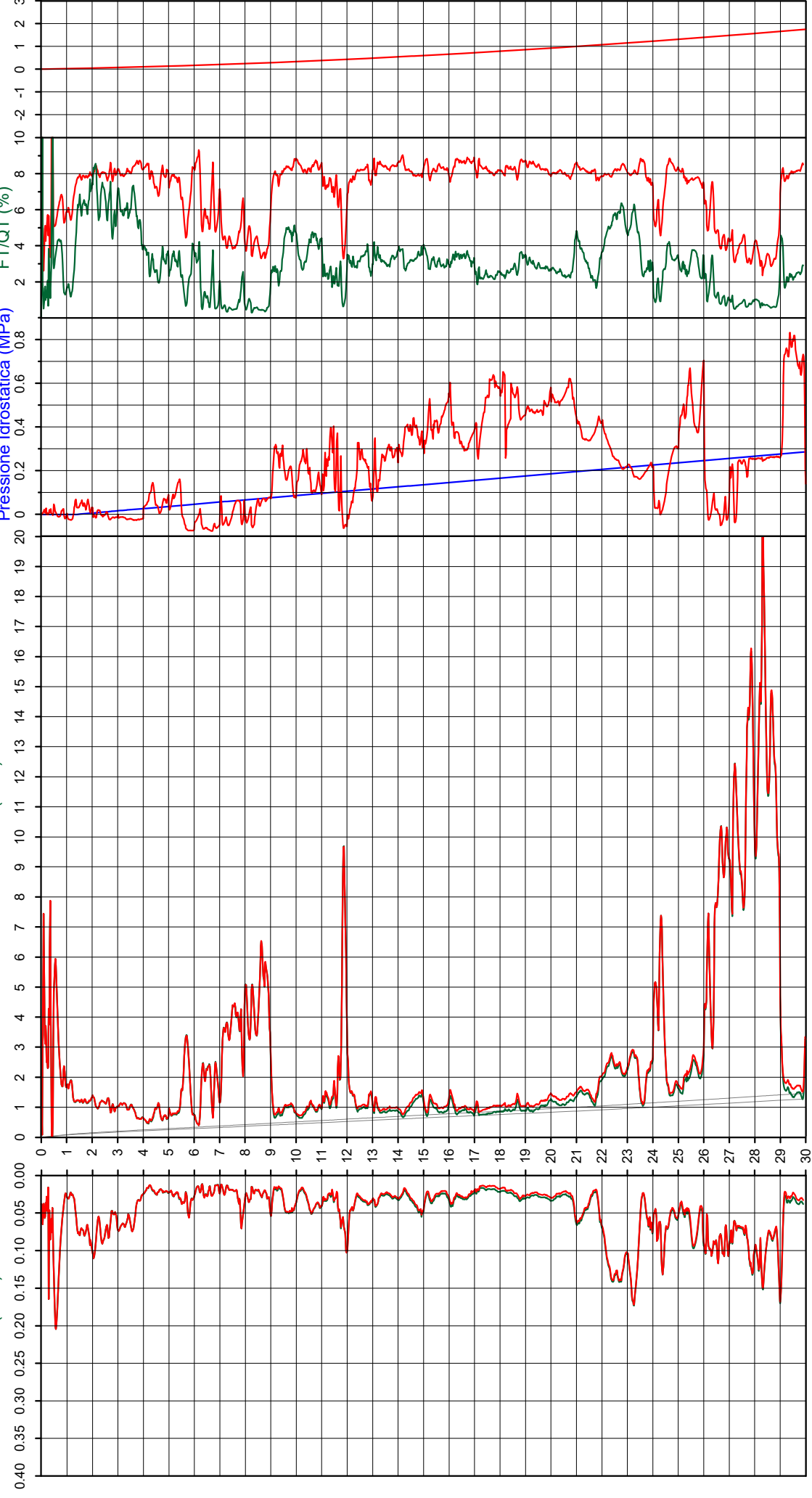
Pressione Interstiziale
Penetrometrica (MPa)

Pressione Idrostatica (MPa)

Indice di Comportamento Ic

FT/QT (%)

Deviiazione (m)



CPTU

1

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

11 marzo 2020
Borsellino & Falcone
Fusignano
Fusignano
1.40



**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs30
154

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Robertson 1990 basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito ↓ Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu Benassi	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
daN/cm ²		daN/cm ²	%	Robertson 19		m			Consistenza (Argilla)	%		daN/cm ²		daN/cm ²	
35.7	60.7	0.47	13.0	2.62	terreni duri a grana fine	0.10			fortemente sovraconsolidato			1.49	766.99	152.4	217
37.6	64.0	0.59	1.6	2.20	sabbia limosa-limo sabbioso	0.40			Mediamente Addensata	52.3	42.2			140.8	168
17.3	29.4	0.84	240.2	4.12	terreni organici-torbe	0.50	-		Plastica			0.97	47.47	7.0	389
46.6	79.1	1.74	3.8	2.40	sabbia limosa-limo sabbioso	0.70			Mediamente Addensata	59.3	41.2			269.9	213
21.4	36.3	0.91	4.3	2.66	limo argilloso-argilla limosa	0.80			Solido-plastica (Duro)			1.12	34.45	123.4	172
18.4	31.3	0.32	1.8	2.45	sabbia limosa-limo sabbioso	1.20			Sciolta	28.7	35.5			71.2	139
12.5	21.2	0.72	6.0	2.91	limo argilloso-argilla limosa	2.10		H2O	Plastica			0.77	11.34	70.2	152
11.3	19.2	0.76	7.0	3.01	argilla-argilla limosa	2.70			Plastica			0.72	6.52	62.6	153
9.6	16.3	0.54	6.0	3.01	argilla-argilla limosa	3.00			Molle-plastica (Soffice)			0.63	5.21	54.1	141
10.3	17.4	0.65	6.8	3.03	argilla-argilla limosa	3.70			Plastica			0.67	5.25	57.0	146
6.4	10.8	0.32	5.7	3.13	argilla-argilla limosa	4.00			Molle-plastica (Soffice)			0.45	2.92	43.4	120
5.7	9.7	0.18	3.6	3.05	argilla-argilla limosa	4.40			Molle-plastica (Soffice)			0.41	2.50	35.2	106
9.4	15.5	0.22	2.6	2.80	limo argilloso-argilla limosa	4.70			Molle-plastica (Soffice)			0.62	3.58	46.8	119
7.3	11.9	0.22	3.5	2.98	argilla-argilla limosa	5.30			Molle-plastica (Soffice)			0.51	2.26	42.6	115
10.2	15.5	0.28	3.1	2.85	limo argilloso-argilla limosa	5.50			Plastica			0.66	2.95	61.4	127
26.5	36.3	0.37	1.6	2.37	sabbia limosa-limo sabbioso	5.80			Sciolta	33.5	34.6			98.0	154
16.1	22.7	0.40	2.7	2.69	limo argilloso-argilla limosa	5.90			Plastica			0.93	5.29	85.3	148
6.0	9.0	0.22	4.6	3.15	argilla-argilla limosa	6.20			Molle-plastica (Soffice)			0.43	2.44	38.8	110
19.4	25.8	0.22	1.5	2.46	sabbia limosa-limo sabbioso	6.70			Sciolta	22.3	32.8			69.4	139
11.3	15.3	0.24	3.0	2.84	limo argilloso-argilla limosa	6.80			Plastica			0.72	3.32	65.1	133
19.1	24.7	0.15	1.0	2.40	sabbia limosa-limo sabbioso	7.10			Sciolta	20.8	32.6			61.9	132
37.3	44.6	0.28	0.8	2.12	sabbia limosa-limo sabbioso	8.00			Mediamente Addensata	40.4	35.7			118.3	159
46.2	52.1	0.26	0.6	2.02	sabbia-sabbia limosa	9.00			Mediamente Addensata	45.5	36.5			142.7	164
15.5	17.7	0.38	2.8	2.79	limo argilloso-argilla limosa	9.10			Plastica			0.90	3.54	83.1	151
8.5	9.7	0.18	2.6	2.97	argilla-argilla limosa	9.50			Molle-plastica (Soffice)			0.57	1.74	42.8	118
10.7	11.8	0.46	5.1	3.08	argilla-argilla limosa	9.90			Plastica			0.69	2.25	60.8	145
8.0	8.7	0.25	4.0	3.11	argilla-argilla limosa				Molle-plastica (Soffice)			0.55	1.78	46.3	123

CPTU

1

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

11 marzo 2020
Borsellino & Falcone
Fusignano
Fusignano
1.40



**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs30
154

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Robertson 1990	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito ↓	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²		daN/cm ²	%	Robertson 1990	basato su Fr vs Qc1N	m			Consistenza (Argilla)	Tatsuoka 1990	Kulhawy & Mayne 1990	Benassi	Marchi / SGT	Benassi	Robertson & Cabal 2009
										%		daN/cm ²		daN/cm ²	m/sec
						10.40	== == == ==								
10.3	10.7	0.41	4.9	3.09	argilla-argilla limosa	11.00	== == == ==		Plastica	.	.	0.67	1.99	58.9	142
13.3	13.4	0.28	2.5	2.85	limo argilloso-argilla limosa	11.60	== == == ==		Plastica	.	.	0.81	2.33	66.1	141
22.6	22.3	0.40	1.9	2.61	limo argilloso-argilla limosa	11.70	== == == ==		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.16	4.11	91.5	163
30.3	29.8	0.61	2.5	2.58	sabbia limosa-limo sabbioso	11.80	== == == ==		Scioltissima	27.1	33.8	.	.	147.6	188
73.0	71.8	0.78	1.3	2.07	sabbia limosa-limo sabbioso	12.00	== == == ==		Mediamente Addensata	56.1	38.0	.	.	250.3	214
16.8	16.1	0.53	3.6	2.88	limo argilloso-argilla limosa	12.30	== == == ==		Plastica	.	.	0.96	3.73	97.9	162
11.3	10.5	0.33	3.7	3.03	argilla-argilla limosa	13.20	== == == ==		Plastica	.	.	0.72	1.81	65.9	142
9.3	8.1	0.26	3.7	3.12	argilla-argilla limosa	14.30	== == == ==		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	1.46	54.0	131
12.9	10.9	0.36	3.5	3.00	argilla-argilla limosa	15.00	== == == ==		Plastica	.	.	0.79	1.48	75.4	148
9.6	7.9	0.27	3.9	3.14	argilla-argilla limosa	15.20	== == == ==		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.63	1.45	55.9	134
11.8	9.6	0.28	3.1	3.03	argilla-argilla limosa	15.60	== == == ==		Plastica	.	.	0.74	1.93	68.9	141
9.8	7.8	0.22	3.1	3.09	argilla-argilla limosa	15.80	== == == ==		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.64	1.36	58.8	130
12.3	9.7	0.29	3.1	3.02	argilla-argilla limosa	16.20	== == == ==		Plastica	.	.	0.76	1.40	73.6	142
9.6	7.3	0.26	3.9	3.17	argilla-argilla limosa	17.00	== == == ==		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.63	1.28	55.6	133
10.9	8.2	0.19	2.5	3.03	argilla-argilla limosa	17.10	== == == ==		Plastica	.	.	0.70	1.41	53.2	132
9.3	6.9	0.15	2.4	3.08	argilla-argilla limosa	17.60	== == == ==		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	1.21	43.7	122
10.5	7.6	0.18	2.4	3.04	argilla-argilla limosa	18.60	== == == ==		Plastica	.	.	0.68	1.23	49.5	129
12.6	9.0	0.27	2.9	3.03	argilla-argilla limosa	18.80	== == == ==		Plastica	.	.	0.78	1.58	72.4	144
11.2	7.7	0.25	3.3	3.11	argilla-argilla limosa	19.90	== == == ==		Plastica	.	.	0.71	1.19	65.1	138
13.4	9.0	0.25	2.6	3.00	argilla-argilla limosa		== == == ==		Plastica	.	.	0.82	1.56	67.5	145

Vs30
154

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	Ic	Litologia Robertson 1990 basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa Tatsuoka 1990	Angolo Attrito ↓ Kulhawy & Mayne 1990	Coesione non drenata Cu	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm²		daN/cm²	%	Robertson 1990		m		idrica	Consistenza (Argilla)	%		daN/cm²		daN/cm²	Robertson & Cabal 2009 m/sec
							== == == == == == =:,:=: =								
15.1	9.8	0.41	3.5	3.04	argilla-argilla limosa	20.90	== == == == == == =:,:=: =		Plastica	.	.	0.89	1.54	88.0	159
24.4	15.7	1.21	5.9	3.02	argilla-argilla limosa	21.90	=::=:,: =		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.21	2.00	137.7	210
14.7	8.7	0.48	4.3	3.15	argilla-argilla limosa	23.40	== ==		Plastica	.	.	0.87	1.82	84.5	160
23.0	14.0	0.61	3.2	2.90	limo argilloso-argilla limosa	23.70	=::=:,: =		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.17	1.92	134.0	187
49.9	33.6	0.79	1.9	2.45	sabbia limosa-limo sabbioso	24.00	::::::= :::::::::: :::::::::: :::::::::: ::::::::::		Sciolta	31.0	34.7	.	.	200.2	217
16.9	9.6	0.51	4.1	3.09	argilla-argilla limosa	24.50	=::=:,: =		Plastica	.	.	0.96	1.71	97.8	172
23.5	13.6	0.63	3.3	2.91	limo argilloso-argilla limosa	25.20	== == == == == ==		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.19	1.80	137.3	189
55.2	35.8	0.85	1.8	2.41	sabbia limosa-limo sabbioso	26.00	::::::= ::::::::::		Sciolta	33.1	35.0	.	.	216.7	224
40.3	24.6	0.97	2.9	2.68	limo argilloso-argilla limosa	26.20	=::=:,: =		Semi solida (Molto duro)	.	.	1.59	3.74	228.2	224
79.8	54.7	0.97	1.3	2.18	sabbia limosa-limo sabbioso	26.40	::::::= ::::::::::		Mediante Addensata	47.1	36.7	.	.	274.7	239
101.2	72.7	0.81	0.8	1.97	sabbia-sabbia limosa	26.70	::::::::::::::		Mediante Addensata	56.5	37.8	.	.	320.8	237
92.0	64.4	0.89	1.0	2.07	sabbia limosa-limo sabbioso	27.10	:::::::::::::: :::::::::::::		Mediante Addensata	52.5	37.3	.	.	300.7	239
100.3	71.1	0.70	0.8	1.96	sabbia-sabbia limosa	27.70	:::::::::::::: ::::::::::::: ::::::::::::: :::::::::::::		Mediante Addensata	55.7	37.7	.	.	314.6	233
149.4	116.1	1.11	0.8	1.79	sabbia-sabbia limosa	27.90	:::::::::::::: :::::::::::::		Addensata	71.9	39.5	.	.	469.0	258
108.9	77.7	1.05	1.0	2.00	sabbia-sabbia limosa	28.10	:::::::::::::: :::::::::::::		Mediante Addensata	58.7	38.0	.	.	354.7	250
144.8	111.1	0.99	0.7	1.79	sabbia-sabbia limosa	28.80	:::::::::::::: ::::::::::::: ::::::::::::: ::::::::::::: :::::::::::::		Addensata	70.5	39.3	.	.	451.2	252
93.3	63.1	1.10	1.5	2.14	sabbia limosa-limo sabbioso	29.00	::::::::::::::		Mediante Addensata	51.8	37.2	.	.	335.3	250
28.8	15.2	1.18	5.0	2.99	argilla-argilla limosa	29.10	==		Solido-plastica (Duro)	.	.	1.33	2.17	164.4	224
17.2	8.3	0.29	2.4	3.01	argilla-argilla limosa		=::=:,: = == == == == ==		Plastica	.	.	0.97	1.40	82.6	161

Comune Fusignano
Via Borsellino & Falcone
Localita' Fusignano
Committente Comune di Fusignano
Data 11-mar-20

Numero prova 1
Quota falda 1.40

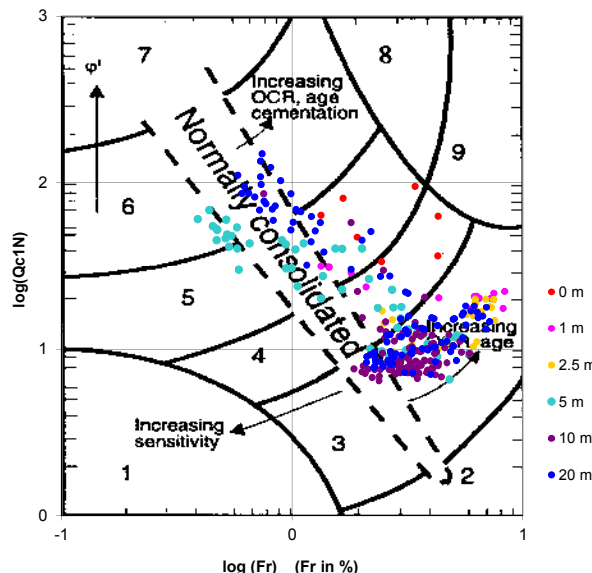


**Società di
Geologia
Territoriale**

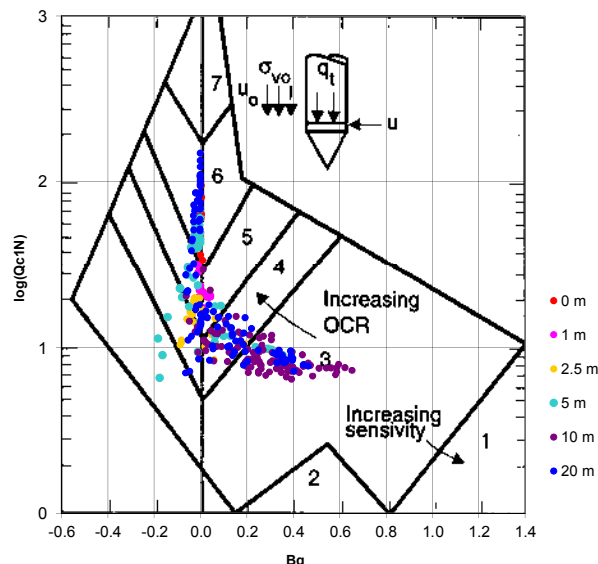
S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

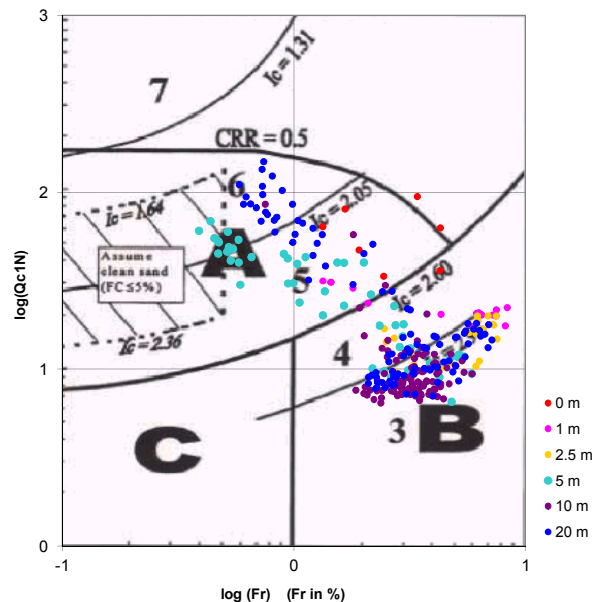
**Cross-plot Qc1N verso Fr
(Robertson 1990)**



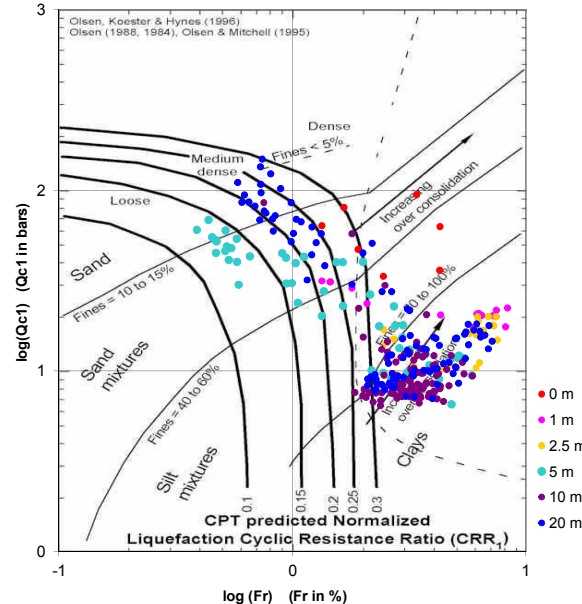
**Cross-plot Qc1N verso Bq
(Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limosa – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilità

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Fusignano
Borsellino & Falcone
Fusignano
Comune di Fusignano
11-mar-20



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas.
di Van Zulphen Albert & C.
www.geo55.com

CPTU

1

Profondità (m)

9.00

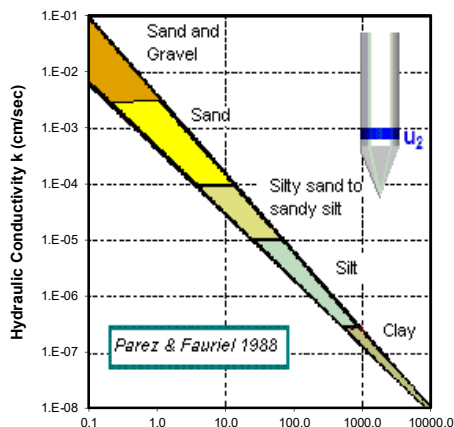
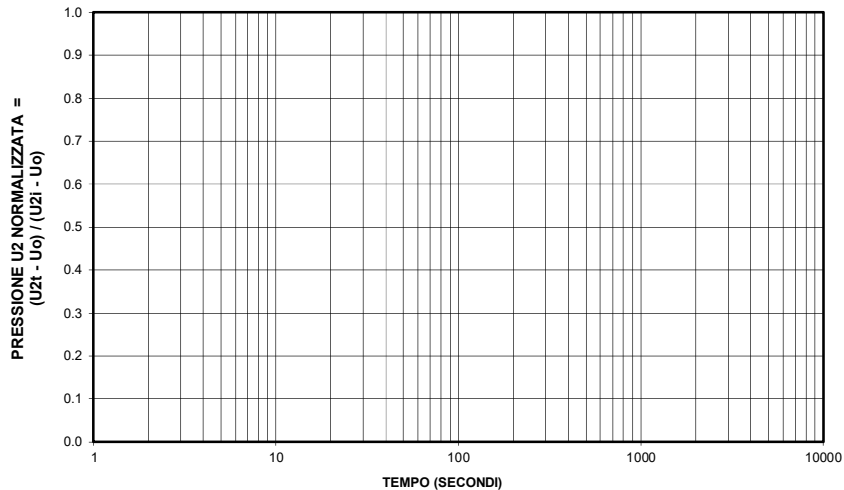
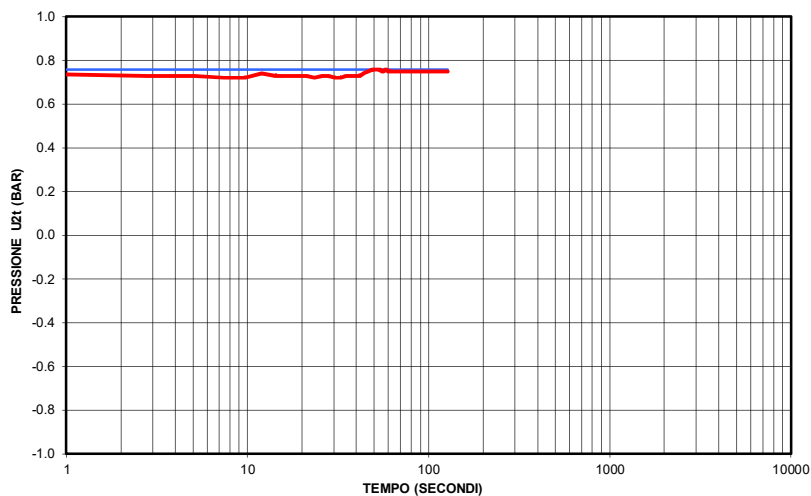
Tmax (sec)	48.9
Tmin (sec)	7.4

Profondita Falda m	1.40
--------------------------	------

Ultima lettura Uo oppure Ufalda (bar)	0.760
---------------------------------------------	-------

(Parez & Fauriel 1988)		
T50 (sec)	Permeabilità Kh (cm/sec)	Litologia
	non determinato	non determinato

T(sec.)	U2(bar)	T(sec)Umin=0	Uidro(bar)	Norm.U2
0.5	0.74	-48.4	0.760	32.500
2.8	0.73	-46.1	0.760	48.333
5.1	0.73	-43.8	0.760	48.333
7.4	0.72	-41.5	0.760	64.167
9.7	0.72	-39.2	0.760	64.167
12.0	0.74	-36.9	0.760	32.500
14.3	0.73	-34.6	0.760	48.333
16.6	0.73	-32.3	0.760	48.333
18.9	0.73	-30.0	0.760	48.333
21.2	0.73	-27.7	0.760	48.333
23.5	0.72	-25.4	0.760	64.167
25.8	0.73	-23.1	0.760	48.333
28.1	0.73	-20.8	0.760	48.333
30.4	0.72	-18.5	0.760	64.167
32.7	0.72	-16.2	0.760	64.167
35.0	0.73	-13.9	0.760	48.333
37.3	0.73	-11.6	0.760	48.333
39.6	0.73	-9.3	0.760	48.333
41.9	0.73	-7.0	0.760	48.333
44.2	0.74	-4.7	0.760	32.500
46.5	0.75	-2.4	0.760	16.667
48.9	0.76	0.0	0.760	1.000
51.2	0.76	2.3	0.760	1.000
53.5	0.76	4.6	0.760	1.000
55.8	0.75	6.9	0.760	16.667
58.1	0.76	9.2	0.760	1.000
60.4	0.75	11.5	0.760	16.667
62.7	0.75	13.8	0.760	16.667
65.0	0.75	16.1	0.760	16.667
67.3	0.75	18.4	0.760	16.667
127.9	0.75	79.0	0.760	16.667



Tipologia di dissipazione

Burns & Maine 1998
(Penetrometers for Soil Permeability and
Chemical Detection;
Georgia Institute of Technology;
Report no. GIT-CEEEO-98-1)

Tipologia 4

T Umax / T 50

NA

Comune
Via
Località
Committente
Data

Fusignano
Borsellino & Falcone
Fusignano
Comune di Fusignano
11-mar-20

Falda

1.40 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
31-gen-2020
31-gen-2020

CPTU

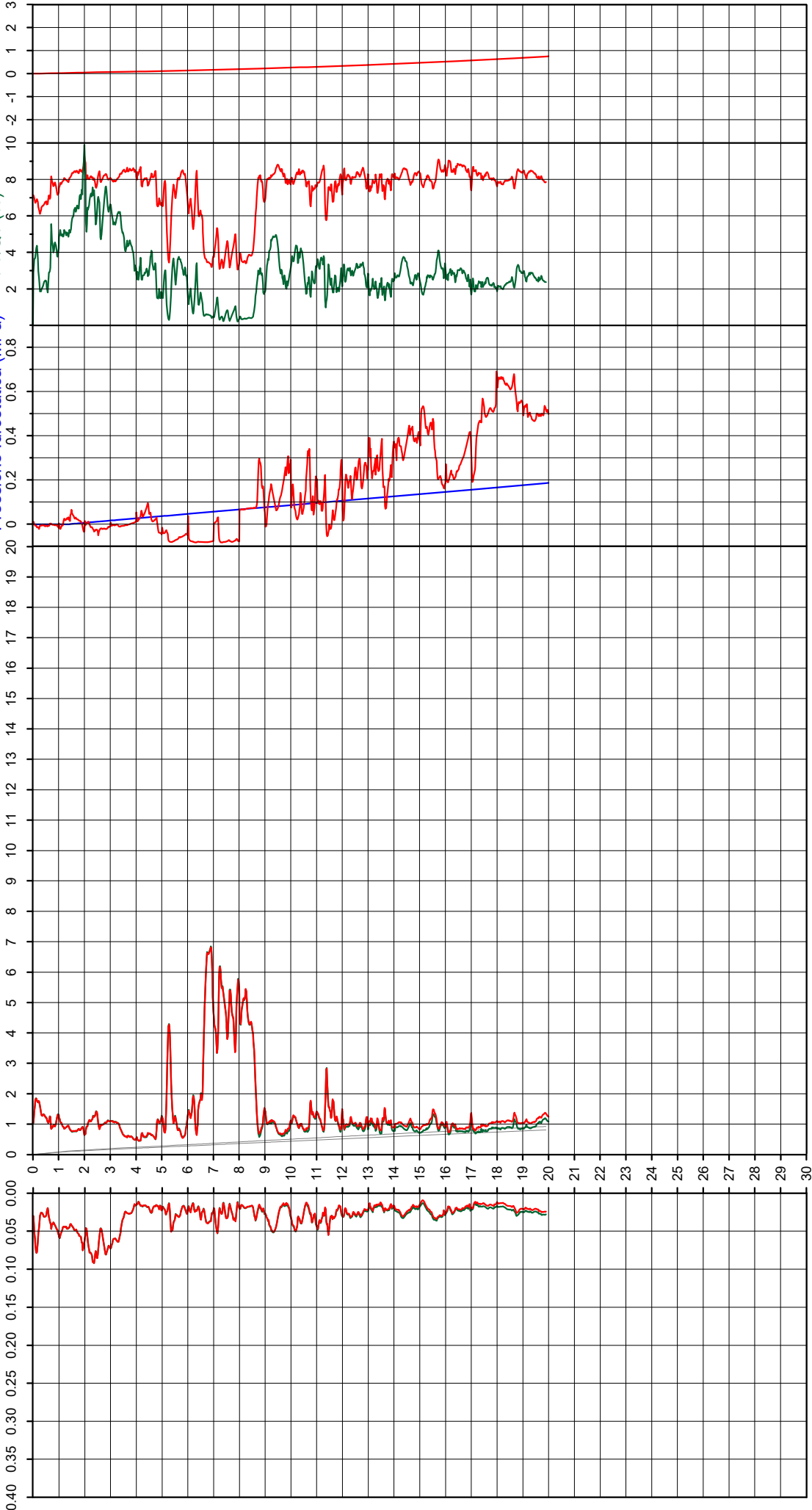
2

Profondità
(m)

Attrito Laterale corretto FT (MPa)
Attrito Laterale Fs (MPa)

Resistenza alla Punta corretta QT (MPa)
Resistenza alla Punta Qc (MPa)

Pressione Interstiziale
Penetrometrica (MPa)
Pressione Idrostatica (MPa)
Indice di Comportamento Ic
FT/QT (%)
Deviazione (m)



Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Fusignano
Borsellino & Falcone
Fusignano
Comune di Fusignano
11-mar-20

Falda

1.40 m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
31-gen-2020
31-gen-2020

CPTU

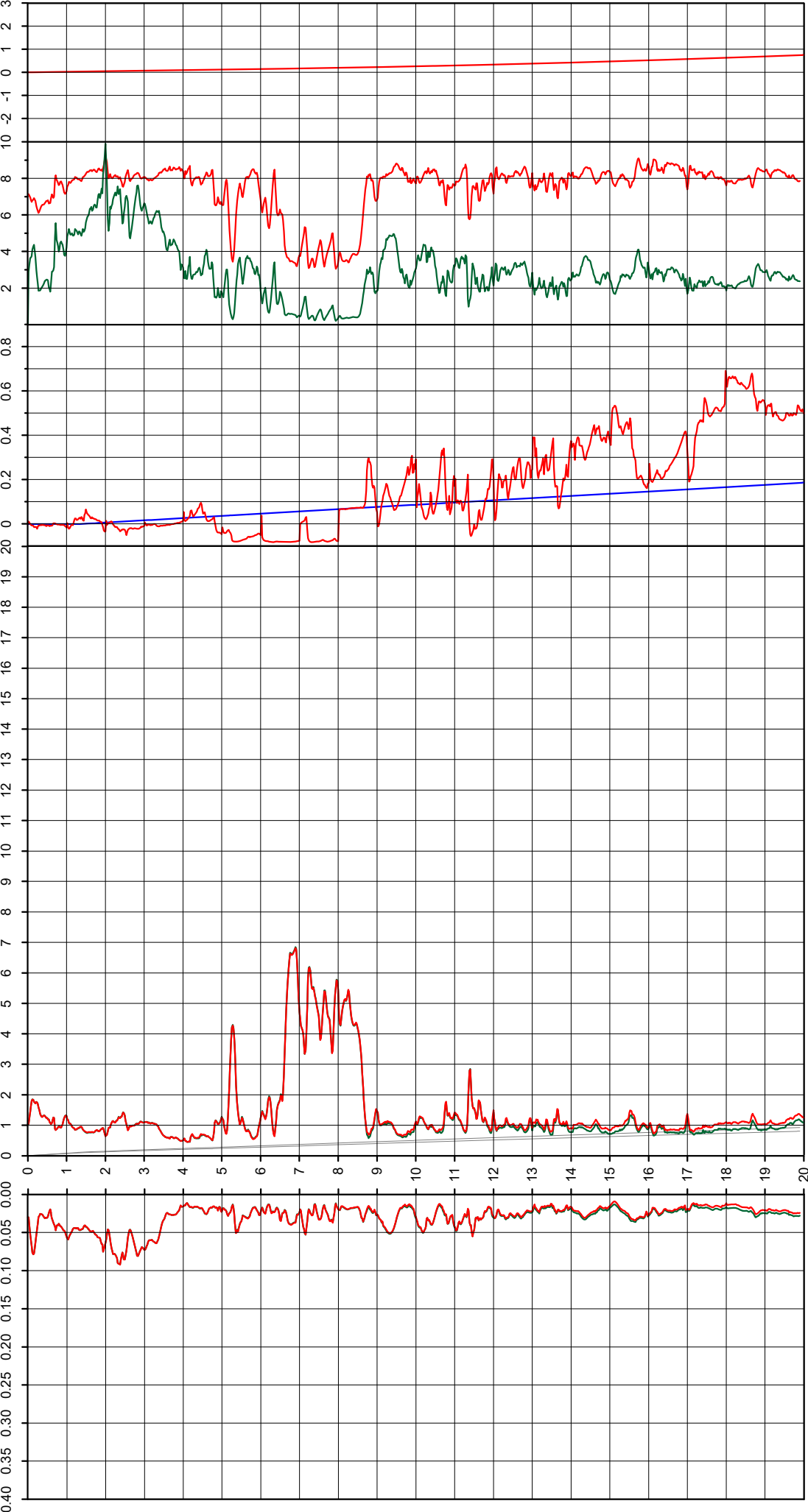
2

Profondità
(m)

Attrito Laterale corretto FT (MPa)
Attrito Laterale Fs (MPa)

Resistenza alla Punta corretta QT (MPa)
Resistenza alla Punta Qc (MPa)

Pressione Interstiziale
Penetrometrica (MPa)
Pressione Idrostatica (MPa)
Indice di Comportamento Ic
FT/QT (%)
Deviazione (m)



Vs20
133

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Robertson 1990 basato su Fr vs Qc1N	H	Litologia grafica	Falda	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito ↕ Kuhawy & Mayne 1990	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²		daN/cm ²	%	Robertson 1990		m		idrica	Consistenza (Argilla)	Tatsuoka 1990		Benassi	Marchi / SGT	Benassi	Robertson & Cabal 2009 m/sec
										%		daN/cm ²		daN/cm ²	
13.8	23.5	0.40	2.8	2.68	limo argilloso-argilla limosa		==:::~::~= ==::~~::~= :::~::~===== ==::~~::~= ==::~~::~= ==::~~::~= ==::~~::~= 0.70 ==::~~::~=		Plastica	-	-	0.83	50.98	76.1	139
9.3	15.8	0.42	4.6	2.95	limo argilloso-argilla limosa		0.90 ==::~=		Molle-plastica (Soffice)	-	-	0.62	14.46	53.5	135
11.8	20.1	0.53	4.6	2.87	limo argilloso-argilla limosa		1.10 ==::~~::~=		Plastica	-	-	0.74	16.20	68.1	145
9.1	15.4	0.45	5.1	2.99	argilla-argilla limosa		1.30 ==::= ==::=		Molle-plastica (Soffice)	-	-	0.60	10.04	51.8	137
8.2	14.0	0.52	6.6	3.09	argilla-argilla limosa		<u>H2O</u> ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= 2.00 ==::=		Molle-plastica (Soffice)	-	-	0.56	7.83	45.7	137
7.9	13.5	0.51	7.0	3.12	argilla-argilla limosa		2.10 ==::=		Molle-plastica (Soffice)	-	-	0.54	5.78	43.9	137
10.8	18.4	0.69	6.7	3.01	argilla-argilla limosa		==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= ==::= 3.40 ==::=		Plastica	-	-	0.69	6.24	60.0	149
6.2	10.5	0.28	5.1	3.12	argilla-argilla limosa		==::= ==::= ==::= ==::= ==::= 3.90 ==::=		Molle-plastica (Soffice)	-	-	0.44	3.49	40.9	117
5.0	8.4	0.15	3.4	3.09	argilla-argilla limosa		==::= ==::= 4.20 ==::=		Fluido-plastica (Molto Soffice)	-	-	0.36	2.19	30.3	101
6.3	10.8	0.18	3.3	3.00	argilla-argilla limosa		==::~::~= ==::= ==::~::~= ==::= ==::= 4.80 ==::=		Molle-plastica (Soffice)	-	-	0.45	2.70	38.5	108
11.5	18.2	0.21	2.1	2.69	limo argilloso-argilla limosa		==::~::~= ==::~::~= ==::~::~= 5.20 ==::~::~=		Plastica	-	-	0.73	4.18	49.2	123
33.0	45.7	0.30	1.2	2.18	sabbia limosa-limo sabbioso		5.40 ::::::::::::::::::::		Mediante Addensata	41.2	35.8	-	-	111.3	154
11.2	17.1	0.35	3.4	2.84	limo argilloso-argilla limosa		5.60 ==::~::~= ==::~::~=		Plastica	-	-	0.71	4.13	65.4	134
6.8	10.6	0.24	4.1	3.06	argilla-argilla limosa		==::= ==::= 5.90 ==::=		Molle-plastica (Soffice)	-	-	0.47	2.76	42.7	114
11.6	16.9	0.23	2.3	2.74	limo argilloso-argilla limosa		6.10 ==::~::~= ==::~::~=		Plastica	-	-	0.73	3.18	53.8	126
15.2	21.4	0.19	1.5	2.54	sabbia limosa-limo sabbioso		6.30 :::::::::::::::::::: ::::::::::::::::::		Sciolti	16.2	31.8	-	-	54.7	130
8.2	12.0	0.22	3.3	2.96	argilla-argilla limosa		6.40 ==::=		Molle-plastica (Soffice)	-	-	0.56	2.58	47.7	120
18.7	25.4	0.26	1.5	2.49	sabbia limosa-limo sabbioso		6.60 :::::::::::::::::::: ::::::::::::::::::		Sciolti	21.8	32.7	-	-	67.3	140
59.1	71.2	0.33	0.6	1.89	sabbia-sabbia limosa		:::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: 8.60 ::::::::::::::::::::		Mediante Addensata	55.8	38.1	-	-	181.3	173
40.4	49.6	0.38	1.0	2.14	sabbia limosa-limo sabbioso		7.20 :::::::::::::::::::: ::::::::::::::::::		Mediante Addensata	43.9	36.2	-	-	131.2	168
47.6	55.6	0.22	0.5	1.95	sabbia-sabbia limosa		:::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: :::::::::::::::::: 8.60 ::::::::::::::::::::		Mediante Addensata	47.6	36.8	-	-	145.4	160
18.9	22.1	0.31	2.0	2.61	limo argilloso-argilla limosa		8.70 ==::~::~=		Plastica	-	-	1.03	4.53	77.2	151
8.1	9.8	0.19	2.9	3.00	argilla-argilla limosa		==::= ==::= 8.90 ==::=		Molle-plastica (Soffice)	-	-	0.55	1.83	45.7	119
12.4	14.5	0.27	2.6	2.82	limo argilloso-argilla limosa		9.10 ==::~::~=		Plastica	-	-	0.77	3.12	63.1	136
10.8	12.5	0.46	4.9	3.05	argilla-argilla limosa		==::= ==::= 9.40 ==::=		Plastica	-	-	0.69	2.43	62.1	145
7.9	8.9	0.22	3.5	3.06	argilla-argilla limosa		==::= ==::= ==::= ==::= 10.00 ==::=		Molle-plastica (Soffice)	-	-	0.54	1.86	46.0	119

CPTU

2

Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

11 marzo 2020
Borsellino & Falcone
Fusignano
Fusignano
1.40



**Società di
Geologia
Territoriale**

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs20
133

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004 daN/cm ²	ft	FT/Qnet daN/cm ² %	lc	Robertson 19	Litologia Robertson 1990 basato su Fr vs Qc1N H m	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia) Consistenza (Argilla)	Densità Relativa Tatsuoka 1990 %	Angolo Attrito ↓ Kulhawy & Mayne 1990	Coazione non drenato Cu Benassi daN/cm ²	OCR Marchi / SGT	Modulo Edometrico M Benassi daN/cm ²	Velocità Vs Robertson & Cabal 2009 m/sec
11.3	12.3	0.42	4.4	3.02	argilla-argilla limosa	10.30	==		Plastica	.	.	0.72	2.41	65.1	144
8.9	9.5	0.25	3.5	3.04	argilla-argilla limosa	10.70	==		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.59	1.95	51.8	126
13.6	14.2	0.34	3.0	2.87	limo argilloso-argilla limosa	11.10	==		Plastica	.	.	0.82	2.95	78.4	145
9.7	10.0	0.32	4.2	3.09	argilla-argilla limosa	11.30	==		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.64	2.11	56.0	135
20.8	21.1	0.28	1.7	2.60	sabbia limosa-limo sabbioso	11.40	==		Sciolti	15.6	32.1	.	.	78.7	155
13.9	13.9	0.31	2.6	2.86	limo argilloso-argilla limosa	11.90	==		Plastica	.	.	0.84	3.34	71.4	142
10.0	9.6	0.26	3.4	3.04	argilla-argilla limosa	12.90	==		Plastica	.	.	0.65	1.88	58.3	133
10.5	9.5	0.18	2.3	2.95	limo argilloso-argilla limosa	14.10	==		Plastica	.	.	0.68	1.81	47.7	127
10.2	8.9	0.25	3.2	3.05	argilla-argilla limosa	14.70	==		Plastica	.	.	0.66	1.60	59.8	133
9.2	7.8	0.15	2.3	3.02	argilla-argilla limosa	15.30	==		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.61	1.40	42.0	120
12.1	10.0	0.28	3.0	3.00	argilla-argilla limosa	15.70	==		Plastica	.	.	0.75	1.52	71.0	141
9.2	7.2	0.19	3.1	3.12	argilla-argilla limosa	17.70	==		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.61	1.21	55.5	125
10.8	8.0	0.15	1.9	2.98	argilla-argilla limosa	18.60	==		Plastica	.	.	0.69	1.29	44.0	126
12.7	9.3	0.18	1.9	2.92	limo argilloso-argilla limosa	18.70	==		Plastica	.	.	0.78	1.56	51.7	136
10.7	7.6	0.21	2.9	3.09	argilla-argilla limosa	19.50	==		Plastica	.	.	0.69	1.39	60.4	133
12.6	8.8	0.23	2.6	3.00	argilla-argilla limosa		==		Plastica	.	.	0.78	1.36	62.6	140

Comune Fusignano
Via Borsellino & Falcone
Localita' Fusignano
Committente Comune di Fusignano
Data 11-mar-20

Numero prova 2
Quota falda 1.40

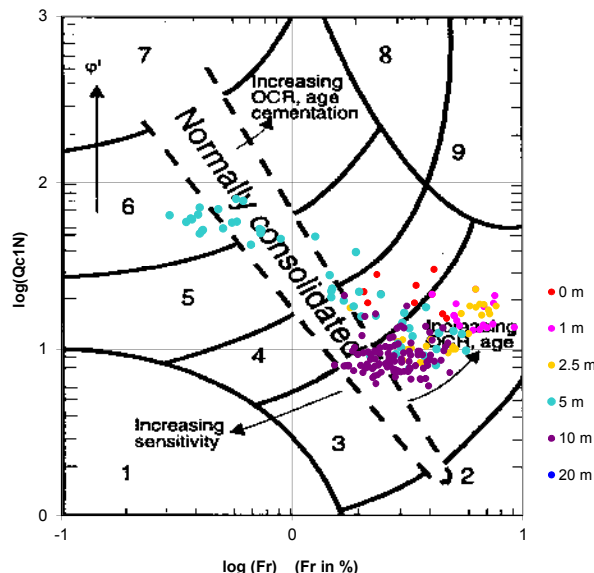


**Società di
Geologia
Territoriale**

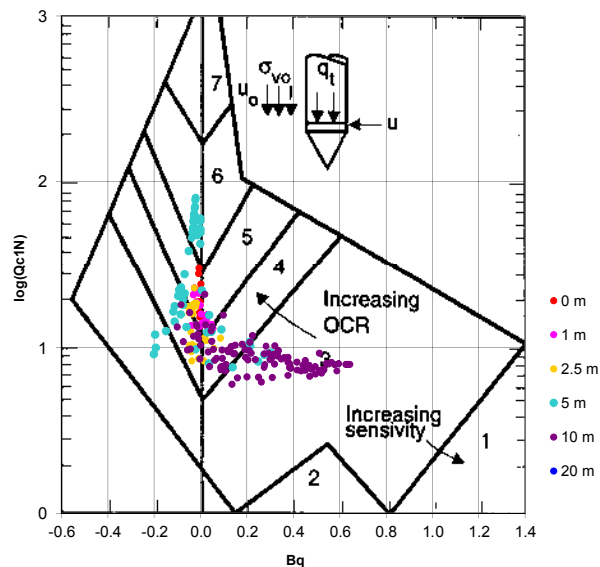
S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

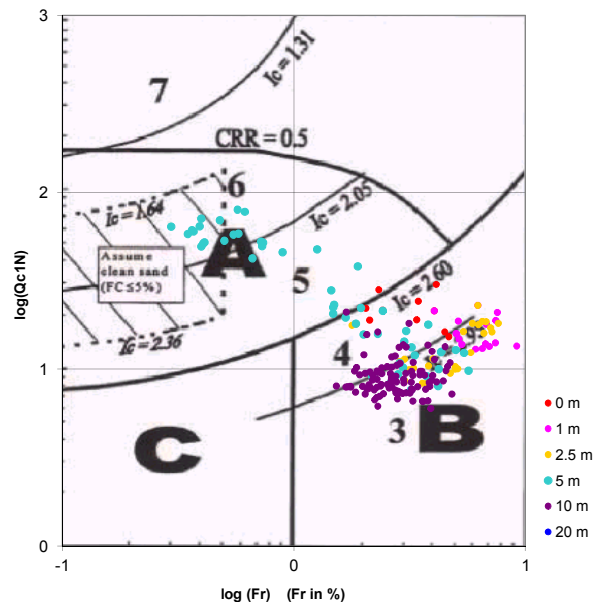
**Cross-plot Qc1N verso Fr
(Robertson 1990)**



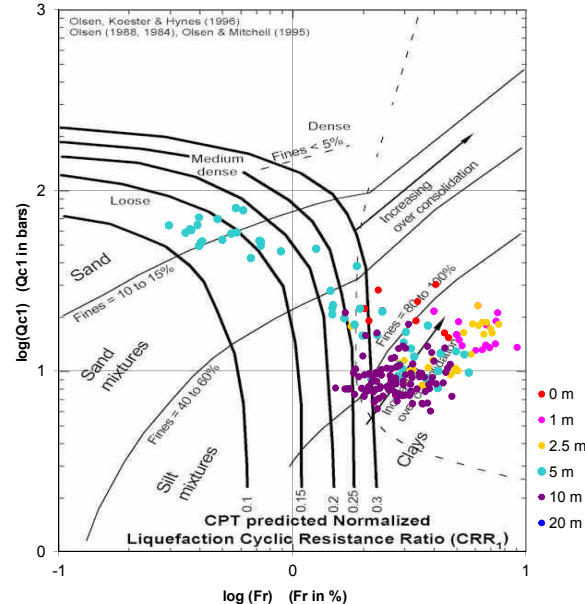
**Cross-plot Qc1N verso Bq
(Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limosa – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilità

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Fusignano
Borsellino & Falcone
Fusignano
Comune di Fusignano
11-mar-20



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas.
di Van Zulphen Albert & C.
www.geo55.com

CPTU

2

Profondità (m)

8.00

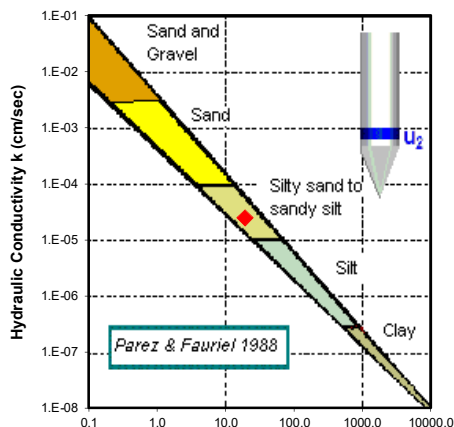
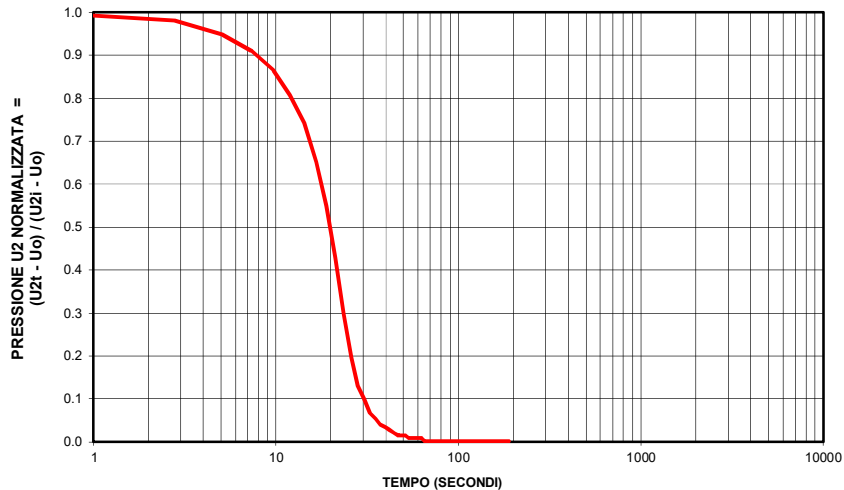
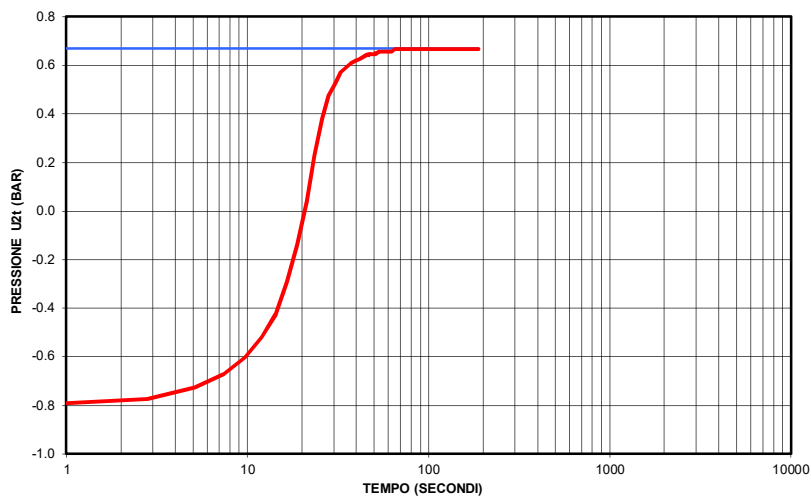
Tmax (sec)	65.0
Tmin (sec)	0.5

Profondita Falda m	1.30
--------------------------	------

Ultima lettura Uo oppure Ufalda (bar)	0.670
---------------------------------------------	-------

(Parez & Fauriel 1988)		
T50 (sec)	Permeabilità Kh (cm/sec)	Litologia
19	2.47E-05	sabbia limosa a limo sabbioso

T(sec.)	U2(bar)	T(sec)Umin=0	Uidro(bar)	Norm.U2
0.5	-0.80	0.0	0.670	1.000
2.8	-0.77	2.3	0.670	0.981
5.1	-0.73	4.6	0.670	0.949
7.4	-0.67	6.9	0.670	0.910
9.7	-0.60	9.2	0.670	0.865
12.0	-0.52	11.5	0.670	0.807
14.3	-0.42	13.8	0.670	0.743
16.6	-0.29	16.1	0.670	0.652
18.9	-0.14	18.4	0.670	0.550
21.2	0.04	20.7	0.670	0.427
23.5	0.23	23.0	0.670	0.299
25.8	0.38	25.3	0.670	0.196
28.1	0.48	27.6	0.670	0.131
30.4	0.52	29.9	0.670	0.099
32.7	0.57	32.2	0.670	0.067
35.0	0.59	34.5	0.670	0.054
37.3	0.61	36.8	0.670	0.041
39.6	0.62	39.1	0.670	0.035
42.0	0.63	41.5	0.670	0.028
44.3	0.64	43.8	0.670	0.022
46.6	0.65	46.1	0.670	0.015
48.9	0.65	48.4	0.670	0.015
51.2	0.65	50.7	0.670	0.015
53.5	0.66	53.0	0.670	0.009
55.8	0.66	55.3	0.670	0.009
58.1	0.66	57.6	0.670	0.009
60.4	0.66	59.9	0.670	0.009
62.7	0.66	62.2	0.670	0.009
65.0	0.67	64.5	0.670	0.003
67.3	0.67	66.8	0.670	0.003
127.9	0.67	127.4	0.670	0.003
188.5	0.67	188.0	0.670	0.003



Tipologia di dissipazione

Burns & Maine 1998
(Penetrometers for Soil Permeability and
Georgia Institute of Technology; Chemical Detection;
Report no. GIT-CEEGEO-98-1)

Tipologia 4

T_{Umax} / T₅₀

NA

Comune
Via
Località
Committente
Data

Fusignano
Borsellino & Falcone
Fusignano
Comune di Fusignano
11-mar-20

Falda

foro chiuso a 0.50m

Sigla della Punta
Azzeramento
Ultimo taratura guadagno
Ultimo taratura per deriva termica

Tecnopenta 100707
Inizio prova
31-gen-2020
31-gen-2020

CPTU

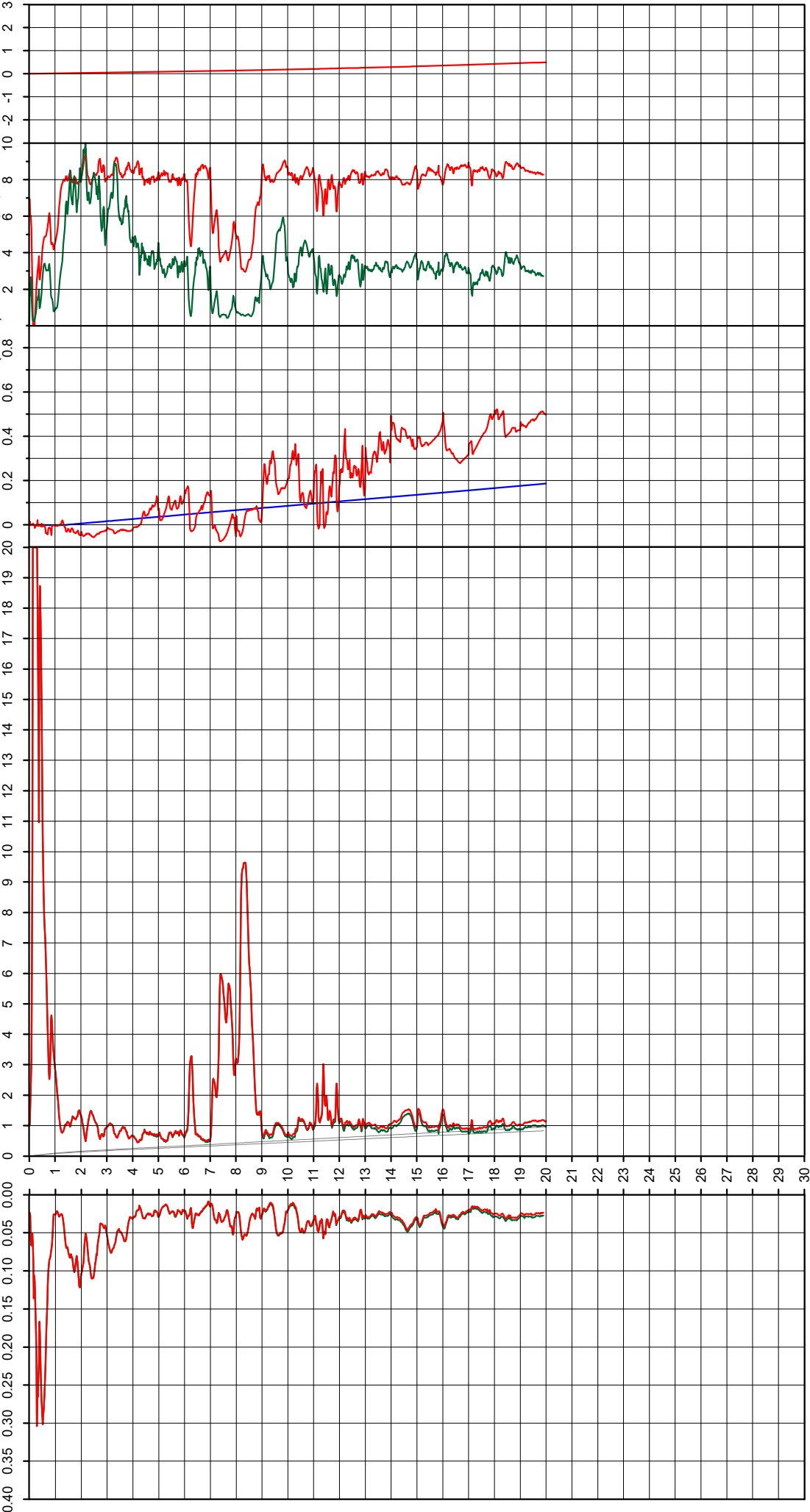
3

Profondità
(m)

Attrito Laterale corretto FT (MPa)
Attrito Laterale Fs (MPa)

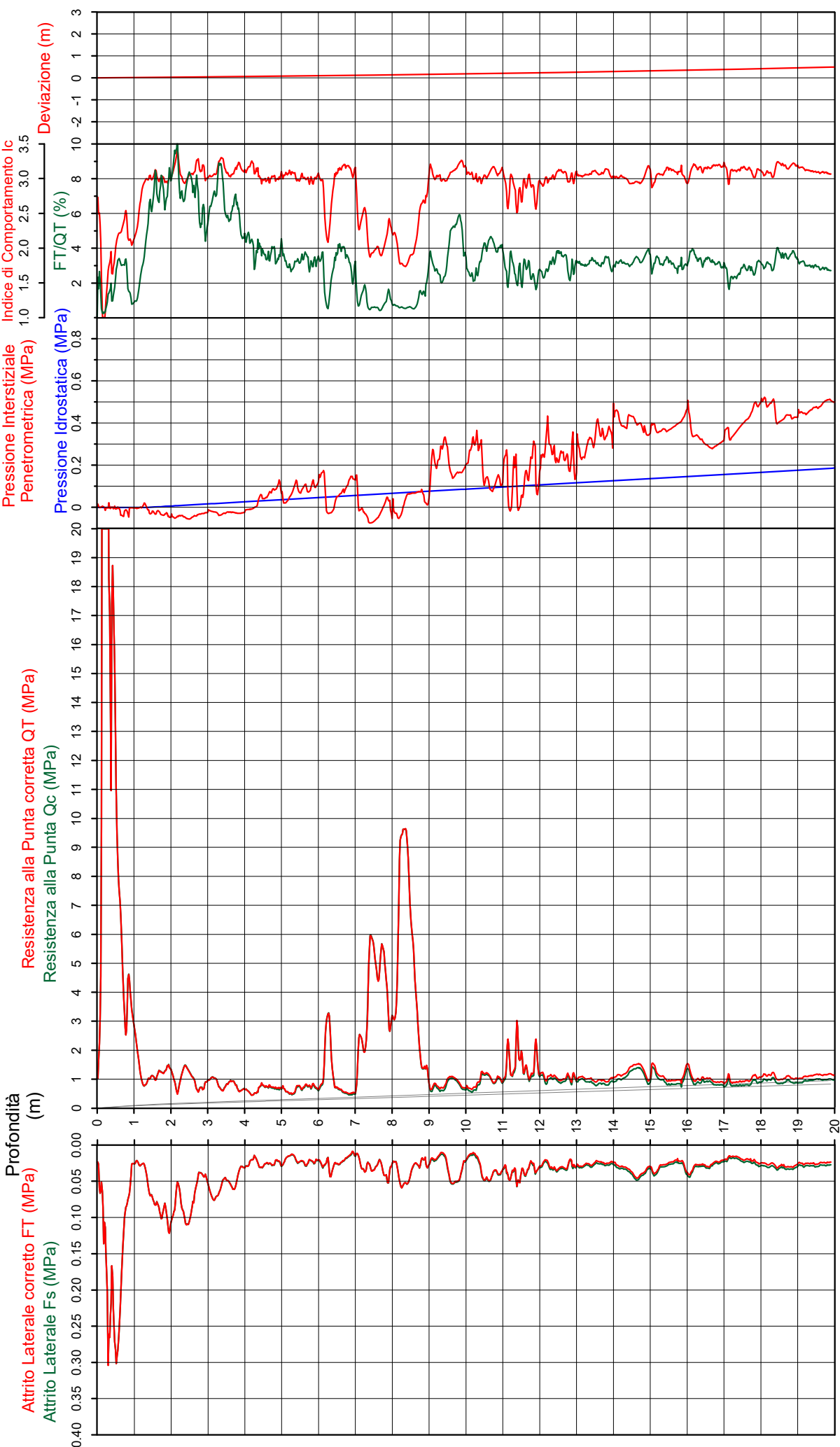
Resistenza alla Punta corretta QT (MPa)
Resistenza alla Punta Qc (MPa)

Pressione Interstiziale
Penetrometrica (MPa)
Pressione Idrostatica (MPa)
Indice di Comportamento Ic
FT/QT (%)
Deviazione (m)



CPTU

3



Data
Cantiere / Via
Località
Comune
Profondità falda idrica m.

11 marzo 2020
Borsellino & Falcone
Fusignano
Fusignano
1.40

foro chiuso a 0.50m



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

Vs20
138

qt	Qc1N Idriss & Boulanger 2004	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Robertson 1990	H	Litologia grafica	Falda idrica	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito ↓	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
daN/cm ²		daN/cm ²	%	Robertson 19	basato su Fr vs Qc1N	m			Consistenza (Argilla)	Tatsuoka 1990	Kulhawy & Mayne 1990	Benassi	Marchi / SGT	Benassi	Robertson & Cabal 2009 m/sec
										%		daN/cm ²		daN/cm ²	
25.0	42.5	0.48	2.0	2.43	sabbia limosa-limo sabbioso	0.10	=====		Mediamente Addensata	38.8	43.8	.	.	105.1	161
292.6	497.5	0.89	0.3	1.10	ghiaia-sabbia	0.20	o:::o:::o:::o:::o:::o		Molto addensato	>90	53.1	.	.	884.4	238
191.2	273.5	2.20	1.3	1.67	sabbia-sabbia limosa		=====		Molto addensato	>90	49.0	.	.	657.3	271
						0.50	=====								
88.7	146.7	2.79	3.2	2.16	sabbia densa a sabbia argillosa	0.60	UUUUUUUUUUUUUU		fortemente sovraconsolidato	79.7	44.3	.	.	518.0	256
37.5	63.7	0.81	2.0	2.24	sabbia limosa-limo sabbioso		=====		Mediamente Addensata	52.1	39.1	.	.	155.0	168
						1.10	=====								
11.4	19.4	0.73	6.6	2.97	argilla-argilla limosa		=====		Plastica	.	.	0.72	10.78	63.7	149
						2.10	=====								
7.9	13.4	0.66	9.2	3.21	argilla-argilla limosa	2.30	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.54	3.99	41.2	143
12.8	21.8	0.99	8.0	3.01	argilla-argilla limosa	2.60	=====		Plastica	.	.	0.79	8.42	69.3	163
7.6	13.0	0.48	6.8	3.13	argilla-argilla limosa	3.00	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.53	4.66	42.4	133
10.3	17.4	0.69	7.1	3.04	argilla-argilla limosa	3.20	=====		Plastica	.	.	0.67	5.13	56.6	148
8.1	13.7	0.56	7.7	3.14	argilla-argilla limosa	3.80	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.55	4.15	43.8	137
6.2	10.6	0.32	5.8	3.15	argilla-argilla limosa	4.10	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.44	2.57	42.5	119
5.0	8.5	0.20	4.8	3.17	argilla-argilla limosa	4.30	=====		Fluido-plastica (Molto Soffice)	.	.	0.36	2.04	32.4	106
7.2	12.0	0.26	4.0	3.01	argilla-argilla limosa	4.90	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.50	2.37	41.9	117
6.1	9.8	0.19	3.6	3.06	argilla-argilla limosa	5.40	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.43	2.48	37.5	108
7.5	11.3	0.23	3.6	3.00	argilla-argilla limosa	6.10	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.52	2.53	43.9	118
22.1	29.2	0.30	1.8	2.48	sabbia limosa-limo sabbioso	6.40	=====		Sciolta	26.3	33.5	.	.	87.2	149
6.0	8.5	0.19	3.9	3.12	argilla-argilla limosa	7.00	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.43	2.26	37.7	109
19.8	25.1	0.26	1.4	2.50	sabbia limosa-limo sabbioso	7.30	=====		Sciolta	21.3	32.7	.	.	70.4	143
51.1	59.6	0.30	0.6	1.97	sabbia-sabbia limosa	7.80	=====		Mediamente Addensata	49.9	37.2	.	.	157.7	170
33.6	39.4	0.34	1.1	2.25	sabbia limosa-limo sabbioso	8.10	=====		Mediamente Addensata	36.2	35.1	.	.	110.4	162
76.7	84.1	0.45	0.6	1.85	sabbia-sabbia limosa	8.60	=====		Mediamente Addensata	61.3	38.9	.	.	236.5	191
27.9	31.5	0.26	1.1	2.35	sabbia limosa-limo sabbioso	8.80	=====		Sciolta	28.9	34.0	.	.	92.8	153
13.1	15.0	0.24	2.2	2.76	limo argilloso-argilla limosa	9.00	=====		Plastica	.	.	0.80	3.17	57.2	135
7.6	8.7	0.17	2.9	3.03	argilla-argilla limosa	9.50	=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.52	1.51	42.2	115
10.7	11.9	0.48	5.3	3.09	argilla-argilla limosa	9.70	=====		Plastica	.	.	0.69	2.31	61.0	147
7.9	8.6	0.25	3.9	3.10	argilla-argilla limosa		=====		Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.54	2.01	46.0	121

Vs20
138

qt	Qc1N	ft	FT/Qnet	lc	Litologia Robertson 1990	H	Litologia grafica	Falda	Addensamento (Sabbia)	Densità Relativa	Angolo Attrito	Coesione non drenato Cu	OCR	Modulo Edometrico M	Velocità Vs
	Idriss & Boulanger 2004				basato su Fr vs Qc1N										
daN/cm ²		daN/cm ²	%	Robertson 1990		m		idrica	Consistenza (Argilla)	Tatsuoka 1990	Kulhawy & Mayne 1990	Benassi	Marchi / SGT	Benassi	Robertson & Cabal 2009
										%		daN/cm ²		daN/cm ²	m/sec
						10.40									
10.8	11.2	0.40	4.5	3.06	argilla-argilla limosa				Plastica	.	.	0.69	2.39	62.4	143
						11.10									
19.6	19.7	0.44	2.7	2.73	limo argilloso-argilla limosa	11.20			Plastica	.	.	1.06	3.69	103.7	163
11.9	11.9	0.38	3.8	3.00	argilla-argilla limosa	11.30			Plastica	.	.	0.74	2.22	68.8	145
20.1	19.9	0.45	2.6	2.72	limo argilloso-argilla limosa				Solido-plastica (Duro)	.	.	1.07	4.02	101.5	164
						11.50									
13.7	13.5	0.36	3.2	2.91	limo argilloso-argilla limosa				Plastica	.	.	0.83	2.59	80.2	149
						11.70									
14.2	13.8	0.28	2.4	2.84	limo argilloso-argilla limosa	11.90			Plastica	.	.	0.85	2.00	68.5	143
13.4	12.9	0.30	2.7	2.88	limo argilloso-argilla limosa	12.10			Plastica	.	.	0.81	2.59	70.4	144
10.5	9.7	0.28	3.4	3.04	argilla-argilla limosa				Plastica	.	.	0.68	1.67	61.2	136
						13.40									
9.5	8.3	0.24	3.4	3.10	argilla-argilla limosa				Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.62	1.49	55.2	131
						13.90									
11.3	9.8	0.28	3.1	3.02	argilla-argilla limosa				Plastica	.	.	0.72	1.60	66.3	139
						14.40									
14.7	12.5	0.40	3.3	2.94	limo argilloso-argilla limosa	14.70			Plastica	.	.	0.87	2.10	85.9	155
12.3	10.1	0.33	3.5	3.04	argilla-argilla limosa				Plastica	.	.	0.76	2.10	71.3	145
						15.40									
9.6	7.6	0.23	3.4	3.12	argilla-argilla limosa				Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.63	1.33	56.0	131
						15.80									
11.9	9.4	0.32	3.6	3.07	argilla-argilla limosa	16.20			Plastica	.	.	0.75	1.37	69.3	144
9.5	7.1	0.22	3.4	3.14	argilla-argilla limosa				Molle-plastica (Soffice)	.	.	0.63	1.27	55.5	129
						17.70									
11.0	7.7	0.26	3.4	3.12	argilla-argilla limosa				Plastica	.	.	0.70	1.25	63.8	138

Comune Fusignano
Via Borsellino & Falcone
Localita' Fusignano
Committente Comune di Fusignano
Data 11-mar-20

Numero prova 3
Quota falda 1.40

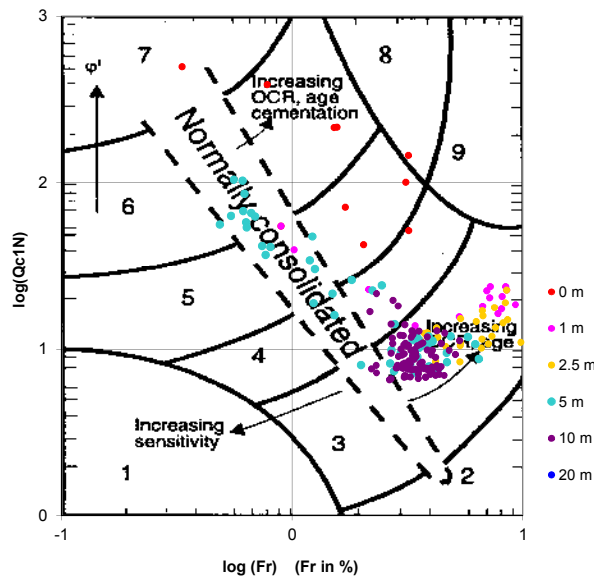


**Società di
Geologia
Territoriale**

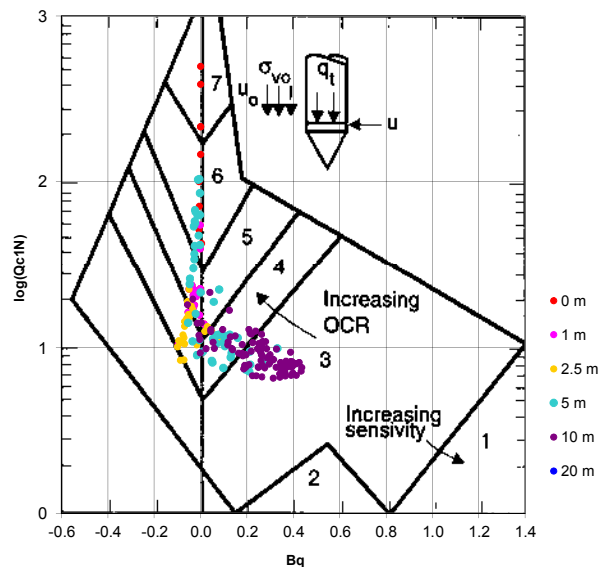
S.G.T. sas.
di Van Zutphen Albert & C.

www.geo55.com

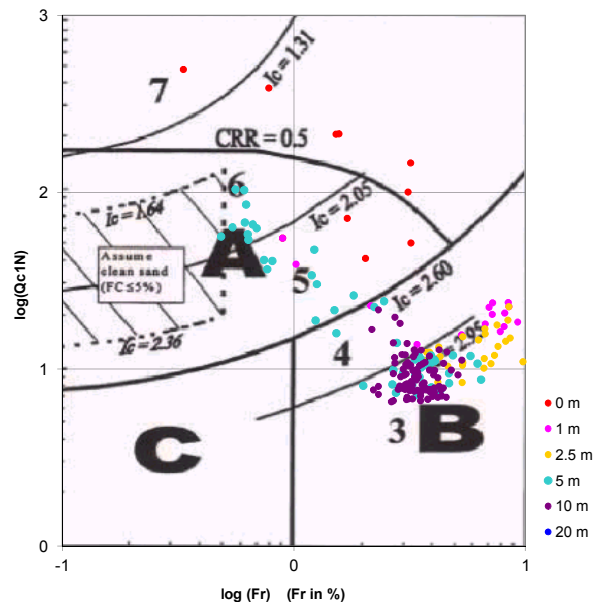
**Cross-plot Qc1N verso Fr
(Robertson 1990)**



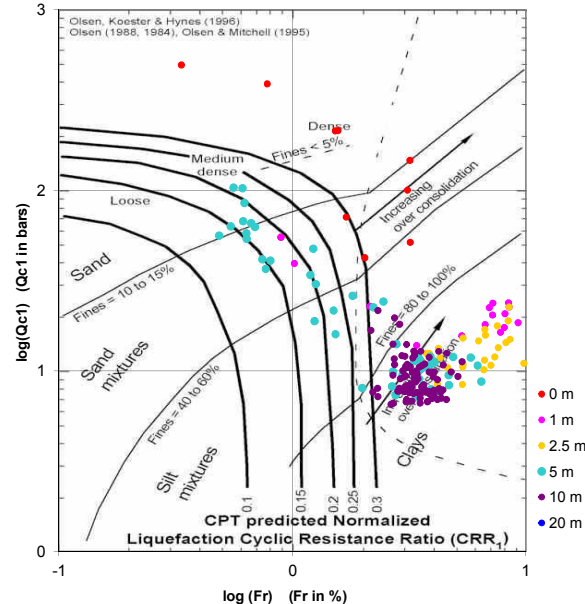
**Cross-plot Qc1N verso Bq
(Robertson 1990)**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Robertson 1996**



**Cross-plot Qc1N verso Fr
per la verifica della liquefazione
secondo Olsen 1996**



Litotipo secondo Robertson 1990

Zone	Tipo di comportamento
9	Terreni molto duri a grana fine
8	Sabbia molto densa e sabbia argillosa
7	Sabbia ghiaiosa – sabbia densa
6	Sabbia – sabbia limosa
5	Sabbia limosa – limo sabbioso
4	Limo argilloso – argilla limosa
3	Argilla limosa – argilla
2	Torba
1	Terreni fini sensitivi

Potenziale di liquefacibilità

Zone A	Liquefazione ciclica possibile - dipendente da ampiezza e tempo del carico ciclico.
Zone B	Liquefazione improbabile.
Zone C	Liquefazione fluida e liquefazione ciclica possibile - dipendente da plasticità e sensitività, da ampiezza e tempo del carico ciclico.

Comune
Via
Localita'
Committente
Data

Fusignano
Borsellino & Falcone
Fusignano
Comune di Fusignano
11-mar-20



Società di
Geologia
Territoriale

S.G.T. sas.
di Van Zulphen Albert & C.
www.geo55.com

CPTU

3

Profondità (m)

8.00

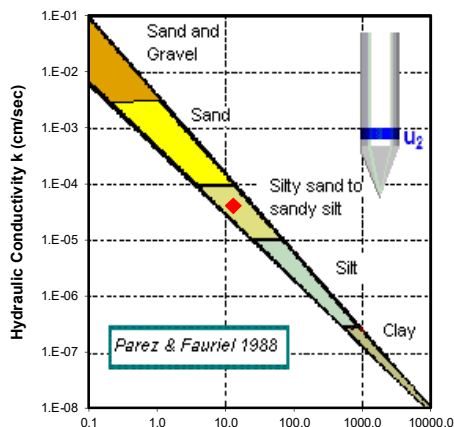
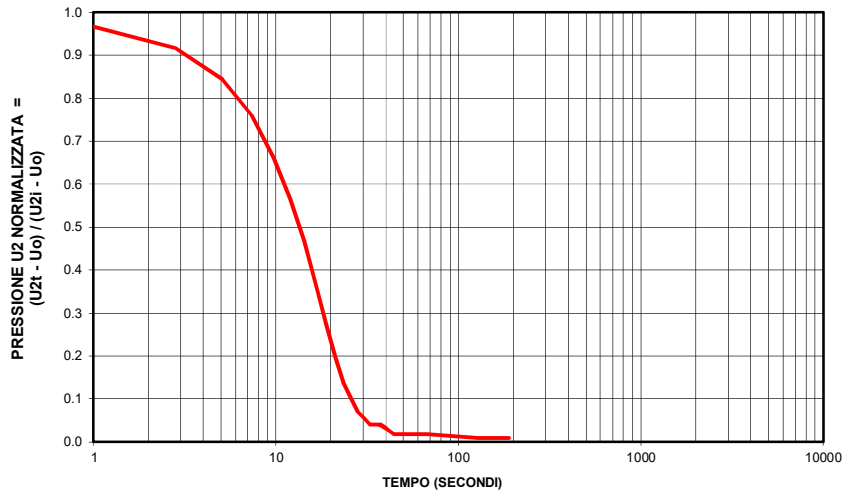
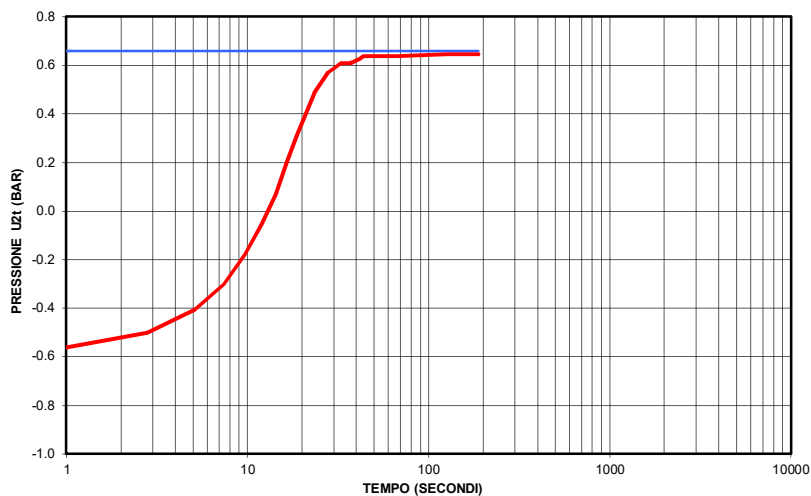
Tmax (sec)	127.9
Tmin (sec)	0.5

Profondità Falda m	1.40
--------------------------	------

Ultima lettura Uo oppure Ufalda (bar)	0.660
---------------------------------------------	-------

(Parez & Fauriel 1988)		
T50 (sec)	Permeabilità Kh (cm/sec)	Litologia
13	4.04E-05	sabbia limosa a limo sabbioso

T(sec.)	U2(bar)	T(sec)Umin=0	Uidro(bar)	Norm.U2
0.5	-0.60	0.0	0.660	1.000
2.8	-0.50	2.3	0.660	0.918
5.1	-0.40	4.6	0.660	0.843
7.4	-0.30	6.9	0.660	0.760
9.7	-0.18	9.2	0.660	0.663
12.0	-0.05	11.5	0.660	0.565
14.3	0.07	13.8	0.660	0.468
16.6	0.20	16.1	0.660	0.363
18.9	0.32	18.4	0.660	0.273
21.2	0.41	20.7	0.660	0.198
23.5	0.49	23.0	0.660	0.138
25.8	0.53	25.3	0.660	0.100
28.1	0.57	27.6	0.660	0.070
30.4	0.59	29.9	0.660	0.055
32.7	0.61	32.2	0.660	0.040
35.0	0.61	34.5	0.660	0.040
37.3	0.61	36.8	0.660	0.040
39.6	0.62	39.1	0.660	0.033
41.9	0.63	41.4	0.660	0.025
44.2	0.64	43.7	0.660	0.018
46.5	0.64	46.0	0.660	0.018
48.8	0.64	48.3	0.660	0.018
51.1	0.64	50.6	0.660	0.018
53.4	0.64	52.9	0.660	0.018
55.8	0.64	55.3	0.660	0.018
58.1	0.64	57.6	0.660	0.018
60.4	0.64	59.9	0.660	0.018
62.7	0.64	62.2	0.660	0.018
65.0	0.64	64.5	0.660	0.018
67.3	0.64	66.8	0.660	0.018
127.9	0.65	127.4	0.660	0.010
188.4	0.65	187.9	0.660	0.010



Tipologia di dissipazione

Burns & Maine 1998
(Penetrometers for Soil Permeability and
Georgia Institute of Technology; Chemical Detection;
Report no. GIT-CEEGEO-98-1)

Tipologia 4

T_{Umax} / T₅₀

NA

Comune Fusignano
Via Borsellino & Falco
Localita' Fusignano
Committente Comune di Fusignano



**Società di
Geologia
Territoriale**

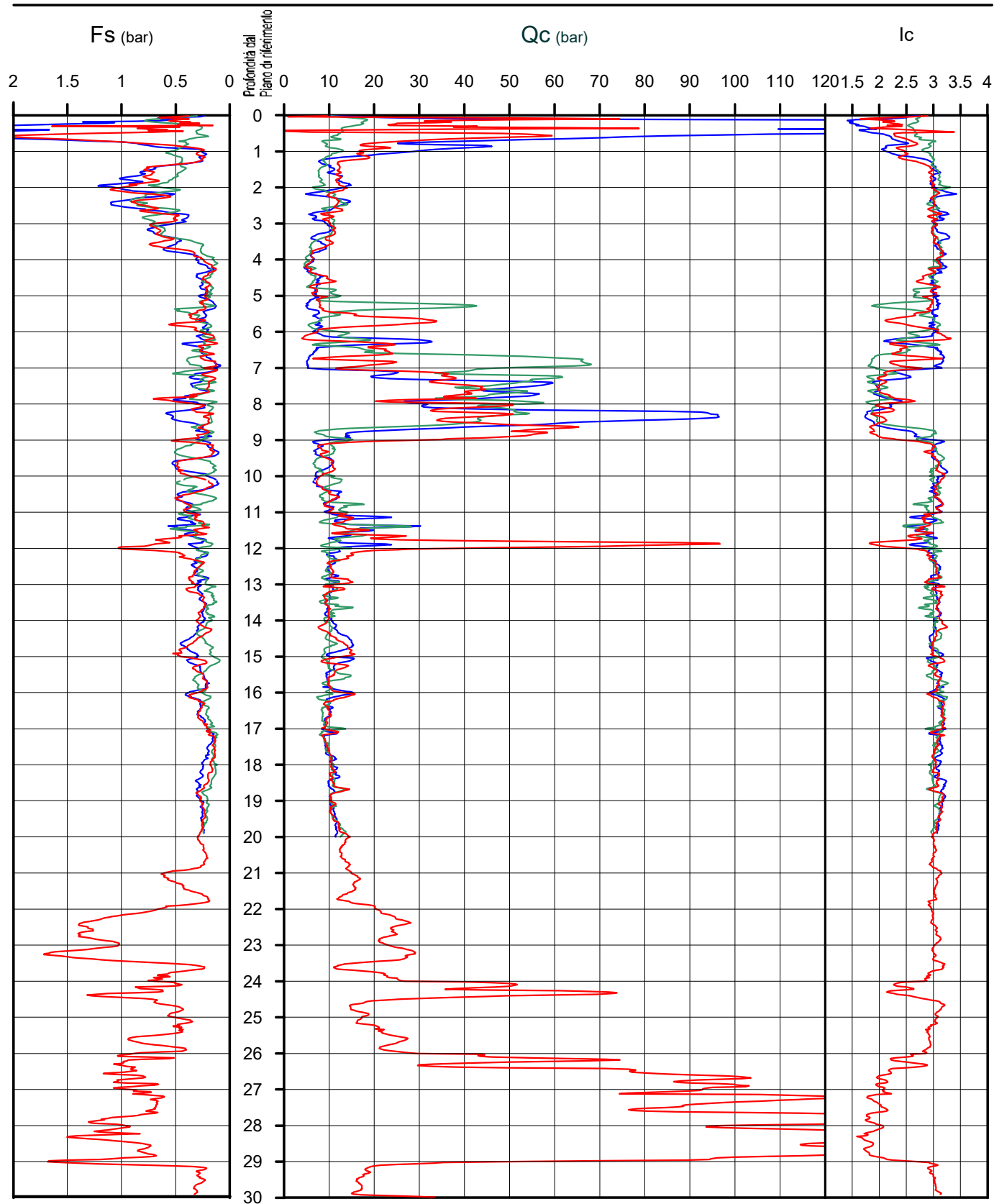
S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.

Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)

www.geo55.com

LEGENDA

CPT 1
CPT 2
CPT 3

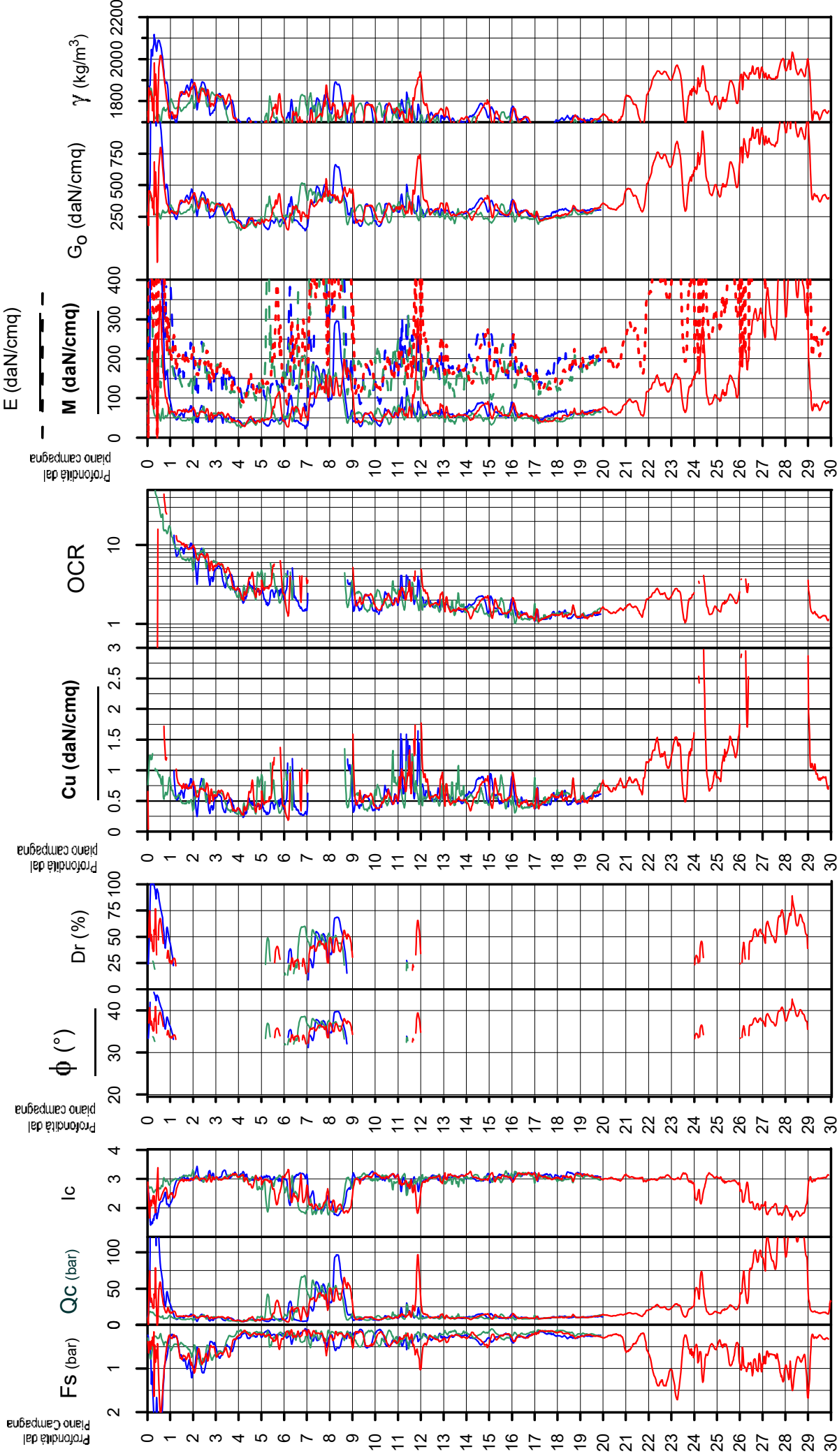


Comune Fusignano
Via Borsellino & Falco
Localita' Fusignano
Committente Comune di Fusign.

PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 1
CPT 2
CPT 3

SGT Società di
Geologia
Territoriale
S.G.T. sas
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com



Comune Fusignano
Via Borsellino & Falcone
Localita' Fusignano
Committente Comune di Fusignano
Data 11/03/2020

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI
Modulo Edometrico M secondo Benassi
Modulo Elastico E secondo Autori Vari



S.G.T. sas
Società di
Geologia
Territoriale
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com

Profondità Z sotto piano di posa fondazione

Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 1	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 2	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 3
E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kuhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kuhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kuhawy & Maine

Rapporto di tensione I_p (Steinbrenner 1934)
verticale per una pianta
rettangolare di 1,8 x 10 metri
angolo pianta flessibile
centro pianta flessibile
pianta rigida

Piano di posa fondazione

Cedimento (cm) con carico effettivo di 0,812 daN/cm ²	Cedimento (cm) con carico effettivo di 0,812 daN/cm ²	Cedimento (cm) con carico effettivo di 0,812 daN/cm ²
elastico pianta rigida 1,37 cm angolo pianta flessibile 4,4 cm centro pianta flessibile 4,4 cm edometrico pianta rigida 4,12 cm totale pianta rigida (M+E) 5,49 cm	elastico pianta rigida 1,46 cm angolo pianta flessibile 1,99 cm centro pianta flessibile 4,7 cm pianta rigida 4,4 cm totale pianta rigida (M+E) 5,67 cm	elastico pianta rigida 1,50 cm angolo pianta flessibile 2,03 cm centro pianta flessibile 4,79 cm pianta rigida 4,48 cm totale pianta rigida (M+E) 5,98 cm

CALCOLO DEI CEDIMENTI

Larghezza a fondazione (b) 1.80 m
Lunghezza fondazione (a) 10.00 m

Carico applicato 1.100 daN/cm²
Calcolo fino a profondità massima di 20.00 m da piano fondazi
Modulo Edometrico secondo Benassi

PROVA A

Profondità fondazione 1.80 m
Densità terreno sopra la fondazione 1600 daN/mc
Applicare detrazione per terreno asportato si
Carico effettivo sulle fondazione 0.812 daN/cm²
Cedimenti per pianta rigida Elastici 1.37 cm
Cedimenti per pianta rigida Edometrici 4.12 cm
Cedimenti per pianta rigida Totale 5.49 cm

PROVA B

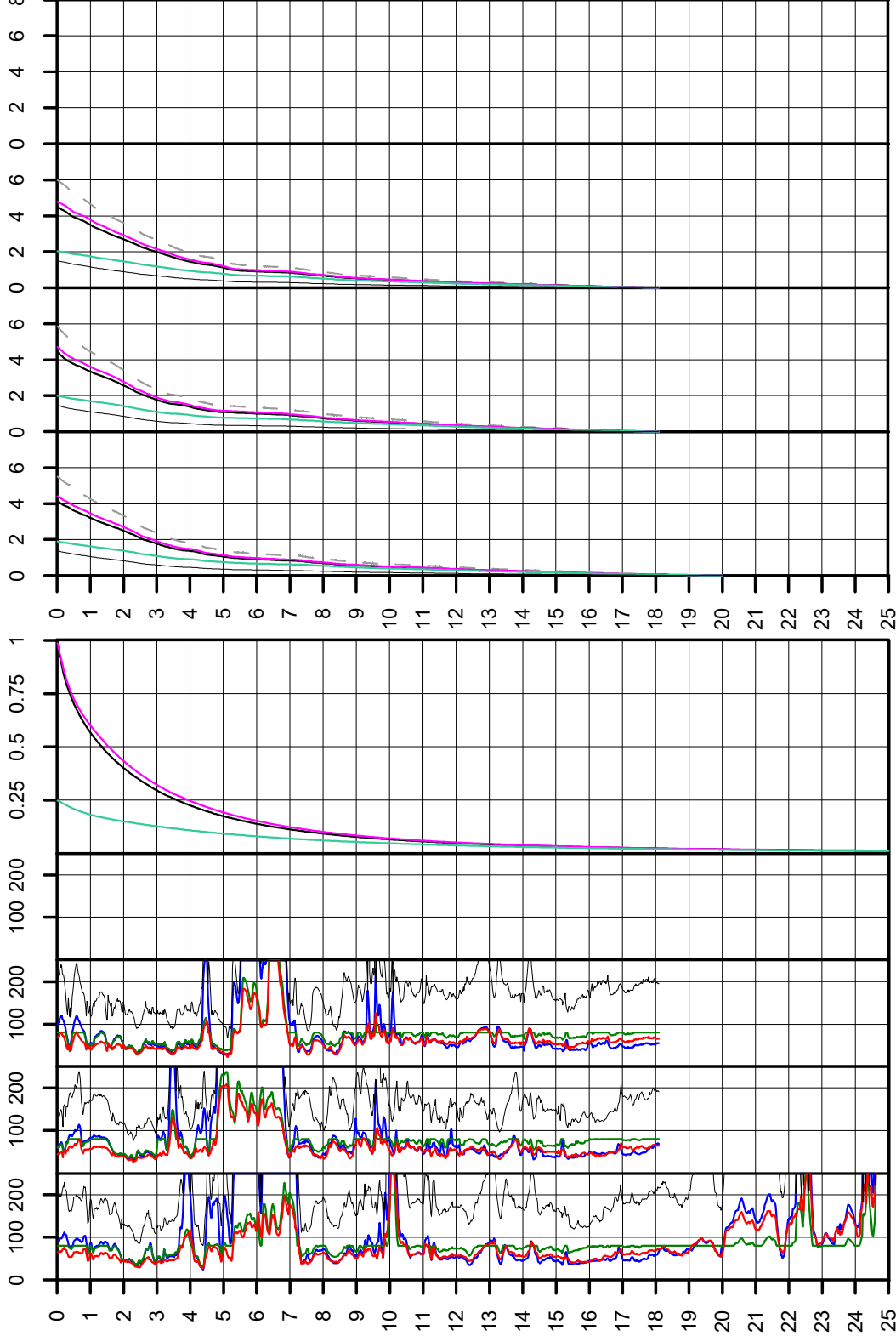
Profondità fondazione 1.80 m
Densità terreno sopra la fondazione 1600 daN/mc
Applicare detrazione per terreno asportato si
Carico effettivo sulle fondazione 0.812 daN/cm²
Cedimenti per pianta rigida Elastici 1.46 cm
Cedimenti per pianta rigida Edometrici 4.41 cm
Cedimenti per pianta rigida Totale 5.87 cm

PROVA C

Profondità fondazione 1.80 m
Densità terreno sopra la fondazione 1600 daN/mc
Applicare detrazione per terreno asportato si
Carico effettivo sulle fondazione 0.812 daN/cm²
Cedimenti per pianta rigida Elastici 1.50 cm
Cedimenti per pianta rigida Edometrici 4.48 cm
Cedimenti per pianta rigida Totale 5.98 cm

PROVA D

Profondità fondazione 1.80 m
Densità terreno sopra la fondazione 1600 daN/mc
Applicare detrazione per terreno asportato si
Carico effettivo sulle fondazione 0.812 daN/cm²
Cedimenti per pianta rigida Elastici 0.00 cm
Cedimenti per pianta rigida Edometrici ##### cm
Cedimenti per pianta rigida Totale



RIEPILOGO CEDIMENTI (calcolati con M secondo Benassi)

Comune	Fusignano	Distanza fondazione tra	spigolo	spigolo	Prova	Prova
Località	Fusignano	(m)	corto	lungo	corto	lungo
Comittente	Comune di Fusignano	angolo	8.45	9.20	1	2
Fondazione rettangolare	16.9 X 18.4 m	spigolo corto	8.45	12.49	Prova 1	Prova 2
Piano di posa	0.6 - 0.5 m	spigolo lungo	9.20	12.49	Prova 3	Prova 3
Carico applicato	0.4 daN/cm2	centro	12.49	9.20	10	10

SGT

Società di Geologia Territoriale

S. G. T. sas.
di Van Zuphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com

CEDIMENTI EDOMETRICI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE POSIZIONE NELLA PIANTA DI FONDAZIONE

PROVA 1	Cedimenti cumulativo cm	spigolo	spigolo	spigolo	spigolo	centro
Pianta rettangolare	secondo Benassi	corto	lungo	corto	lungo	centro
priva rigidzza angolo	1.81	angolo	1.31	angolo	0.15	0.30
priva rigidzza spigolo corto	3.12	spigolo corto	0.05	spigolo corto	0.15	0.27
priva rigidzza spigolo lungo	3.17	spigolo lungo	0.05	spigolo lungo	0.15	0.28
priva rigidzza centro	5.58	centro	2.46	centro	0.30	0.27
rigida	0.00					

PROVA 2	Cedimenti cumulativo cm	spigolo	spigolo	spigolo	spigolo	centro
Pianta rettangolare	secondo Benassi	corto	lungo	corto	lungo	centro
priva rigidzza angolo	2.00	angolo	1.46	angolo	0.17	0.34
priva rigidzza spigolo corto	3.46	spigolo corto	0.05	spigolo corto	0.17	0.30
priva rigidzza spigolo lungo	3.51	spigolo lungo	0.05	spigolo lungo	0.16	0.32
priva rigidzza centro	6.21	centro	2.75	centro	0.34	0.30
rigida	0.00					

PROVA 3	Cedimenti cumulativo cm	spigolo	spigolo	spigolo	spigolo	centro
Pianta rettangolare	secondo Benassi	corto	lungo	corto	lungo	centro
priva rigidzza angolo	1.90	angolo	1.39	angolo	0.16	0.32
priva rigidzza spigolo corto	3.29	spigolo corto	0.05	spigolo corto	0.16	0.29
priva rigidzza spigolo lungo	3.34	spigolo lungo	0.05	spigolo lungo	0.16	0.31
priva rigidzza centro	5.92	centro	2.63	centro	0.32	0.29
rigida	0.00					

	Cedimenti cumulativo cm	spigolo	spigolo	spigolo	spigolo	centro
Pianta rettangolare	secondo Benassi	corto	lungo	corto	lungo	centro
priva rigidzza angolo		angolo		angolo		
priva rigidzza spigolo corto		spigolo corto		spigolo corto		
priva rigidzza spigolo lungo		spigolo lungo		spigolo lungo		
priva rigidzza centro		centro		centro		
rigida	0.00					

CEDIMENTI PER CAUSA DI DIFFERENZE TRA LE PROVE

	Cedimenti cumulativo in cm	Prova 1	Prova 2	Prova 3
Pianta rettangolare rigida	Elastici	1.70	0.86	0.322
Prova 1	Edometrici	5.11	0.586	0.263
Prova 2	Totale	1.87	0.586	0.263
Prova 3		1.83	0.322	0.263

LIMITE DELLE DISTORSIONI ANGOLARI (BJERRUM 1963)

TRA PROVE		L / Δ = 1708	
1/0	1/100	1/200	1/300
Pericolosità generale per la struttura		D / L / 1/300	
Forti ressuazioni in pareti e murature		D / L / 1/230	
Inclinazione visibile di edifici alti e rigidi		D / L / 1/300	
Prime ressuazioni su pareti o pilastri		D / L / 1/300	
Limite di sicurezza per edifici dove non si vogliono ressuazioni		D / L / 1/500	
Limite di pericolo per strutture con diagonali		D / L / 1/600	
Difficoltà per macchine sensibili ai cedimenti		D / L / 1/230	
		1/600	
		1/700	
		1/800	
		1/900	
		1/1000	

LIMITI DEI CEDIMENTI E DISTORSIONI ANGOLARI AMMISSIBILI (WILUN & STARZEWSKI 1975)

Classe edificio e struttura	Tipo di edificio e strutture		Cedimento massimo totale ammissibile (cm)	Deformazione angolare massima ammissibile calcolata per tre punti allineati e connessi della fondazioni di una struttura
1	strutture massicce di notevole rigidità rispetto agli assi orizzontale, con fondazioni massicce in calcestruzzo non armato o fondazioni cellulari o graticoli rigidi in calcestruzzo armato.		15 - 20	Le differenze massime tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbero causare inclinazioni della fondazioni maggiori di 1/100 - 1/200 dal rapporto tra la dimensione minore in pianta della fondazione e l'altezza della struttura.
2	strutture isostatiche con giunti e cerniere e strutture in legno.		10 - 15	1/100 - 1/200
3	strutture iperstatiche in acciaio e strutture portanti in laterizio con cordoli in cemento armati ad ogni piano, con fondazioni continue in cemento armato e con pareti trasversali con almeno 25 cm di spessore con interassi minori di 6 m e strutture a telaio in calcestruzzo armato con le colonne ad interassi minori di 6 m, con fondazioni continue o a plates.		8 - 10	1/200 - 1/300
4	strutture della classe 3, ma che non soddisfano una della condizioni imposte e strutture in cemento armato con fondazioni a plinti.		6 - 8	1/300 - 1/500
5	strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o blocchi.		5 - 6	1/500 - 1/700

Comune Fusignano
Via Borsellino & Falcone
Localita' Fusignano
Committente Comune di Fusignano
Data 11/03/2020

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI
Modulo Edometrico M secondo Benassi
Modulo Elastico E secondo Autori Vari



S.G.T. sas
Società di
Geologia
Territoriale
di Van Zutphen Albert & C.
Via Matteotti 50
48012 Bagnacavallo (RA)
www.geo55.com

Profondità Z sotto piano di posa fondazione

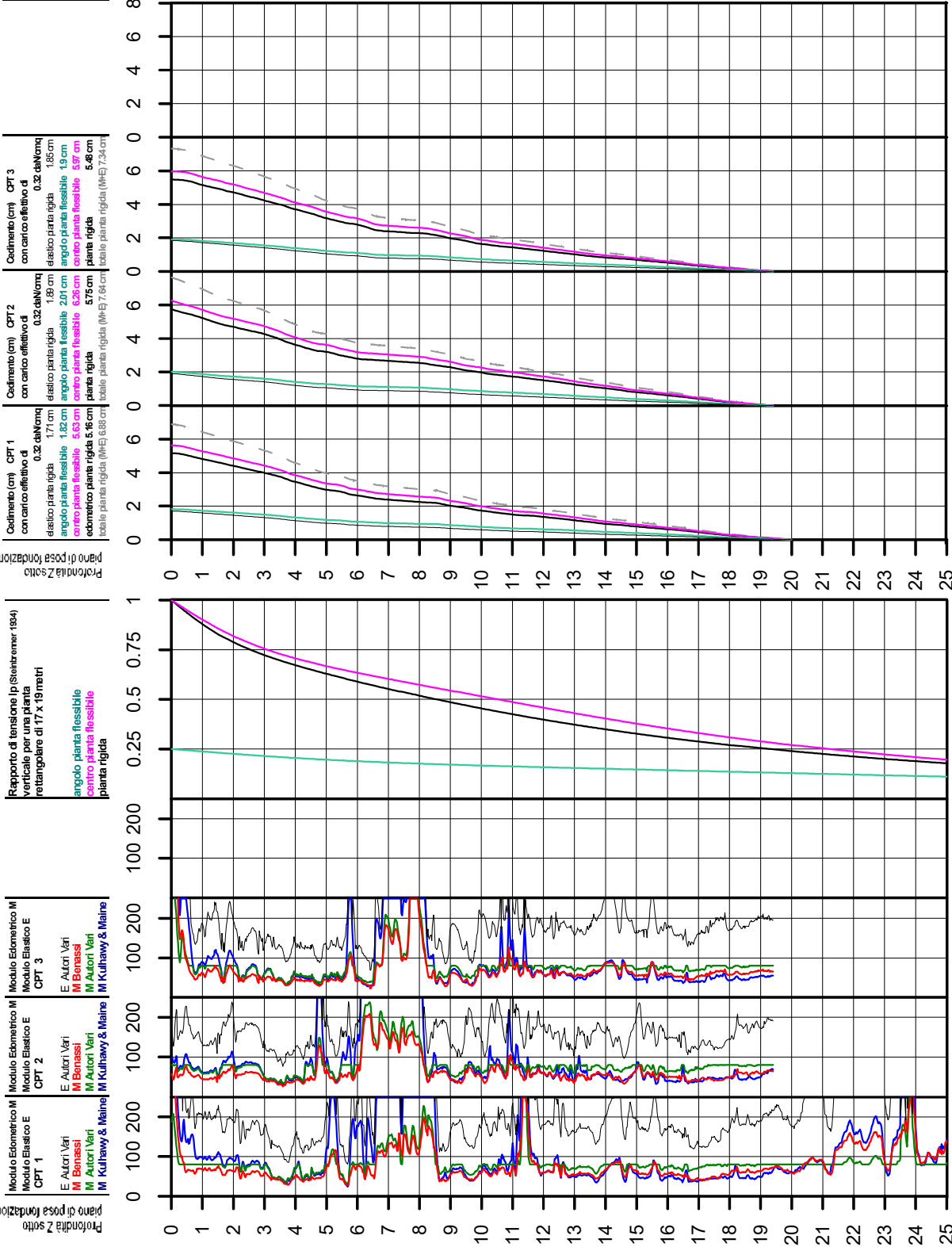
Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 1	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 2	Modulo Edometrico M Modulo Elastico E CPT 3
E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kuhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kuhawy & Maine	E Autori Vari M Benassi M Autori Vari M Kuhawy & Maine

Rapporto di tensione Ip (Steinerner 1934)
verticale per una pianta
rettangolare di 17 x 19 metri

angolo pianta flessibile
centro pianta flessibile
pianta rigida

Piano di posa fondazione

Codimento (cm) con carico effettivo di	Codimento (cm) con carico effettivo di	Codimento (cm) con carico effettivo di
CPT 1 0.32 daN/cmq	CPT 2 0.32 daN/cmq	CPT 3 0.32 daN/cmq
elastico pianta rigida 1.71 cm	elastico pianta rigida 1.88 cm	elastico pianta rigida 1.88 cm
angolo pianta flessibile 1.82 cm	angolo pianta flessibile 2.01 cm	angolo pianta flessibile 1.9 cm
centro pianta flessibile 5.63 cm	centro pianta flessibile 6.26 cm	centro pianta flessibile 5.97 cm
edometrico pianta rigida 5.16 cm	pianta rigida 5.75 cm	pianta rigida 5.48 cm
totale pianta rigida (M+E) 6.88 cm	totale pianta rigida (M+E) 7.64 cm	totale pianta rigida (M+E) 7.34 cm



CALCOLO DEI CEDIMENTI

Larghezza a fondazione (b)	17.00 m
Lunghezza fondazione (a)	19.00 m
Carico applicato	0.400 daN/cm ²
Calcolo fino a profondità massima di	20.00 m da piano fondazi
Modulo Edometrico secondo	Benassi
PROVA A	1
Profondità fondazione	0.50 m
Densità terreno sopra la fondazione	1600 daN/mc
Applicare detrazione per terreno asportato	si
Carico effettivo sulle fondazione	0.320 daN/cm ²
Cedimenti per pianta rigida Elastici	1.71 cm
Cedimenti per pianta rigida Edometrici	5.16 cm
Cedimenti per pianta rigida Totale	6.88 cm
PROVA B	2
Profondità fondazione	0.50 m
Densità terreno sopra la fondazione	1600 daN/mc
Applicare detrazione per terreno asportato	si
Carico effettivo sulle fondazione	0.320 daN/cm ²
Cedimenti per pianta rigida Elastici	1.89 cm
Cedimenti per pianta rigida Edometrici	5.75 cm
Cedimenti per pianta rigida Totale	7.64 cm
PROVA C	3
Profondità fondazione	0.50 m
Densità terreno sopra la fondazione	1600 daN/mc
Applicare detrazione per terreno asportato	si
Carico effettivo sulle fondazione	0.320 daN/cm ²
Cedimenti per pianta rigida Elastici	1.85 cm
Cedimenti per pianta rigida Edometrici	5.49 cm
Cedimenti per pianta rigida Totale	7.34 cm
PROVA D	
Profondità fondazione	0.50 m
Densità terreno sopra la fondazione	1600 daN/mc
Applicare detrazione per terreno asportato	si
Carico effettivo sulle fondazione	0.320 daN/cm ²
Cedimenti per pianta rigida Elastici	0.00 cm
Cedimenti per pianta rigida Edometrici	cm
Cedimenti per pianta rigida Totale	#### cm