

REGIONE DEL VENETO
PROVINCIA DI TREVISO
COMUNE DI ZERO BRANCO

AMPLIAMENTO DI ATTIVITA' PRODUTTIVA A ZERO BRANCO (TV)

INDAGINE GEOGNOSTICA RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

NTC2008 "Norme tecniche per le costruzioni"–D.M. 14.01.2008

COMMITTENTE: CASAGRANDE ROTTAMI S.R.L.

Lovadina di Spresiano, Giugno 2014



Paolo Sivieri

SOMMARIO

OGGETTO.....	3
OBIETTIVI	3
UNITA' DI MISURA.....	3
INDAGINI IN SITO	3
RIFERIMENTI PLANOALTIMETRICI	4
INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO.....	4
PROVE PENETROMETRICHE STATICHE.....	5
STRATIGRAFIA DI SINTESI E	6
PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO	6
FALDA	7
DESCRIZIONE DEL PROGETTO - FONDAZIONI	7
VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	8
STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	10
<i>CEDIMENTI EDOMETRICI</i>	10
RISPOSTA SISMICA LOCALE	12
<i>CATEGORIA TOPOGRAFICA</i>	14
<i>PERICOLOSITA' DEL SITO</i>	15
<i>VERIFICA ALLA STABILITA' NEI</i>	
<i>CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE</i>	16
ELENCO DEGLI ALLEGATI.....	17

OGGETTO

Per incarico della Società Casagrande Rottami S.r.l. è stata eseguita un'indagine geognostica, geologica e geotecnica, e redatta una relazione geologico-geotecnica secondo quanto previsto dalle NTC "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 14.01.2008, finalizzata allo studio dei terreni di fondazione relativamente al progetto di ampliamento di un fabbricato ad uso produttivo in Via Bettin a Zero Branco (TV).

OBIETTIVI

Inquadramento geomorfologico, geologico e idrogeologico dell'area.

Determinazione della stratigrafia e dei parametri geotecnici dei terreni di fondazione.

Verifica agli stati limite ultimi SLU e di esercizio SLE delle fondazioni superficiali.

Valutazione della risposta sismica locale, della categoria sismica del sottosuolo e del rischio sismico locale.

Verifica alla stabilità dei terreni di fondazione nei confronti della liquefazione.

UNITA' DI MISURA

Nella presente relazione si assume: 1 t \equiv 10 kN, 1 kg \equiv 10 N .

INDAGINI IN SITO

L'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di n. 2 prove penetrometriche statiche CPT spinte fino alla profondità di circa 16-17 m dal piano campagna, quota alla quale è stato raggiunto il rifiuto strumentale; la prova è stata eseguita secondo la normativa di riferimento per le prove C.P.T.: ASTM D3441 – 86.

RIFERIMENTI PLANOALTIMETRICI

La quota di inizio delle verticali di indagine è stata rilevata con livellazione geometrica e riferita ad un caposaldo di riferimento, corrispondente al piano pavimento finito del capannone esistente, in prossimità del suo angolo di sud-ovest, cui è stata assegnata la quota convenzionale $q = 0.00$ m.

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista geomorfologico la pianura zerotina si presenta piatta e regolare, con una modesta pendenza diretta da Nord-Ovest verso Sud-Est; nella zona in oggetto, posta in località S. Alberto in sinistra idrografica del Fiume Zero, la quota media del piano campagna è di circa 16.5 metri s.l.m.; non sono stati riscontrati nell'area di intervento fenomeni di erosione e/o dissesti; l'area non risulta esondabile.

L'area in oggetto appartiene alla bassa pianura sud-occidentale trevigiana, costituita da depositi sedimentari a granulometria fine (sabbie, limi ed argille) depositi in periodo pleni-tardiglaciale dalle acque del bacino del Brenta (megafan del Brenta); ai terreni in destra Sile viene infatti riconosciuta tale origine sia per questioni di ordine geomorfologico (decorso Ovest-Est del fiume Sile) sia per la composizione granulometrica delle alluvioni (forte percentuale di componenti di rocce ignee, tipica dei depositi del bacino del Brenta).

Dal punto di vista idrogeologico l'area si trova a Sud della fascia delle risorgive; il sottosuolo, caratterizzato da una potente serie sedimentaria alluvionale di terreni fini con intercalati banchi sabbiosi plurimetrici, talora con ghiaia, è sede di un acquifero multifalde in pressione, ampiamente sfruttato in tutto il territorio

comunale a fini idropotabili e irrigui, il cui livello statico presenta una profondità di circa 1 m dal piano campagna.

Il terreno superficiale presenta una falda, immagazzinata negli strati sabbioso-limosi e alimentata principalmente dalle acque meteoriche e dalle dispersioni da fossi e corsi d'acqua minori, che presenta una direzione di deflusso orientata genericamente da NW verso SE, come il piano campagna, e che risente sensibilmente dell'azione drenante di scoli artificiali e corsi d'acqua.

PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

La prova penetrometrica statica consiste nella infissione nel terreno di una punta conica con area di 10 cm² e angolo d'apertura del cono di 60°, dotata di un manicotto cilindrico, con area di 150 cm² (punta tipo "Begemann").

L'infissione avviene attraverso un sistema idraulico alla velocità di 2 cm/s: una batteria di astine, contenute entro tubi di rivestimento, fa avanzare nel terreno prima il solo cono, poi sia il cono sia il manicotto; lo sforzo necessario per l'avanzamento viene misurato con una cella idraulica dotata di due manometri con f.s. di 20 kN e 200 kN in classe 1.

Nella prima fase si misura Rp (resistenza alla punta), nella seconda fase Rt = Rp + RI (attrito laterale locale) da cui si ricava RI = Rt - Rp; per ogni metro di infissione vengono eseguite 5 misure di Rp e RI.

I valori misurati vengono caricati in un programma di calcolo automatico che permette di stampare i diagrammi di Rp, di RI e di Rp/RI in funzione della profondità e fornisce una interpretazione stratigrafica del sottosuolo attraversato; le coppie di dati Rp e RI vengono infatti utilizzate dal programma per individuare la natura granulometrica del terreno in base al rapporto Rp/RI (alto per i materiali incoerenti, basso per i materiali coesivi).

La prova penetrometrica è stata effettuata con un penetrometro olandese Gouda da 200 kN di spinta, autocarrato su Fiat 75 PC a trazione integrale da 80 q.li, ancorabile al suolo con due vitoni.

**STRATIGRAFIA DI SINTESI E
PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO**

Nella tabella seguente si riporta un riepilogo dei parametri stratigrafici e geotecnici del sottosuolo, ricavati dalle elaborazioni delle verticali di prova eseguite:

Strato n.	Quota da c.s.		Descrizione	Rp MPa	Ø gradi	Cu kPa	γ _d kN/m ³	γ _s kN/m ³
	da (m)	a (m)						
1	-0.5	-0.8/-0.9	TERRENO SABBIOSO	6.2-11.2	35°	-	19.0	21.0
2	-0.8/-0.9	-3.9/-4.0	ARGILLA E LIMO	1.0-2.6	-	50-130	18.5	19.0
3	-3.9/-4.0	-9.7/-9.8	ALT. PLURIDECIMETRICHE DI: SABBIA LIMOSA	3.2-11.8	32°-38°	-	19.0	21.0
			ARGILLA LIMO LOC. ORGANICA	0.6-1.2	-	30-60	18.0	18.5
4	-9.7/-9.8	-11.1/-11.3	ARGILLA LIMOSA, CONSISTENTE	1.1-1.2	-	55-60	18.5	19.0
5	-11.1/-11.7	-16.3/-16.4	SABBIA	17.8-24.7	38°	-	19.0	21.0
6	-16.3/-16.4	-17.4	GHIAIA E SABBIA	36.7-37.5	40	-	20.0	22.0

I valori numerici delle resistenze alla punta e dei parametri geotecnici, per ciascuno strato, sono riportati nei modelli geotecnici allegati.

Le correlazioni tra i valori di Rp ed Rl e la classificazione granulometrica dei materiali e i valori numerici dei parametri geotecnici non garantiscono la medesima precisione fornita da prove geotecniche di laboratorio su campioni indisturbati di terreno.

FALDA

La falda è stata osservata il giorno 04/06/2014 all'interno del foro di prova CPT1 alla profondità di 1.1 m dal piano campagna.

Si ricorda che il livello idrico all'interno di fori di prova delle CPT non ha la medesima precisione del livello di falda rilevato all'interno di un piezometro.

I valori indicati possono subire delle oscillazioni freaticometriche dell'ordine di circa 0.5 m in funzione del regime delle piogge e dei fiumi circostanti.

DESCRIZIONE DEL PROGETTO - FONDAZIONI

Il progetto prevede l'ampliamento di un edificio ad uso produttivo mediante la costruzione di un deposito con superficie 375.7 mq, con altezza utile 9.97 m.

Ai fini della verifica agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) delle fondazioni superficiali, si considera l'ipotesi di una fondazione a plinto quadrato con lato $B = 3.0$ m, impostata a -1.0 m dal piano campagna.

Lo sollecitazione massima permanente considerata al piede del pilastro più caricato (pil. 6) è pari a 1245 kN (dato comunicato da Studio Formentin).

Tale valutazione è da ritenersi indicativa per il progettista strutturale: nel caso in cui i carichi di progetto siano differenti e/o presentino concentrazioni in alcuni punti dell'edificio sarà necessario procedere ad una puntuale verifica geotecnica delle fondazioni. Si ricorda, a tale proposito, che ai sensi della vigente normativa (NTC 2008) la responsabilità del dimensionamento delle fondazioni è esclusivamente del progettista strutturale.

VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Il terreno di appoggio di un plinto di fondazione impostato a – 1.0 m dal piano campagna risulta costituito da argilla e limo consistenti.

La verifica agli stati limite ultimi della fondazione prevede che sia soddisfatta la relazione $E_d \leq R_d$ dove:

E_d = Azione di progetto

R_d = Resistenza di progetto

Nello specifico la verifica è stata eseguita considerando:

Approccio 2 – Combinazione 1 (GEO): (A1 + M1 + R3).

dove:

A = Azioni

(Combinazione A1 cui corrisponde un coefficiente parziale $\gamma_f = 1.3 \div 1.5$)

M = Resistenza dei terreni

(Combinazione M1 cui corrisponde un coefficiente parziale $\gamma_m = 1.0$)

R = Resistenza globale del sistema

(Combinazione R3 cui corrisponde un coefficiente parziale $\gamma_R = 2.3$)

Ai fini della determinazione della resistenza di progetto R_d si assumono prudenzialmente i seguenti **parametri geotecnici caratteristici cautelativi**, relativi ai termini coesivi degli strati di base, sollecitati dalle tensioni trasmesse dalla fondazione:

coesione non drenata: $c_{u,k} = 80 \text{ kPa}$

peso di volume asciutto: $\gamma_{d,k} = 18.5 \text{ kN/m}^3$

peso di volume saturo: $\gamma_{s,k} = 19.0 \text{ kN/m}^3$

(Si ricorda che teoricamente il valore caratteristico k di un parametro geotecnico rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove; per determinarlo è quindi necessario disporre di un discreto numero di dati.)

Dai parametri geotecnici caratteristici di cui sopra si perviene ai valori dei parametri di progetto mediante la relazione:

Parametro di progetto = Parametro caratteristico / γ_M

dove con **Approccio 2 – Combinazione 1 (GEO)**: $\gamma_M = 1.0$.

Si confermano pertanto i seguenti **parametri geotecnici di progetto**:

coesione non drenata: $c_{u,d} = 80$ kPa

peso di volume asciutto: $\gamma_{d,d} = 18.5$ kN/m³

peso di volume saturo: $\gamma_{s,d} = 19.0$ kN/m³

Utilizzando la formula di Terzaghi per fondazioni quadrate in terreni coesivi, si perviene al seguente valore della resistenza degli strati di base:

$$R = 1.2 C_u N_c + \gamma D N_q$$

nella quale:

R	=	kPa	Resistenza limite
D	=	1.0 m	profondità di imposta da p.c.
$\gamma_{d,k}$	=	18.5 kN/m ³	peso di volume
$\gamma_{d,k}$	=	19.0 kN/m ³	peso di volume immerso
c_u	=	80 kPa	coesione non drenata
N_c	=	5.14	fattore di capacità portante
N_q	=	1.00	fattore di capacità portante

Si ottiene, considerando la falda a -1.0 m da p.c.:

$R \cong 4401$ kN (fondazione quadrata 3.0 x 3.0 m)

Da cui si ottiene:

$$R_d(\text{resistenza di progetto}) = R/\gamma_R = 4401/2.3 \cong \mathbf{1914 \text{ kN}}$$

(dove γ_R rappresenta il coefficiente parziale R3)

La resistenza di progetto calcolata (R_d) dovrà essere confrontata con l'azione di progetto (E_d) e qual'ora risultasse $R_d > E_d$, la verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) sarà soddisfatta.

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

CEDIMENTI EDOMETRICI

La valutazione del cedimento di consolidazione prevedibile è fatta ipotizzando per il terreno un modello di comportamento di tipo edometrico, mediante la formula:

$$\Delta S_i = (H_i \times \Delta P_i) / E'_i$$

$$S = \sum \Delta S_i$$

Nell' ipotesi di una fondazione quadrata con lato $B = 3.0$, impostata a $- 1.0$ m dall'attuale p.c., che trasmette agli strati di fondazione un incremento netto di pressione permanente pari a 142 kPa (comprensivo del peso del plinto e del bicchiere ipotizzato e del peso di terreno rimosso), si stima il seguente cedimento edometrico:

Verticale	Cedimento edometrico teorico (cm)
CPT1	6.6
CPT2	7.5

Il valore ottenuto è riferito al centro di una fondazione teorica, considerata perfettamente flessibile; il cedimento reale previsto, di una fondazione dotata di una sua rigidità, è valutabile pari a circa il 75% di quello della fondazione flessibile.

Verticale	Cedimento edometrico reale previsto (cm)
CPT1	5.0
CPT2	5.6

Per i dettagli si rimanda ai report di calcolo allegati.

CALCOLO DEI CEDIMENTI

$$\text{Schema Edometrico Monodimensionale } dS = H \times dPv \times Mv = H \times dPv / E'$$

Penetrometria di riferimento: CPT 1

Tipo di fondazione: PLINTO

Quota del piano di posa (m): -1

Dimensioni della fondazione Larghezza (m): 3,0 Lunghezza (m): 3,0

Carico sul terreno (kPa): 142

QUOTE DELLO STRATO (m)		SPESSORE (cm)	INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA	Rp (MPa)	E' (MPa)	dPv (kPa)	dS (cm)
-1	-1,1	10	ARGILLA LIMOSA	1,73	6,12	142,00	0,232
-1,1	-3,7	260	ARGILLA E LIMO	2,58	7,18	104,25	3,775
-3,7	-4,5	80	SABBIA LIMOSA	5,33	10,45	45,58	0,349
-4,5	-5,1	60	ARGILLA LIMOSA	0,65	2,38	33,52	0,844
-5,1	-5,7	60	SABBIA E LIMO	3,16	6,20	26,40	0,256
-5,7	-6,1	40	ARGILLA LIMOSA	0,61	2,40	21,98	0,367
-6,1	-6,9	80	SABBIA LIMOSA	7,17	12,64	17,95	0,114
-6,9	-7,5	60	ARGILLA LIMOSA	1,12	4,13	14,47	0,210
-7,5	-8,7	120	LIMO ARGILLOSO	3,32	8,14	11,27	0,166
-8,7	-9,5	80	SABBIA	7,98	13,89	8,80	0,051
-9,5	-10,9	140	ARGILLA LIMOSA	1,11	4,14	6,91	0,233

CEDIMENTO TOTALE PREVEDIBILE cm 6,6

Simbologia

Rp : Resistenza alla punta (MPa)

E' : Modulo Edometrico (MPa)

dPv : Incremento di pressione verticale (kPa)

dS : Cedimento dello strato (cm)

CALCOLO DEI CEDIMENTI

$$\text{Schema Edometrico Monodimensionale } dS = H \times dPv \times Mv = H \times dPv / E'$$

Penetrometria di riferimento: CPT 2

Tipo di fondazione: PLINTO

Quota del piano di posa (m): -1

Dimensioni della fondazione Larghezza (m): 3,0 Lunghezza (m): 3,0

Carico sul terreno (kPa): 142

QUOTE DELLO STRATO (m)		SPESSORE (cm)	INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA	Rp (MPa)	E' (MPa)	dPv (kPa)	dS (cm)
-1	-1,1	10	ARGILLA LIMOSA	1,05	3,97	142,00	0,358
-1,1	-3,7	260	ARGILLA E LIMO	2,09	5,53	104,25	4,902
-3,7	-4,5	80	SABBIA LIMOSA	6,35	12,45	45,58	0,293
-4,5	-5,1	60	ARGILLA PROB ORGANICA	0,61	2,27	33,52	0,888
-5,1	-5,7	60	LIMO E SABBIA	4,08	7,84	26,40	0,202
-5,7	-6,3	60	ARGILLA LIMOSA	1,43	5,17	21,23	0,246
-6,3	-6,9	60	SABBIA LIMOSA	9,04	15,89	17,38	0,066
-6,9	-7,7	80	ARGILLA LIMOSA	1,17	4,30	14,05	0,262
-7,7	-9,5	180	SABBIA	11,76	19,11	9,92	0,093
-9,5	-10,9	140	ARGILLA LIMOSA	1,21	4,32	6,91	0,224

CEDIMENTO TOTALE PREVEDIBILE cm 7,5

Simbologia

Rp : Resistenza alla punta (MPa)

E' : Modulo Edometrico (MPa)

dPv : Incremento di pressione verticale (kPa)

dS : Cedimento dello strato (cm)

RISPOSTA SISMICA LOCALE

L'area in oggetto, ubicata nel comune di Zero Branco, è stata confermata "zona 3", ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003 e successive modifiche.

Secondo quanto prescritto dalle NTC2008 "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 14.01.2008 ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni):

A) formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.

B) Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_U > 250$ kPa).

C) Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_U < 250$ kPa).

D) Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_U < 70$ kPa).

E) Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 metri, giacenti su di un substrato di materiali più rigido con $V_{S30} > 800$ m/s.

Inoltre:

S1) Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($I_p > 40$) e contenuto in acqua, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa)

S2) Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Nelle definizioni precedenti V_{S30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{S30} = 30 / (\sum h_i / V_i)$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei 30 metri superiori.

Il sito viene classificato sulla base del valore di V_{S30} se disponibile, altrimenti sulla base di N_{SPT} o C_u .

Nello specifico, per la stima della V_{S30} e quindi della categoria di sottosuolo sulla base della prova penetrometrica più profonda, è stata utilizzata la relazione di Robertson et al. (1992) che mette in correlazione la resistenza alla punta misurata in fase di prova CPT (q_c) con la velocità delle onde di taglio (V_s):

$$V_s = \left[10^{0.55 I_c + 1.68} \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{p_a} \right]^{0.5}$$

dove p_a rappresenta la pressione atmosferica e σ_{vo} la pressione litostatica alla profondità di calcolo.

Il calcolo di cui sopra, eseguito per tutti i valori di q_c rilevati con passo 20 cm nella prove CPT, ha permesso stimare una velocità media delle onde di taglio nei primi 17 m di sottosuolo $V_s \cong 200$ m/s.

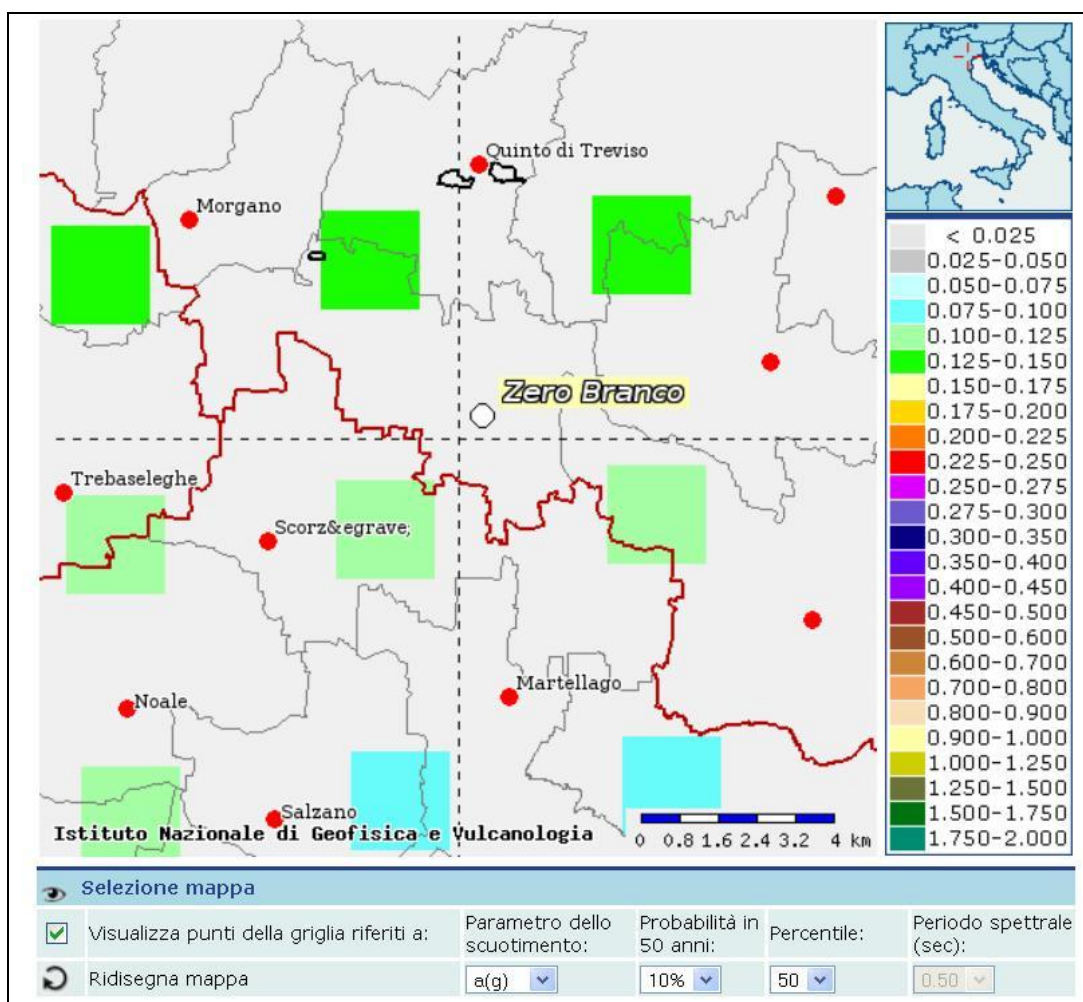
Tenendo conto del dato di V_s rilevato in sito e delle caratteristiche geologiche e stratigrafiche conosciute per questa parte della pianura, è ragionevole classificare il terreno in **categoria C**.

CATEGORIA TOPOGRAFICA

Il lotto di studio insiste su di un'area pianeggiante posta a una quota media di circa 16.5 m s.l.m.; la superficie topografica è pertanto classificabile in **categoria T1** *“superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”*.

PERICOLOSITA' DEL SITO

Nella figura seguente si riportano i valori di pericolosità sismica del territorio nazionale (INGV) espresso in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% (SLV) in 50 anni riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s; cat. A).



*VERIFICA ALLA STABILITA' NEI
CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE*

E' stata valutata la stabilità dei terreni di fondazione nei confronti della liquefazione, come stabilito dalle nuove norme tecniche NTC 2008.

La verifica è stata eseguita utilizzando le resistenze misurate durante la prova CPT, inserendo il file dati penetrometrici nel software Liquefy v. 2.6.

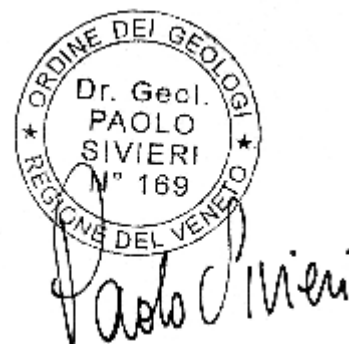
Le azione sismiche considerate sono state cautelativamente riferite allo stato limite di salvaguardia vita (SLV).

Questi i dati sismici di input:

- Accelerazione massima al suolo: 0.19 g (SLV)
- Magnitudo atteso nel sito: 6.0
- Categoria del sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

L'analisi è stata eseguita con il metodo *Robertson et al. (1998)*, assumendo come suscettibili di liquefazione solo quei punti aventi indice I_c (Soil Behaviour Type Index; indice funzione della resistenza alla punta e dell'attrito laterale misurato nella prova CPT) minore di 2.6, secondo quanto prevede il criterio di calcolo del metodo Robertson & Wride.

L'analisi, di cui si riporta il dettaglio in allegato, ha permesso di stabilire che i terreni di fondazione risultano stabili nei confronti della liquefazione per quanto riguarda gli stati limite di salvaguardia vita (SLV).



ELENCO DEGLI ALLEGATI

- INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO DELL'AREA DI INDAGINE
- UBICAZIONE DELL'AREA DI INDAGINE
- ESTRATTO DALLA CARTA DEI SUOLI DELLA PROVINCIA DI TREVISO
- UBICAZIONE PLANIMETRICA DELLE VERTICALI DI INDAGINE
- DIAGRAMMI DELLE PROVE PENETROMETRICHE E
MODELLI GEOTECNICI
- VERIFICA ALLA STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

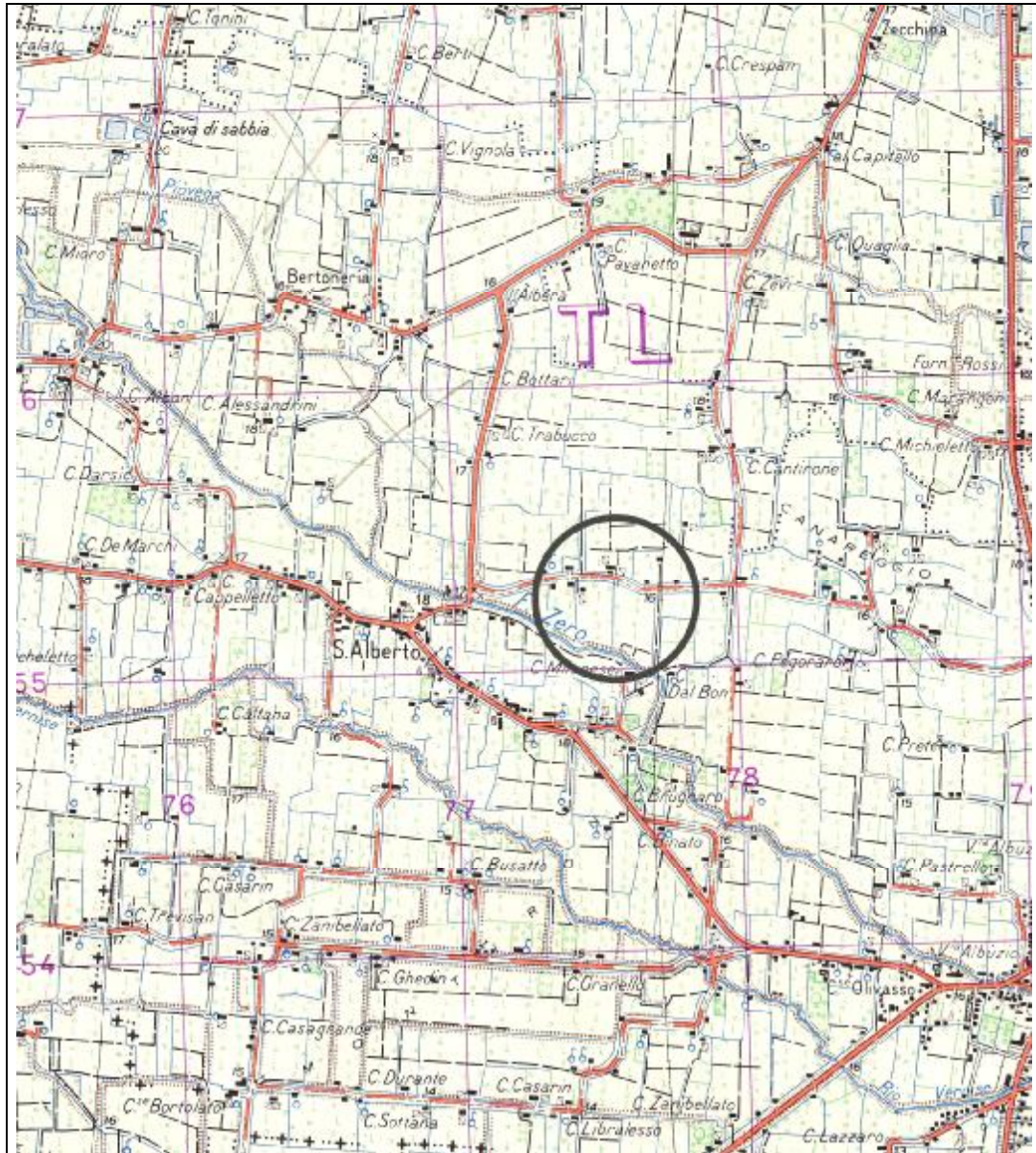


FIGURA 1 - SCALA 1 : 25.000
INQUADRAMENTO TOPOGRAFICO DELL'AREA DI INDAGINE

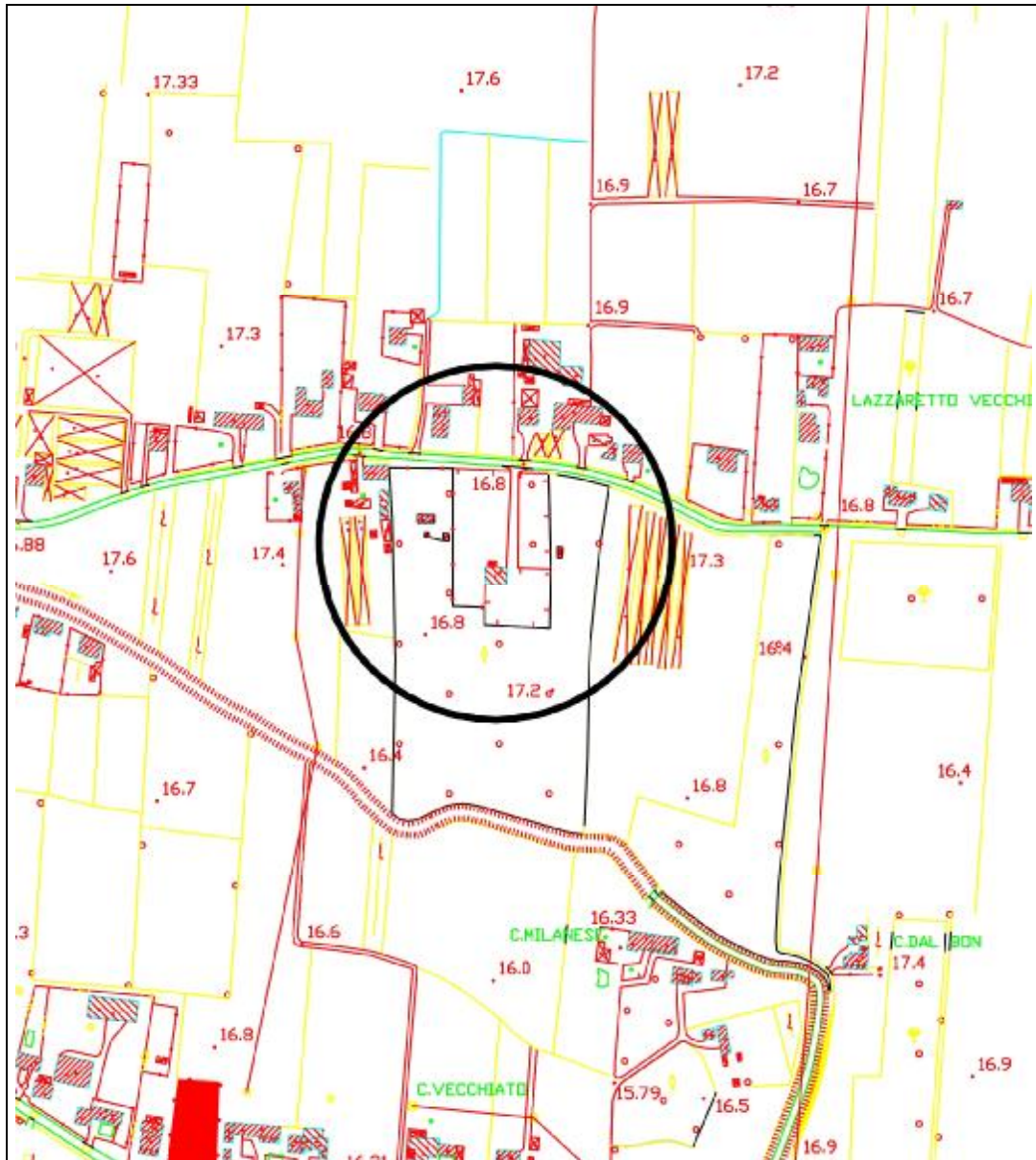


FIGURA 2 - SCALA 1 : 5.000
UBICAZIONE DELL'AREA DI INDAGINE

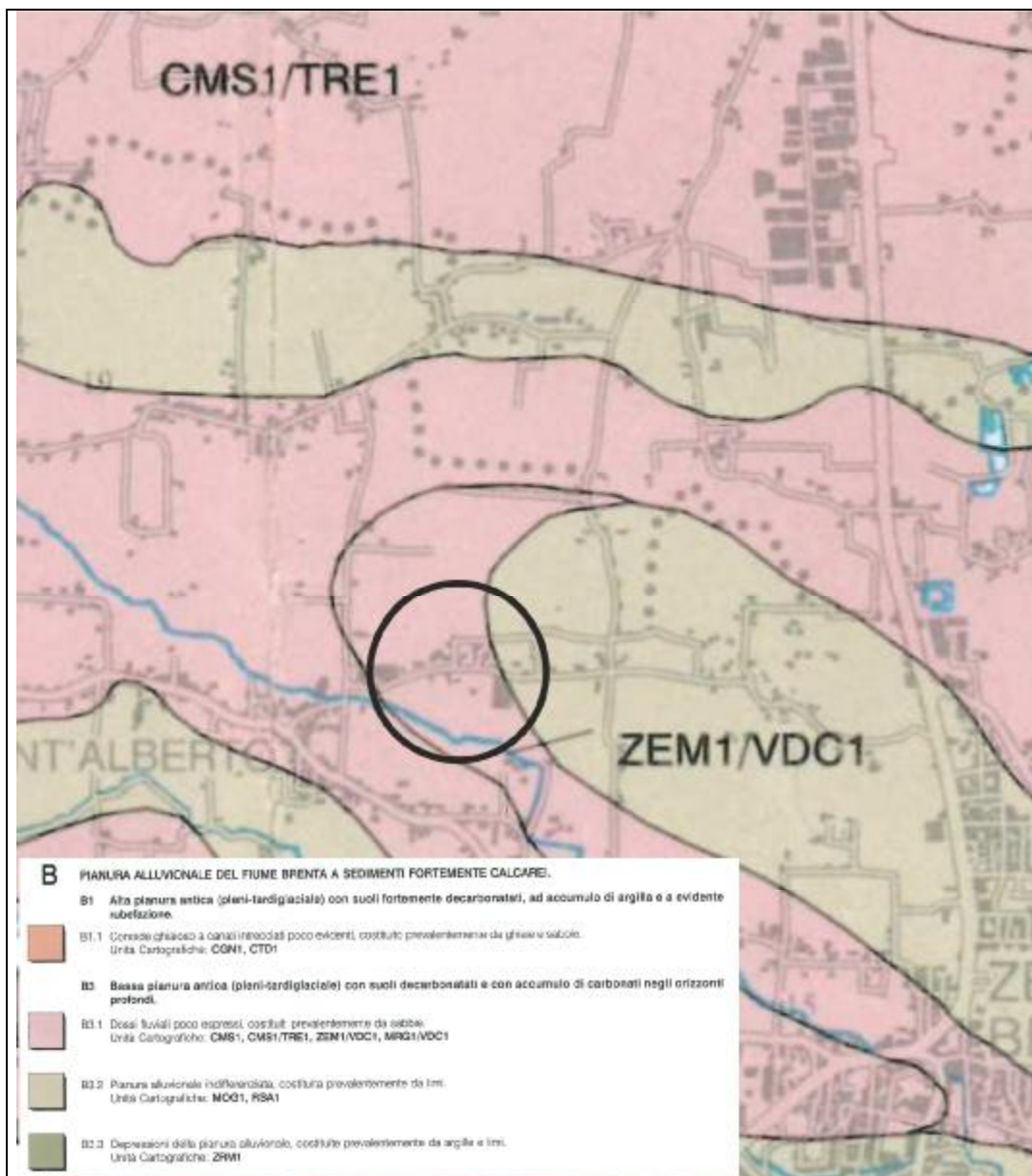
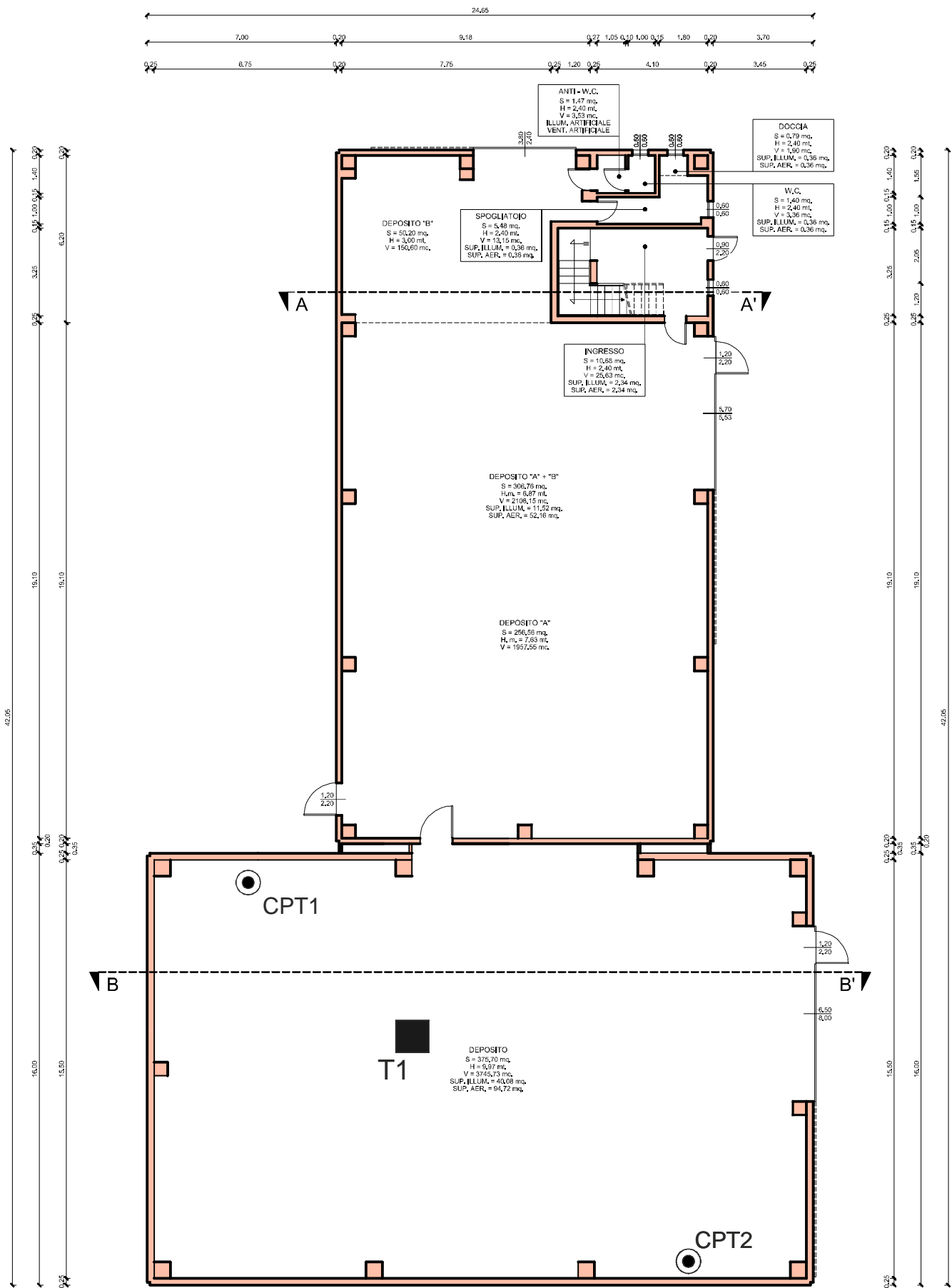


FIGURA 3 – SCALA 1 : 25.000
ESTRATTO DALLA CARTA DEI SUOLI DELLA PROVINCIA DI TREVISO



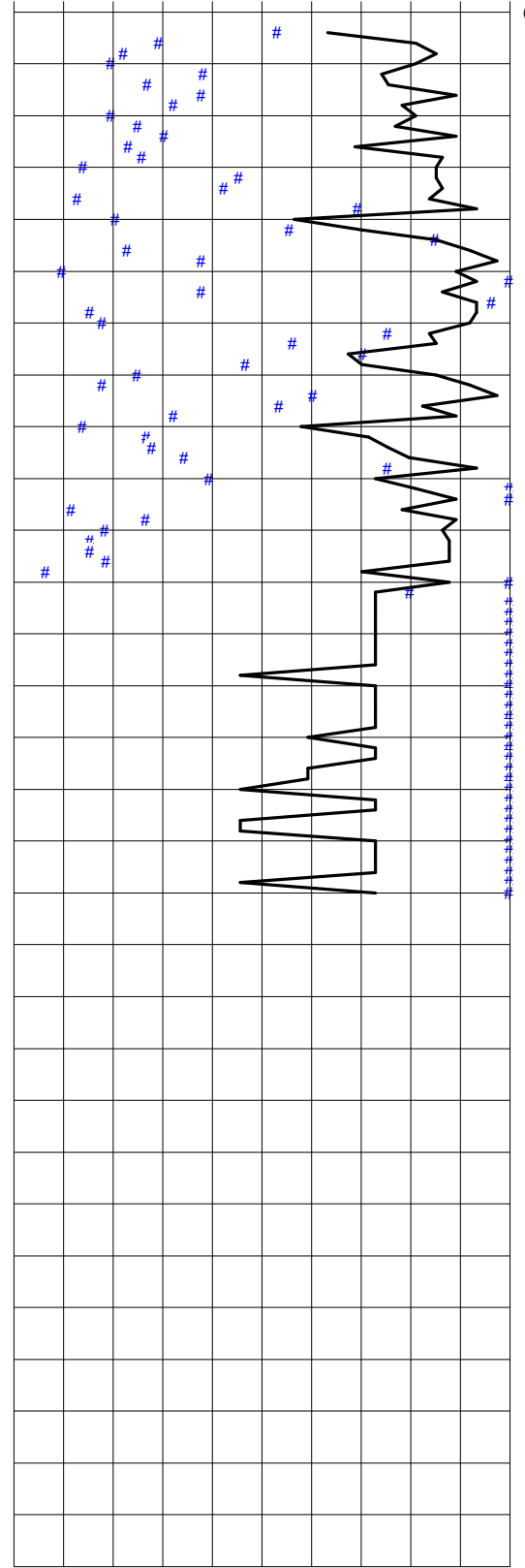
**FIGURA 4 - SCALA 1 : 200
 UBICAZIONE DELLE PROVE CPT**



RAPPORTO Rp/RI (BEGEMANN) #

0 16 32 60 100
 T A AL LS SL S GS

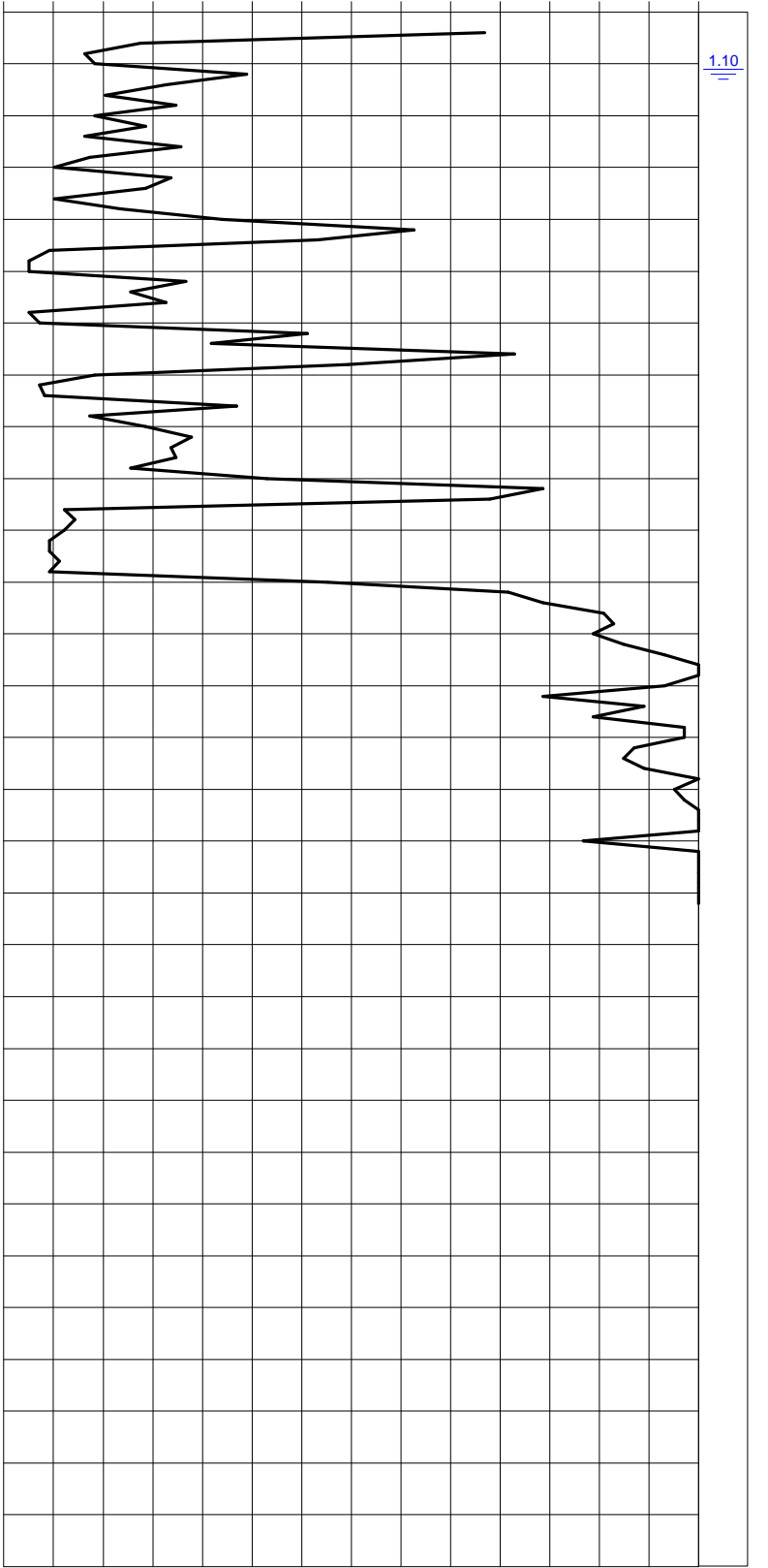
RI : ATTRITO LATERALE LOCALE (kPa)
 600 500 400 300 200 100 0



PENETROMETRO STATICO OLANDESE

Rp : RESISTENZA ALLA PUNTA (MPa)

0 2 4 6 8 10 20 30 Falda



MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO

Penetrometria di riferimento : ZERO BRANCO 1

Committente : CASAGRANDE ROTTAMI S.R.L.
 Cantiere : ZERO BRANCO, VIA BETTIN

Data : 04/06/2014
 Quota zero : -0.19 m DA C.S.

QUOTE DELLO STRATO (m)	SPESSORE (cm)	INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA	Rp media MPa	RI media kPa	E' Mpa	φ (gradi)	Cu kPa
-0,30 -0,70	40	TERRENO SABBIOSO	6,22	139,40	13,54	36	0,0
-0,70 -1,10	40	ARGILLA LIMOSA	1,73	85,00	6,12	0	86,7
-1,10 -3,70	260	ARGILLA E LIMO	2,58	92,58	7,18	0	129,1
-3,70 -4,50	80	SABBIA LIMOSA	5,33	119,00	10,45	35	0,0
-4,50 -5,10	60	ARGILLA LIMOSA	0,65	36,27	2,38	0	32,3
-5,10 -5,70	60	SABBIA E LIMO	3,16	45,33	6,20	32	0,0
-5,70 -6,10	40	ARGILLA LIMOSA	0,61	37,40	2,40	0	30,6
-6,10 -6,90	80	SABBIA LIMOSA	7,17	117,30	12,64	36	0,0
-6,90 -7,50	60	ARGILLA LIMOSA	1,12	43,07	4,13	0	56,1
-7,50 -8,70	120	LIMO ARGILLOSO	3,32	120,13	8,14	0	165,8
-8,70 -9,50	80	SABBIA	7,98	79,90	13,89	37	0,0
-9,50 -10,90	140	ARGILLA LIMOSA	1,11	80,63	4,14	0	55,4
-10,90 -16,10	520	SABBIA	24,72	161,89	36,45	45	0,0
-16,10 -17,20	110	GHIAIA SABBIOSA	37,54	163,20	41,98	45	0,0

Simbologia

Rp : Resistenza alla punta (MPa)

RI : Resistenza laterale (kPa)

E' : Modulo Edometrico (MPa)

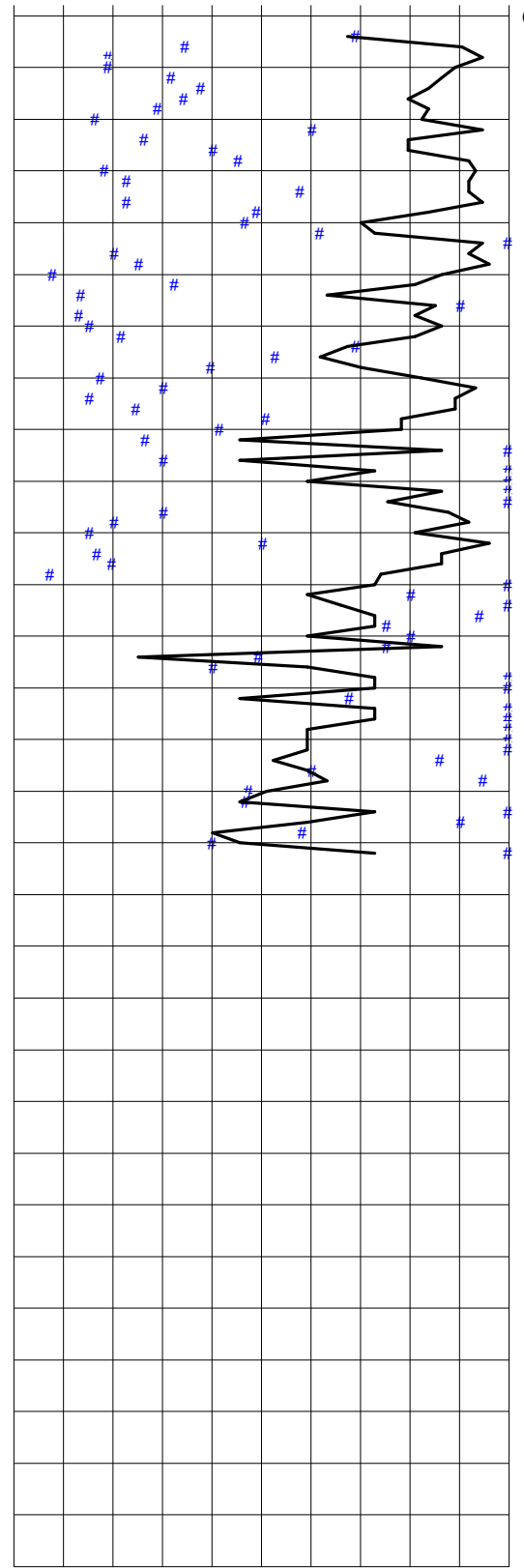
Phi : Angolo d'attrito interno

Cu : Coesione non drenata (kPa)

RAPPORTO Rp/RI (BEGEMANN) #

0 16 32 60 100
T A AL LS SL S GS

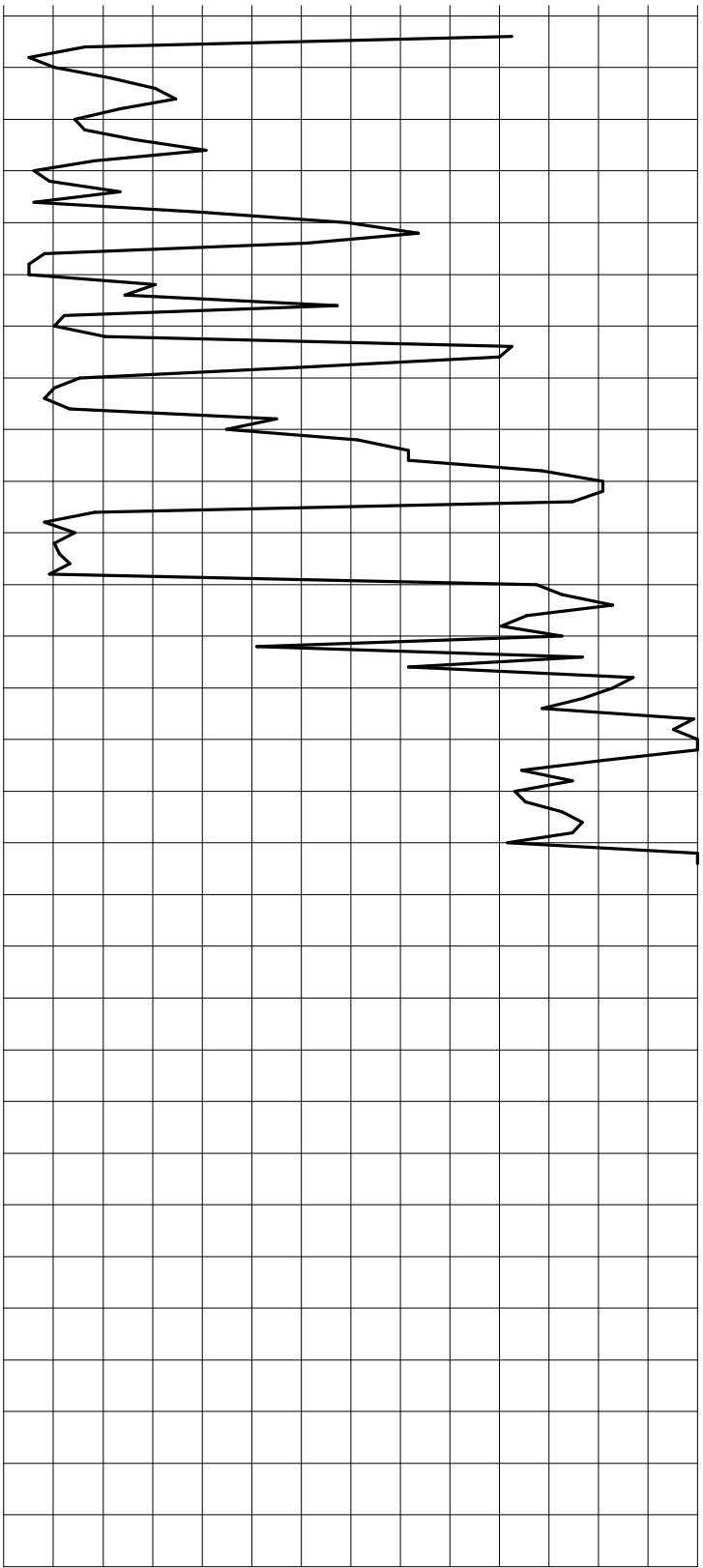
RI : ATTRITO LATERALE LOCALE (kPa)
600 500 400 300 200 100 0



PENETROMETRO STATICO OLANDESE

Rp : RESISTENZA ALLA PUNTA (MPa)

0 2 4 6 8 10 20 30



PENETROMETRO Gouda 20 t	OPERATORE DOTT. G. MONTANARI	ELABORAZIONE DOTT. L. DAL COLLE	REVISIONE 18/06/2014
----------------------------	---------------------------------	------------------------------------	-------------------------

MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO

Penetrometria di riferimento : ZERO BRANCO 2

Committente : CASAGRANDE ROTTAMI SRL
 Cantiere : ZERO BRANCO, VIA BETTIN

Data : 04/06/2014
 Quota zero : - 0.3 m da c.s.

QUOTE DELLO STRATO (m)	SPESSORE (cm)	INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA	Rp media MPa	RI media kPa	E' Mpa	ϕ (gradi)	Cu kPa
-0,30 -0,50	20	TERRENO SABBIOSO	11,22	163,20	16,49	38,7	0,0
-0,50 -1,10	60	ARGILLA LIMOSA	1,05	43,07	3,97	0,0	52,7
-1,10 -3,70	260	ARGILLA E LIMO	2,09	64,34	5,53	0,0	104,4
-3,70 -4,50	80	SABBIA LIMOSA	6,35	98,60	12,45	35,9	0,0
-4,50 -5,10	60	ARGILLA PROB ORGANICA	0,61	43,07	2,27	0,0	30,6
-5,10 -5,70	60	LIMO E SABBIA	4,08	117,87	7,84	34,0	0,0
-5,70 -6,30	60	ARGILLA LIMOSA	1,43	86,13	5,17	0,0	71,4
-6,30 -6,90	60	SABBIA LIMOSA	9,04	167,73	15,89	37,5	0,0
-6,90 -7,70	80	ARGILLA LIMOSA	1,17	57,80	4,30	0,0	58,7
-7,70 -9,50	180	SABBIA	11,76	151,11	19,11	39,0	0,0
-9,50 -10,90	140	ARGILLA LIMOSA	1,21	68,97	4,32	0,0	60,5
-10,90 -16,10	520	SABBIA	17,82	196,68	26,64	42,5	0,0
-16,10 -16,40	30	GHIAIA SABBIOSA	36,72	136,00	53,98	45,0	0,0

Simbologia

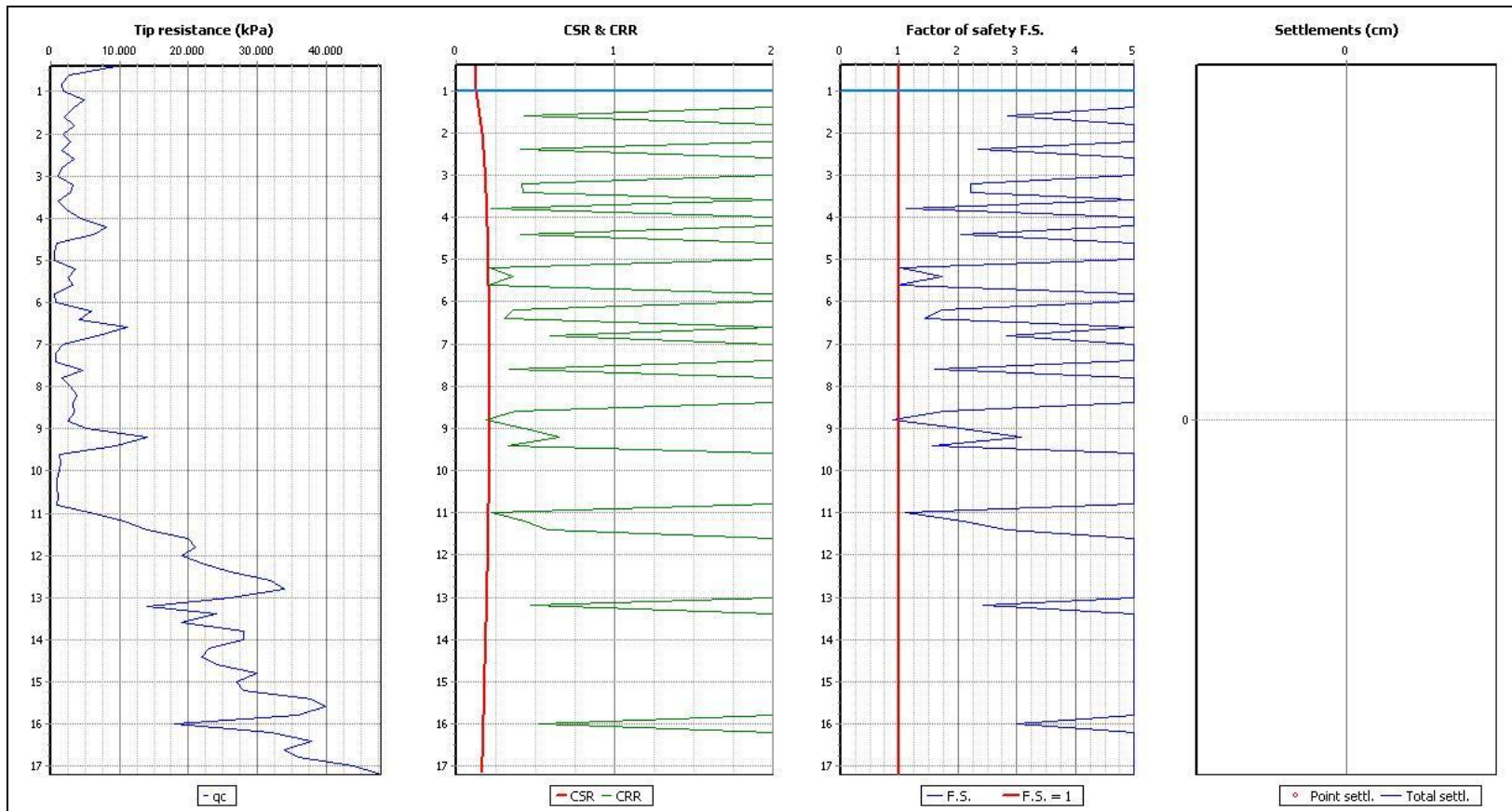
Rp : Resistenza alla punta (MPa)

RI : Resistenza laterale (kPa)

E' : Modulo Edometrico (MPa)

Phi : Angolo d'attrito interno

Cu : Coesione non drenata (kPa)



VERIFICA ALLA STABILITA' DEI TERRENI DI FONDAZIONE NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE