

**Proposta di realizzazione di un Comparto Produttivo Agroalimentare tra Emilia Wine s.c.a. e PreGel s.p.a.
mediante Accordo di Programma in variante alla pianificazione territoriale ed urbanistica
ai sensi degli artt. 59 e 60 della L.R. 24 / 2017
in via 11 settembre 2001, Arceto di Scandiano (RE)**

PROGETTO DEFINITIVO

Proponenti:

Lares Srl

via E. Comparoni, 64 - 42122 Gavasseto, Reggio Emilia

Lares s.r.l.
Sede Legale: Via Comparoni n. 64
42122 REGGIO EMILIA
Indirizzo Postale: C.P. 10 SUCC. 2
42121 REGGIO EMILIA
Cod. Fisc. e Part. I.V.A. 01514730356

PreGel Spa

via E. Comparoni, 64 - 42122 Gavasseto, Reggio Emilia

PreGel
Your passion. Our ingredients.

PreGel s.p.a.
PO BOX 19 SUCC. 2 - 42121 REGGIO EMILIA
Via Comparoni n. 64 - GAVASSETO
42122 REGGIO EMILIA (Italy)
Cod. Fisc./Part. I.V.A. 01133190353

Emilia Wine Sca

via 11 Settembre 2001, 3 - 42019 Arceto di Scandiano (RE)

EMILIA WINE®
SOCIETÀ COOPERATIVA AGRICOLA

Emilia Wine s.c.a.
Via 11 Settembre 2001, 3 - 42019 Arceto di Scandiano (RE) - ITALY
Tel. 0522-688107 - Fax 0522-688637
Prog. Imp. (RE) - C.F. - P.Iva: 01138230352 - REA CCIAA RE 40079

Progetto urbanistico, architettonico, infrastrutturale e coordinamento generale:

Andrea Oliva architetto

via L. Ariosto 17 - 42121 Reggio Emilia
tel 0522 1713846 - info@cittaarchitettura.it
ing. Giacomo Fabbi, arch. Luca Parini,
arch. Luca Paroli, arch. Marinella Soliani

Progetto Strutturale:

Studio Tecnico Associato Abaton

viale Martiri della Libertà 16 - 42019 Scandiano (RE)
ing. Sergio Spallanzani

Progetto Impianti Elettrici e Speciali:

Eta Studio Srl

via F. Cassoli 12 - 42123 Reggio Emilia
p.i. Fabrizio Costoli, p.i. Claudio Villa

Progetto Impianti Meccanici e Idrici antincendio:

MBI Energie Srl

via degli Artigiani 27 - 42019 Scandiano (RE)
ing. Federico Mattioli

Progetto Prevenzione Incendi, Sicurezza in fase di Progettazione e Rapporto Ambientale VAS:

SIL engineering Srl

via Aristotele 4 - 42122 Reggio Emilia
PREV. INCENDI: p.i. Massimo Sambuchi, ing. Andrea Prampolini
SICUREZZA: p.i. Massimo Sambuchi
AMBIENTE: dott. Manuela Salsi

- UR PROGETTO URBANISTICO
- AR PROGETTO ARCHITETTONICO
- IN PROGETTO INFRASTRUTTURALE
- ST PROGETTO STRUTTURALE
- IE PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI
- IM PROGETTO IMPIANTI MECCANICI
- IA PROGETTO IMPIANTI IDRICI ANTINCENDIO
- VF PROGETTO PREVENZIONE INCENDI
- SIC PROGETTO SICUREZZA
- VAS RAPPORTO AMBIENTALE VAS

oggetto: **RELAZIONE GEOLOGICA, SISMICA E PRIMA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA**

scala:

revisione:

data: Settembre 2018

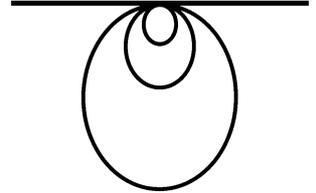


ST.RG.01



STUDIO GEOLOGI ASSOCIATI

DI MAMBRINI – FARIOLI – CASSINADRI – CAMPIOLI - CASALI
42124 REGGIO EMILIA – VIA EMILIA ALL'ANGELO, 14
TELEFONO E FAX: 0522.934730
E.MAIL: GEOLOGRE@TIN.IT - GEOLOG@GEOLOGO-SC.IT -
P.IVA E C.F..02790320358



Comune di Scandiano
Provincia di Reggio Emilia



**Ampliamento della sede aziendale in via 11 Settembre 2001
ad Arceto di Scandiano**

Relazione geologica, sismica e prima caratterizzazione geomeccanica

Agosto 2018

GEOLOGIA APPLICATA	Indice	
	1	PREMESSA2
	2	QUADRO GEOMORFOLOGICO2
	3	SONDAGGI3
GEOFISICA	3.1	Interpretazione dei CPT 3
	4	STRATIGRAFIA.....4
	5	SUDDIVISIONE IN COMPARTI E QUADRO GEOMECCANICO5
	5.1	Zona dei Magazzini automatizzati (pallet e scatole) 5
GEOTECNICA	5.2	Area picking..... 9
	6	CONSIDERAZIONI GEOLOGICO-TECNICHE..... 13
	6.1	Magazzini automatizzati (pallet e scatole) 14
	6.2	Area picking..... 15
	6.3	Palazzina (Headquater e International Trading Center) 18
IDROGEOLOGIA E IDROLOGIA	7	SALVAGUARDIA CAMPO-POZZI (ARCETO CAMPASSI) 19
	8	RISCHIO ALLUVIONALE 20
	9	EFFETTI SISMICI LOCALI..... 22
	9.1	Rischio liquefazione 26
MODELLI MATEMATICI	10	CONCLUSIONI..... 26

Tavole

- 1. Ubicazione sondaggi
- 2-19. Diagrammi CPT
- 20-37. Interpretazioni CPT
- 38-40. Logs sondaggi a rotazione
- 41-43. Raccolta fotografie cassette sondaggi
- 44-45. Sezioni geologiche
- 46-63. Verifica rischio liquefazione

Allegati

- Report indagini sismiche
- Calcolo pali CFA Trevi Group



Handwritten signature in blue ink.

1 PREMESSA

PREGEL S.P.A. intende realizzare un ampliamento della sede aziendale in Via 11 Settembre 2001 ad Arceto di Scandiano, nel settore evidenziato in figura 1.



figura 1

Il progetto comprende un magazzino automatico robotizzato ed una palazzina.

Nel presente rapporto espongo i risultati della campagna geognostica concordata con il Progettista e la caratterizzazione geomeccanica dei terreni indagati; inoltre affronto il tema della risposta sismica locale.

Il panorama dei dati geomeccanici potrà essere affinato una volta disponibili i risultati delle prove di laboratorio geotecnico sui campioni di terreno considerati rappresentativi.

L'ambito normativo è il D.M. 14.01.2008 ed il suo recente *Aggiornamento* (Decreto 17 Gennaio 2018).

2 QUADRO GEOMORFOLOGICO

L'area d'interesse si trova poco a Nord di Scandiano, presso la frazione di Arceto.

Alta Pianura quindi, a morfologia piatta; la quota sul livello medio del mare è 77 m.

Dal punto di vista geologico il substrato della zona è costituito da un potente spessore di terre fini (argille e limi) con intercalati sporadici livelli ghiaiosi e sabbiosi; i sedimenti fini assommano le frazioni granulometriche decantate in acque ferme mentre quelli grossolani sono sedimenti di corrente trattiva.

Tali depositi fanno capo all'antica conoide del Torrente Tresinaro, che nel Quaternario si allargava ad Ovest dell'attuale corso; il tracciato primitivo è segnalato dai toponimi della zona (Chiesa di Sabbione, Piazza di Sabbione)

La prima falda è di tipo semiconfinato negli orizzonti ghiaiosi; misure effettuate nei fori di sondaggio collocano la piezometrica intorno a - 5.0 m dal piano campagna.

3 SONDAGGI

Considerata la natura dei terreni, in accordo con il Progettista si è proceduto ad una tornata di prove penetrometriche statiche (CPT 1÷18), seguita da alcuni carotaggi (S 1÷3).

L'ubicazione dei sondaggi è nella tavola 1 a fondo testo; come si vede la posizione delle verticali non circoscrive esattamente le aree d'imposta, causa lo spostamento degli edifici rispetto alla planimetria fornita in prima istanza.

Seguono i diagrammi CPT risultanti (tavv. 2÷19), le relative interpretazioni (tavv. 20÷37), i logs stratimetrici dei carotaggi (tavv. 38÷40) comprendenti i risultati dei test speditivi in situ, le quote dei campionamenti, le annotazioni d'interesse e le sequenze delle carote estratte (tavv. 41÷43).

3.1 Interpretazione dei CPT

Queste riguardano:

la classificazione litologica secondo l'abaco in figura 2 (Schmertmann, 1978); la curva in rosso individua la discriminante adottata tra le terre incoerenti e coesive.

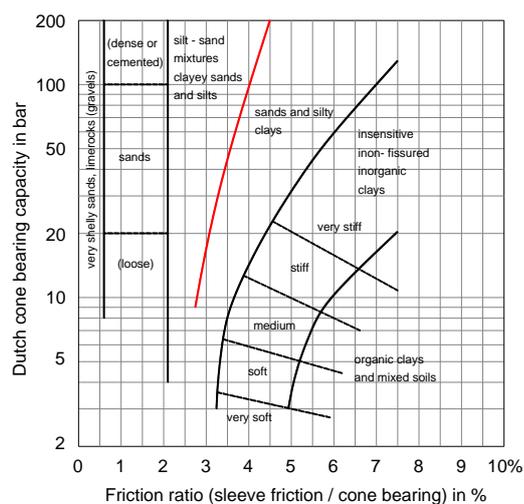


figura 2

l'angolo ϕ' per le terre giudicate incoerenti, secondo l'abaco di Durgunoglu e Mitchell, 1975, in figura 3.

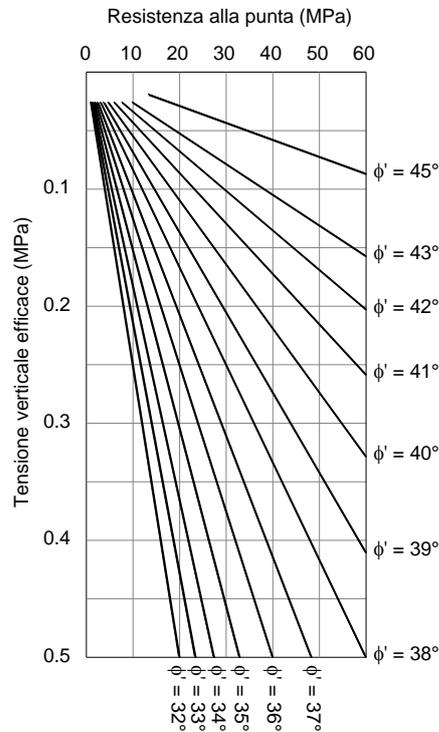


figura 3

la coesione non-drenata c_u delle terre giudicate coesive, secondo la notazione empirica frutto di nostre esperienze sui suoli padani:

$$c_u = \lambda (q_c - \sigma'_{v0}) / (q_c / 4 + 15)$$

con q_c = resistenza alla punta, $\lambda = 0.75$ per i loams, 1.00 per le argille "magre", 1.25 per le argille "grasse", 1.50 per le torbe, σ'_{v0} = tensione litostatica efficace espressa in bar, così come q_c ;

il rapporto di sovraconsolidazione OCR, secondo con Ladd e Foot, 1974, nella versione:

$$c_u / \sigma'_{v0} = (0.23 \pm 0,04) \text{OCR}^{0.8}$$

4 STRATIGRAFIA

Dalle prove effettuate può essere tratto il quadro litologico generale, illustrato nelle sezioni geologiche delle tavole 44÷45, vale a dire:

- banco A, da 0 a 8÷9 m: terre soprattutto coesive (argille, limi) nei primi metri, generalmente sovraconsolidate per essiccamento, distribuite in modo discontinuo, seguite da terreni misti (argille-limose, limi argilloso-sabbiosi, sabbie limose) leggermente sovraconsolidati;
- banco B, da 8÷9 a 12÷15 m: terre prevalentemente incoerenti (ghiaie con orizzonti sabbiosi e limosi); il banco è del tutto assente nello spigolo indagato da CPT 8 e 9;
- banco C, da 12÷15 a 20÷22 m: terre coesive (argille, limi) e miste (limi e limi sabbiosi) con orizzonti leggermente sovraconsolidati;
- banco D, da 20÷22 a 24÷25 m: terre incoerenti (ghiaie e sabbie); tale strato è assente presso il fronte Ovest del magazzino automatico-scatole, indagato da S1;
- banco E, da 24÷25 fino a 30 m: prevalenza di terre miste (limi, limi sabbiosi e sabbie) da leggermente sovraconsolidate a normalconsolidate.

Intorno a 30 m di profondità i carotaggi e alcuni CPT (7, 10) hanno intercettato il tetto di un ulteriore banco incoerente.

5 SUDDIVISIONE IN COMPARTI E QUADRO GEOMECCANICO

5.1 Zona dei Magazzini automatizzati (pallet e scatole)

Nella figura 4 sono involuppati i valori della coesione non-drenata c_u ricavati dai CPT 1÷10 con quelli ottenuti dimezzando le misure al Pocket Penetrometer sulle carote estratte e con i termini resi dalle misure al Vane Test.

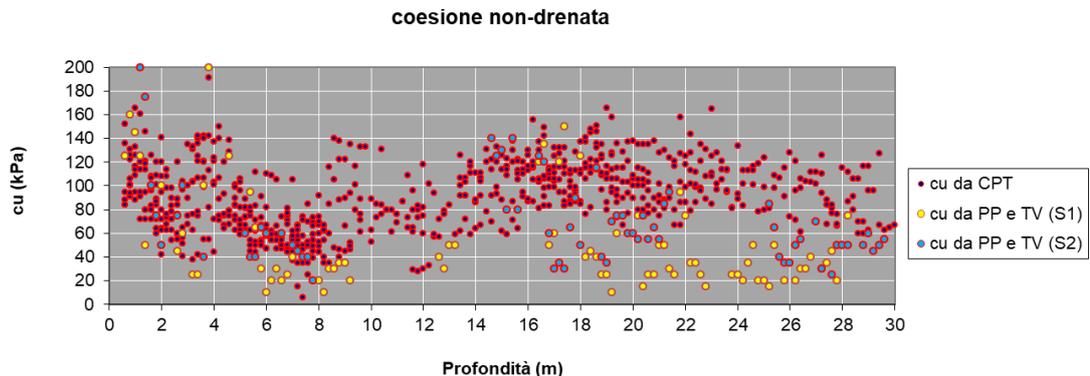


figura 4

La dispersione dei valori è da ascrivere in parte alle differenti vicissitudini dei materiali, segnatamente ai processi di sovraconsolidazione per essiccamento.

La ridotta coesione delle carote può essere attribuita sia al rammollimento indotto dalle operazioni di sondaggio e di estrusione dal carotiere, in particolare laddove prevale la componente limo-sabbiosa, sia all'incapacità degli utensili tascabili di determinare la resistenza a taglio di una terra mista, condizionata dalla componente coesiva e dall'attrito interno tra le particelle.

Premesso che la scelta dei parametri rappresentativi è prerogativa del Progettista, a parere di chi per affrontare le verifiche geotecniche a breve termine sono da privilegiare i valori tratti dai CPT.

Il trattamento statistico secondo il criterio del 5° percentile delle medie relative ai dati disponibili (escludendo quelli relativi agli strati più sovraconsolidati, giacchè diffusi in modo disomogeneo) porta ai seguenti risultati:

- coesione non-drenata del banco A; numero valori 281, media 68.7 kPa, deviazione standard 20.45 kPa, $c_{uk} = 66.7$ kPa;
- coesione non-drenata del banco C; numero valori 305, media 104.6 kPa, deviazione standard 22.4 kPa, $c_{uk} = 102.5$ kPa.

Riguardo al banco E, la prevalenza della frazione sabbiosa fa sì che il materiale risponda alle sollecitazioni in condizioni efficaci; quanto ai parametri di resistenza a taglio, si rimanda ai risultati delle prove di laboratorio (triassiali C.I.U), argomento di una successiva relazione integrativa.

In ordine alla compressibilità dei terreni, in figura 5 si riporta l'involuppo dei valori OCR.

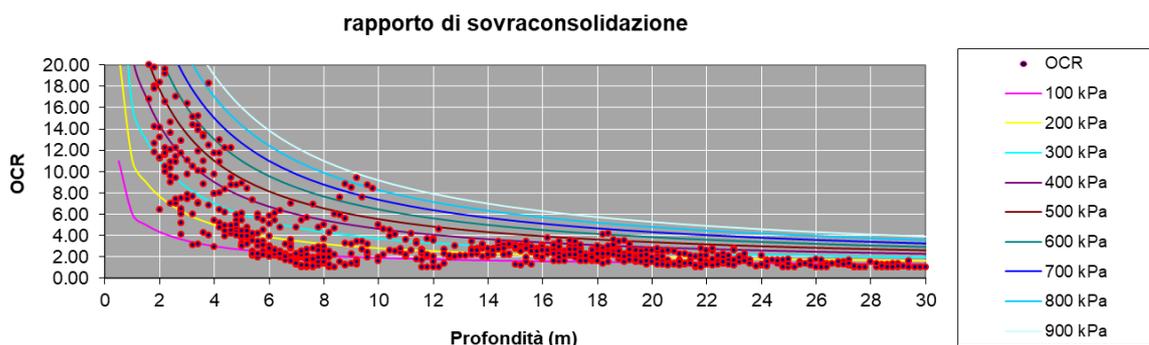


figura 5

E' bene ricordare che OCR esprime lo scostamento tra la consistenza misurata e quella che occorrerebbe attendersi nel medesimo terreno qualora la consolidazione fosse

avvenuta per effetto del solo carico litostatico; $OCR > 1$ indica ovviamente uno stato precompresso.

Nel caso specifico, il substrato risulta fortemente sovraconsolidato nei primi 5÷6 m; più sotto OCR decresce con la profondità sino a condizioni di leggera sovraconsolidazione.

Quest'ultima caratteristica è tuttavia derivata dal trattamento computazionale dei risultati, proprio per le argille in senso stretto; nel caso in esame, la consistente frazione limo-sabbiosa altera in qualche misura i valori estratti.

Occorre spiegare il significato delle iperboli disegnate in figura: esse riuniscono gli OCR che occorrerebbe attendersi per scarichi tensionali in superficie da 100 kPa (colore magenta) a 900 kPa (colore bianco) con passo di 100 kPa.

E' assodato che in Pianura padana, il suolo fu soggetto al solo accumulo sedimentario, non ad erosione, ma ciò non esclude processi diversi d'addensamento.

Al riassetto viscoso dell'aggregato prodotto dal tempo (aging), si associa in genere il ritiro per essiccamento estivo, fenomeno che addensa i fanghi decantati in superficie durante le alluvioni.

Il retaggio della consistenza acquisita si conserva, in parte, anche a seguito della reidratazione durante un nuovo episodio esondativo, dunque, ne rimane memoria nello strato sepolto dal nuovo apporto alluvionale.

La ciclicità di tale processo giustifica la sovraconsolidazione dei terreni coesivi eventualmente sommersi in falda, aspetto alquanto frequente nelle zone soggette ad impaludamenti saltuari.

La consistenza acquisita in quel modo si raccorda in profondità a quella prodotta dal semplice carico litostatico, quindi lo stato normal-consolidato diviene la regola oltre una certa quota, come mostrano i diagrammi in considerazione.

Tutto ciò riguarda le granulometrie fini, non le sabbie e le ghiaie, giacché le tensioni capillari tra i grani grossolani agiscono su superfici specifiche nettamente subordinate a quelle proprie delle frazioni argillose.

La digressione geologica ha un addentellato geotecnico significativo, infatti, qualora le tensioni indotte nel terreno siano inferiori a quelle che generarono l'addensamento del medesimo, esso deformerà secondo il suo rapporto di ricompressione RR, assai subordinato a CR, rapporto che regola gli effetti oltre la soglia d'incrudimento.

Relativamente al banco B, in figura 6 sono diagrammati i valori dell'angolo d'attrito interno ricavati dai CPT.

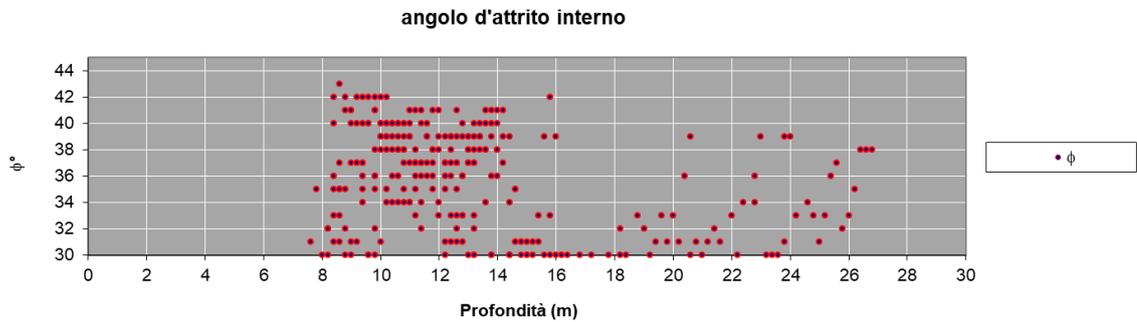


figura 6

Qualche informazioni in merito si può trarre dai test di penetrazione standard (SPT) condotti nel corso dei sondaggi S1 e S2.

Le misure sono da normalizzare alla pressione atmosferica ($P_a = 1 \text{ bar}$), alla tensione litostatica (σ'_{v0}) ed all'efficienza del dispositivo d'infissione, che per SPT (tipo Pilcon) è valutata intorno al 60%.

Dunque si ricorre al seguente criterio:

$$(N')_{60} = N_{SPT} / (100 / \sigma'_{v0})^\alpha$$

dove σ'_{v0} è la tensione litostatica efficace e $\alpha = 0.5$ (Liao & Whitman, 1985).

Un volta ricavati i valori di $(N')_{60}$, si determina l'angolo di resistenza al taglio dalle seguenti relazioni di scuola giapponese (Yukitake Shioi, Jiro Fukuni, 1982):

$$\begin{aligned} \phi'_1 &= (15 \cdot (N')_{60}^{0.5} + 15) && \text{(Road Bridge Specification)} \\ \phi'_2 &= (0.3 \cdot (N')_{60} + 27) && \text{(Japanese National Railway)} \end{aligned}$$

La tabella 1 riporta il campione dei dati ed i risultati delle correlazioni.

Sondaggio	Profondità (m)	N ₍₀₋₁₅₎	N ₍₁₅₋₃₀₎	N ₍₃₀₋₄₅₎	N _{SPT}	P _a t/m ²	σ'_{v0} t/m ²	N ₆₀	ϕ' (°) ₁ (°)	ϕ' (°) ₂
S1	10.00- 10.45	14	15	14	29	10	14.95	23.72	33.9	34.1
S1	11.40-11.85	14	16	13	29	10	16.21	22.78	33.5	33.8
S1	14.00-14.45	18	16	19	35	10	18.62	25.65	34.6	34.7
S1	16.00-16.45	15	15	10	25	10	20.42	17.49	31.2	32.2
S1	29.00-29.45	41	36	40	76	10	33.22	41.70	40.0	39.5
S2	10.60- 11.05	12	16	13	29	10	15.24	23.49	33.8	34.0
S2	12.05- 12.50	19	18	16	34	10	16.55	26.43	34.9	34.9
S2	13.40- 13.85	14	19	17	36	10	17.76	27.01	35.1	35.1
S2	23.10-23.55	10	29	41	70	10	22.15	47.03	41.6	41.1
S2	29.80-30.03	50	R	-	100	10	28.63	59.10	44.8	44.7

1,2 (secondo Yukitake Shioi e Jiro Fukuni, 1982)
in rosso il valore attribuito al test fuori scala (N_{SPT} > 100)

tabella 1

Il trattamento statistico secondo il criterio del 5° percentile delle medie relative ai dati tratti dai CPT porta ai seguenti risultati:

- numero valori 232, $\phi' = 35.9^\circ$ per deviazione standard di 3.67° .

D'altra parte mediando i valori ricavati dalle prove SPT si ricava: $\phi' = 34^\circ$.
Dunque il valore ϕ'_k non potrà che essere compreso in tale range.

In ordine alle ghiaie intercalate più in profondità (banco D), le misure CPT ed i test SPT orientano verso un valore ϕ'_k compreso nell'intervallo $38^\circ \div 42^\circ$.

I terreni incoerenti (sabbie e ghiaie), si considerano normalconsolidati ($OCR = 1$), giacchè la ridotta superficie specifica dei grani limita l'effetto dell'essiccamento sinsedimentario.

5.2 Area picking

Si fa riferimento ai risultati delle prove CPT 3÷8 e CPT 10÷14.

I valori della coesione non-drenata c_u ricavati sono involuppati nella figura 7, a cui si aggiungono quelli ricavati dai test speditivi sulle carote. .

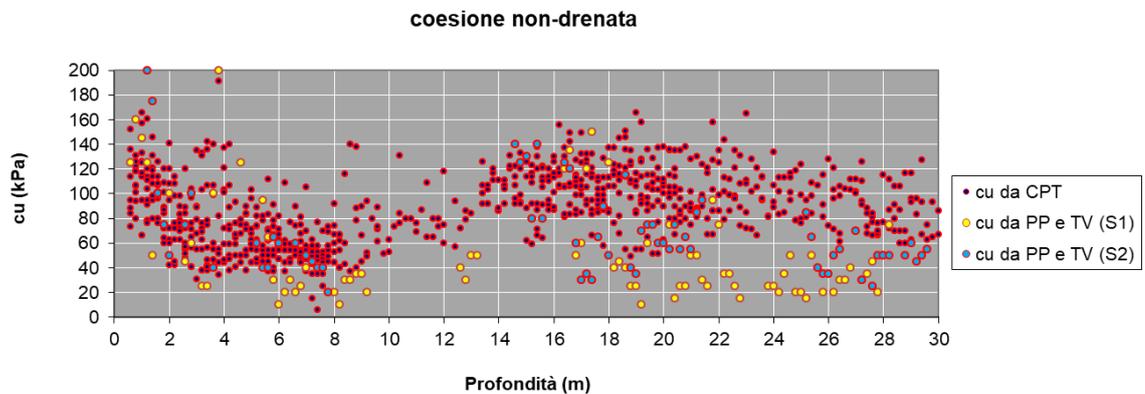


figura 7

Come si vede, la distribuzione dei dati è simile a quella ottenuta per l'area magazzini automatizzati e le considerazioni possibili sono le medesime.

L'involuppo dei valori OCR è argomento di figura 8.

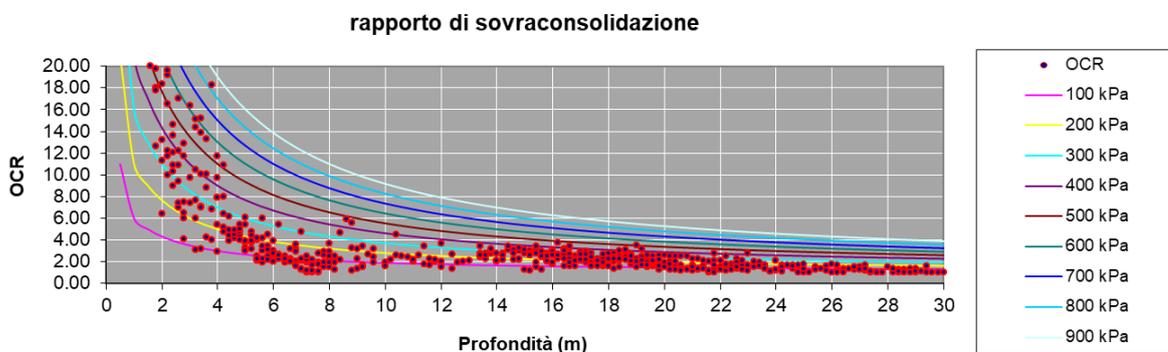


figura 8

Le valutazioni in merito sono analoghe a quelle della zona precedente.

Riguardo al banco B, in figura 9 sono diagrammati i valori dell'angolo d'attrito interno ricavati dai CPT.

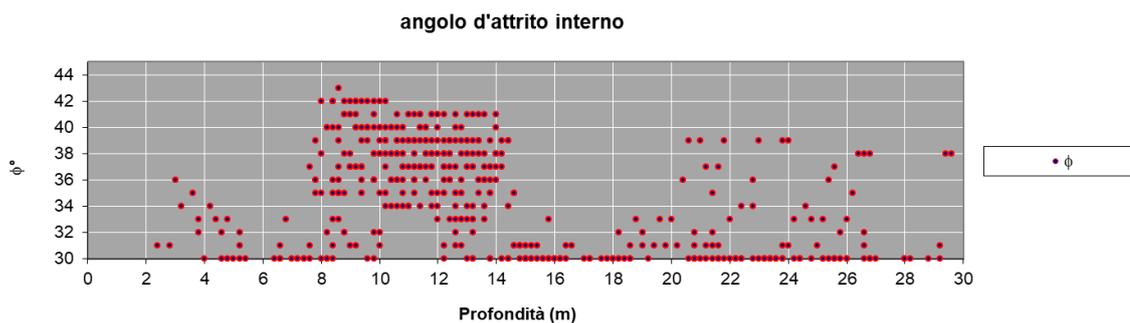


figura 9

Il trattamento statistico secondo il criterio del 5° percentile delle medie relative ai dati tratti dai CPT porta ai seguenti risultati:

- coesione non-drenata del banco A; numero valori 318, media 65 kPa, deviazione standard 21.17 kPa, $c_{uk} = 63.1$ kPa;
- angolo di resistenza a taglio del banco B; numero valori 314, $\phi'_k = 36^\circ$ per deviazione standard di 3.57°;
- coesione non-drenata del banco C+E; numero valori 411, media 101.18 kPa, deviazione standard 21.52 kPa, $c_{uk} = 99.4$ kPa.

4.2 Palazzina (Headquater e International Training Center)

Nella figura 10 sono involuppati i valori della coesione non-drenata c_u ricavati dai CPT 14÷18 con i termini ottenuti dai test speditivi (Pocket Penetrometer e Vane Test) sulle carote estratte in S3.

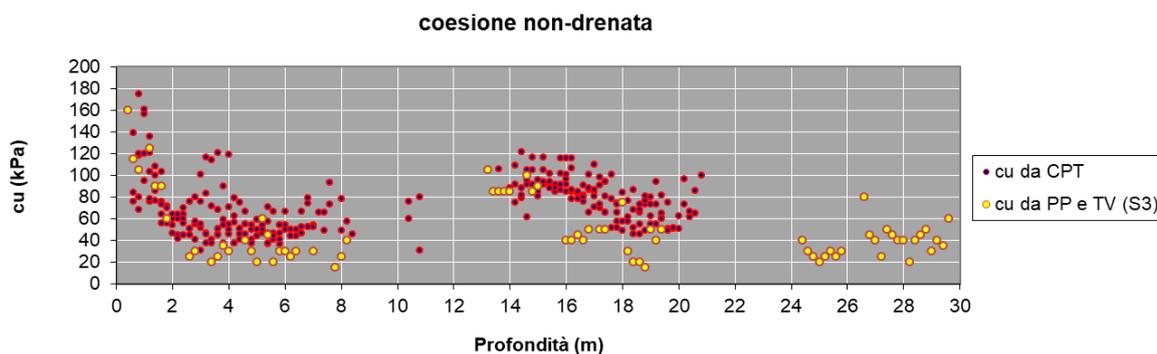


figura 10

Qui i valori risultano meno dispersi, ma rimane la sottostima della coesione tratta dalle carote, per i motivi già addotti.

Dal trattamento statistico secondo il criterio del 5° percentile delle medie relative ai dati tratti dai CPT 14÷18 si evince:

- coesione non-drenata del banco A; numero valori 118, media 56.5 kPa, deviazione standard 17.43 kPa, $c_{uk} = 53.8$ kPa;
- coesione non-drenata del banco C; numero valori 125, media 80.8 kPa, deviazione standard 17.9 kPa, $c_{uk} = 78.1$ kPa;

Relativamente al banco E, valgono le considerazioni già avanzate per il settore dei magazzini automatici.

In ordine alla compressibilità dei terreni, in figura 11 si riporta l'involuppo dei valori OCR.

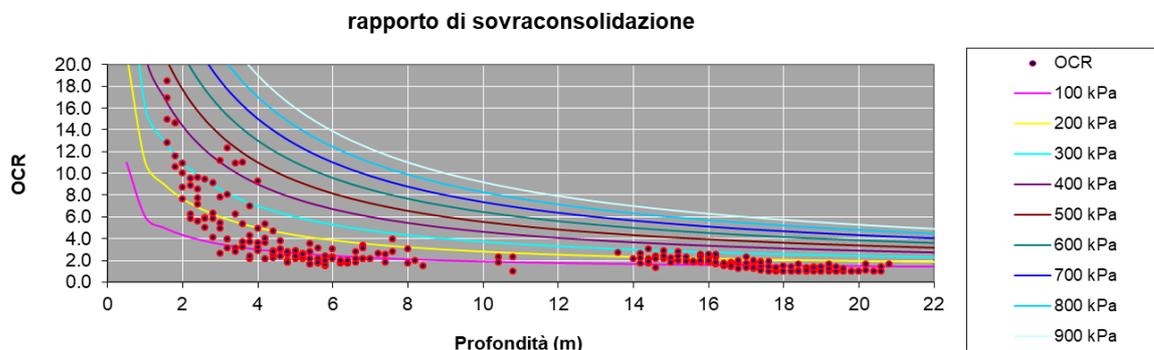


figura 11

Anche in questo caso si osserva uno stato di sovraconsolidazione per essiccamento sinsedimentario fino a 4 m di profondità; più sotto i terreni risultano da leggermente sovraconsolidati a normalconsolidati

Per quanto riguarda il banco B, in figura 12 sono diagrammati i valori dell'angolo d'attrito interno ricavati dai CPT.

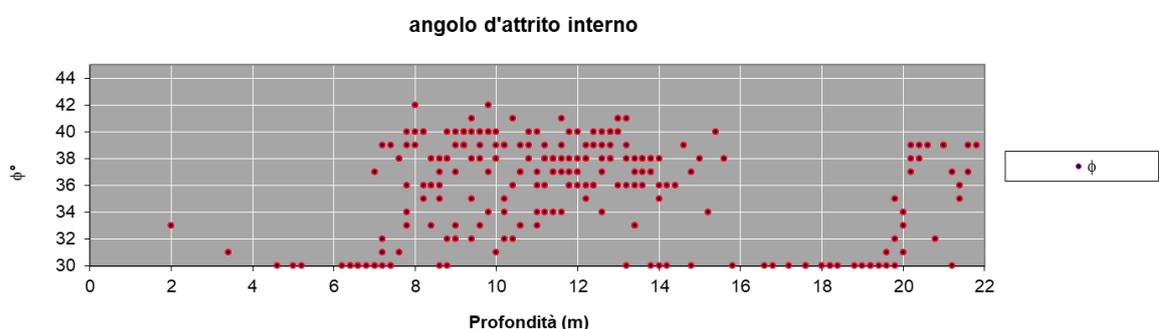


figura 12

Dai test di penetrazione standard (SPT) condotti nel corso del sondaggio S3 si evincono i risultati di tabella 2.

Sondaggio	Profondità (m)	N ₍₀₋₁₅₎	N ₍₁₅₋₃₀₎	N ₍₃₀₋₄₅₎	N _{spt}	P _a	σ _{v0}	N ₆₀	Ø' (°) ₁	Ø' (°) ₂
		-	-	-	-	t/m ²	t/m ²		(°)	
S3	9.00- 9.45	14	11	11	22	10	13.93	18.64	31.7	32.6
S3	10.85-11.30	13	17	16	33	10	14.97	26.98	35.1	35.1
S3	19.90-20.35	49	29	20	49	10	22.71	32.52	37.1	36.8
S3	23.05-23.50	21	34	26	60	10	25.54	37.54	38.7	38.3
S3	29.80-29.97	46	R	-	100	10	28.38	59.37	44.8	44.8

^{1,2} (secondo Yukitake Shioi e Jiro Fukuni, 1982)
in rosso il valore attribuito al test fuori scala (N_{SPT} > 100)

tabella 2

Il trattamento statistico secondo il criterio del 5° percentile delle medie relative ai dati tratti dai CPT porta ai seguenti risultati:

- numero valori 164, $\phi'_k = 36.7^\circ$ per deviazione standard di 2.80° .

D'altra parte mediando i valori ricavati dalle prove SPT si ricava: $\phi' = 35^\circ$.
Dunque il valore ϕ'_k non potrà che essere compreso in tale range.

In ordine alle ghiaie intercalate più in profondità (banco D), le misure CPT ed i test SPT orientano verso un valore ϕ'_k compreso nell'intervallo $38^\circ \div 44^\circ$.

6 CONSIDERAZIONI GEOLOGICO-TECNICHE

Se da un lato la stratigrafia presenta una discreta continuità in senso trasversale, è diverso l'impegno richiesto ai terreni dalle opere in Progetto.

I magazzini automatizzati (pallet e scatole), alti 27 m e dimensioni in pianta pari a 127.9 x 36.7 m e 79.65 x 18 m, sono gli edifici più critici, giacché per essi sono tollerati cedimenti davvero minimi.

Inoltre, tale peculiarità riguarda tassi di carico dei più variabili arealmente, con massimi elevati e minimi propri del solo peso proprio della struttura, dunque sono da contenere non solo le deformazioni differenziali, ma anche quelle assolute.

Per certo non si potrà conferire ad una platea la rigidità sufficiente ad evitare cedimenti differenziali dei terreni d'appoggio, ancorché i carichi si distribuissero in misura omogenea e trasversalmente isotropa fosse la stratigrafia, giacché la risposta sarà di un mezzo con resistenza a taglio (modello elastico di Boussinesq), non della stesa di molle indipendenti considerata nel modello di Winkler.

Dunque, disponendo di un substrato a caratteristiche meccaniche mediocri, per evitare abbassamenti maggiori al centro rispetto alla periferia la soluzione fondale profonda sembra inevitabile.

Per il capannone attiguo (area picking) la problematica dei cedimenti rientra nei normali canoni, dunque si può pensare all'adozione d'appoggi diretti, sempre che i carichi in gioco siano ragionevoli.

Relativamente alla palazzina uffici (headquarter e international training center), che si sviluppa su 3 livelli per una dimensione in pianta di 60.5 x 77 m, considerati i carichi in gioco e le luci tra i pilastri, è razionale l'adozione di fondazioni profonde.

6.1 Magazzini automatizzati (pallet e scatole)

Ipotizzando una schiera di pali sottostante alla platea e considerando nullo il contributo di quest'ultima, si tratterà di delegare al terreno uno sforzo massimo valutato dal Progettista nell'ordine di 117.35 kPa per il magazzino pallet e circa 81.5 kPa per il magazzino scatole, ottenendo nel contempo cedimenti trascurabili.

Il banco B non ha potenza e le caratteristiche meccaniche sufficienti per fungere d'appoggio rigido alle punte; inoltre risulta assente in corrispondenza dei CPT 8÷9.

Dunque il complesso della palificata indurrà a sollecitare il banco C, pur omogeneizzando in qualche misura le tensioni trasmesse.

Tenendo conto della leggera sovraconsolidazione del banco C, la base della palificata finirebbe intorno alla sua metà.

Ricorrere ad un consolidamento tramite Jettiniezione del banco A comporta l'accostamento delle colonne, giacché queste non sono equivalenti ai pali e dunque un numero elevato delle medesime con relativi oneri economici, tempi lunghi di realizzazione e notevoli quantità di spurghi da smaltire.

Dubbia l'adozione dei pali vibro-infissi e di quelli prefabbricati, sia per i loro modesti diametri, sia per questioni prettamente operative, quali la perforabilità del banco B, sia per il disturbo arrecato alle proprietà limitrofe.

Infine, da scartare la trivellazione tradizionale, giacché la presenza di fanghi stabilizzanti penalizzerebbe l'adesione sui fusti.

Resta da valutare la tecnica CFA (pali ad elica continua), che presenta il vantaggio di esercitare una strizione periferica, quando il terreno estratto ha volume minore del foro.

Il getto simultaneo all'estrazione dell'elica ed il successivo posizionamento dell'armatura offrono poi una garanzia di continuità degli elementi.

Una stima di quali prestazioni far conto può che essere ottenuta dalla memoria allegata (1), utilizzando i parametri geomeccanici preliminari esposti più sopra; l'Autore collabora con TREVI, Società alla quale si attribuisce l'invenzione dei pali trivellati con elica continua.

In linea di massima, un palo singolo che giunge alla profondità di 16 m e con un diametro di 0.8 m esporrà al banco A una superficie laterale di 17.6 m², 10.1 m² al banco B ed altrettanto al banco C.

Per la coesione non-drenata del banco A, il fattore riduttivo per ottenere l'adesione è dato intorno a 0.72, dunque:

$$Q_{\text{lim (A)}} = 17.6 * 66.7 * 0.72 = 845 \text{ kN}$$

Per l'angolo di resistenza a taglio del banco B:

$$Q_{\text{lim (B)}} = 10.1 * 0.7 * \tan \phi' * 130 = 643 \text{ kPa}$$

considerando $K_i = 0.7$ ed una pressione litostatica in mezzzeria $\sigma'_{vi} = 130 \text{ kPa}$.



Per la coesione non-drenata del banco C, il fattore riduttivo per ottenere l'adesione è dato intorno a 0.58, dunque:

$$Q_{lim(C)} = 10.1 * 102.5 * 0.58 = 600 \text{ kN}$$

Dunque, per l'attrito laterale:

$$Q_{lim} = 845 + 643 + 600 = 2088 \text{ kN}$$

Quanto alla base entro il banco C:

$$Q_{lim(base)} = 0.4^2 * \pi * 9 * 102.5 = 464 \text{ kN}$$

Applicando i fattori riduttivi γ_s e γ_b normativi per questo tipo di palo e considerando il suo peso proprio adeguatamente fattorizzato (189 kN), che va sottratto, si ottiene:

$$Q_{lim(Norma)} = 2088 / 1.15 + 464/1.3 - 179 = 1815 + 357 - 189 = 1983 \text{ kN}$$

Se conservativamente si applica il fattore $\zeta_3 = 1.7$ relativo ad una sola verticale di sondaggio, si ottiene una resistenza di progetto $R_{c,k} = 1166 \text{ kN}$.

Per un interasse tra i pali di circa 3 diametri (2.8 m nella fattispecie), a ciascuno di essi compete un'area di 7.84 m^2 .

Quindi per i magazzini pallet e scatole si possono considerare azioni di progetto rispettivamente pari a **920** e **639 kN**.

Dunque la verifica SLU è soddisfatta.

D'altra parte la tensione delegabile nelle condizioni di esercizio più critiche ad ogni singolo elemento sarà quella che garantirà deformazioni differenziali accettabili per il perfetto funzionamento degli shuttle e dei traslo-elevatori.

In quest'ambito c'è da tenere conto che la mobilitazione del valore di punta implica un cedimento del 5 – 10% il diametro del palo, mentre sono sufficienti pochi millimetri per ottenere la prestazione ultima dovuta all'attrito laterale; quindi sarebbe auspicabile trascurarne il contributo.

Il tema investe le competenze del Progettista geotecnico che affronterà le verifiche relative e redigerà la relazione di Legge.

6.2 Area picking

Per fornire un orientamento al Progettista in merito alle prestazioni portanti, si consideri che una fondazione isolata di forma quadrata produce la rottura di un mezzo puramente coesivo, in condizioni totali, alla tensione:



$$q_{ult} = 1.3 \cdot N_c \cdot c_u + 1.2 \cdot \gamma \cdot D \quad (\text{Terzaghi, 1943})$$

con:

N_c = fattore adimensionale di portanza relativo alla coesione,

γ = peso di volume del terreno,

D = profondità di posa.

Considerando $N_c = 5.14$, $c_u = 53.8$ kPa, $\gamma = 20$ kN/m³ e $D = 2$ m, si calcola

$$q_{slu} = 1.3 \cdot 5.14 \cdot 54 + 1.2 \cdot 20 \cdot 2 = 408 \text{ kPa}$$

Adottando l'Approccio 2 delle *Norme*, va considerato un fattore di sicurezza $R3 = 2.3$, dalla cui applicazione si ricava

$$q_{es} = 408/2.3 = 177 \text{ kPa}$$

I risultati sono ottimistici; d'altra parte si sottolinea che laddove il terreno di sedime è costituito da terreni coesivi, il fattore più critico è rappresentato dal cedimento per consolidazione.

Pertanto conviene assumere pressioni di esercizio in grado di determinare cedimenti compatibili con la funzionalità della struttura.

Il tema è affrontato di seguito, considerando plinti isolati di dimensioni variabili, con carico centrato e piano di sedime posto a 2 m di profondità.

Il modello assunto è quello del semispazio elastico alla Boussinesq, posto per semplicità pari a 0.5 il rapporto di Poisson.

Nell'ambito della consolidazione, il cedimento Δh dello strato unitario di spessore h è dato da:

$$\Delta h = h \cdot RR \cdot \log(\sigma'_p / \sigma'_{v0}) + CR \cdot \log((\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v) / \sigma'_p)$$

Per quanto attiene il calcolo della sovra-tensione verticale $\Delta\sigma_v$ condizionante il cedimento di una fondazione rigida, in accordo con Voitus Van Hamme si considera la proiezione sul punto di coordinate $0.577 \cdot a_x/2$ e $0.577 \cdot b_x/2$ rispetto al centro dell'impronta di lati a_x e b_x , così da sfruttare la soluzione della piastra flessibile; in particolare:

$$\Delta\sigma_v = p/2/\pi \cdot (\arctg(a \cdot b/z / (a^2 + b^2 + z^2))^{1/2} + (1/(a^2 + z^2) + 1/(b^2 + z^2)) \cdot a \cdot b \cdot z / (a^2 + b^2 + z^2)^{1/2})$$

Giacchè detta equazione (Steinbrenner) fornisce $\Delta\sigma_v$ alla profondità z sotto lo spigolo di una lastra caricata p , i valori ricercati si ottengono sovrapponendo gli effetti delle quattro parti d'impronta con vertice comune nel punto d'interesse (schema di Ohde, 1939).

I parametri CR e RR sono stimati sulla scorta di precedenti esperienze su terreni analoghi; per le argille valgono rispettivamente 0.2 e 0.02, per le ghiaie 0.01 e 0.001.

Riguardo al termine OCR, ho discretizzato i volumi indagati per strati di 1 m e ho mediato i valori forniti dal nostro programma di calcolo.

Il risultato grafico del calcolo per profondità di posa $D = 2$ m è sintetizzato nella figura 13 seguente, dove il valore del cedimento è dato dal campo delle isolinee per ciascun incrocio tra sovra-pressione imposta e dimensioni del plinto.

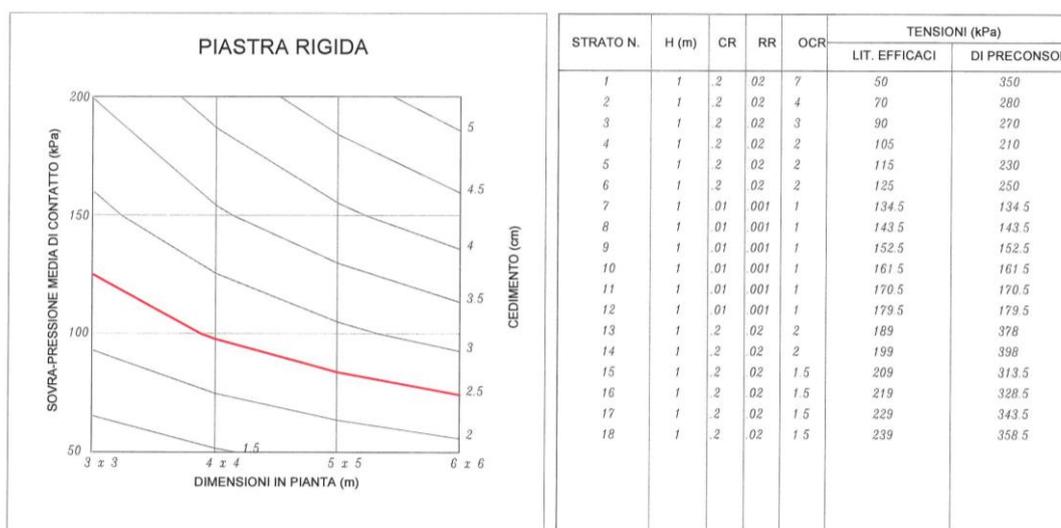


figura 13

Viceversa, il diagramma può consentire la stima delle pressioni di esercizio a cui si associano cedimenti nella norma (1 pollice = 2.54 cm) per le diverse geometrie di fondazione; i valori ragionevolmente desumibili per le impronte di più probabile utilizzo sono argomento della tabella 3 seguente.

base plinto (m)	q_{es} (kPa)
3 x 3	125
4 x 4	95
5 x 5	75
6 x 6	50

tabella 3

Secondo i calcoli di massima del Progettista, è plausibile l'adozione di plinti di lato 4.5×4.5 m che in condizioni di esercizio trasmetteranno al terreno una tensione $Q_{es} = 70$ kPa, determinando cedimenti assoluti intorno a 2 cm. .

Ovviamente tale stima non tiene conto delle eventuali reciproche interferenze.

6.3 Palazzina (Headquater e International Trading Center)

Il peso complessivo trasmesso in fondazione dai pilastri più sollecitati implicherebbe il ricorso a plinti di dimensione inusuale per contenere i cedimenti nel campo di accettabilità.

L'alternativa più razionale consiste nel realizzare pali ad elica continua al di sotto di plinti di fondazione; i calcoli di massima fanno ritenere plausibile la realizzazione di 4 pali CFA di diametro $\phi = 80$ cm profondi 20 m.

Un palo di questa geometria esporrà al banco A una superficie laterale di 17.6 m^2 , 10.1 m^2 al banco B e 20.1 m^2 al banco C.

Applicando gli algoritmi già esposti al paragrafo 6.1 si calcola:

$$Q_{\text{lim (A)}} = 17.6 * 53.8 * 0.74 = 700 \text{ kN}$$

Per l'angolo di resistenza a taglio del banco B:

$$Q_{\text{lim (B)}} = 10.1 * 0.7 * \tan \phi' * 130 = 667 \text{ kPa}$$

considerando $K_i = 0.7$ ed una pressione litostatica in mezzeria $\sigma'_{vi} = 130 \text{ kPa}$.

Per la coesione non-drenata del banco C, il fattore riduttivo per ottenere l'adesione è dato intorno a 0.67, dunque:

$$Q_{\text{lim (C)}} = 20.1 * 78.1 * 0.67 = 1051 \text{ kN}$$

Dunque, per l'attrito laterale:

$$Q_{\text{lim}} = 700 + 667 + 1051 = 2418 \text{ kN}$$

Quanto alla base entro il banco C:

$$Q_{\text{lim (base)}} = 0.4^2 * \pi * 9 * 78.1 = 353 \text{ kN}$$

Applicando i fattori riduttivi γ_s e γ_b normativi per questo tipo di palo e considerando il suo peso proprio adeguatamente fattorizzato (228 kN), che va sottratto, si ottiene:

$$Q_{\text{lim (Norma)}} = 2418 / 1.15 + 353/1.3 - 228 = 2102 + 271 - 228 = 2145 \text{ kN}$$

Se conservativamente si applica il fattore $\zeta_3 = 1.7$ relativo ad una sola verticale di sondaggio, si ottiene una resistenza di progetto $R_{c,k} = 1262 \text{ kN}$.

Il peso complessivo di un plinto di lati 3.5 x 3.5, alto 0.8 m e con relativo bicchiere, sommato a quello del pilastro più sollecitato, fornisce un carico complessivo di 4219 kN; pertanto ognuno dei 4 pali previsti è sottoposto ad un carico di **1053 kN**

Dunque la verifica SLU è soddisfatta.

Anche in questo caso la tensione nelle condizioni di esercizio più critiche sarà quella determinante deformazioni assolute e differenziali accettabili.

7 SALVAGUARDIA CAMPO-POZZI (ARCETO CAMPASSI)

L'area d'intervento è compresa tra le zone di rispetto "ristretta" e "allargata" (con criterio temporale rispettivamente di 60 e 365 giorni) del campo-pozzi ad uso idropotabile "Arceto-Campassi" (figura 14).

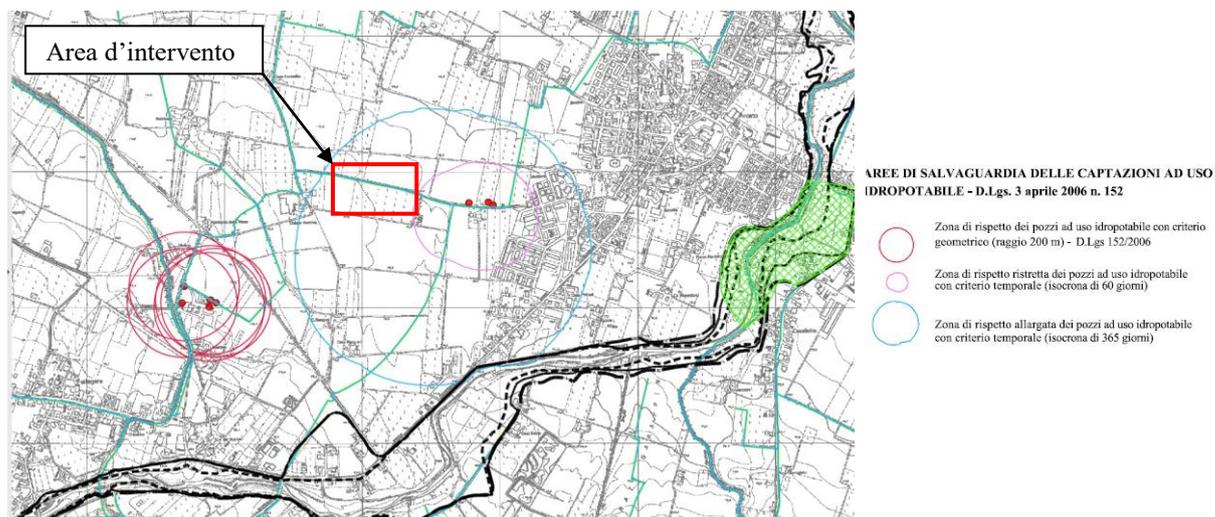


figura 14: estratto da "carta dei vincoli" del PSC (Tavola PSC-G-4.1)

Per tutelare qualitativamente e quantitativamente la risorsa idrica captata, ai sensi dell'art.94 del D.Lgs. 3 aprile 2006 n.152, in questo settore sono vietate una serie di attività; tra quelle d'interesse in relazione al progetto, sono comprese: la dispersione nel sottosuolo di acque meteoriche provenienti da piazzali e strade, l'apertura di pozzi, la dispersione di fanghi e acque reflue.

A proposito di quest'ultima voce, si sottolinea che la modalità realizzativa dei pali CFA implica la trivellazione del terreno fino alla quota prevista tramite un'apposita elica dotata di un'asta cava, e successivamente il pompaggio del calcestruzzo in pressione attraverso la suddetta asta, man mano che la trivella viene estratta.

Ciò evita la decompressione del terreno e l'utilizzo di fanghi bentonitici per la perforazione.

Quindi non c'è rischio di contaminazione delle falde captate, che peraltro si trovano a profondità maggiori di 20 m dalla superficie, quando la massima profondità di trivellazione si collocherà intorno a 16 m dal piano campagna, all'interno di un materasso di argille impermeabili che ricoprono i primi strati ghiaiosi con acqua.

8 RISCHIO ALLUVIONALE

L'autorità di Bacino del Fiume Po, mediante il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA), ha elaborato mappe di pericolosità e di rischio di alluvioni, ai sensi dell'art. 6 della Direttiva 2007/60/CE e dell'art. 6 del D.Lgs. 49/2010.

In figura 15 propongo un estratto della “Mappa di pericolosità e degli elementi potenzialmente esposti” del comparto (tavola 219 NO - Sassuolo), riferita al “Reticolo naturale e secondario principale”.

L'elemento di maggiore interesse sotto questo profilo è il Torrente Tresinaro, che attualmente scorre alcune centinaia di metri a Sud-Est del settore di studio.

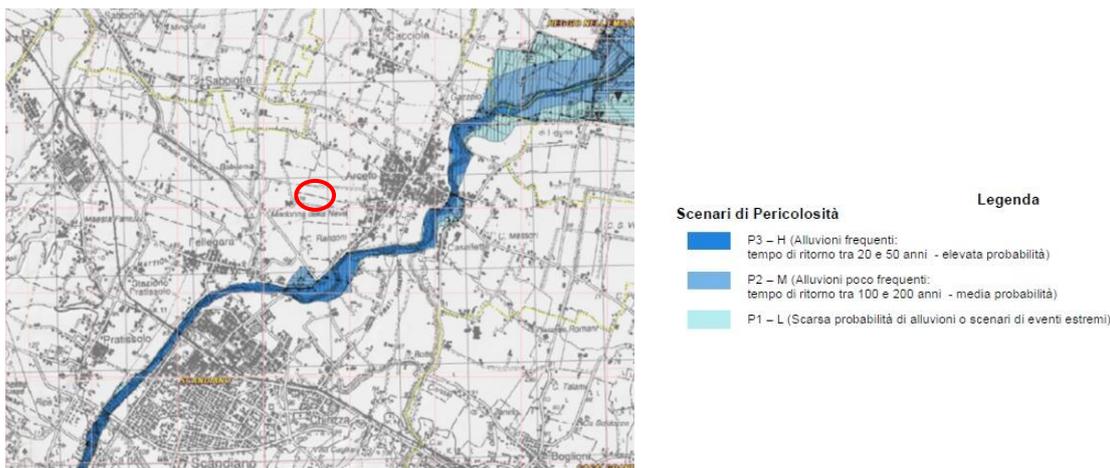


figura 15

Come si vede, l'area d'intervento non è compresa tra quella potenzialmente coinvolte dalle inondazioni del corso d'acqua, pertanto è classificata a rischio nullo sotto questo profilo (vedi estratto della tavola relativa in figura 16)

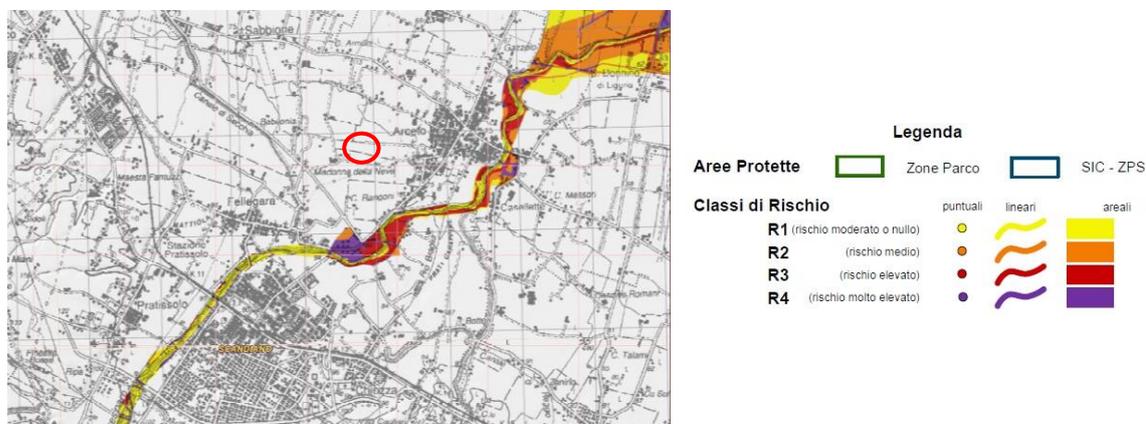


figura 16

Riguardo al “Reticolo secondario di Pianura”, costituito dai corsi d’acqua secondari gestiti dai Consorzi di Bonifica, il settore d’interesse è perimetrato tra quelli potenzialmente allagabili, nello scenario di “alluvione poco frequente - P2” (vedi figura 17).

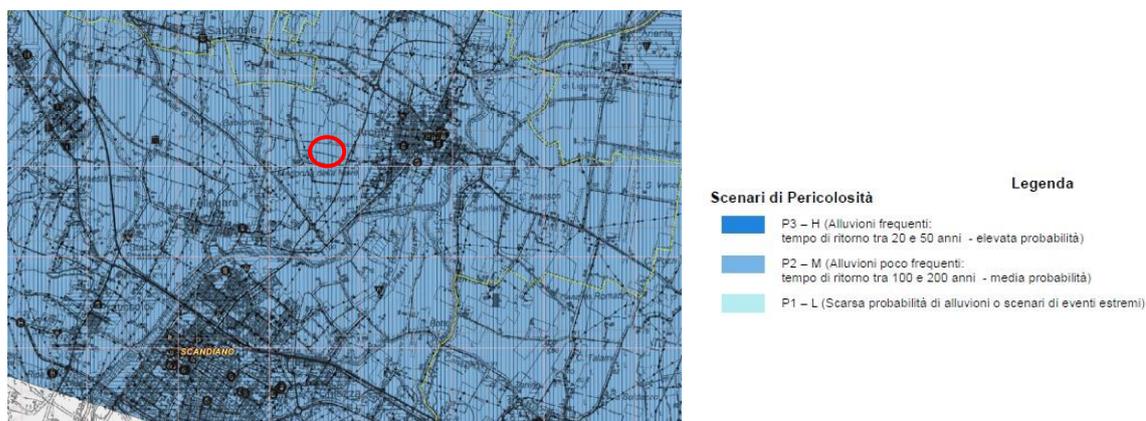


figura 17

Il rischio sotto questo profilo risulta da moderato o nullo (R1 in figura 18)

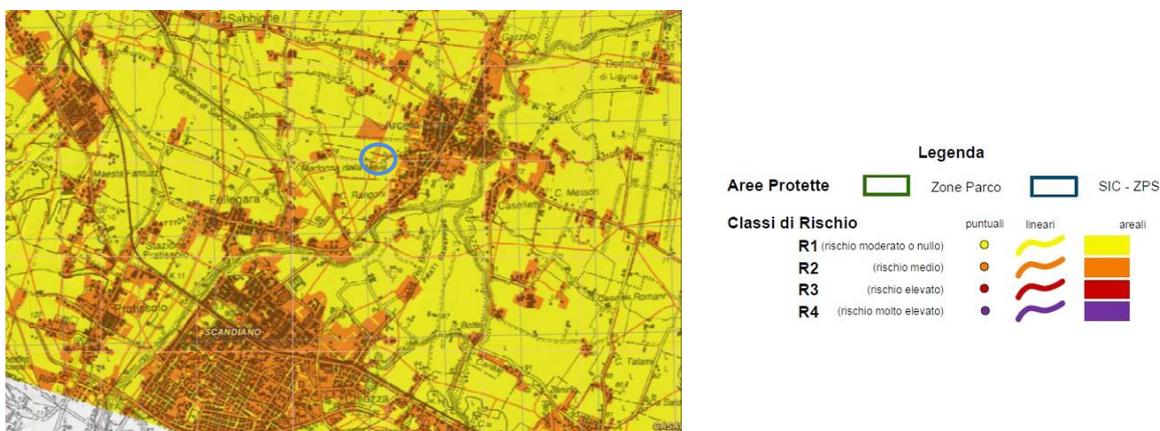


figura 18

D'altra parte si sottolinea che nello scenario di "alluvione poco frequente (P2)" sono state classificate gran parte delle aree di pianura dei bacini idrografici; tale perimetrazione ha quindi carattere indicativo e generalmente necessita di approfondimenti di tipo conoscitivo.

Nel caso specifico il corso d'acqua d'interesse è rappresentato dal canale che taglia in direzione Est-Ovest il settore Nord dell'area d'intervento; in accordo con l'Ente di Bonifica, il fosso sarà spostato sul confine Sud del mappale e tombato con tubi autoportanti $\varnothing = 60$ cm, fino a ricongiungersi col tracciato esistente nel punto in cui attraversa la SP52 (Via 11 Settembre 2001).

Secondo le disposizioni vigenti, nelle aree perimetrate a pericolosità P2 dell'ambito "Reticolo secondario di Pianura", si deve garantire *l'applicazione di misure di riduzione della vulnerabilità dei beni e delle strutture esposte e di misure volte al rispetto dell'invarianza idraulica, finalizzate a salvaguardare la capacità ricettiva del sistema idraulico.*

Riguardo la primo punto, si sottolinea che le pavimentazioni degli edifici e dei piazzali circostanti saranno tenute a quote superiori a quelle della SP 52 e delle aree urbanizzate circostanti (distributore carburanti, Cantina Sociale di Arceto), da considerarsi già di sicurezza.

In ordine al secondo punto, si precisa che le acque meteoriche provenienti dai piazzali e dalle strade (acque nere) saranno convogliate nel canale di bonifica deviato, previa depurazione.

9 EFFETTI SISMICI LOCALI

La risposta sismica in terreni alluvionali di spessore rilevante è associata convenzionalmente alla velocità delle onde di taglio nei 30 m più superficiali (V_{s30}).

A questo fine, le *Norme* raccomandano la misura diretta di tali velocità.

Per determinare questo parametro, si è richiesto ad uno Specialista un paio di prospezioni geofisiche MASW (Multichannel Acquisition Surf Wave) condotte rispettivamente nell'area di sedime della palazzina (Stendimento 1) e del magazzino (Stendimento 2).

I risultati dei test sono argomento della relazione allegata.

Anche il CPT si presta per stime del genere, dunque conviene verificare se si ritrova qualche congruenza tra i diversi approcci.

La bibliografia offre la metodica messa a punto da Rix & Stokoe, 1991, Mayne & Rix, 1993.

Gli Autori traggono da q_c il probabile modulo di taglio iniziale G_0 dal quale risalire a V_s nota la densità ρ del mezzo; nella fattispecie:

$$G_0 = 1634 \cdot q_c^{0.25} \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.375} \quad (\text{sabbie quarzose})$$

$$G_0 = 406 \cdot q_c^{0.696} \cdot e_0^{1.13} \quad (\text{argille, con } e_0 = \text{indice dei vuoti})$$

$$V_s = (G_0 / \rho)^{0.5}$$

Valutato $e_0 = (-0.0106q_{c(\text{bar})} + 1.0246)$ sulla scorta di nostre esperienze, stimate le densità ρ in funzione della litologia e tracciato di conseguenza l'andamento di σ'_{v0} considerando la posizione della falda idrica, dai calcoli risultano gli *outputs* di figura 19.

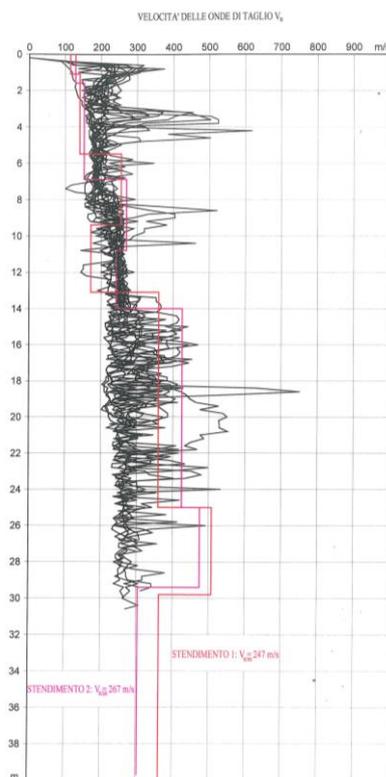


figura 19

Come si vede, c'è una discreta corrispondenza tra i diagrammi fino a - 25 m, poi le misure V_s delle MASW risultano sovrastimate: i valori medi di velocità derivati ($247 < V_{s30} < 267$ m/s), consentono di classificare il terreno nella categoria C, secondo l'aggiornamento 2018 delle NTC.

Le suddette *Norme* offrono la chiave per determinare i parametri d'accelerazione al suolo da mettere in conto, note le coordinate geografiche del sito, il suo assetto topografico, la classe d'uso dell'edificio e la sua vita utile.

Nel caso:

- Latitudine 44.61783° - Longitudine 10.70944° ,
- Categoria stratigrafica = C ($180 \leq V_{s30} \leq 360$ m/s),
- Categoria topografica = T1 (pianura),
- Classe d'uso = II (costruzioni con il cui uso preveda normali affollamenti),
- Vita nominale: 50 anni.

La figura 20 mostra l'*output* del calcolo

Classe d'uso:	2	Categoria sottosuolo:	C	Numero decimali per:	T_R (anni)	0
Vita nominale:	50	Categoria topografica:	T1	a_g (g)		4
Latitudine:	44.61783	Smorzamento viscoso % ξ :	5	F_0		3
Longitudine:	10.70944			T_C^* (s)		3
P_{VR} %	SLO	81	1	Fattori di riduzione		
	SLD	63	1			
	SLV	10	1			
	SLC	5	1			

Punti della maglia di riferimento utilizzati					Note:
ID	Longitudine	Latitudine	Distanza (km)		
Primo	16277	10.683	44.602	2.74	
Secondo	16278	10.753	44.603	3.82	
Terzo	16055	10.68	44.652	4.46	
Quarto	16056	10.75	44.653	5.06	

Risultati	Spostamenti e velocità orizzontali del terreno			
	T_R (anni)	d_g (cm)	V_g (cm/s)	
Stato limite operativo	30	0.0504	2.476	0.250
Stato limite di danno	50	0.0628	2.492	0.264
Stato limite di salvaguardia della vita	475	0.1617	2.368	0.290
Stato limite di collasso	975	0.2052	2.379	0.307

	S_s	S_t	η
SLO	1.50	1.00	1.00
SLD	1.50	1.00	1.00
SLV	1.47	1.00	1.00
SLC	1.41	1.00	1.00

figura 20

Gli spettri di risposta elastica associati sono in figura 21.

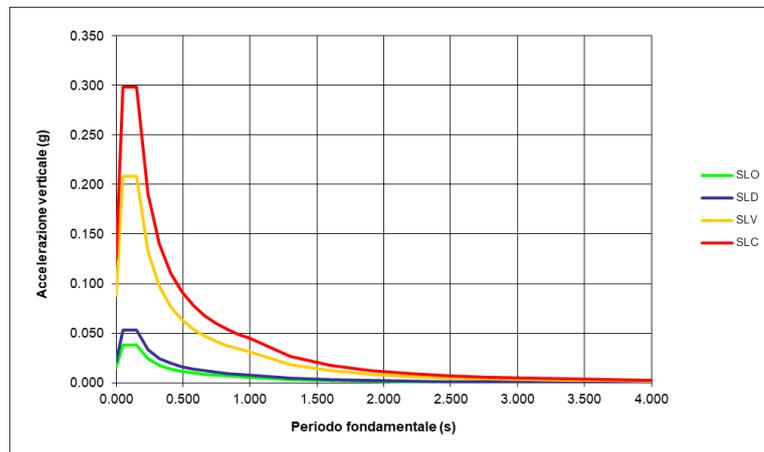
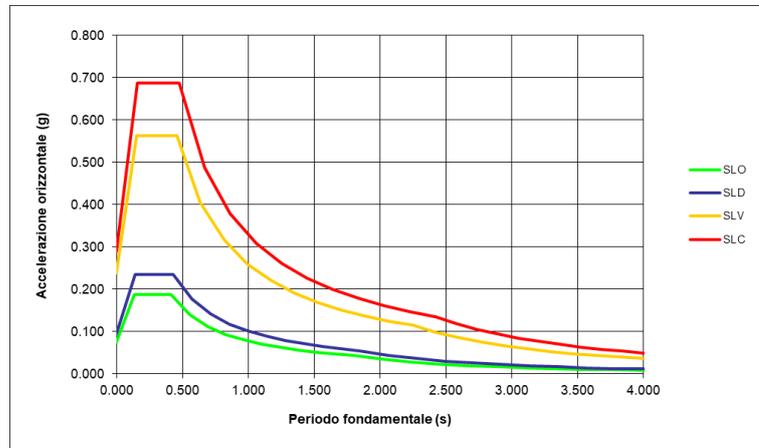


figura 21

In condizioni di campo libero (*free field*), le accelerazioni orizzontali valgono:

- stato limite operativo (SLO) $a_{max} = 0.076g$
- stato limite di danno (SLD) $a_{max} = 0.094g$
- **stato limite di salvaguardia della vita (SLV) $a_{max} = 0.238g$**
- stato limite di collasso (SLC) $a_{max} = 0.289g$

mentre quelle verticali sono:

- stato limite operativo (SLO) $a_{max} = 0.015g$
- stato limite di danno (SLD) $a_{max} = 0.021g$
- stato limite di salvaguardia della vita (SLV) $a_{max} = 0.088g$
- stato limite di collasso (SLC) $a_{max} = 0.126g$

9.1 Rischio liquefazione

Riguardo alla pericolosità sismica nelle aree di pianura, gli effetti critici del terremoto sono di carattere geotecnico, quali la liquefazione di sabbie in falda, l'addensamento dei terreni incoerenti sciolti, la consolidazione differita di quelli coesivi molli.

Per il comparto in esame non sussistono le condizioni predisponenti tali fenomeni (granulometria uniforme, bassa densità relativa, ridotta consistenza ancorché allo stato saturo) e neppure quelle scatenanti (eventi ad alta energia e/o lunga durata).

Comunque in via cautelativa si è proceduto alla verifica del potenziale di liquefazione delle sabbie.

A tale scopo possono essere utilizzati i dati CPT.

Si sfrutta la procedura di *Robertson & Wride, 1997*, ed il metodo di sintesi di *Iwasaki et Al., 1982*, rimandando le relative descrizioni alla bibliografia specialistica¹.

Per adeguare i valori penetrometrici forniti dalla punta standard M2 a quelli della punta elettrica considerata dagli Autori, le misure dell'attrito laterale locale f_s sono state dimezzate (assunzione, questa, verosimilmente conservativa).

S'impone cautelativamente una Magnitudo 5.85 e l'accelerazione locale al suolo (0.238 g) per lo *Stato Limite di salvaguardia della Vita*.

Gli output del calcolo sono nelle tavole 46÷63; essi mostrano che per un sisma del genere sarebbe da mettere in conto un rischio di liquefazione pressochè nullo.

10 CONCLUSIONI

Per concludere, la fattibilità del progetto non presenta particolari controindicazioni.

Resta inteso che ogni scelta in campo geotecnico è prerogativa del Progettista, al quale sono delegate le verifiche agli Stati Limite Ultimi e d'Esercizio e la stesura della *relazione geotecnica*.

Dr. Fausto Campioli



Dr. Mario Mambriani



¹ Consigliabile il lavoro "CPT-based liquefaction hazard maps for an Italian coastal area" di T. Crespellani, C. Madiati e G. Vannucchi riportato sulla Rivista italiana di geotecnica, anno XXXVII, n. 4.

TAVOLE

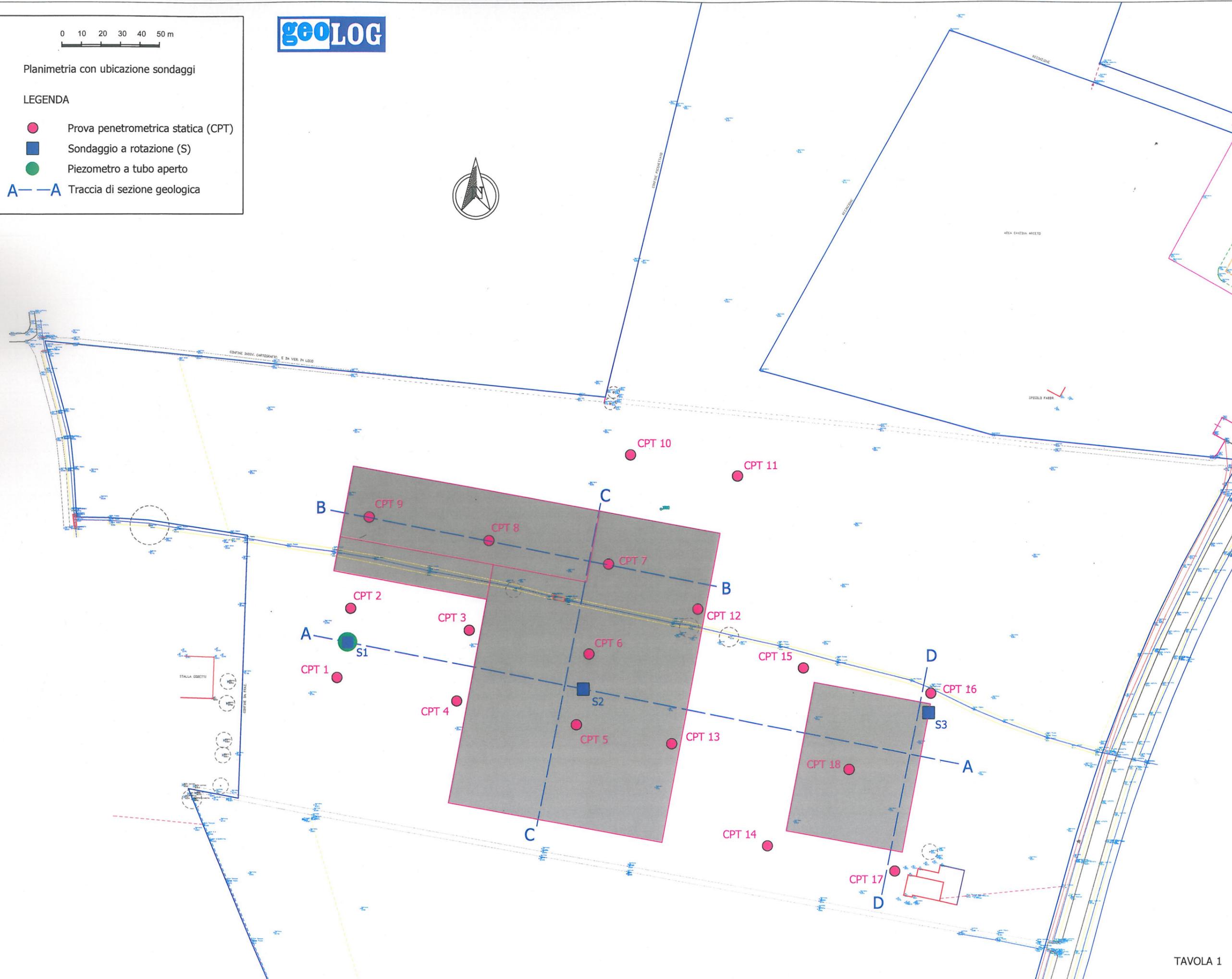
0 10 20 30 40 50 m

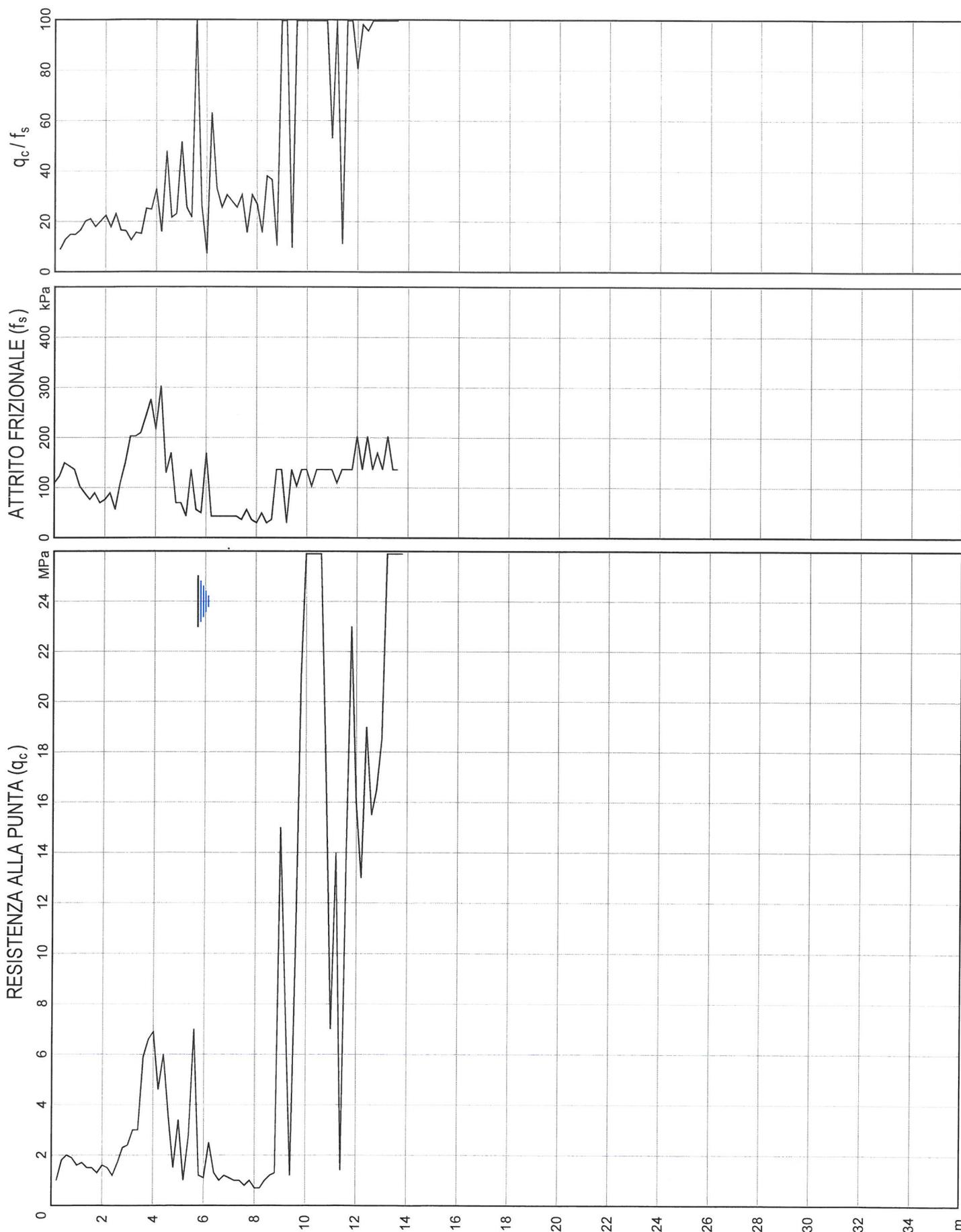
geOLOG

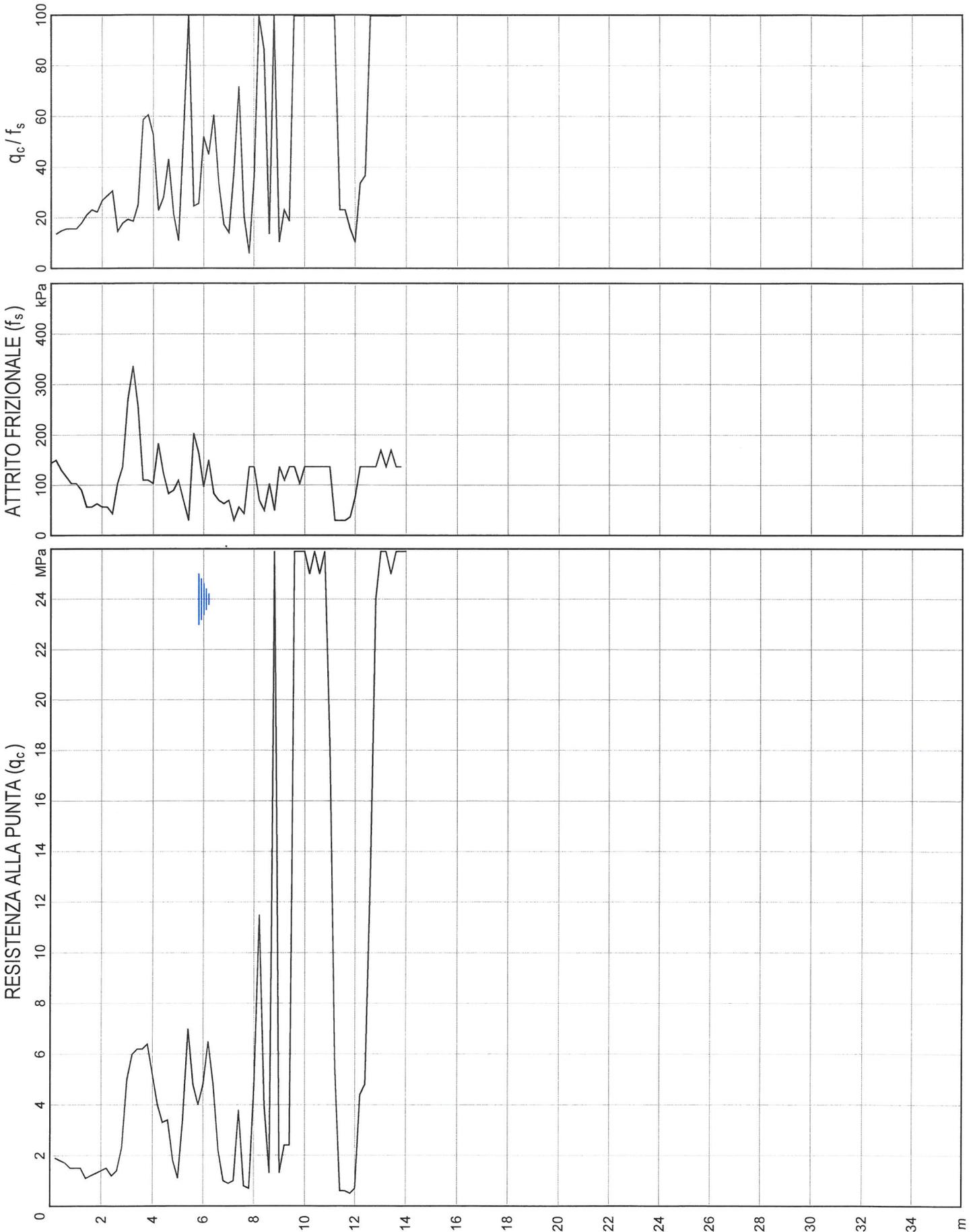
Planimetria con ubicazione sondaggi

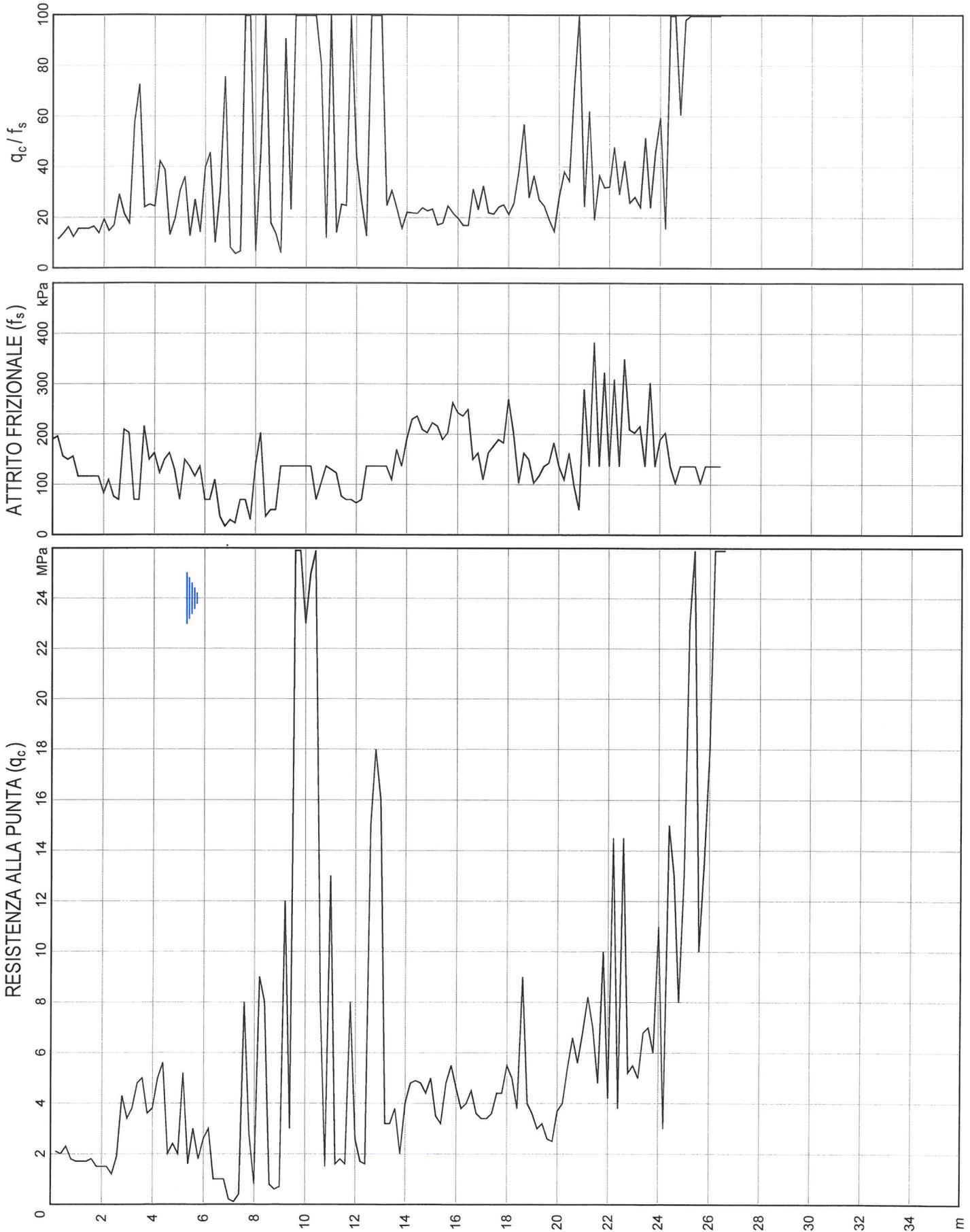
LEGENDA

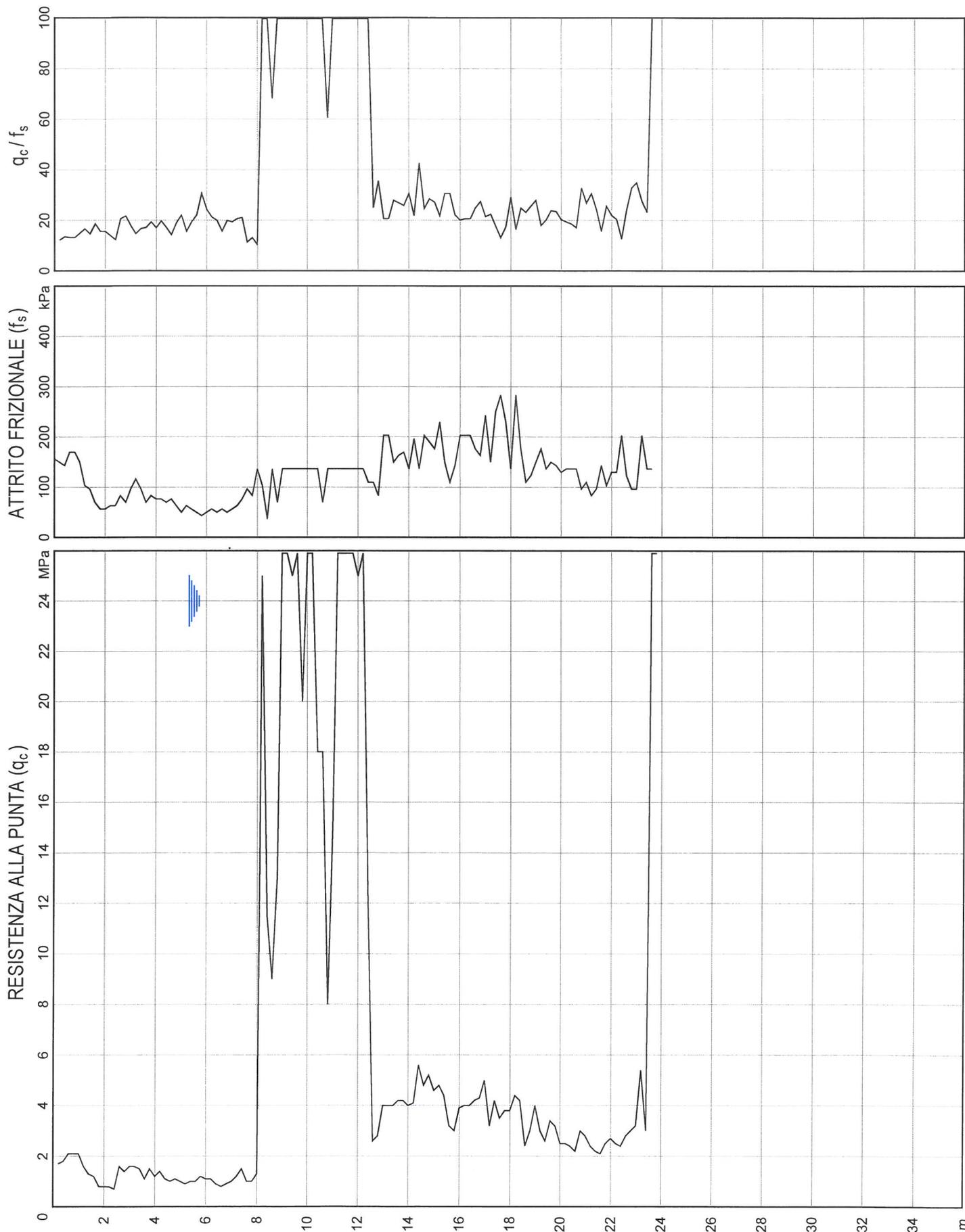
- Prova penetrometrica statica (CPT)
- Sondaggio a rotazione (S)
- Piezometro a tubo aperto
- A—A Traccia di sezione geologica

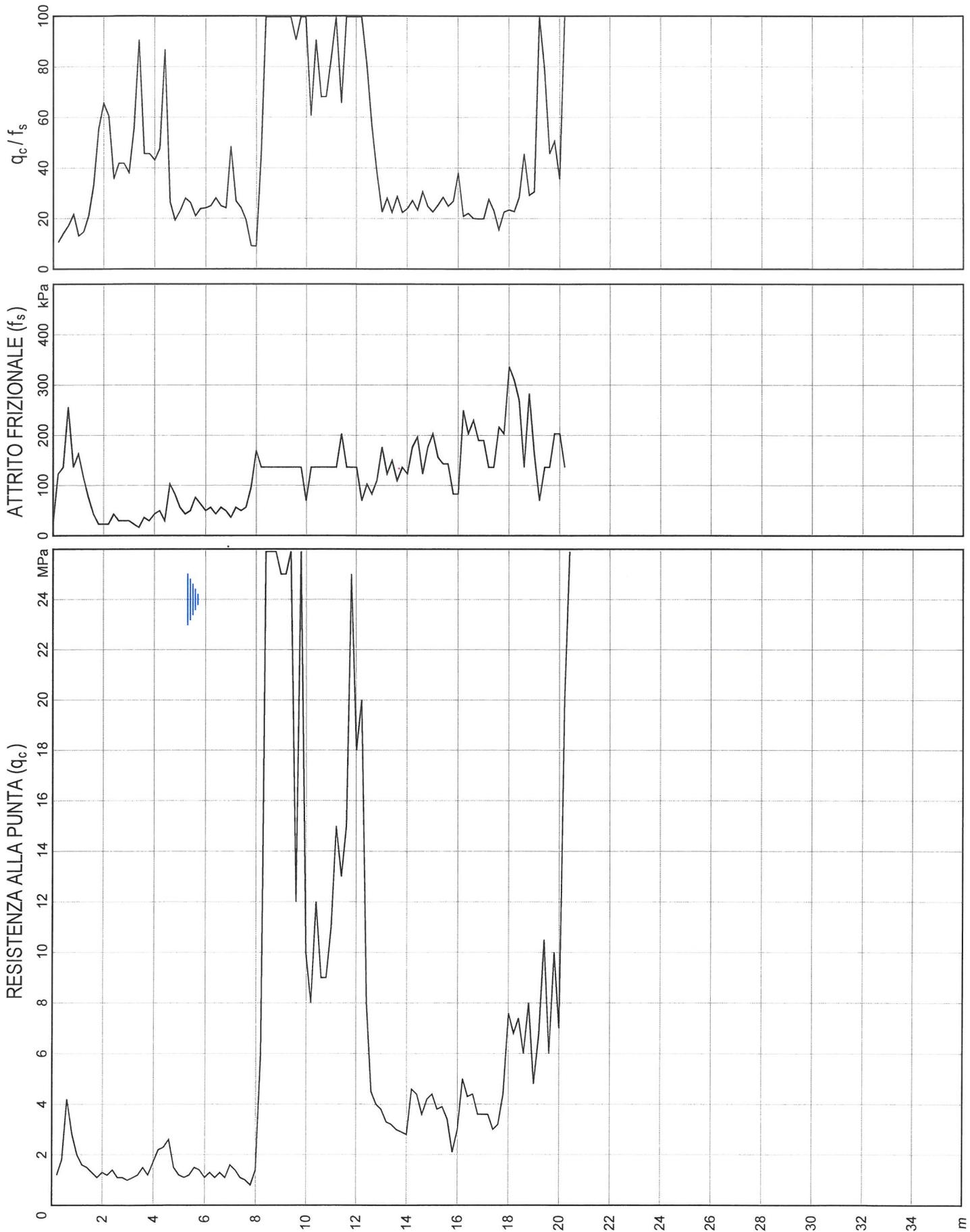


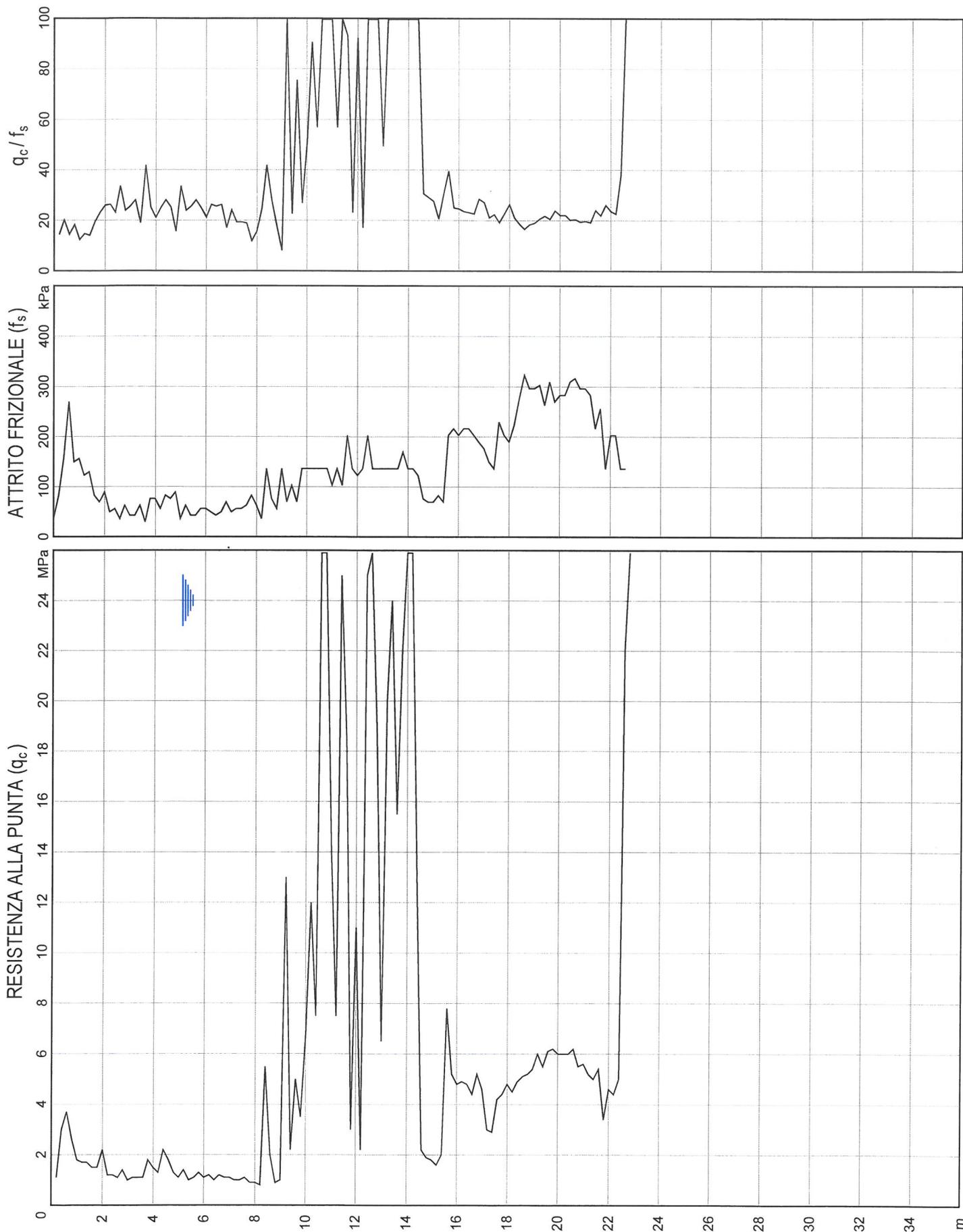


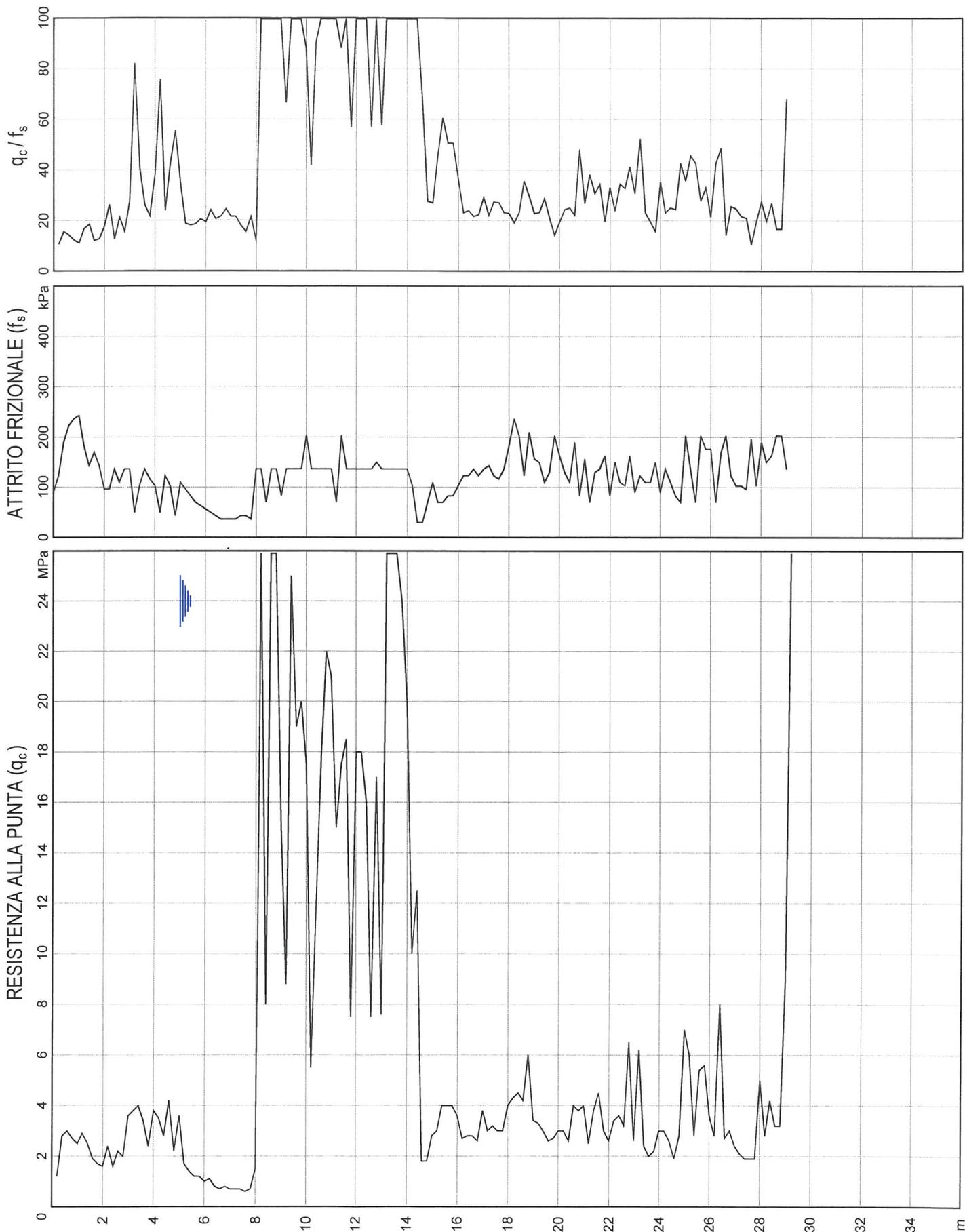


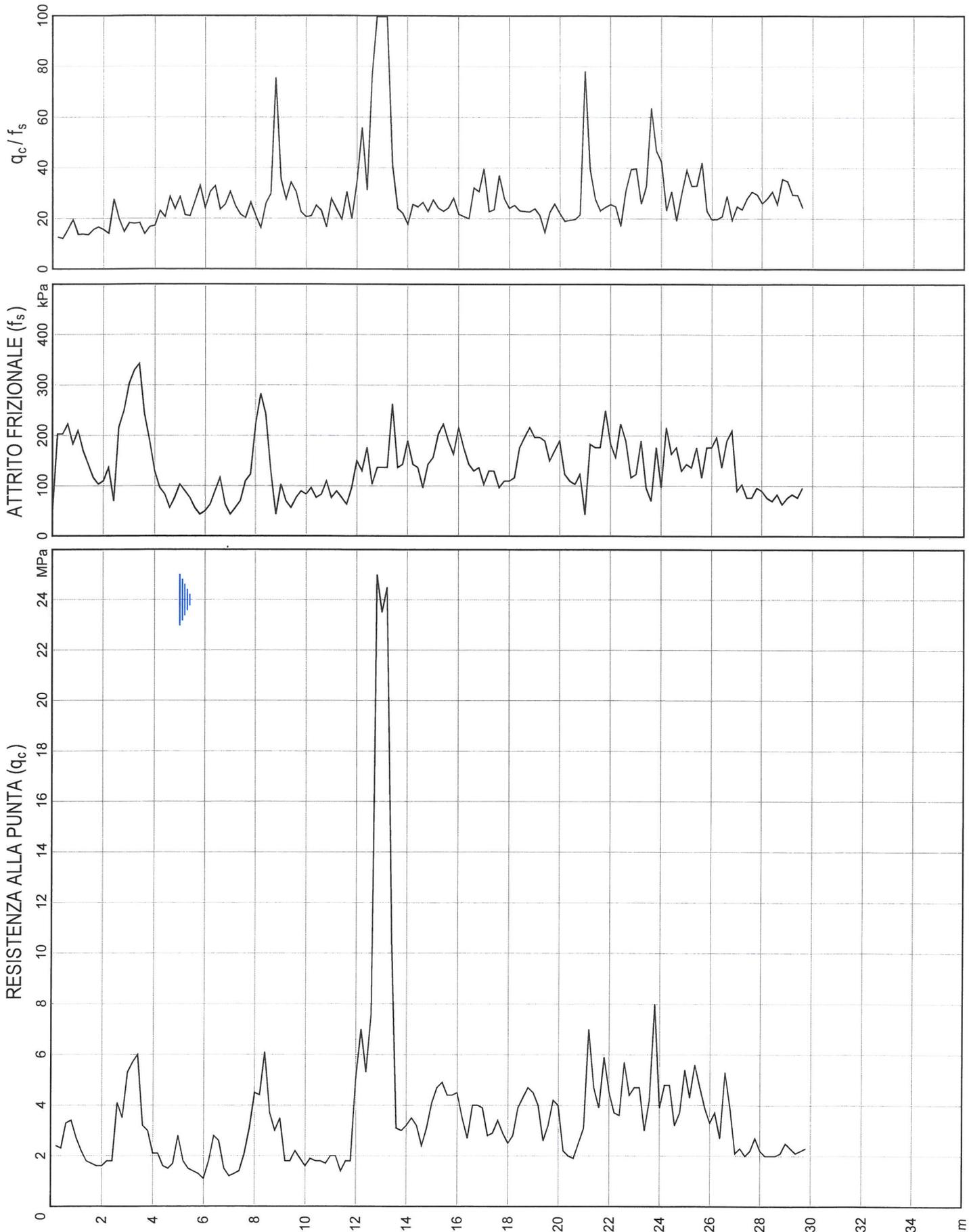


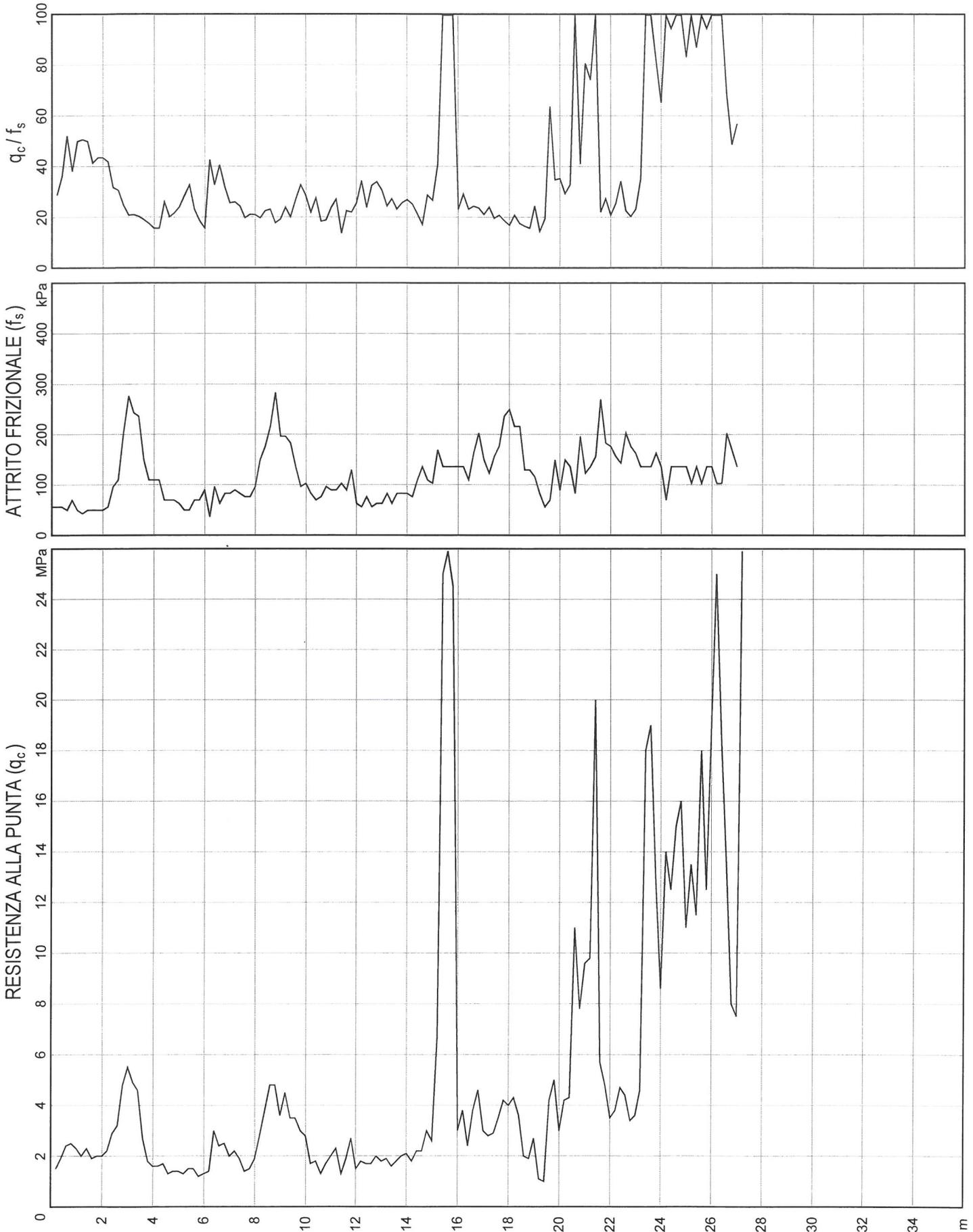


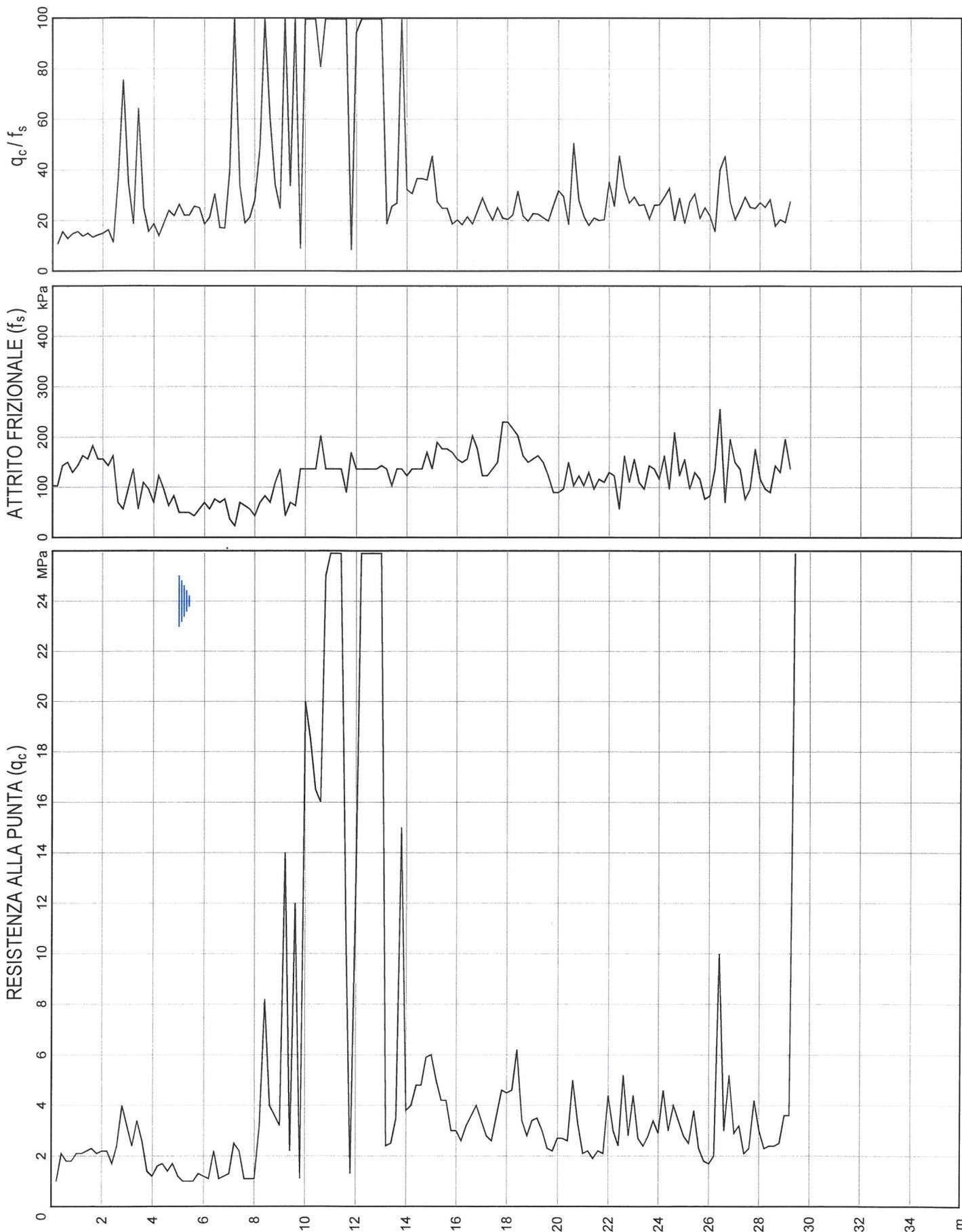


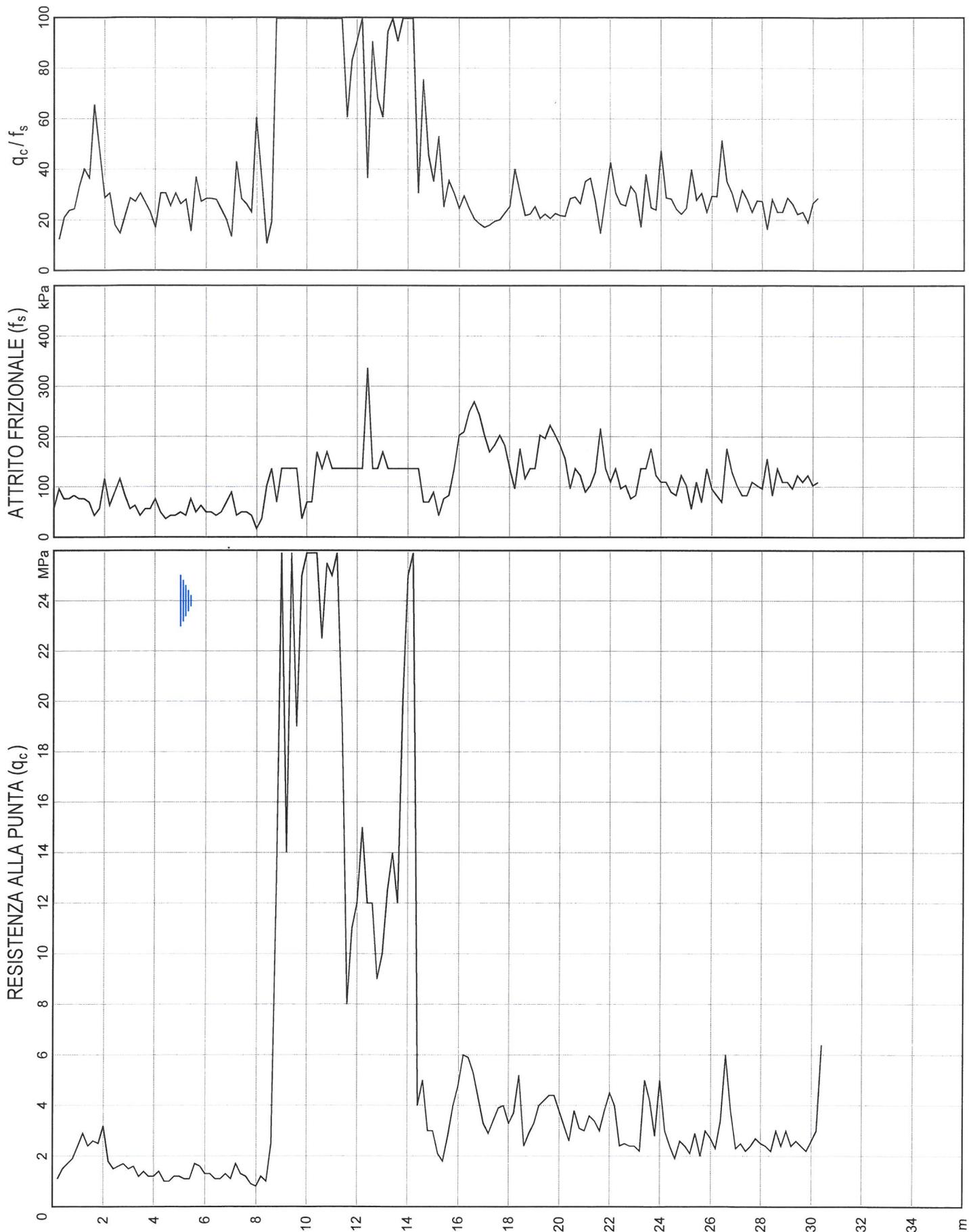


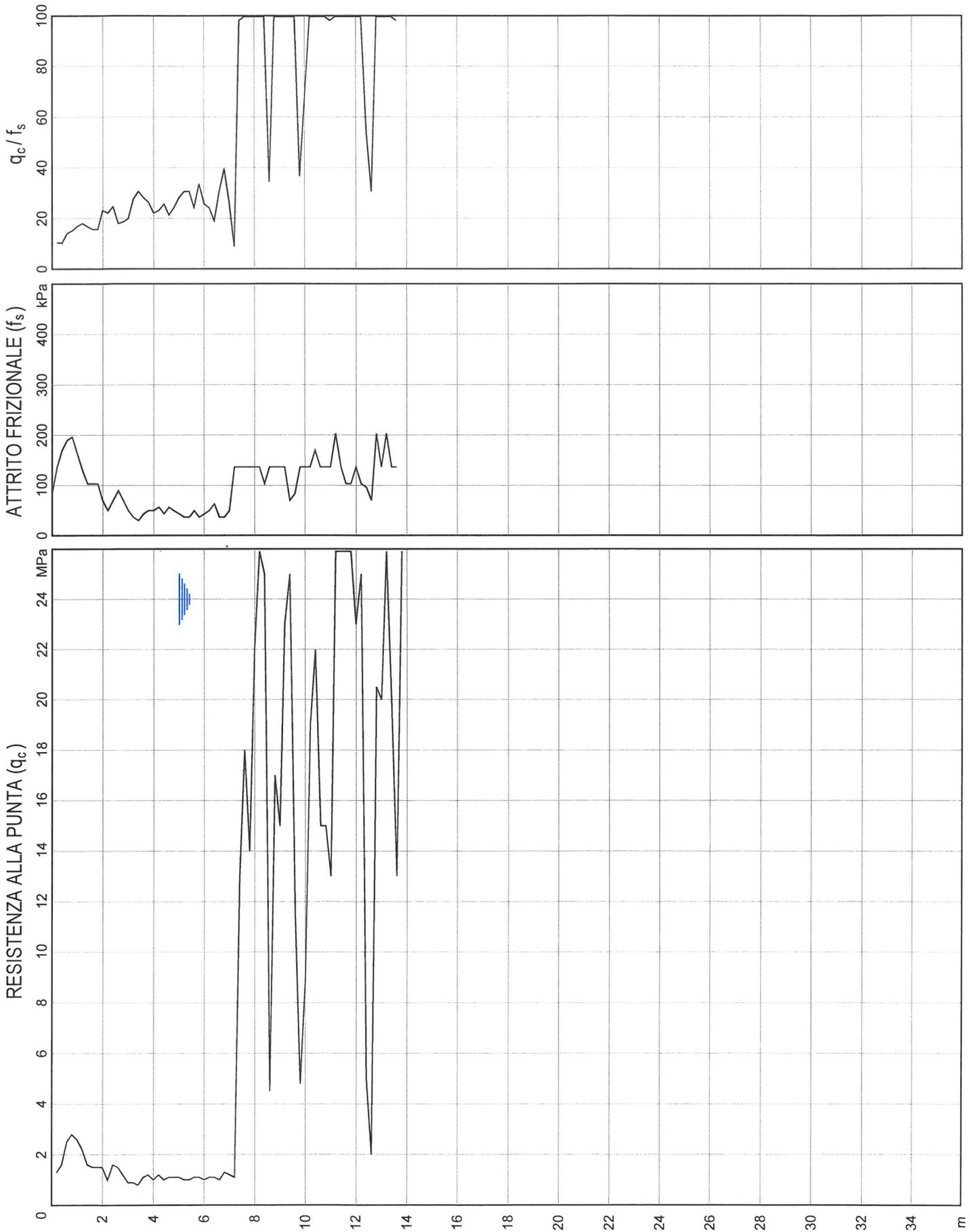


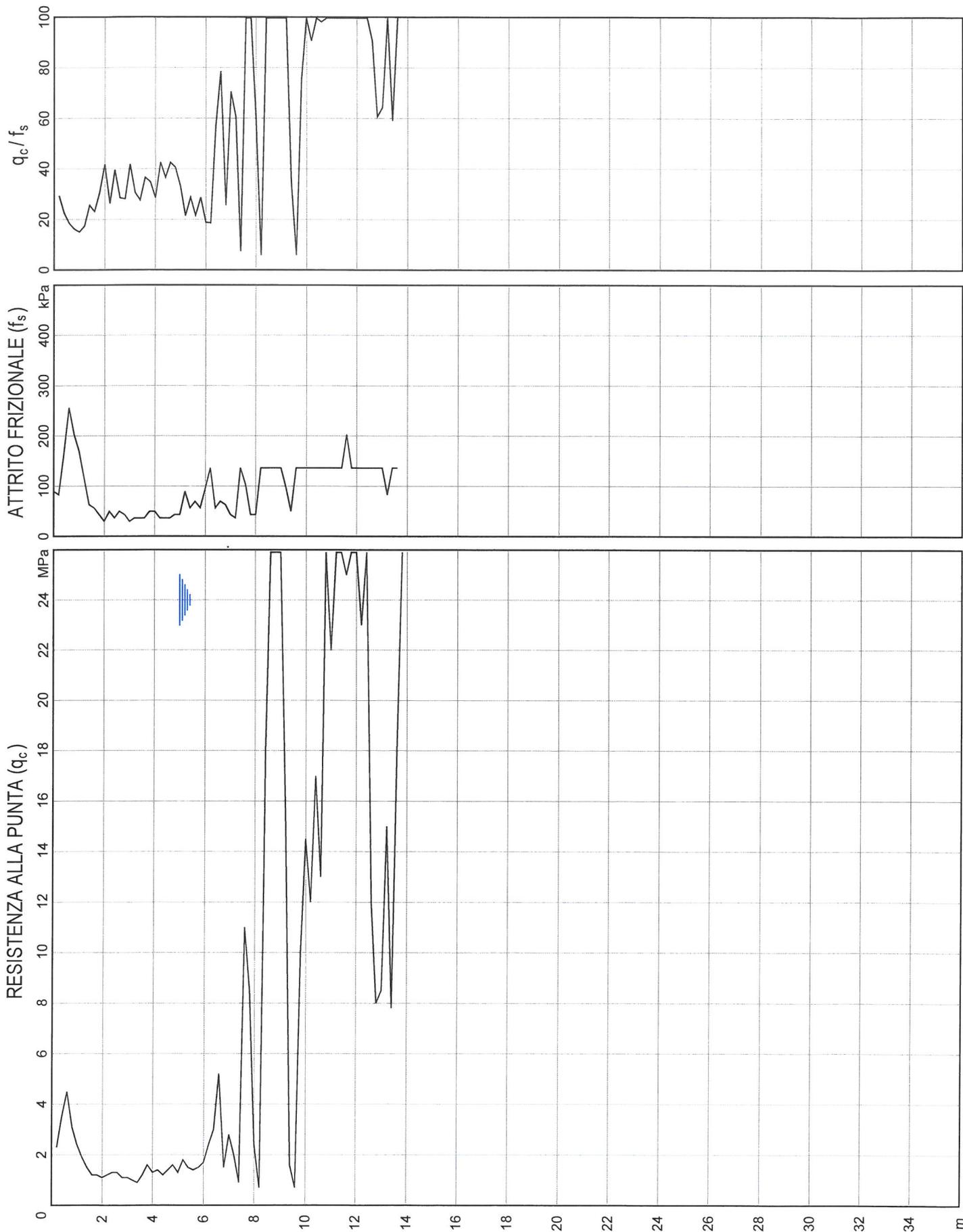


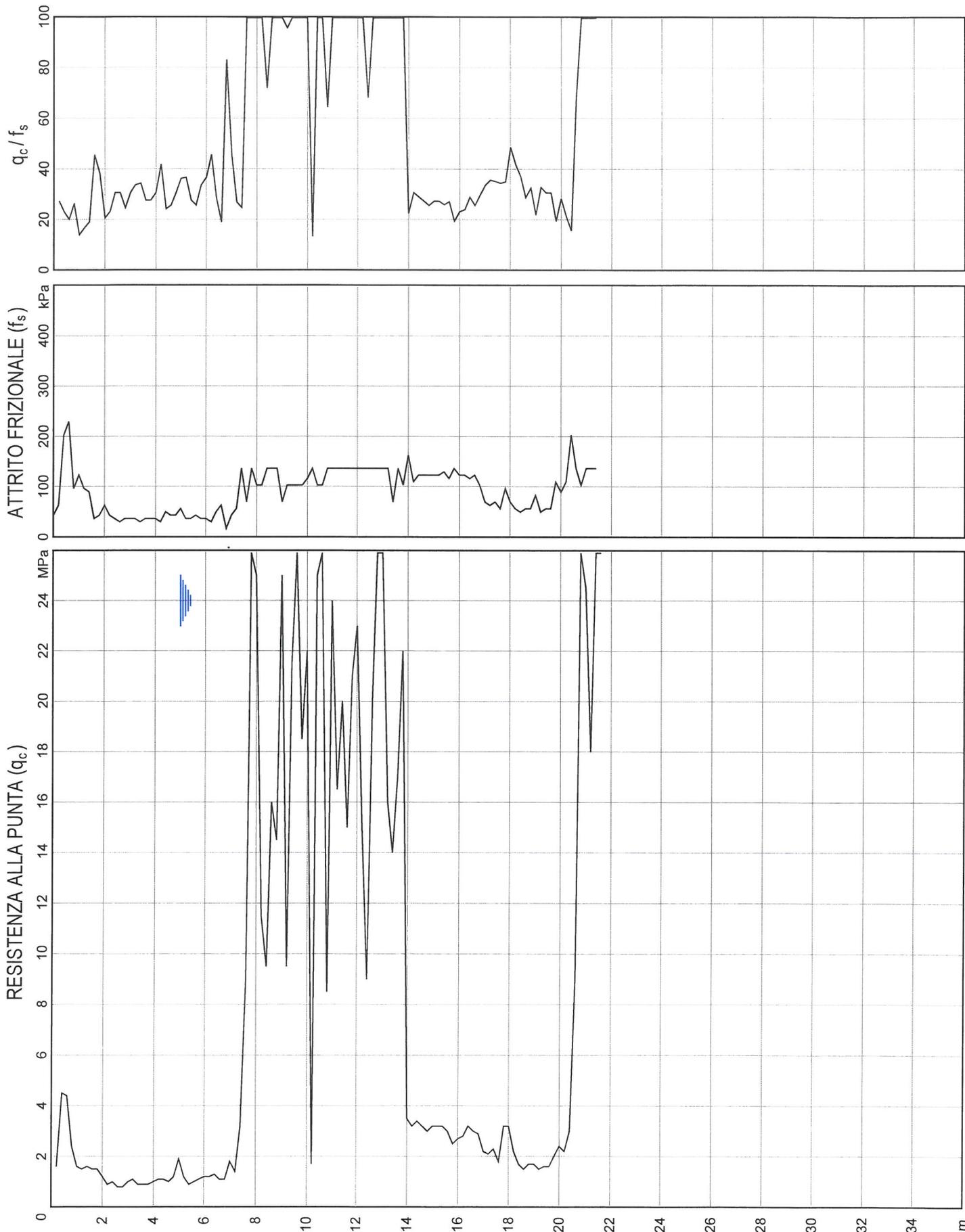


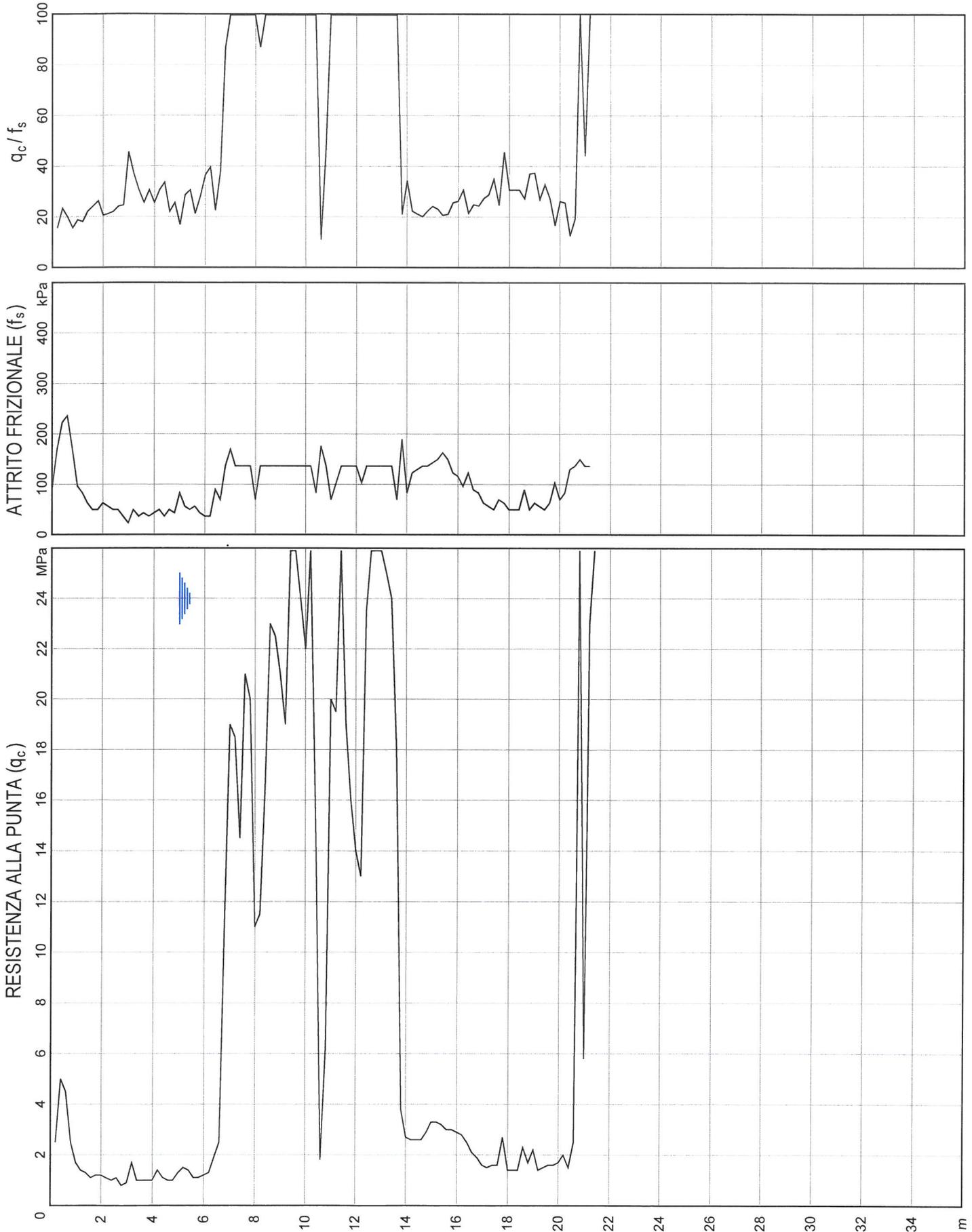


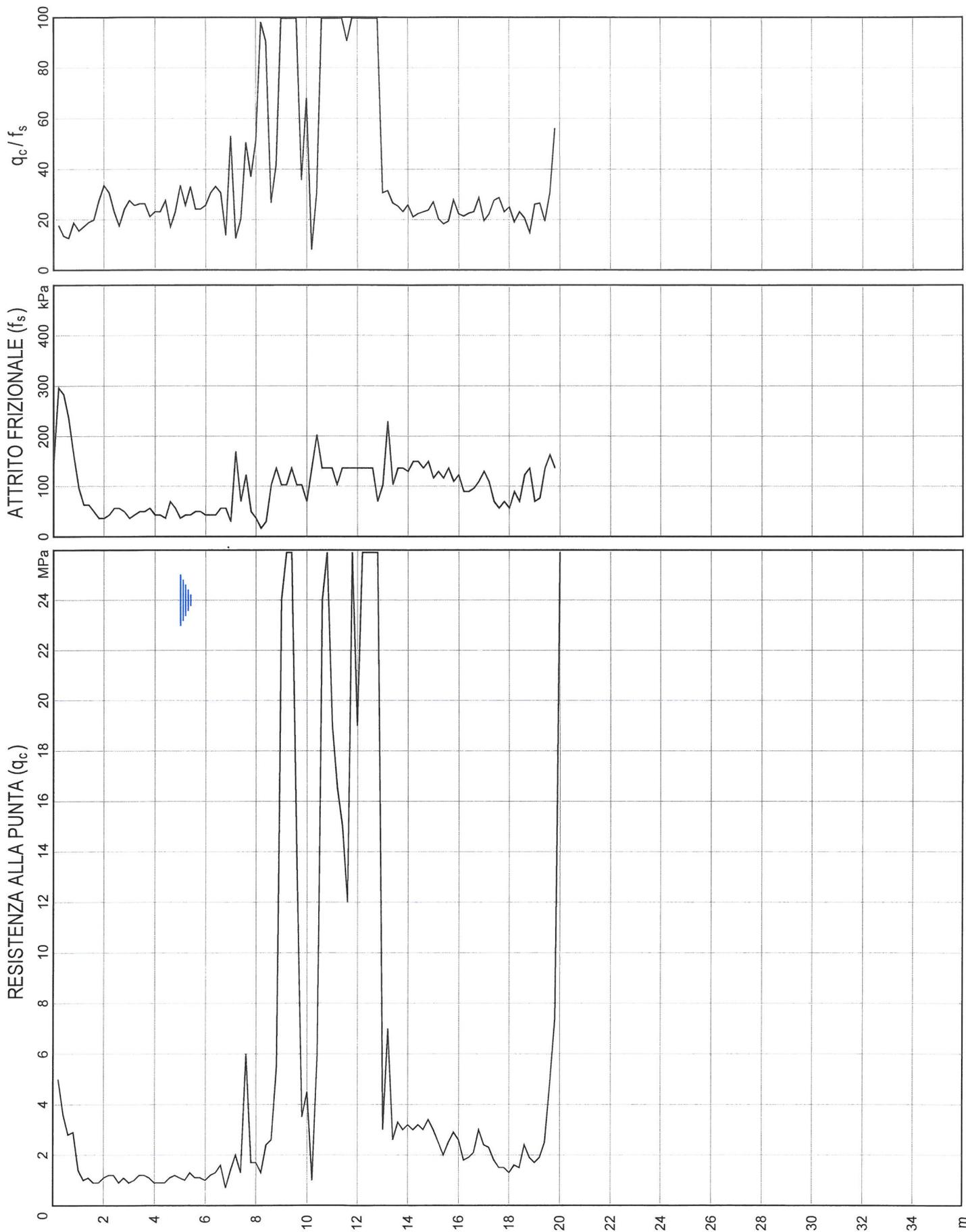


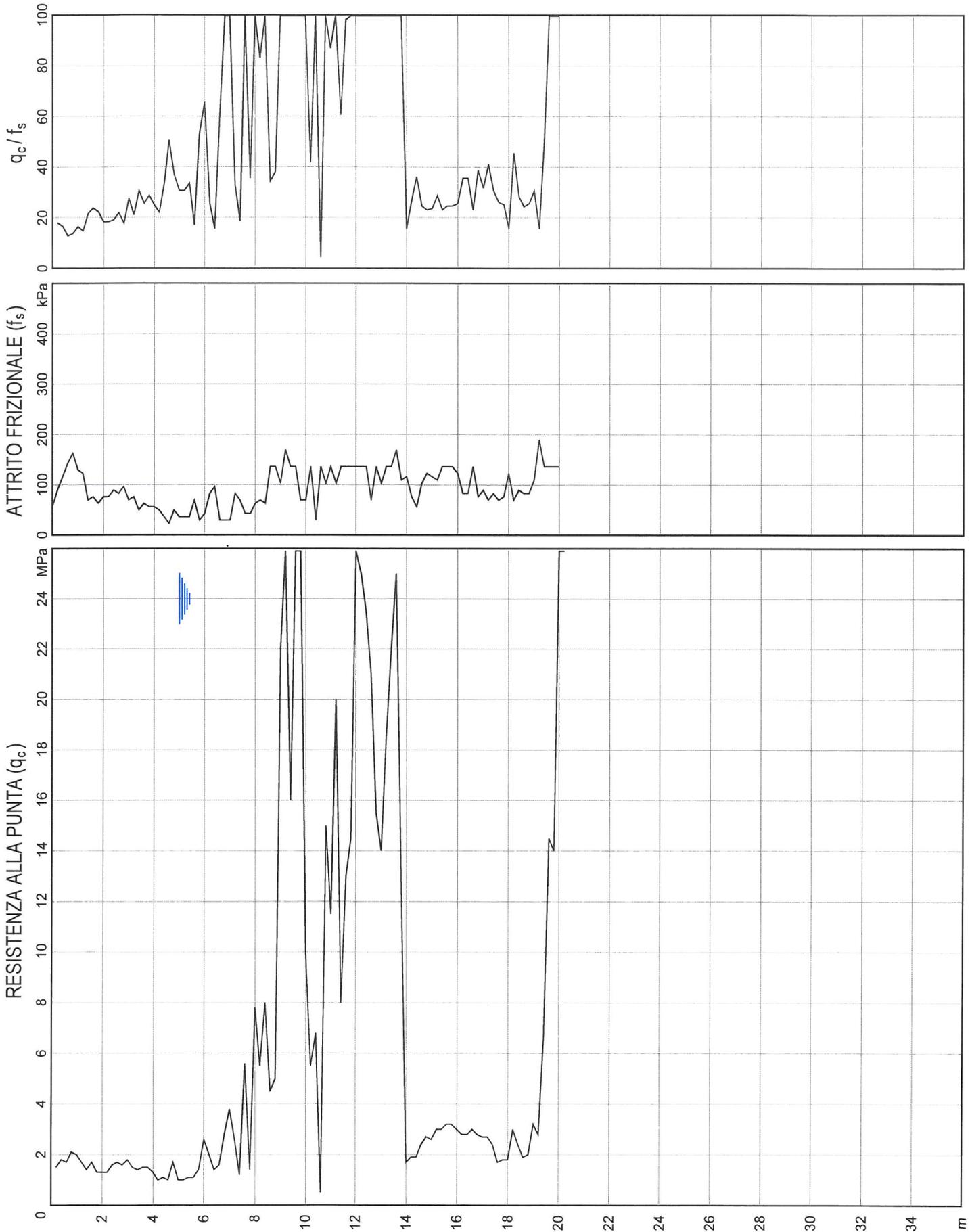


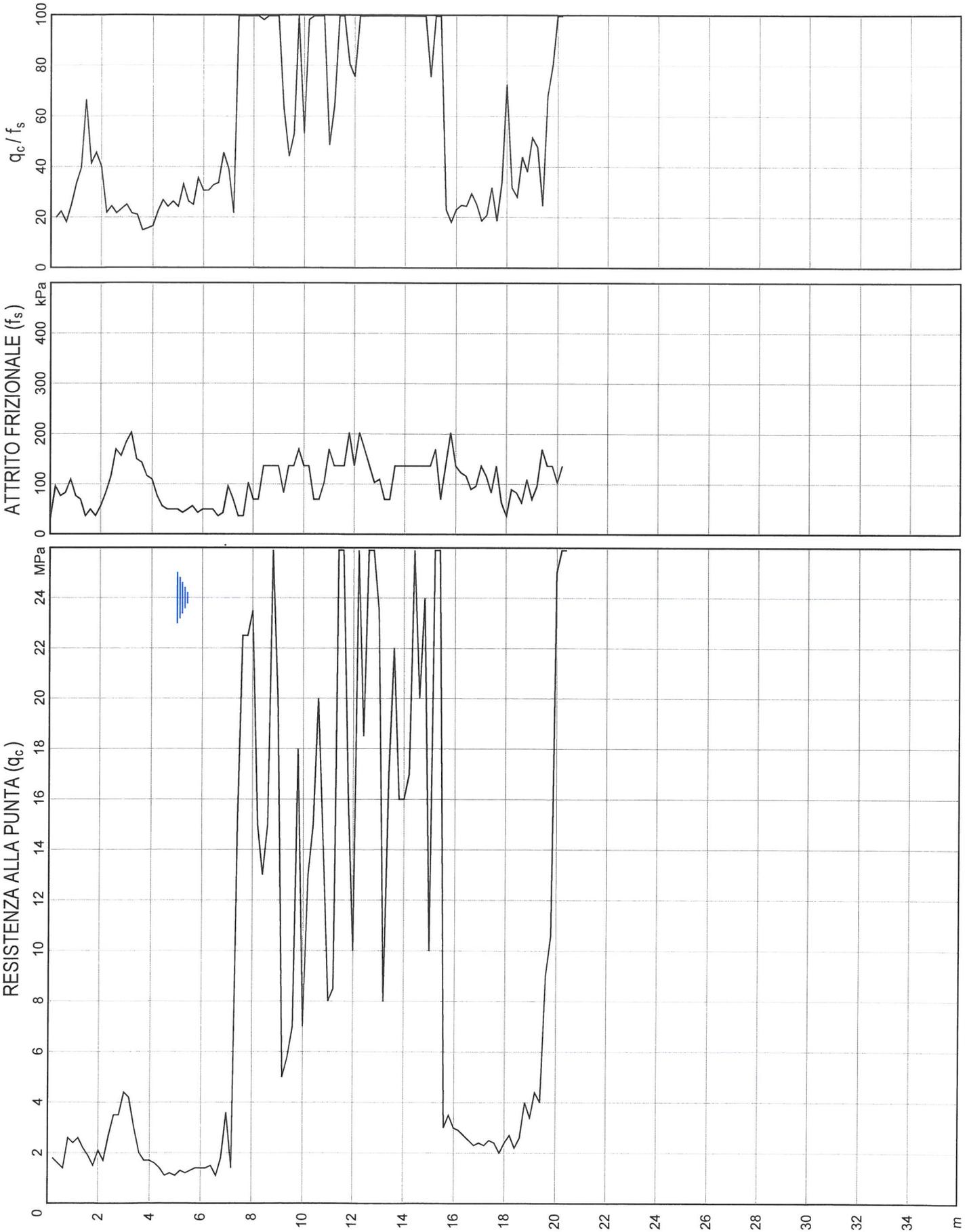


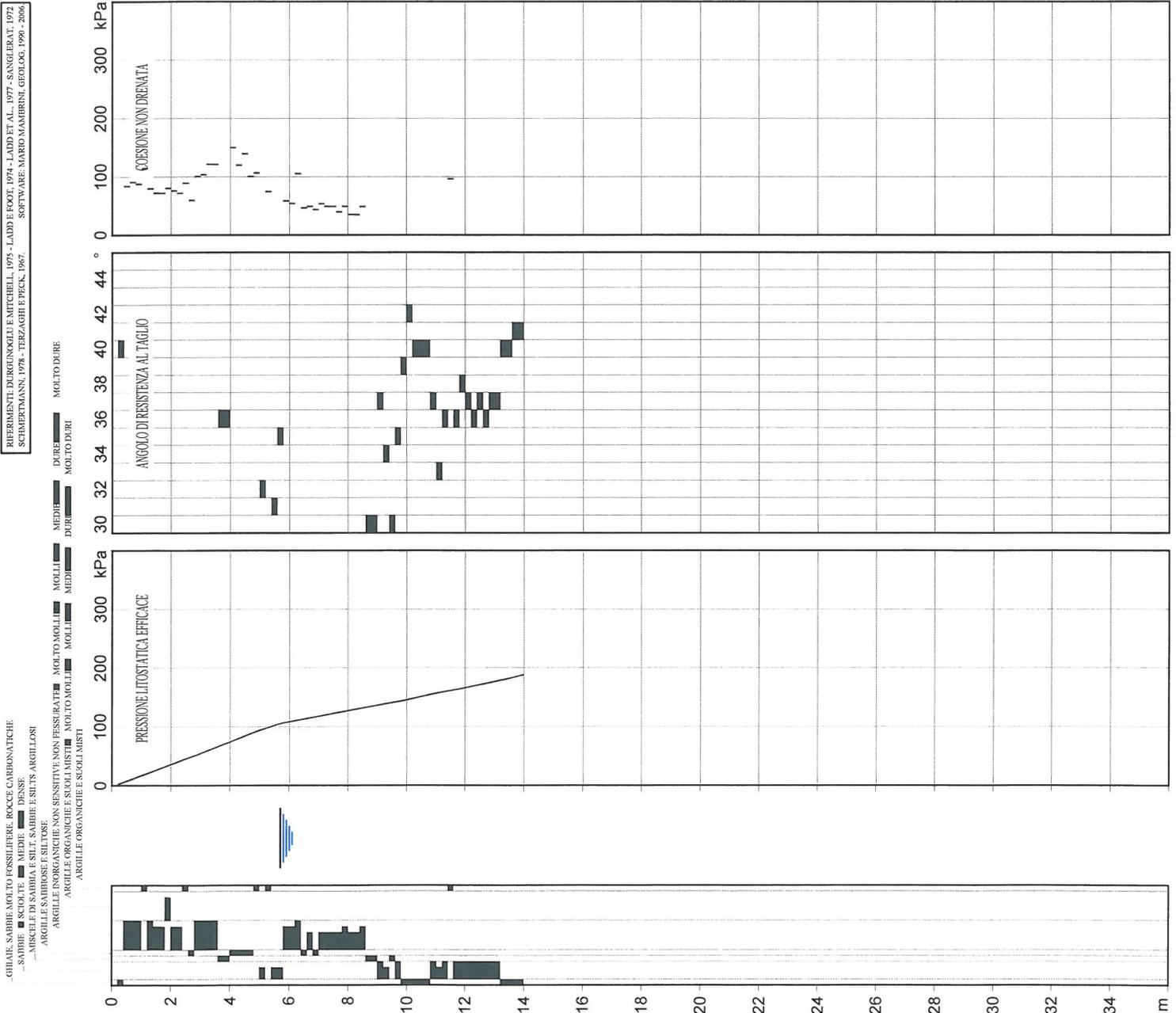
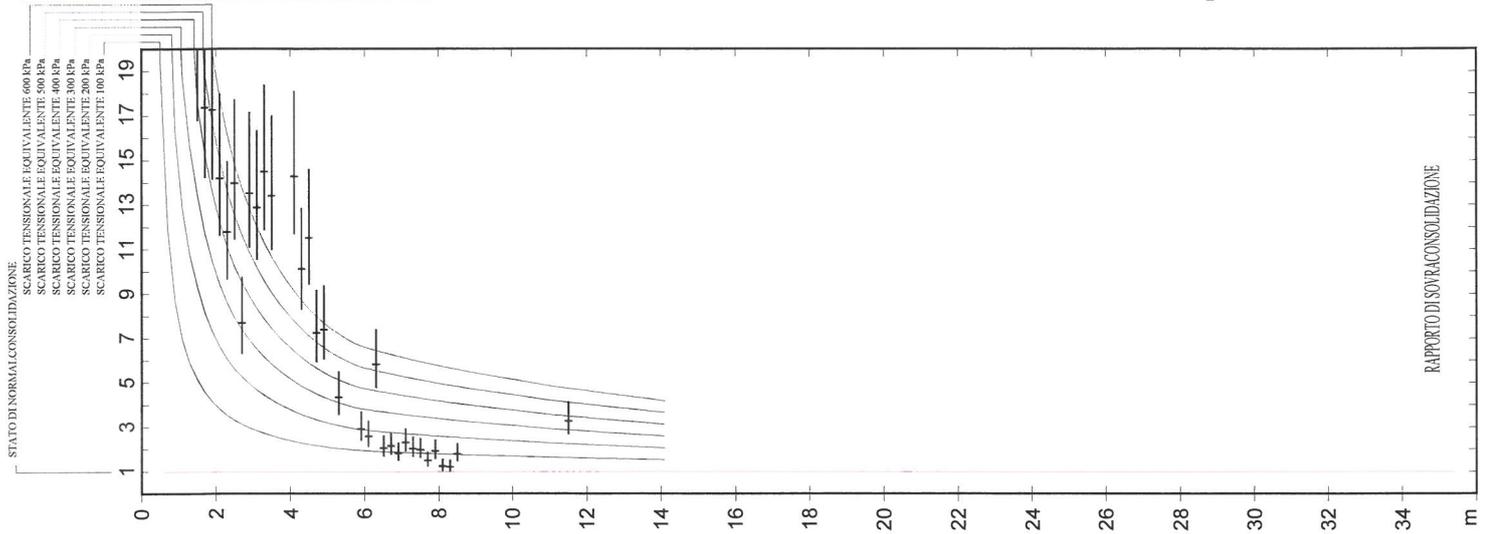


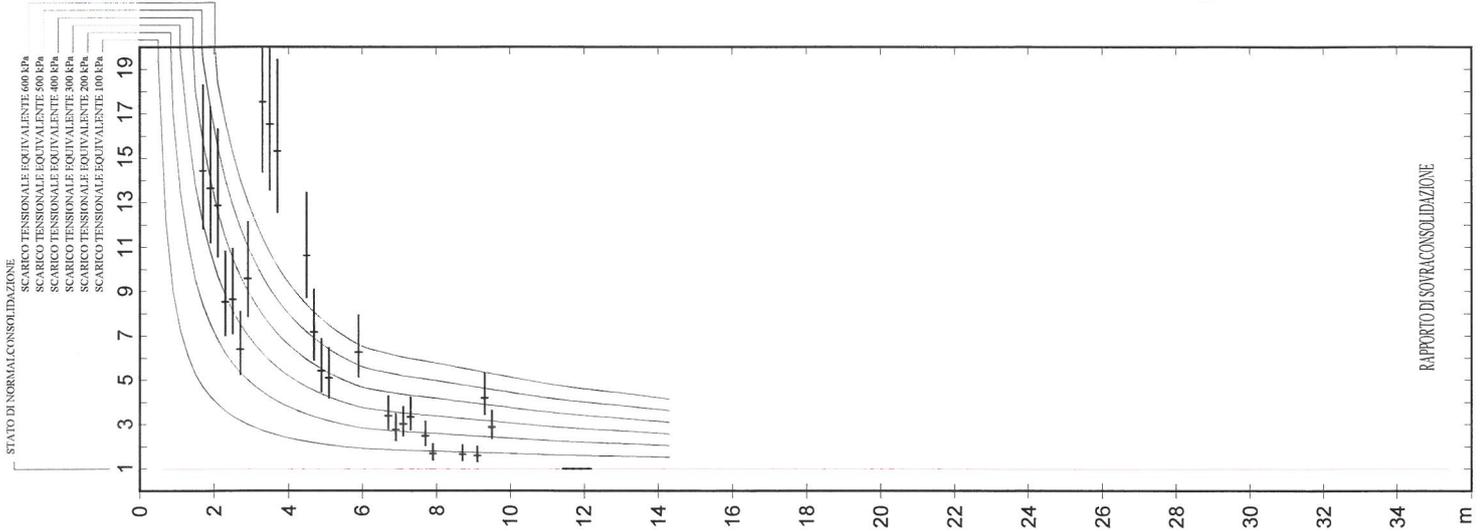






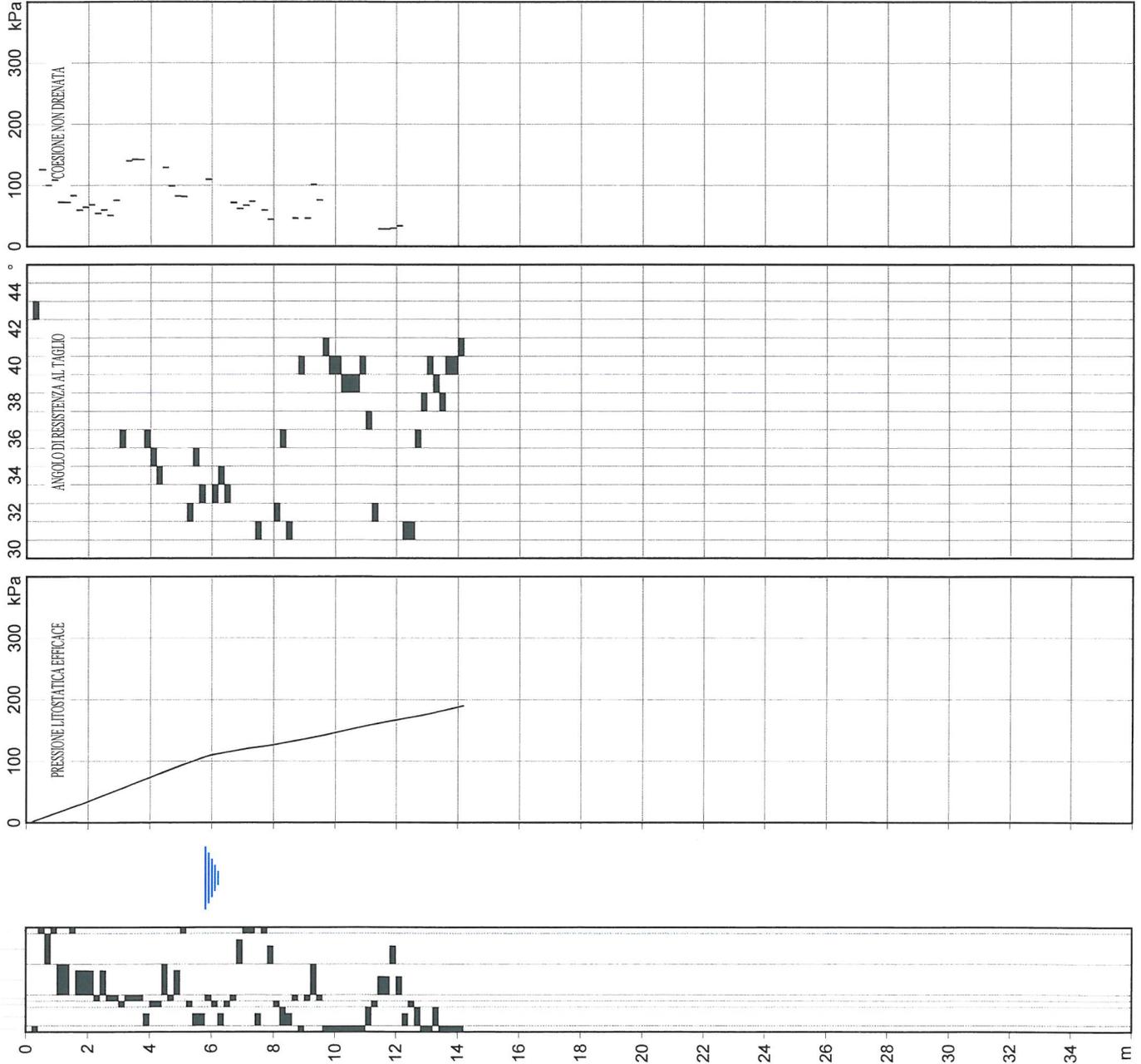


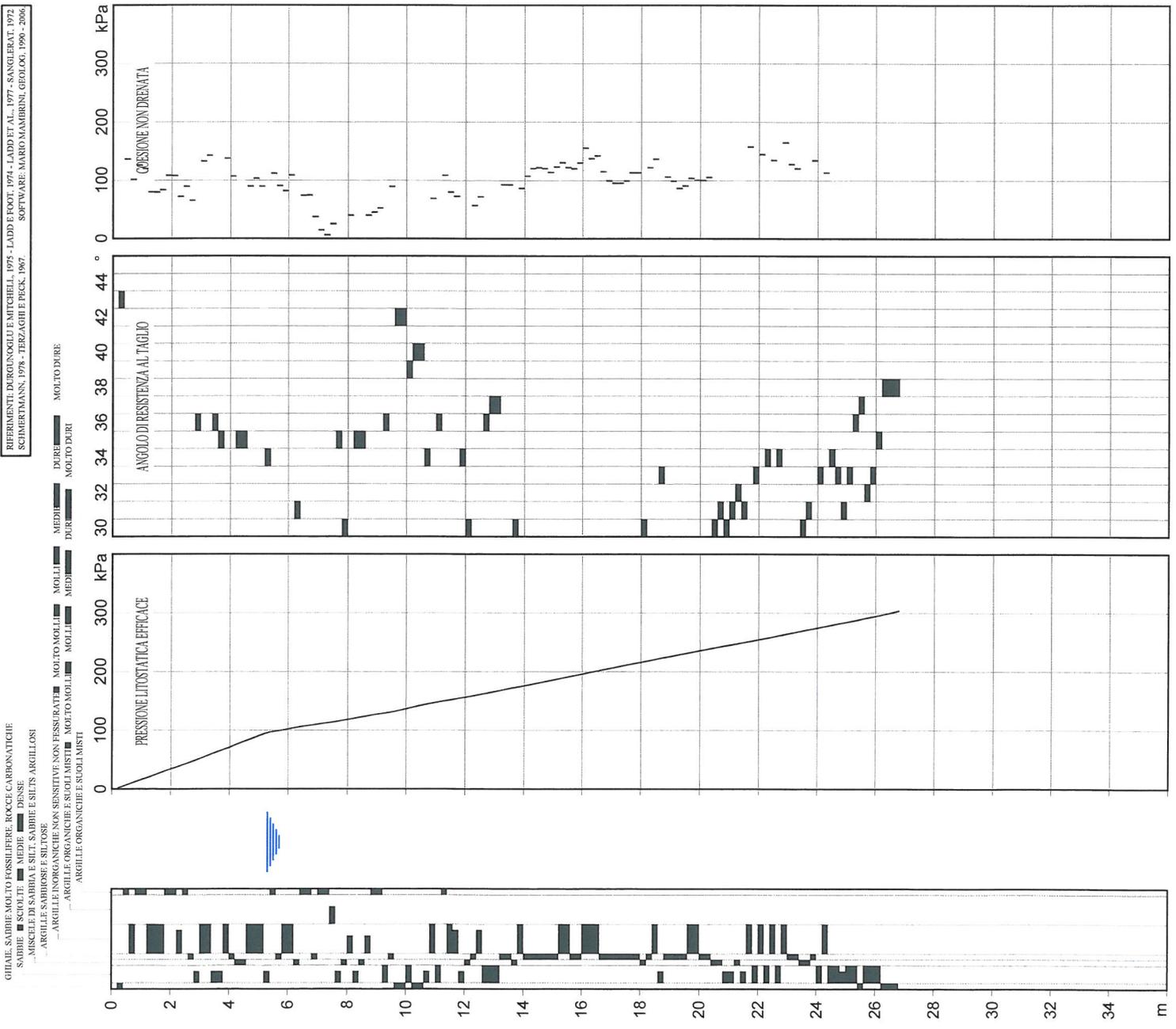
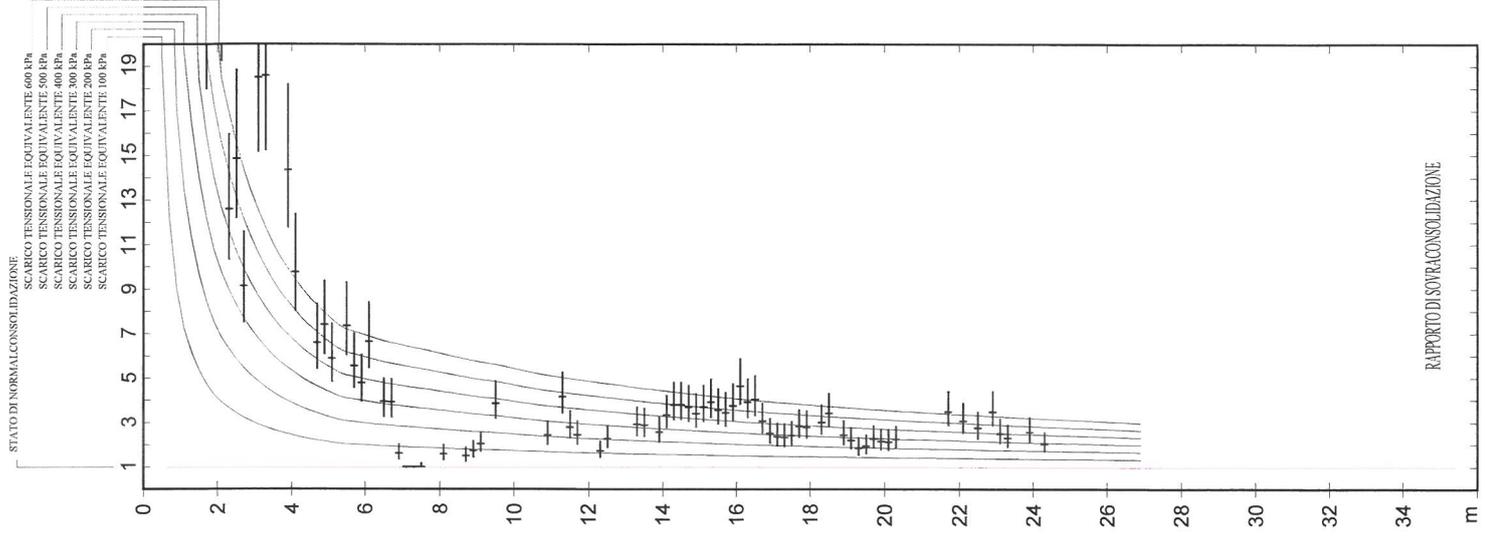




GIULIAE - SABBIE MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 SABBIE - SCIOLTE - MEDIE - DENSE
 MISCELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILT ARGILLI
 ARGILLE SABBIOSE E SILTLOSE
 ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE NON FESSURATE
 ARGILLE INORGANICHE E SUOLI MISITI
 ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI

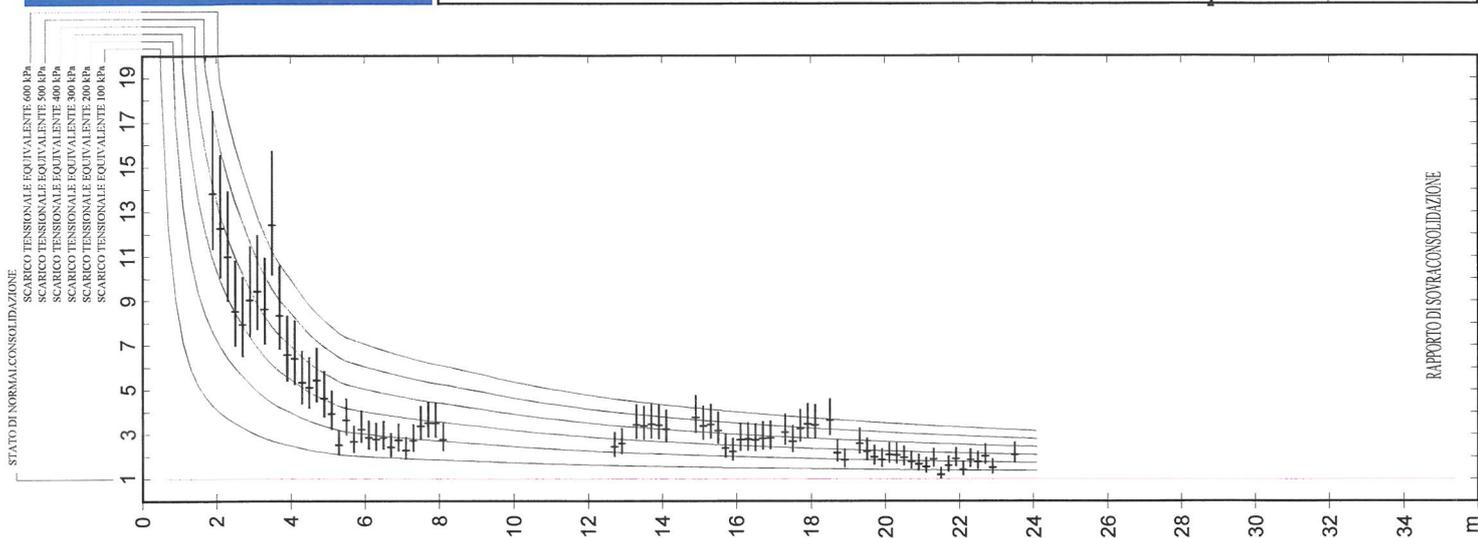
RIFERIMENTI: DURGINOGLI E MITCHELL, 1975 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERAT, 1972 - SCHMERTMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967



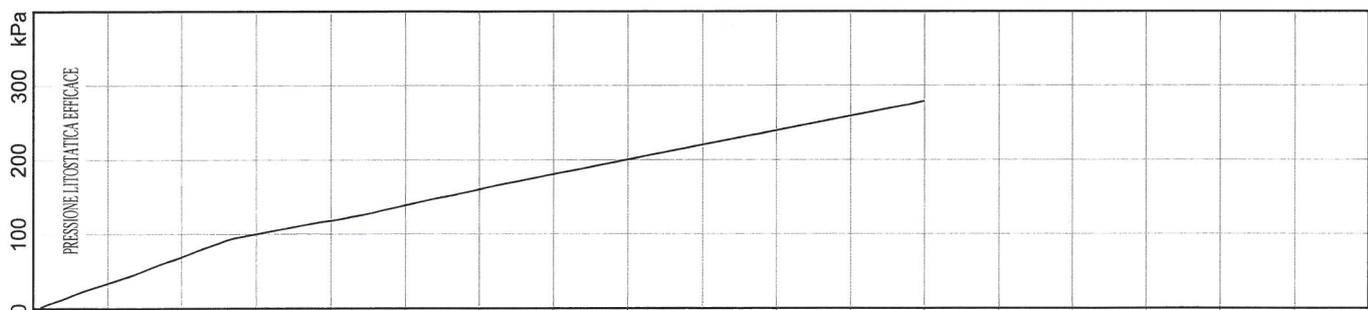
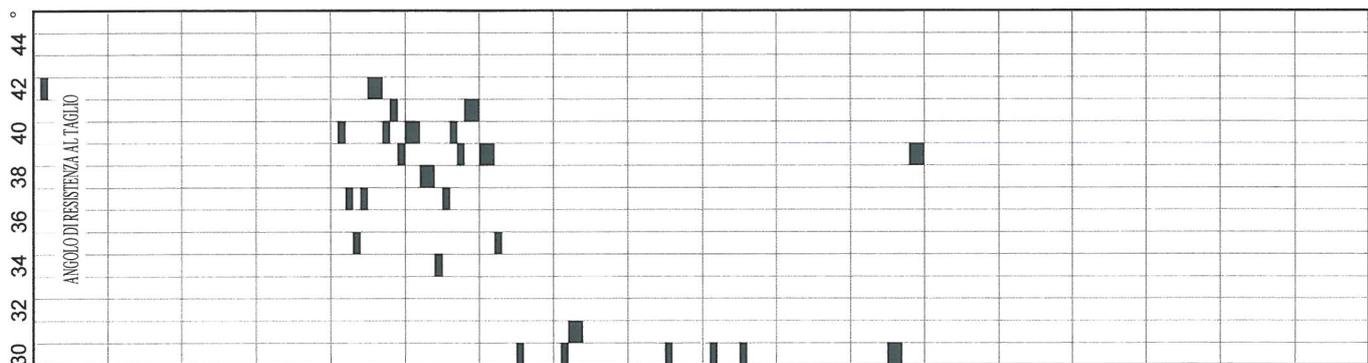
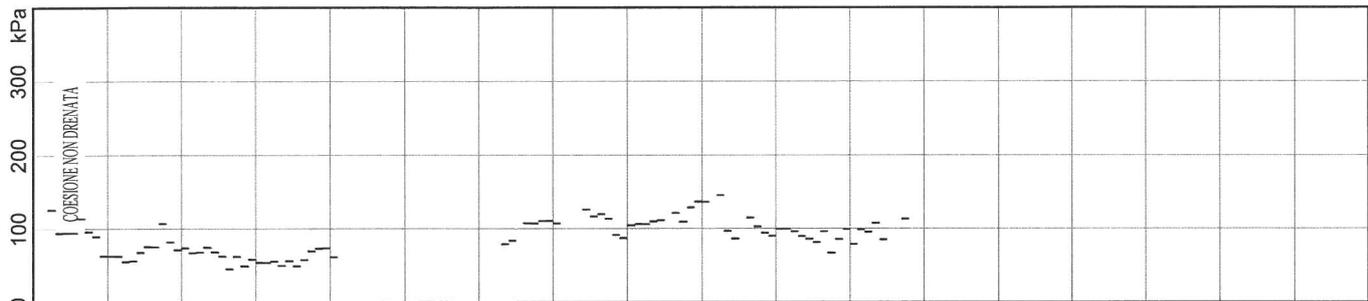


GHIAIE, SABBIE MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 SABBIE ■ SCIOLTE ■ MEDIE ■ DENSE ■
 MISCELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILT ARGILLI
 ARGILLE SABBIOSE E SILTOSE ■
 ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE NON FESSURATE ■ MOLTO MOLLI ■ MOLL ■ MEDI ■
 ARGILLE ORGANICHE E SCIOLTI ■ MOLTO MOLLI ■ MOLL ■ MEDI ■
 ARGILLE ORGANICHE E SUOLIUMISTI ■

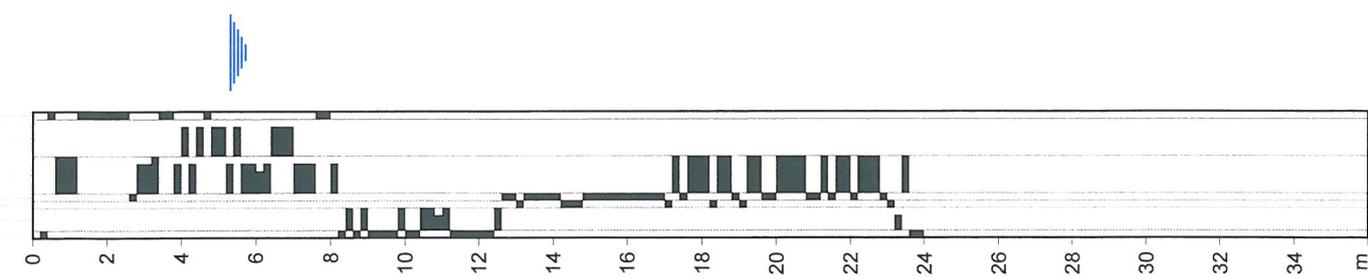
REFERIMENTI: DURIGUOGUO E MITCHELL, 1975 - LADD E FOOT, 1974 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERAT, 1972
 SCHMERTMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967. SOFTWARE: MARIO MAMBRIANI, GEOLOG, 1990 - 2006

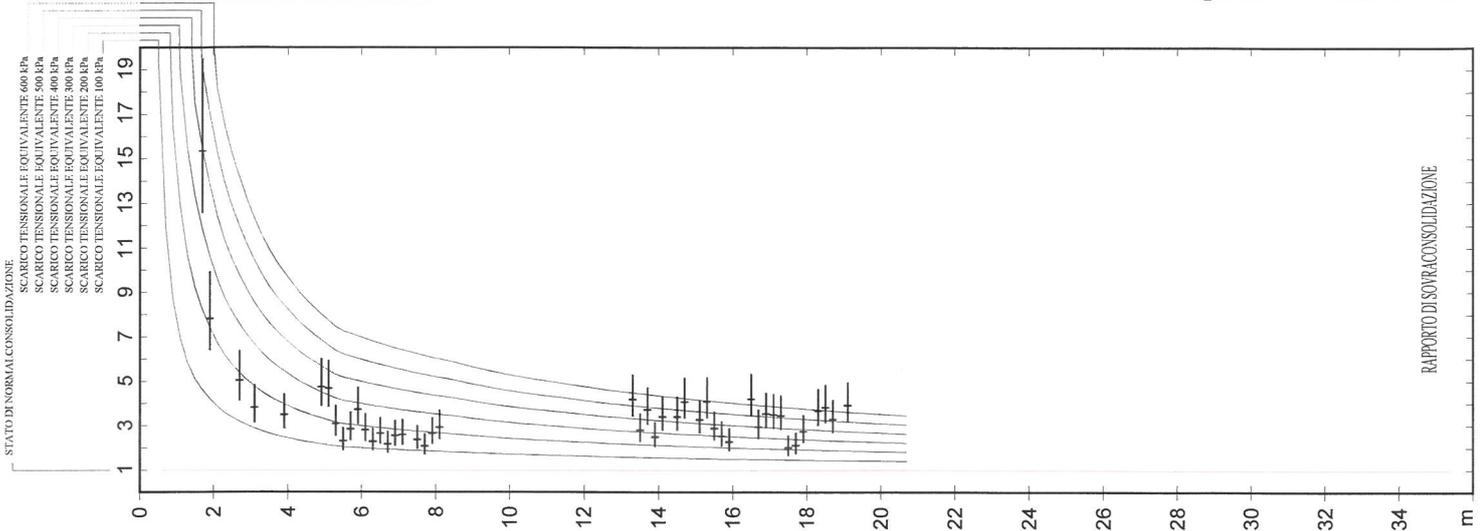


RIFERIMENTI: DURIGONIGLIO E MITCHELL, 1975 - LADD E FOOT, 1974 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERAT, 1972
 SCHIMMERMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967.
 SOFTWARE: MARIO MAMBRINI, GEOLOG, 1990 - 2006



GHIAIE, SABBIE MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 SABBIE SCIOLITE MEDIE DENSE
 MISCELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILT ARGILLOSI
 ARGILLE SABBIOSE E SILTLOSE
 ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE NON FERRUGINATE MOLTO MOLLI
 ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI MOLTO MOLLI
 ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI

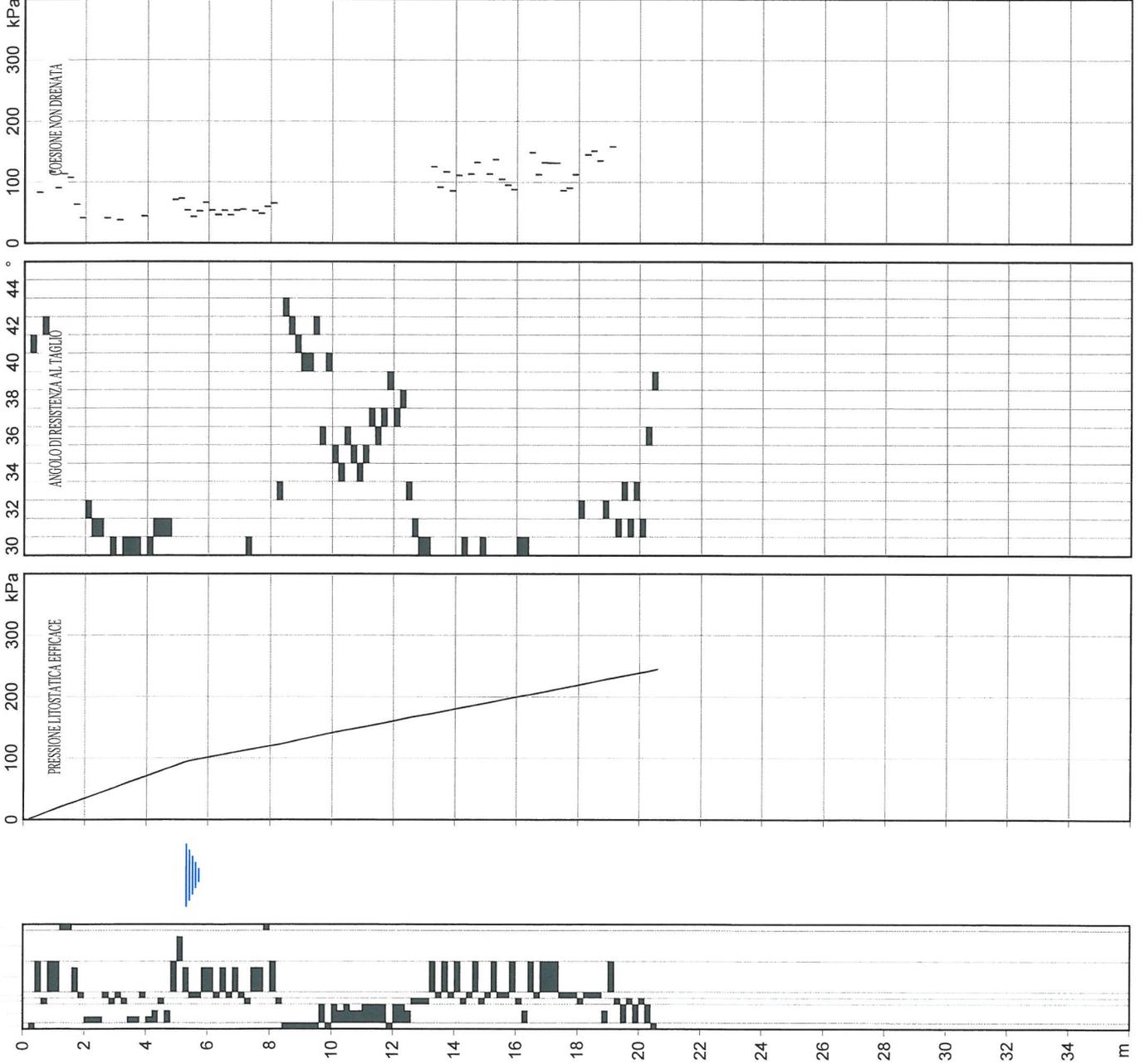




STATO DI NORMA CONSOLIDAZIONE
 SCARICO TENSIONALE EQUIVALENTE 600 kPa
 SCARICO TENSIONALE EQUIVALENTE 500 kPa
 SCARICO TENSIONALE EQUIVALENTE 400 kPa
 SCARICO TENSIONALE EQUIVALENTE 300 kPa
 SCARICO TENSIONALE EQUIVALENTE 200 kPa

RAFFINAMENTO DI SOTTORCONSOLIDAZIONE

CHIAI, SABBIE MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 SABBIE SCIOLTE MEDIE DENSE
 MISCELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILT ARGILLOSI
 ARGILLE SABBIOSE E SILTLOSE
 ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE NON FESSURATI
 ARGILLE ORGANICHE E SCOLMISTI
 ARGILLE ORGANICHE E SCOLMISTI



DURE MOLTO DURE
 DURE MOLTO DURE

MOLTO DURE
 MOLTO DURE

MOLTI
 MOLTI

MOLTO MOLTI
 MOLTO MOLTI

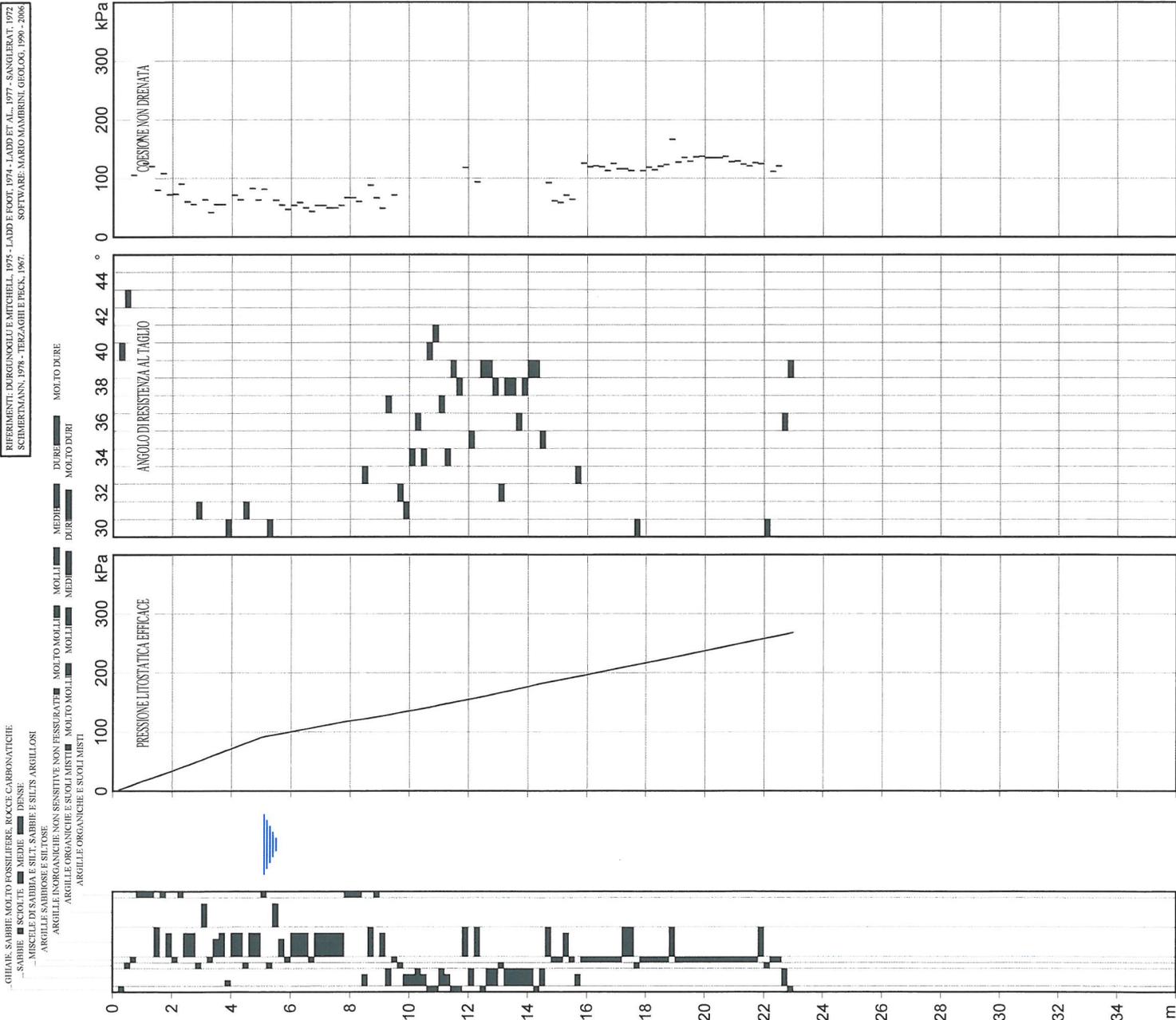
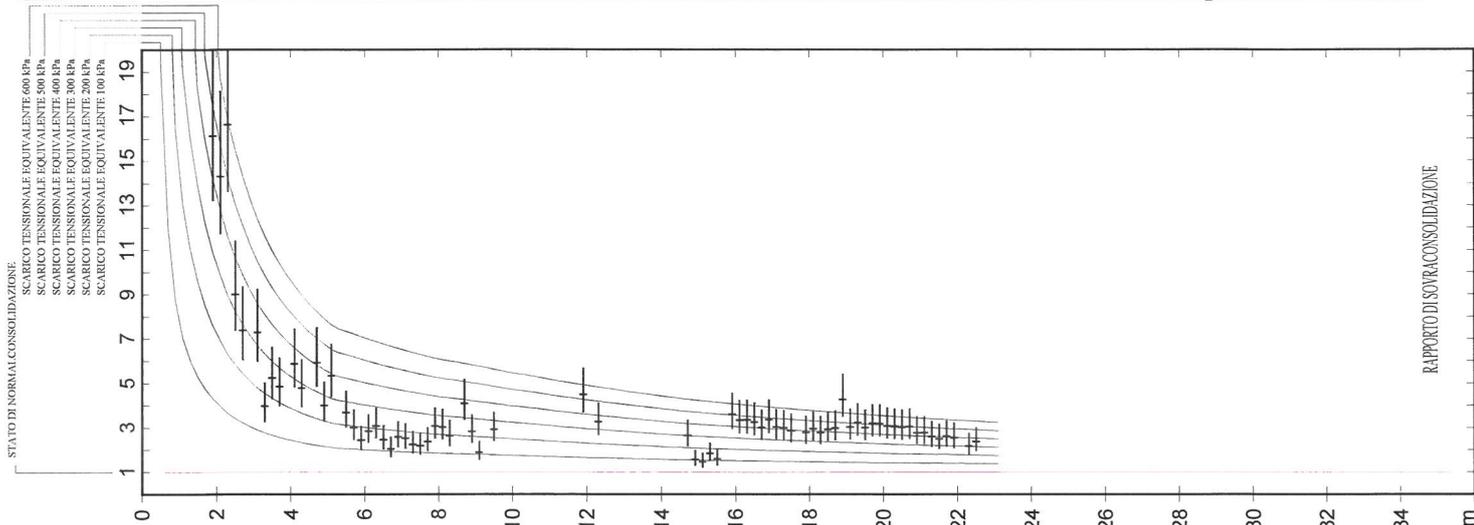
MOLTI
 MOLTI

MOLTO MOLTI
 MOLTO MOLTI

MOLTI
 MOLTI

MOLTO MOLTI
 MOLTO MOLTI

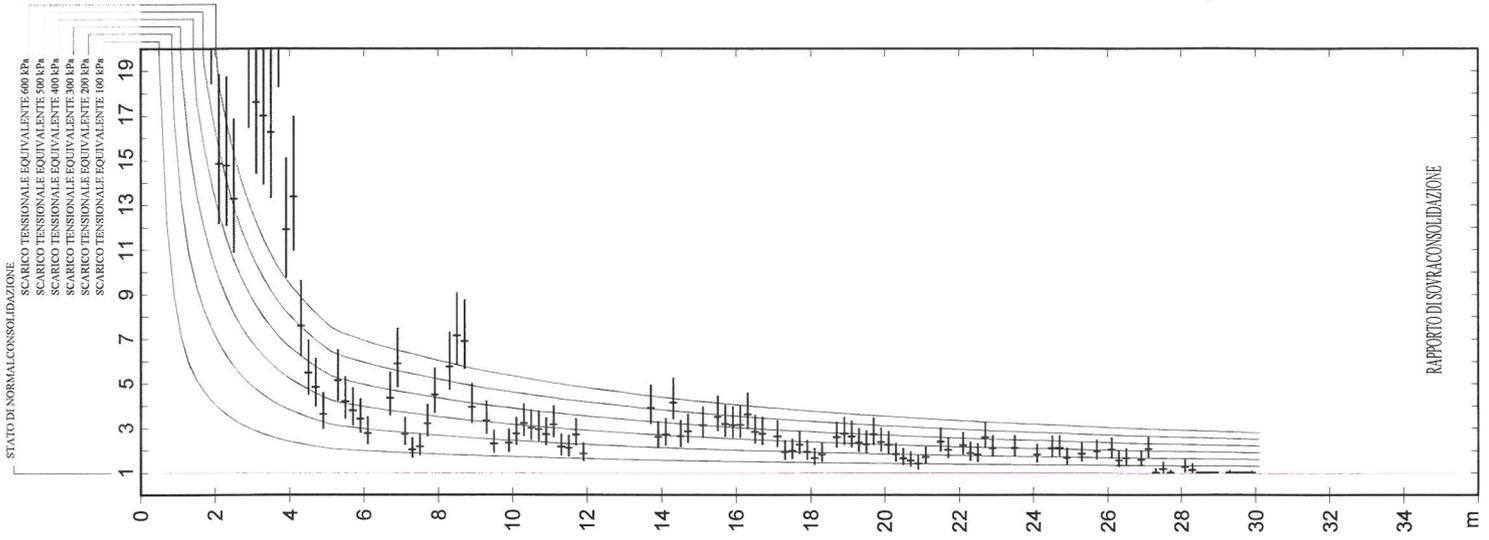
MOLTI
 MOLTI



GHIAIE, SABBIE MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 SABBIE SCIOLTE, MEDIE, DENSE
 MISCELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILT ARGILLOSI
 ARGILLE SABBIOSE E SILTOSE
 ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE NON FESSURATE, MOLTO MOLLI, MOLLISSIME
 ARGILLE ORGANICHE E SODIUMISTE, MOLTO MOLLI, MOLLISSIME
 ARGILLE ORGANICHE E SODIUMISTE

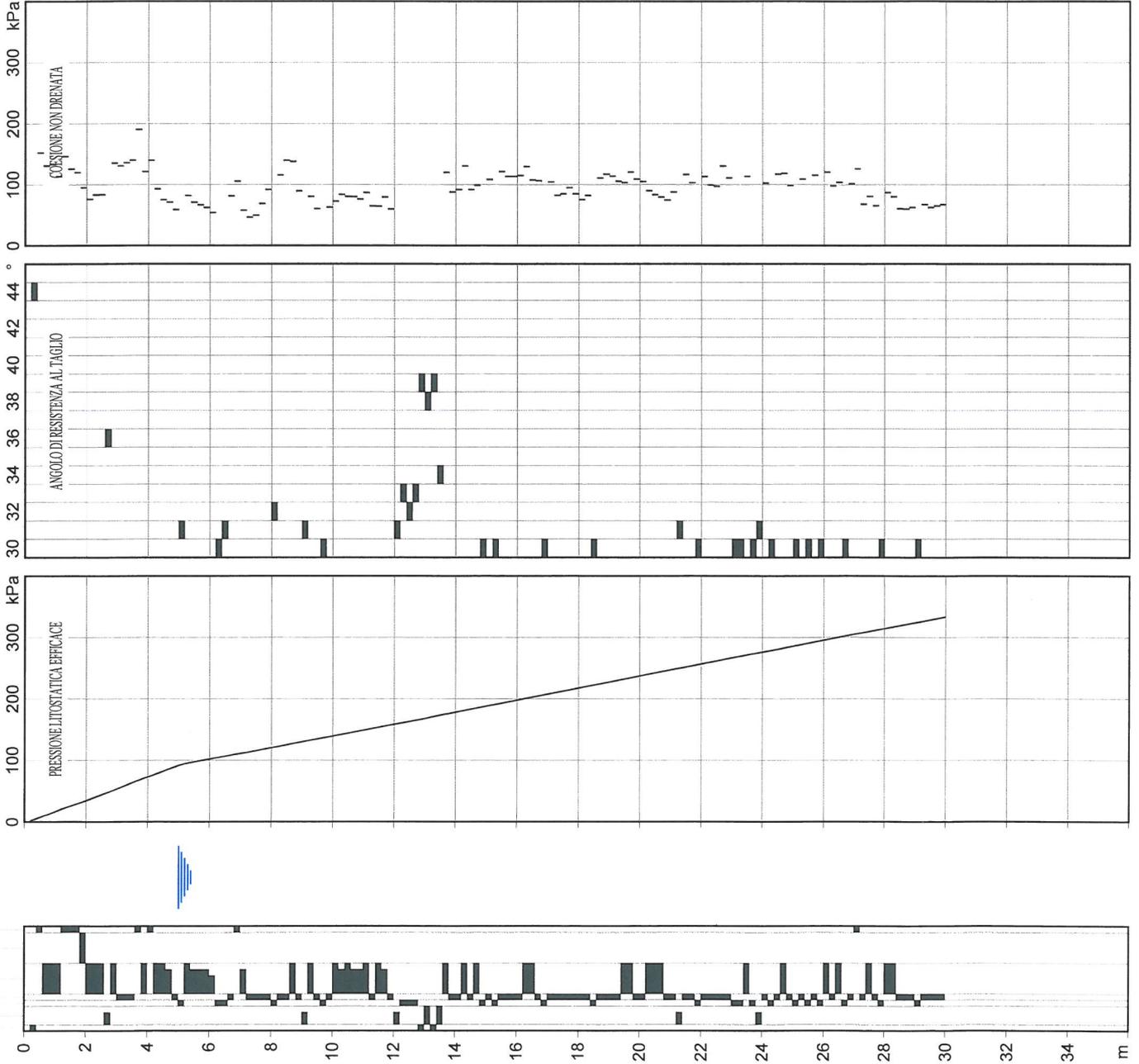
DURE, MOLTO DURE
 DUR, MOLTO DURI
 MEDIE, MOLLISSIME
 MOLI, MOLLISSIME

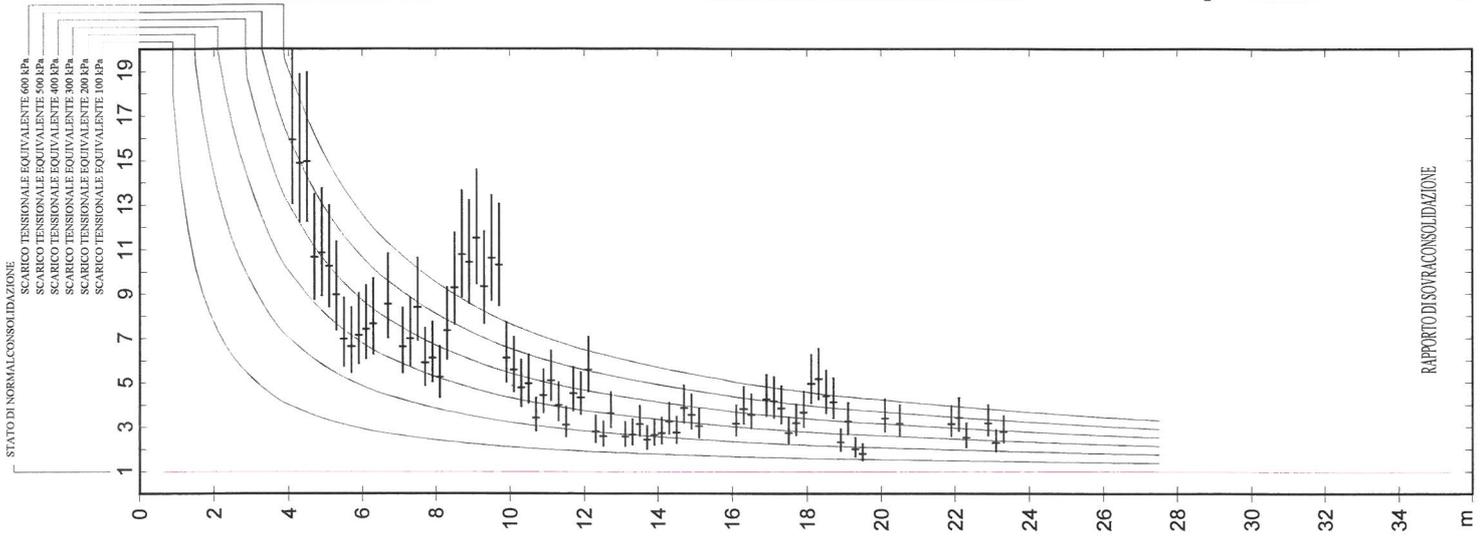
REFERIMENTI: DURIGUOCOLI E MITCHELL, 1975 - LADD E FOOT, 1974 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERAT, 1972
 SCHMERTMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967.
 SOFTWARE: MARIO MAMBRINI, GEOLOG, 1990 - 2006



RIFERIMENTI: DURIGUNGLU E MITCHELL, 1975 - LADD E FOOT, 1974 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERAT, 1972
 SCHIRMERMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967. SOFTWARE: MARIO MAMBRINI, GEOLOG, 1990 - 2006

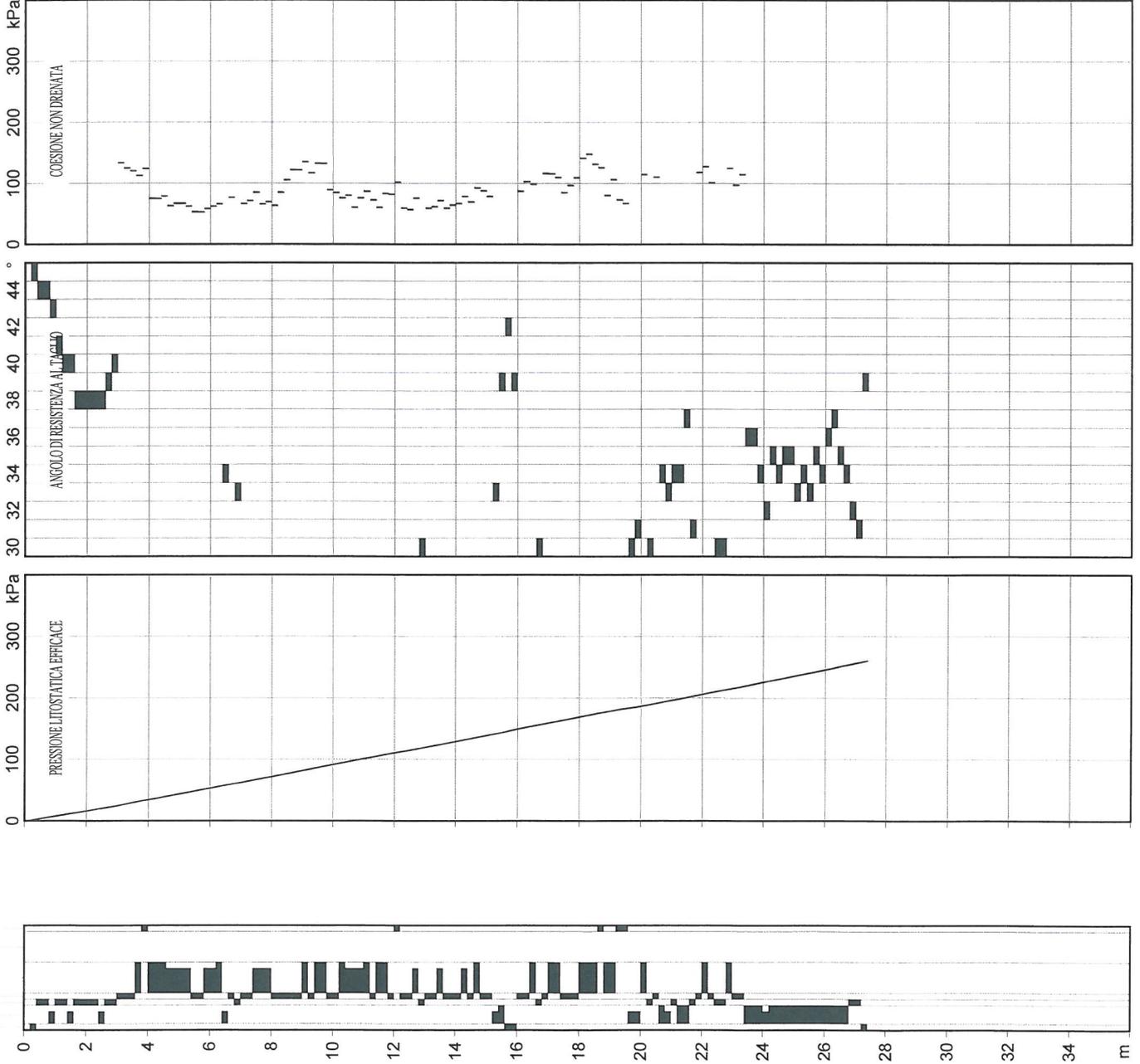
-GHIAIE, SABBIE, MOLTO FOSFILLIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 -SABBIE E SCIOLTE ■ MEDIE ■ DENSE
 -MISCELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILT ARGILLOSI
 -ARGILLE SABBIOSE E SILTOSI, NON SENSITIVE NON FESSURATE ■ MOLTO MOLLI ■ MOLLI ■ MOLLISSIME ■ MOLLISSIME
 -ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI ■ MOLTO MOLLI ■ MOLLI ■ MOLLISSIME ■ MOLLISSIME
 -ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI

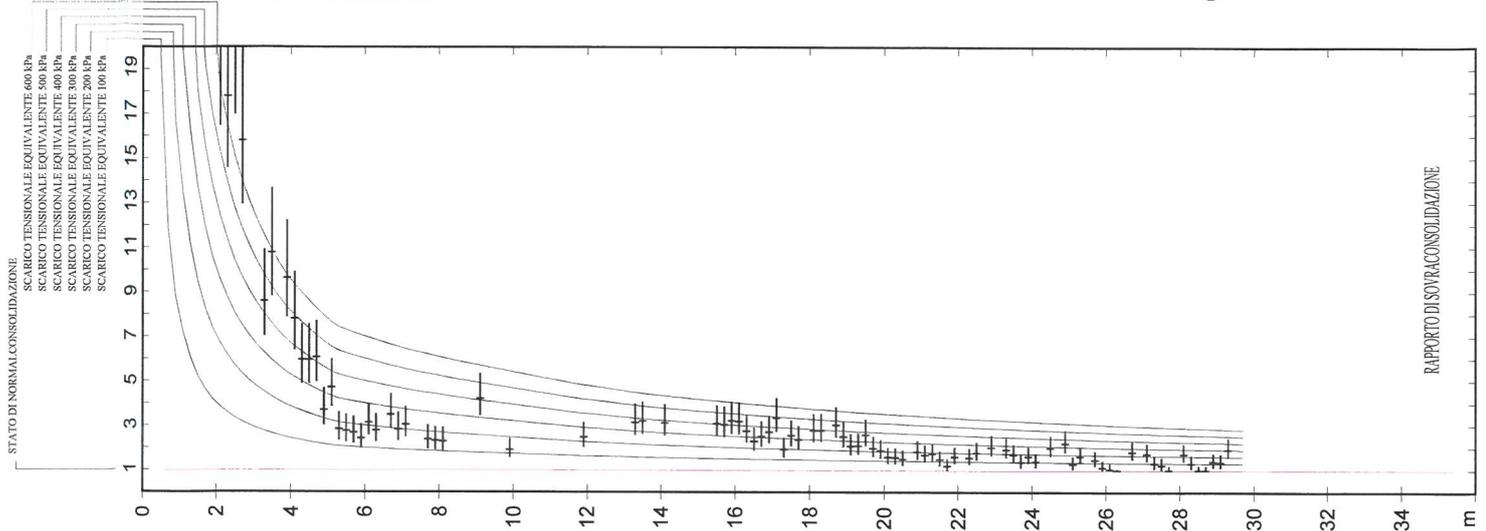




RIFERIMENTI: DURIGONOGUJ E MITCHELL, 1975 - LADD E FOOT, 1974 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERAT, 1972
 SCHIMERTMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967. SOFTWARE: MARIO MAMBRINI, GEOLOG, 1990 - 2006

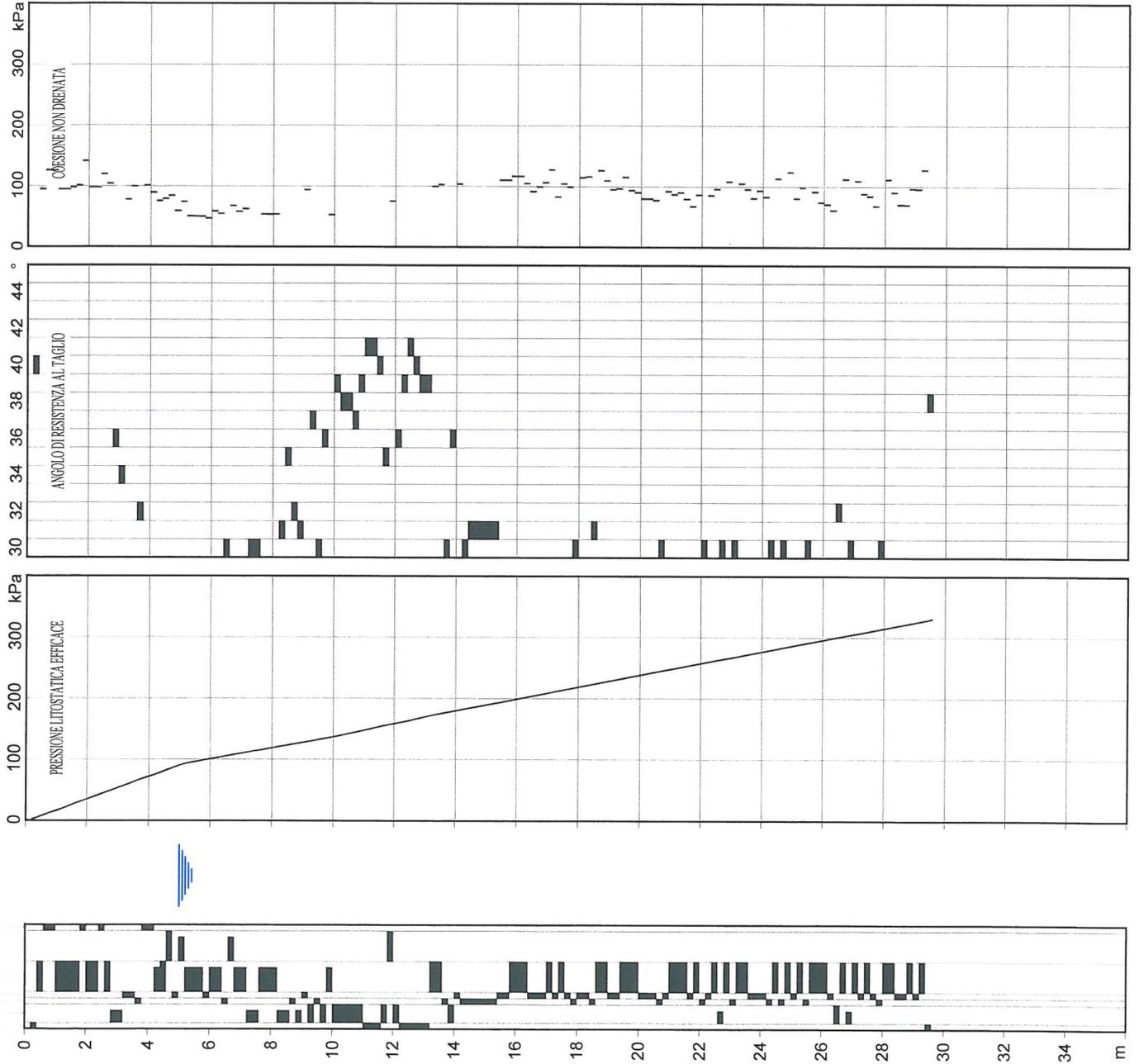
GIATE, SABBIE MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 - SABBIE SCOLTE
 - MIELE DENSE
 - MIELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILT ARGILLOSI
 - ARGILLE SABBIOSE E SILTOSE
 - ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE NON FESSURATE
 - ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE
 - ARGILLE INORGANICHE E SUOLI MISTI
 - ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI
 - ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI



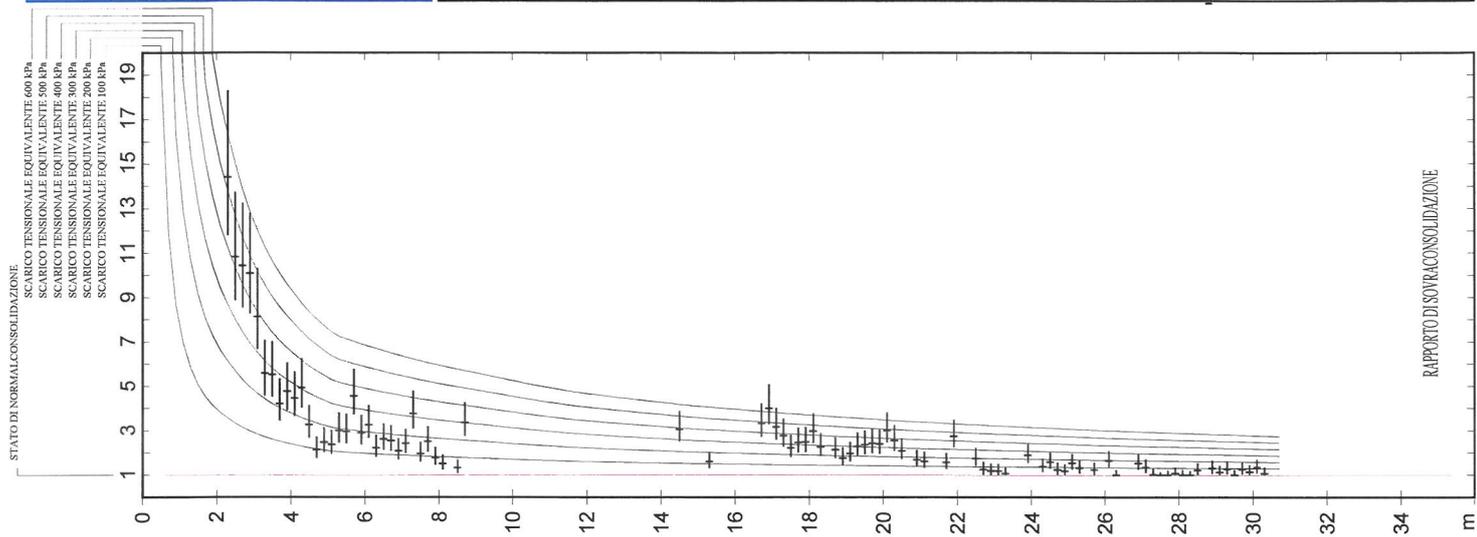


STATO DI NORMALCONSOLIDAZIONE
 SCARICO TENSIONALE EQUIVALENTE 600 kPa
 SCARICO TENSIONALE EQUIVALENTE 500 kPa
 SCARICO TENSIONALE EQUIVALENTE 400 kPa
 SCARICO TENSIONALE EQUIVALENTE 300 kPa
 SCARICO TENSIONALE EQUIVALENTE 100 kPa

RIFFERIMENTI: DURUNOGLU E MITCHELL, 1974 - LADD E FOOT, 1974 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERAT, 1972
 SCHMERTMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967.
 SOFTWARE: MARIO MAMBRENI, GEOLOG, 1990 - 2006

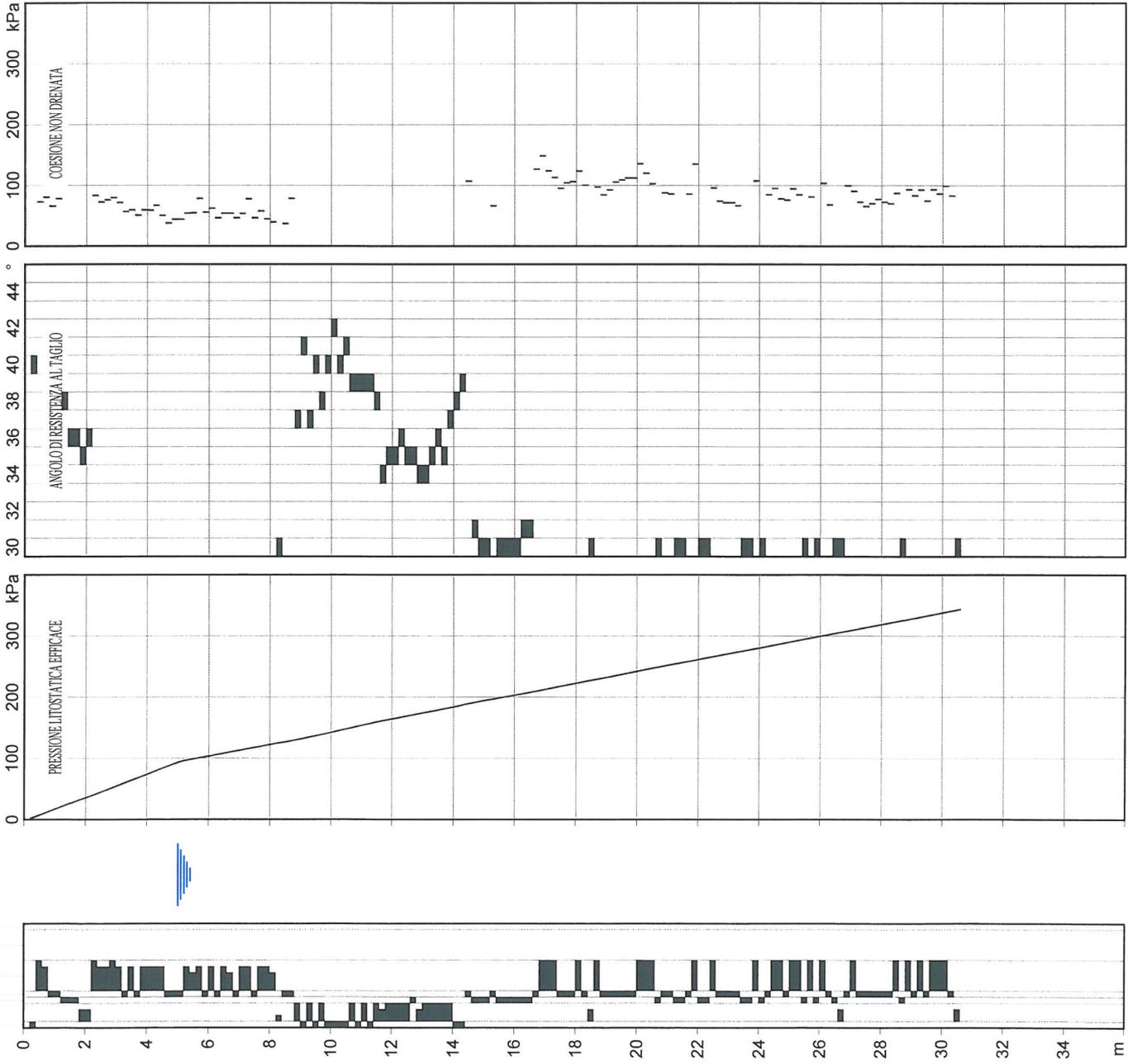


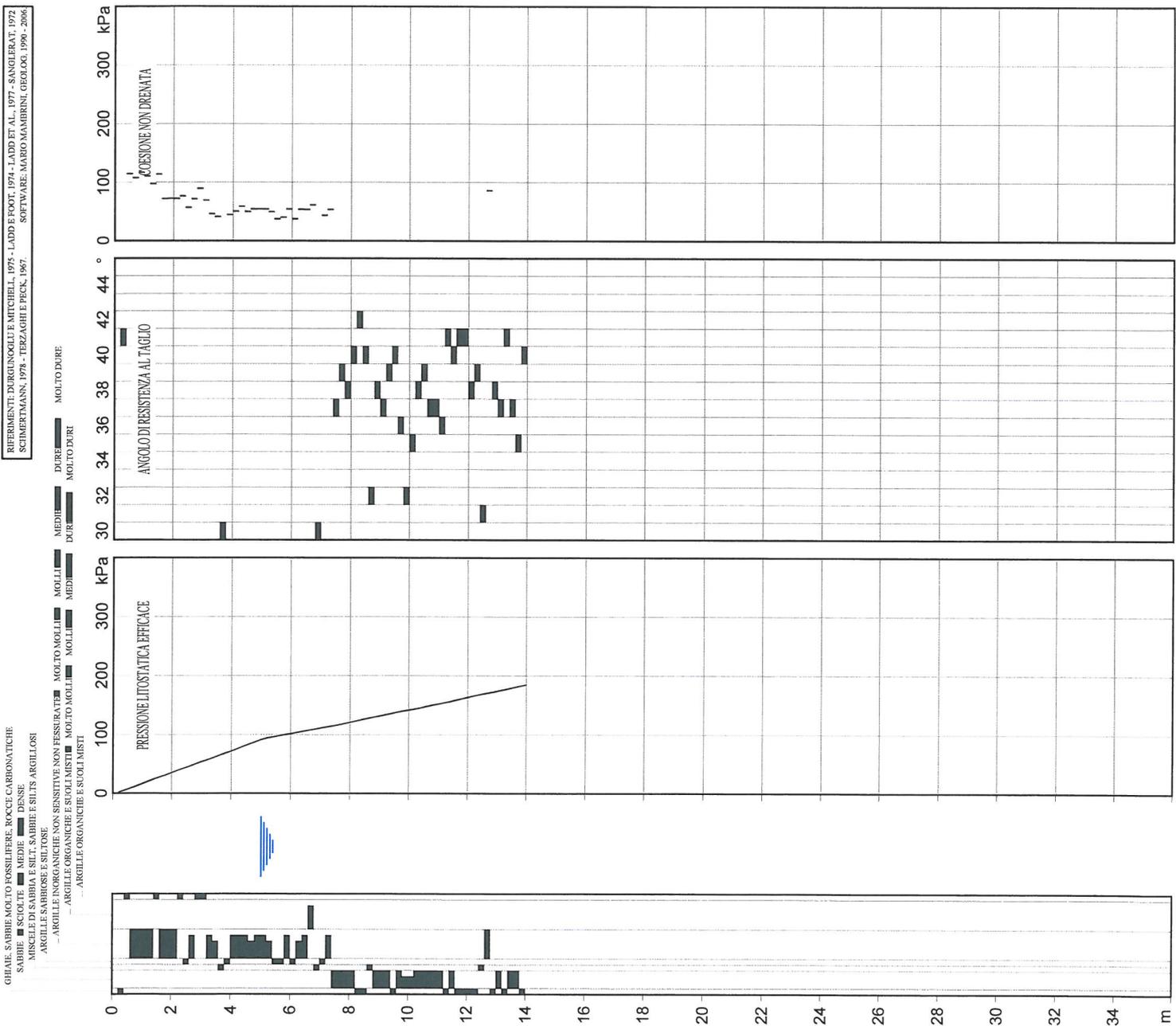
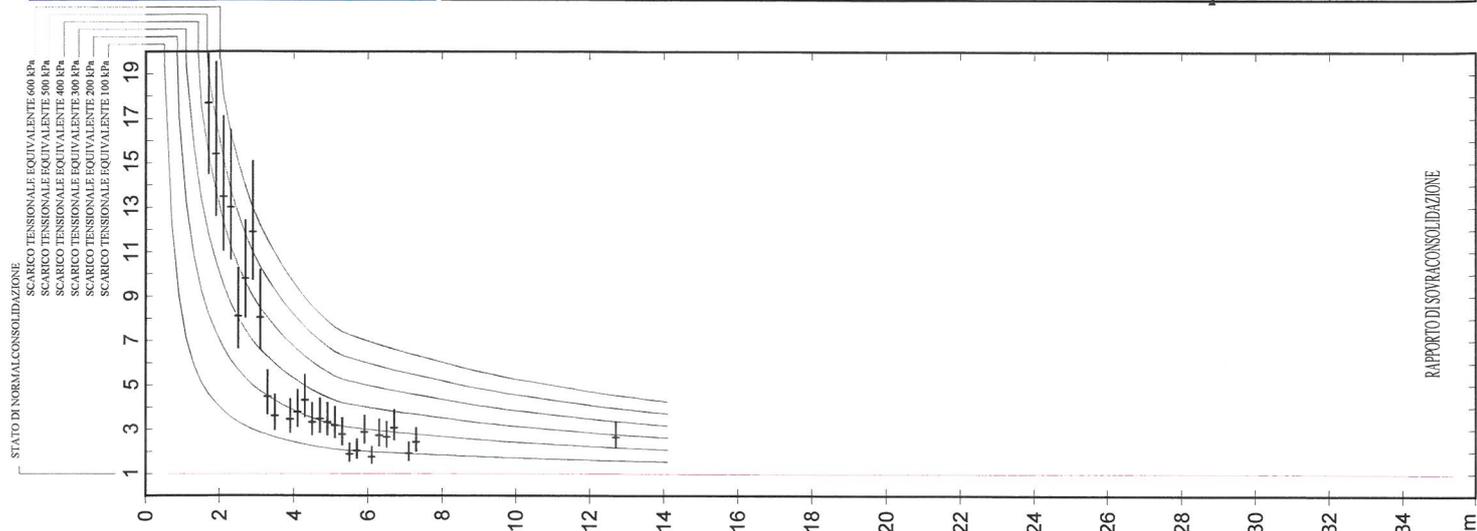
GHIAIE, SABBIE, MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 SABBIE, SCIOLTE, MEDIE, DENSE
 SABBIE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILT ARGILLOSI
 ARGILLE ORGANICHE NON SENSITIVE NON FESSURATE, MOLTO MOLLI, MOLLISSIME
 ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI, MOLTO MOLLI, MOLLISSIME
 ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI, MOLTO MOLLI, MOLLISSIME
 ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI, MOLTO MOLLI, MOLLISSIME



REFERIMENTI: DURGINOGLU E MITCHELL, 1973 - LADD E FOOT, 1974 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERAT, 1972
SCHIMERTMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967. SOFTWARE: MARIO MAMBRINI, GEOLOGI, 1990 - 2006.

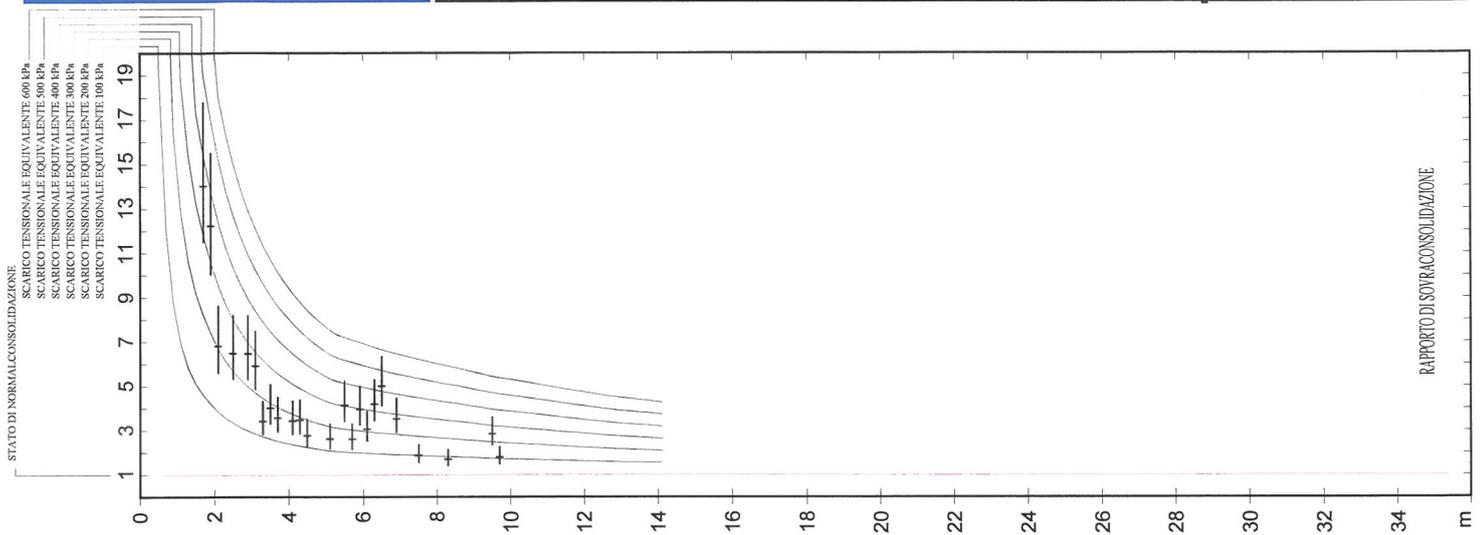
GHIAIE, SABBIE MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
SABBIE ■ SCOLTE ■ MEDIE ■ DENSE
MISCELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILTS ARGILLOSI
- ARGILLE SABBIOSE E SILTOSE
- ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE NON FESSURATE ■ MOLTO MOLLI ■ MOLL
- ARGILLE ORGANICHE E SCOLMISTI ■ MOLTO MOLLI ■ MOLL ■ MEDI ■ DURI ■ MOLTO DURI
- ARGILLE ORGANICHE E SCOLMISTI ■ MOLTO MOLLI ■ MOLL ■ MEDI ■ DURI ■ MOLTO DURE





GHIAIE, SABBIE MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 SABBIE SCIOLTE, MEDIE, DENSE
 MISCELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILT ARGILLOSI
 ARGILLE SABBIOSE E SILTONE
 ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE NON FESSURATE
 ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI
 ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI

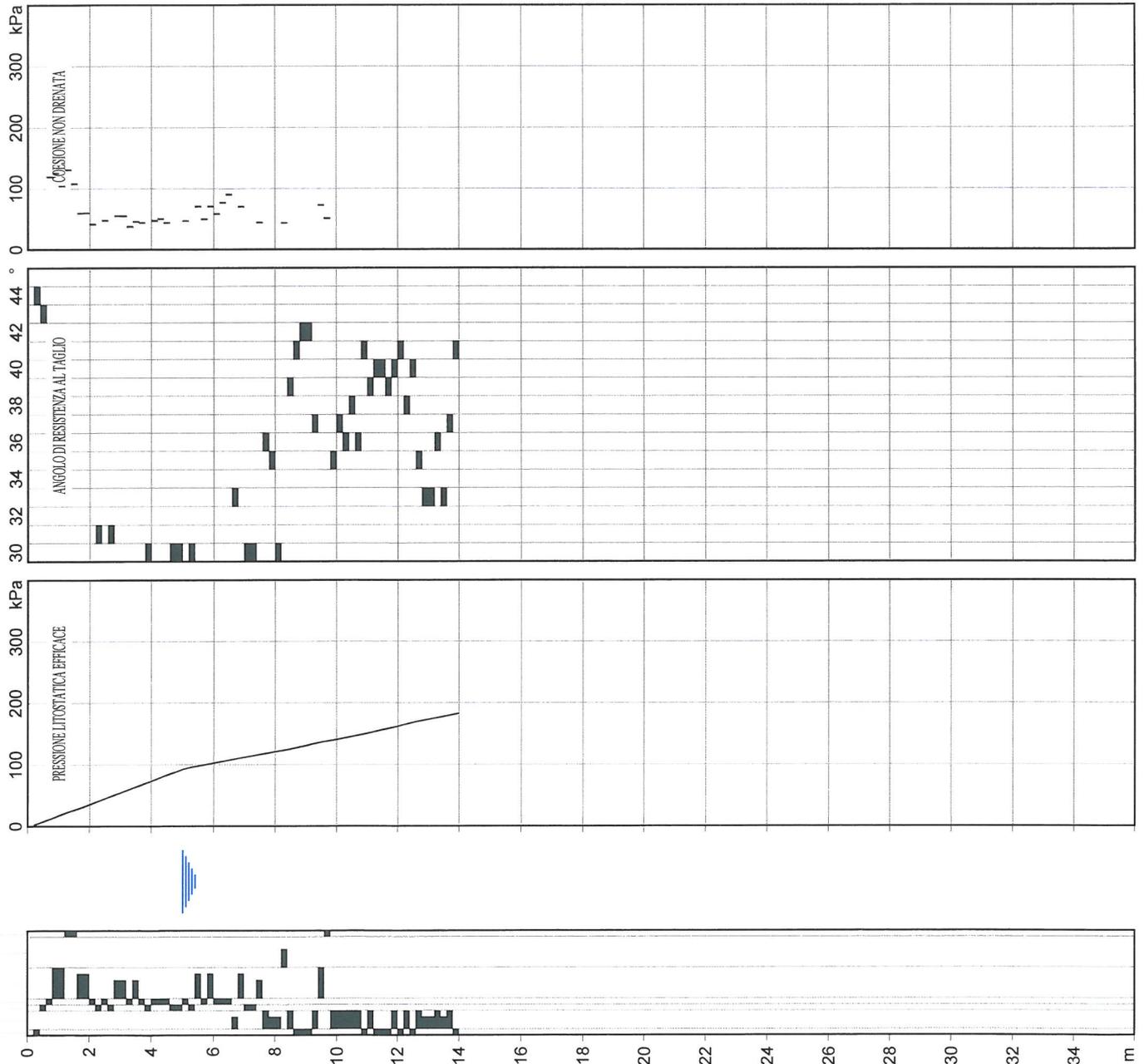
REFERIMENTI: DURGINOGLIU E MITCHELL, 1975 - LADDO E FOOT, 1974 - LADDO ET AL., 1977 - SANGIHERAT, 1972
 SCHEMERTMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967
 SOFTWARE: MARIO NAMBRINI, GEOLOG, 1990 - 2006

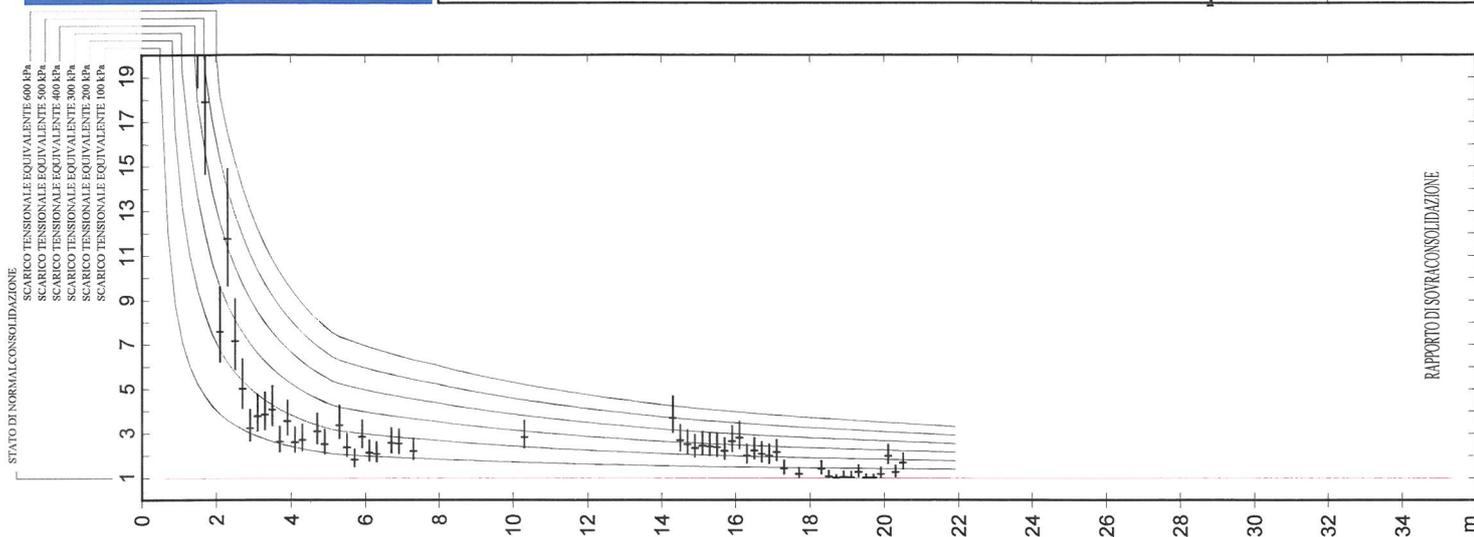


REFERIMENTI: DURIGONOGLOU E MITCHELL, 1975 - LADD E FOOT, 1974 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERAT, 1972 - SCHMERTMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967. SOFTWARE: MARIO MAMBRINI, GEOLOG, 1990 - 2006.

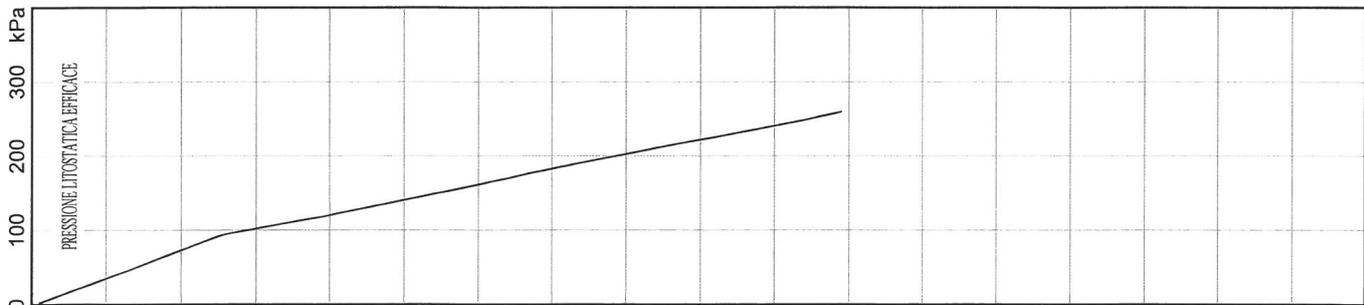
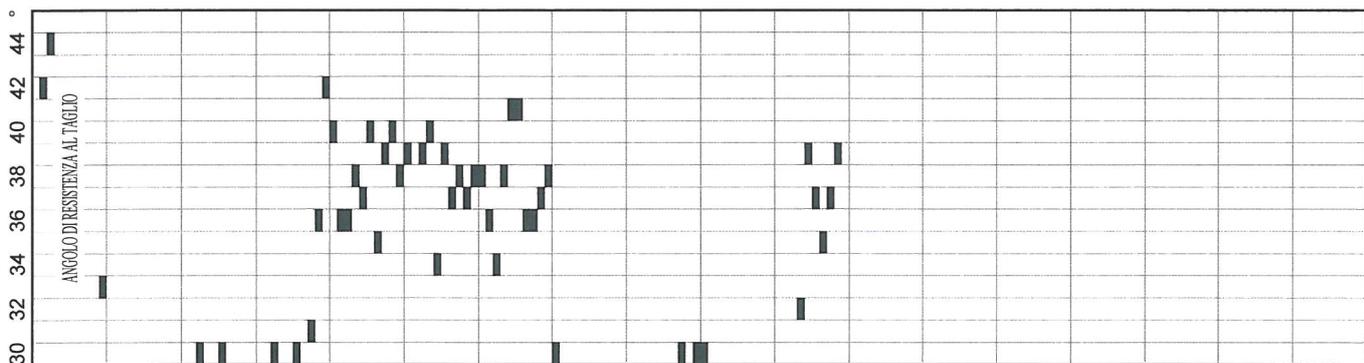
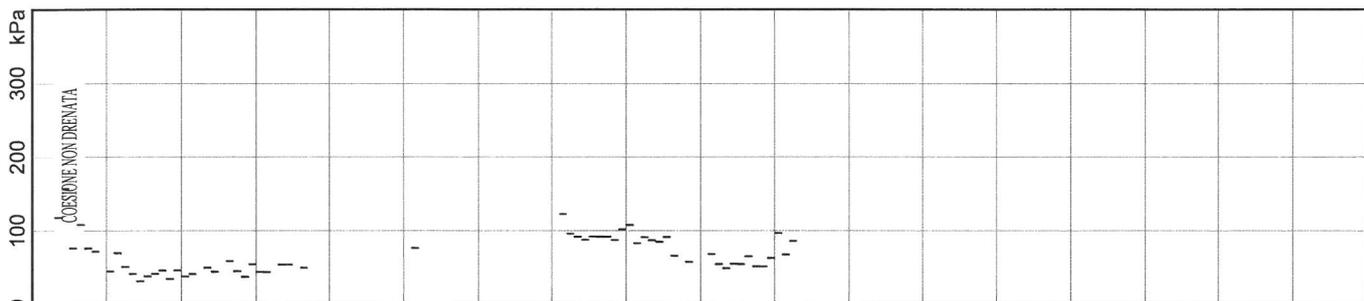
GHIAIE, SABBIE MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 SABBIE SCIOLTE, MEDIE, DENSE
 MISCELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILT ARGILLOSI
 ARGILLE SABBIOSE E SILTOSE
 ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE NON FESSURATE, MOLTO MOLLI, MOLL
 ARGILLE ORGANICHE E SCIOLTI MISTI, MOLTO MOLLI, MOLL
 ARGILLE ORGANICHE E SCIOLTI MISTI

DURE, MOLTO DURE
 DUR, MOLTO DURI
 MEDIE, MOLTO DURE
 MOLL, MOLTO MOLL
 MOLL, MOLTO MOLL

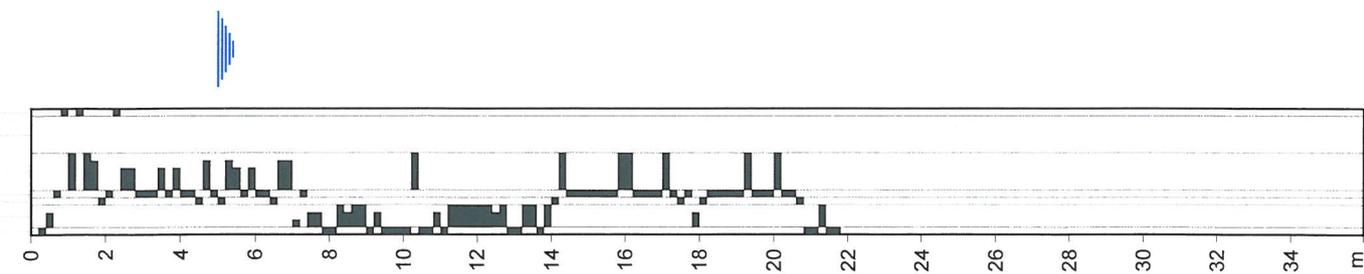


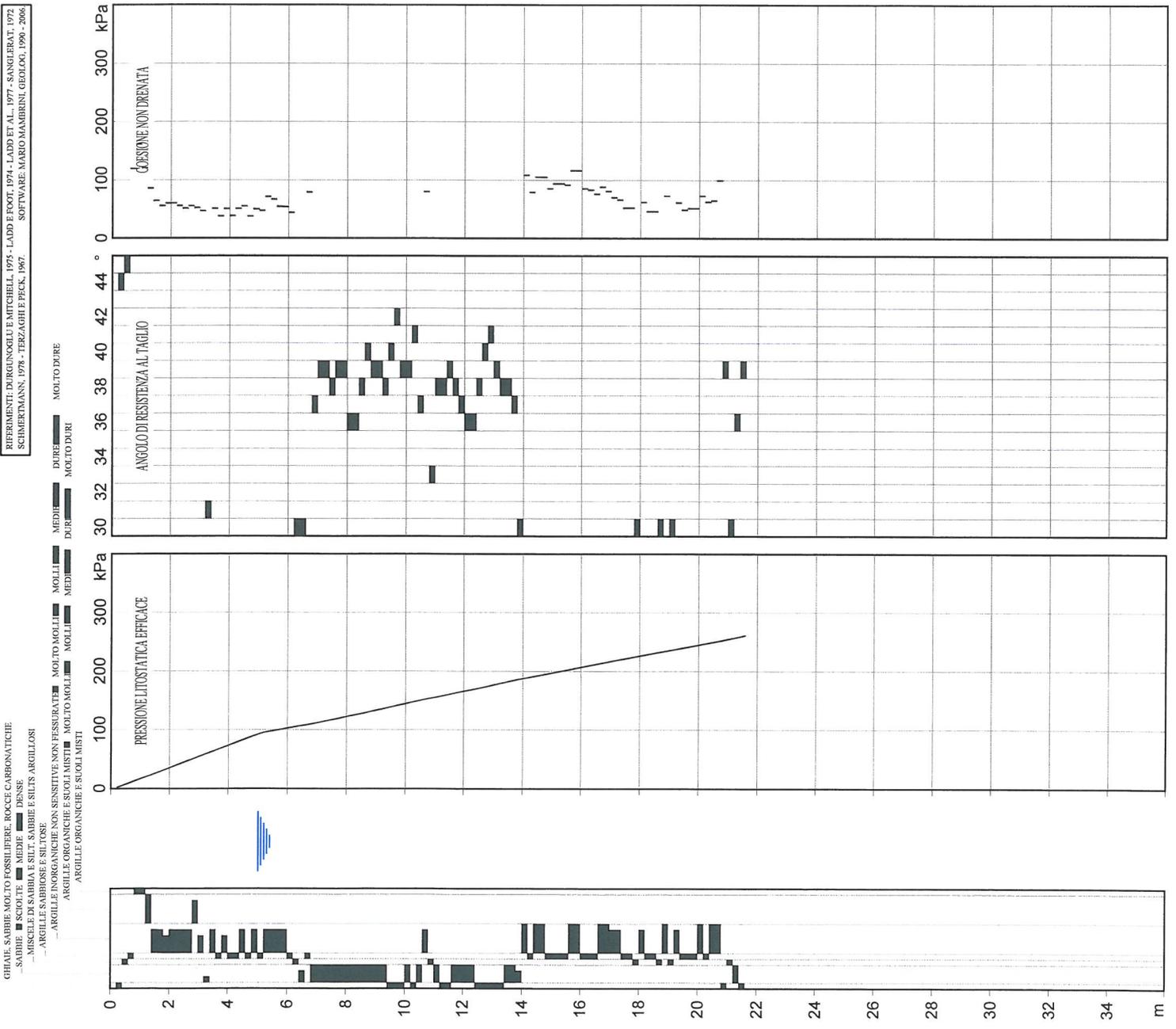
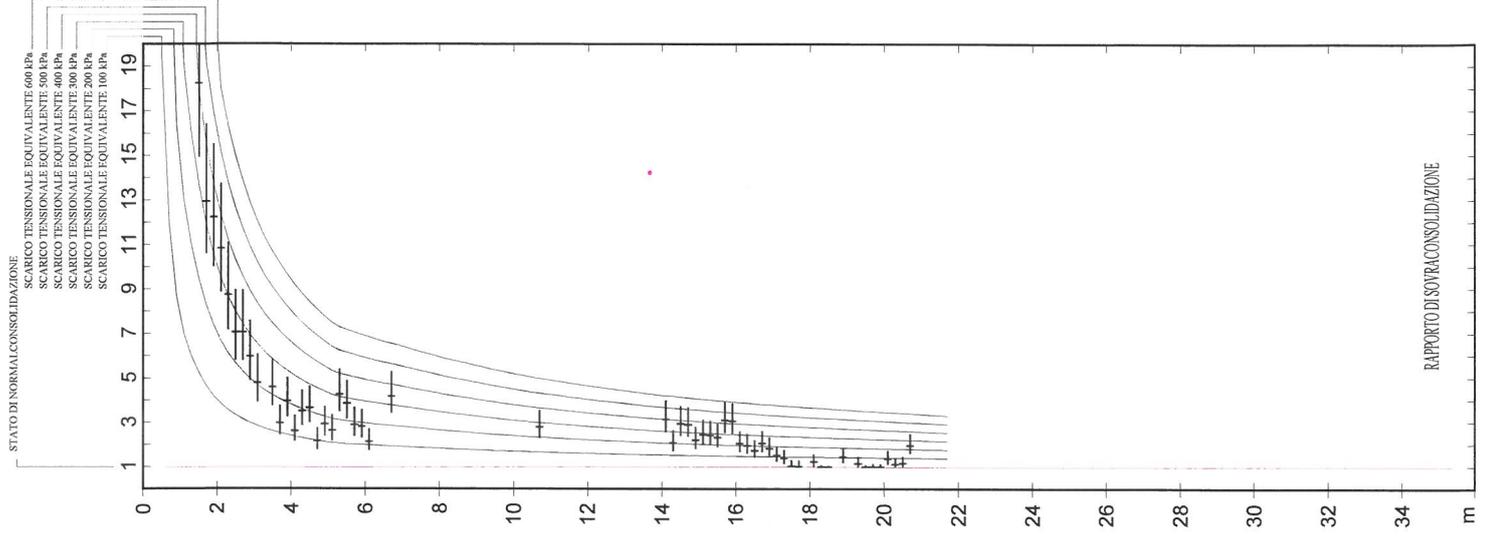


RIFERIMENTI: DURQUINOGLI E MITCHELL, 1975 - LADD E FOOT, 1974 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERAT, 1972
 SCIMERTMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967.
 SOFTWARE: MARIO MAMBRINI, GEOL. 1990 - 2006

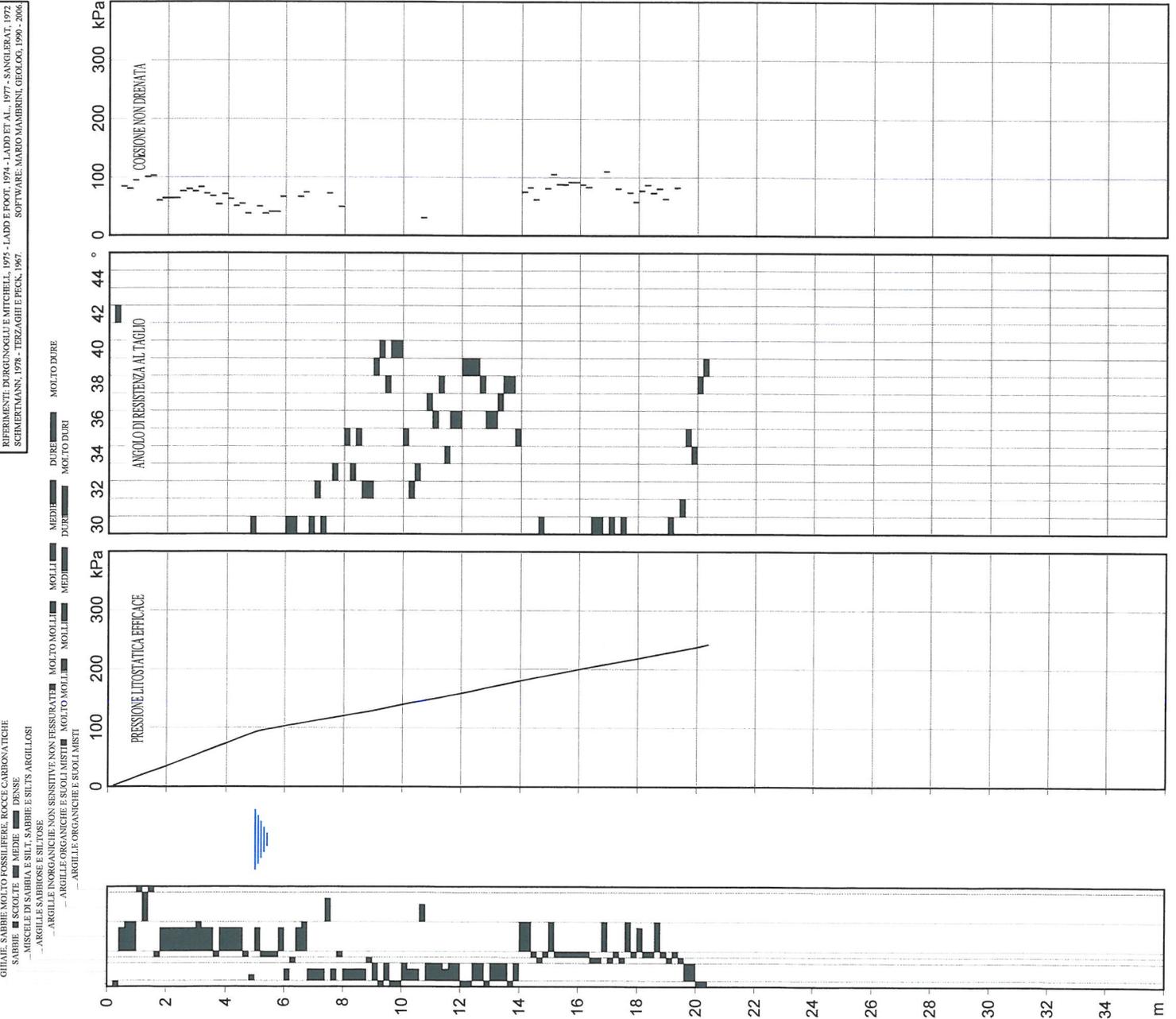
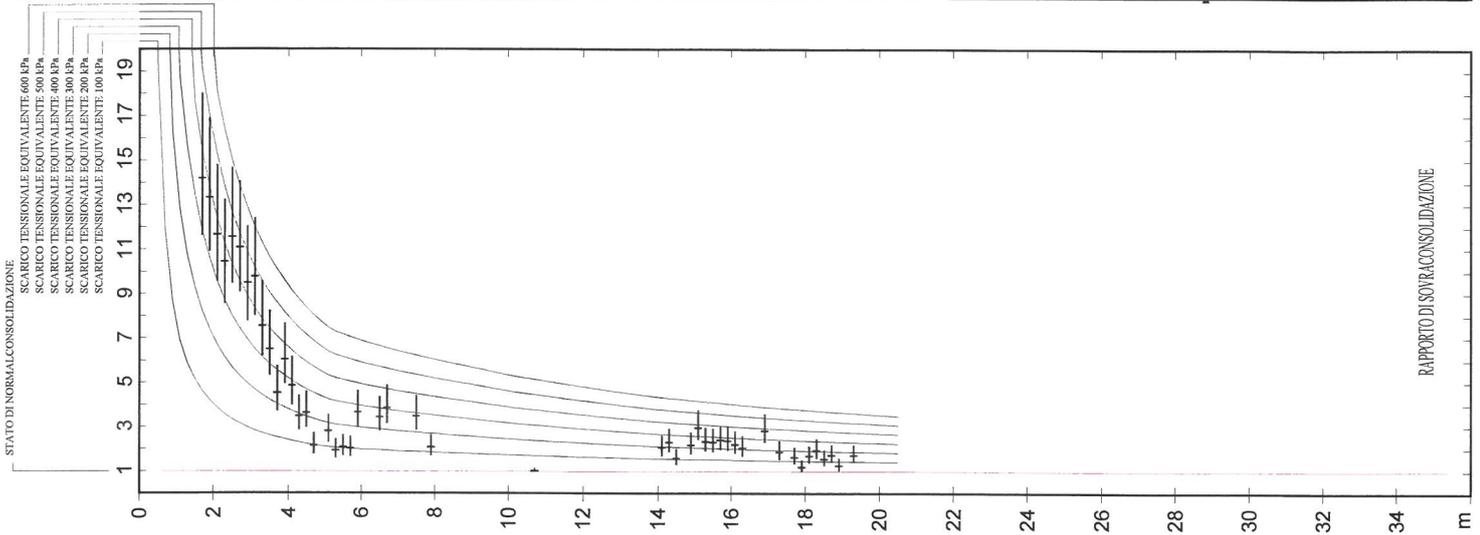


GHIAIE, SABBIE MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 SABBIE SCIOLTE MEDIE DENSE
 MISCELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILT ARGILLOSI
 ARGILLE SABBIOSE E SILTLOSE
 ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE NON FESSURATE MOLTO MOLLI
 ARGILLE INORGANICHE ESOLI MISTI MOLTO MOLLI
 ARGILLE ORGANICHE E SOLI MISTI





0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34 m



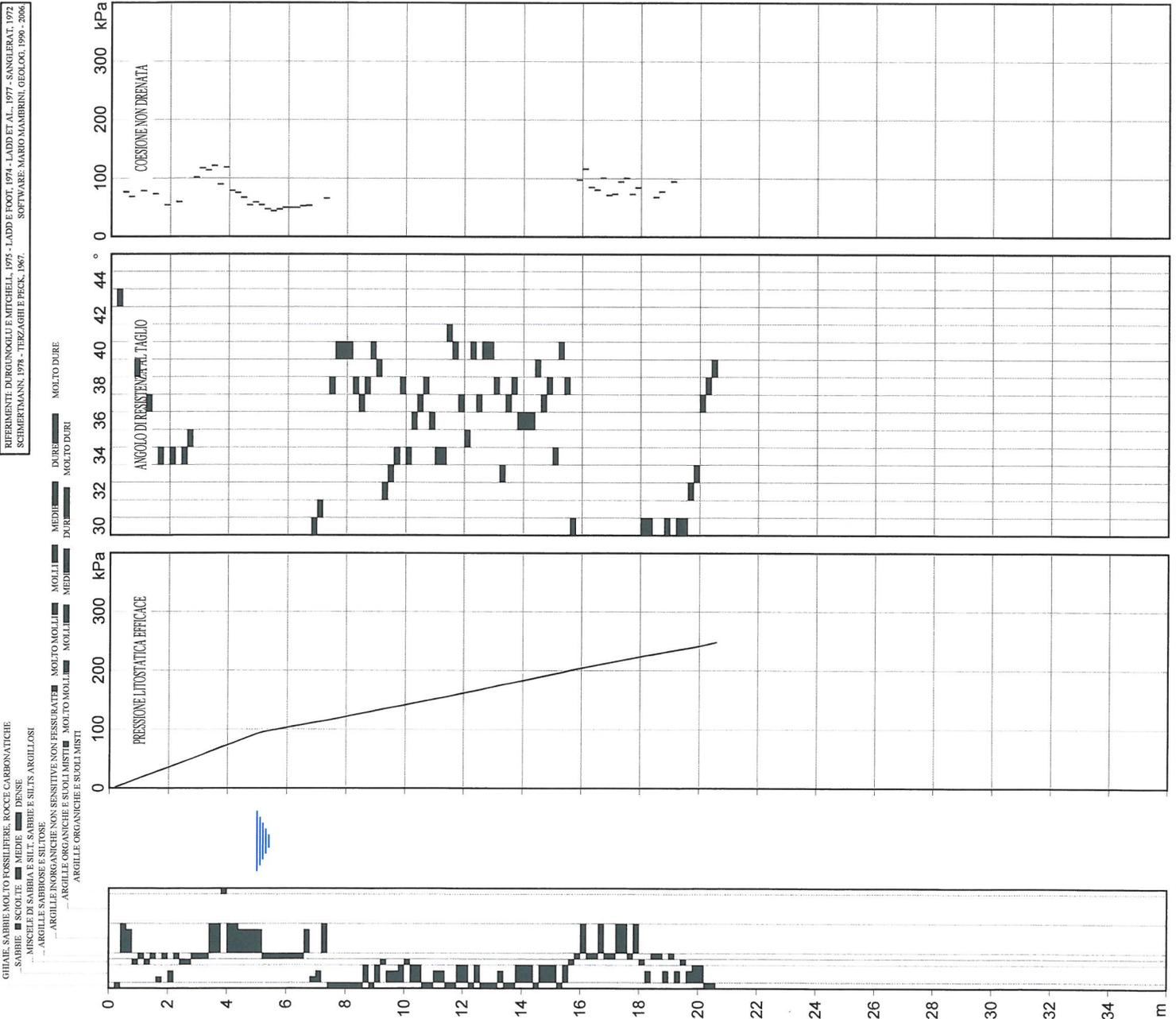
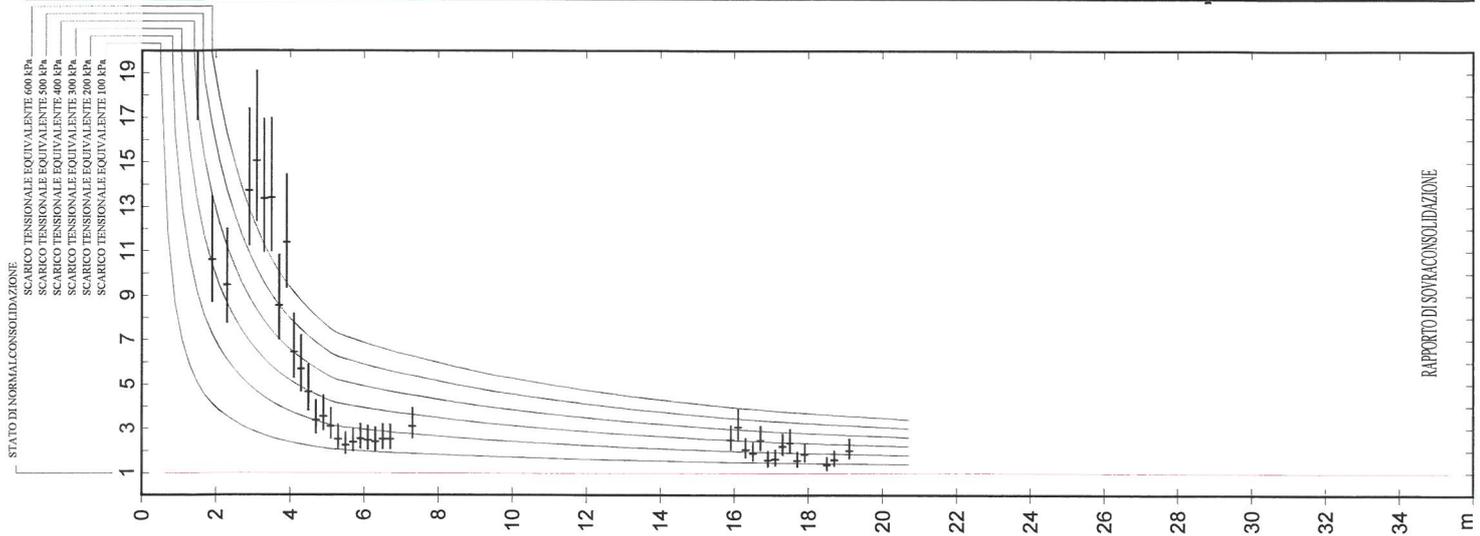
RIFERIMENTI DI RINGRAGGIAMENTO: MITCHELL, 1971 - LADD E FOOT, 1974 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERAT, 1974
 SCHEIBTMANN, 1978 - TEBZAGHI E PECK, 1967
 SOFTWARE: MARIO MAMBRENI, GEOLÓG, 1999 - 2006

GIUVE, SABBIE MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 SABBIE ■ SCOLTE ■ MEDIE ■ DENSE
 MISCELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILT'S ARGILLOSI
 - ARGILLE SABBIOSE E SILTLOSE
 - ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE NON FESSURATE ■ MOLTO MOLLI ■ MOLLIS
 - ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI ■ MOLTO MOLLI ■ MOLLIS ■ MOLLIS
 - ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI

DURE ■ MOLTO DURE
 DURE ■ MOLTO DURE
 DURE ■ MOLTO DURE
 DURE ■ MOLTO DURE

MEDIE ■ MOLTO DURE
 DURE ■ MOLTO DURE
 DURE ■ MOLTO DURE
 DURE ■ MOLTO DURE

MOLLIS ■ MOLTO MOLLI
 MOLTO MOLLI ■ MOLLIS
 MOLTO MOLLI ■ MOLLIS
 MOLTO MOLLI ■ MOLLIS



REFERIMENTI: DURIGLIOGLU E MITCHELL, 1975 - LADD E FOOT, 1974 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERATI, 1975 - SCHEMERTMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967. SOFTWARE: MARIO MAMBRIU, GEOLOG, 1990 - 2006.

LEGENDA:
 GIAMIE, SABBIE MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 SABBIE SCIOLTE MEDIE DENSE
 MISCELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILT ARGILLOSI
 ARGILLE SABBIOSE E SILTLOSE
 ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE NON FESSURATE MOLTO MOLLI MOLL
 ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE MOLTO MOLLI MOLL
 ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI MOLLI MOLL
 ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI

LEGENDA:
 DURE MOLTO DURE
 DURE MOLTO DURE
 MEDIE DURE MOLTO DURE
 MOLL MOLLI MOLL

COMMITTENTE: PreGel spa	SONDAGGIO A ROTAZIONE N.2	DATA INIZIO 06.07.2018
CANTIERE: Nuova sede ad Arceto di Scandiano (RE)		DATA FINE 07.07.2018
DITTA ESECUTRICE: Montanari Perforazioni s.r.l. via Della Repubblica 53 (RE)	MODALITA ESECUTIVE: carotaggio continuo verticale SONDA: Atlas Copco - Mustang A 65 CAROTIERE: <input type="checkbox"/> semplice <input type="checkbox"/> doppio ϕ 101 mm CASING: ϕ 113 mm	CAPO SONDA Sig. Emilio Montanari DIREZIONE DI CANTIERE Dr. F.Campoli (OGER n. 617)

RIF. TAVOLA 1 TAVOLA 39

PROF. DAL PIANO CAMPAGNA m	PERCENTUALE DI CAROTAGGIO	INDICE RQD	CAMPIONI		POCKET PENETROMETER kPa	VANE TEST (picco) kPa	VANE TEST (residuo) kPa	SPT					STRATIGRAFIA	DESCRIZIONE LITOLOGICA	ACQUA	LIVELLO PIEZOMETRICO
			Q4-Q5	Q4-Q5				TRATTO DI PROVA	POSIZIONE CASING	PUNTA CONCA	SCARPETTA	I TRATTO				
0														Terreno agrario		
1														Argilla limosa nocciola di consistenza elevata e media		
2														Limo argilloso sabbioso nocciola con frustoli carboniosi, tenero e umido		
3			1		85									Sabbia limosa nocciola		
4														Alternanza di strati limo argillosi e limo sabbiosi nocciola, teneri		
5														Limo sabbioso nocciola con patine grige		
6			2		120									Argilla limosa nocciola con patine grige, poco consistente		
7														Limo sabbioso grigio e sabbia		
8			3		120									Ghiaia centimetrica in matrice sabbiosa e limo sabbiosa, la compagine risulta poco addensata		
9														Sabbia grossolana grigia		
10														Ghiaia centimetrica in abbondante matrice sabbiosa e limo sabbiosa di colore grigio; la compagine risulta poco addensata		
11									12	16	13	29		Argilla nocciola con patine grige, frustoli carboniosi e calcinelli, plastica, di media consistenza		
12														Argilla limosa nocciola con patine grige, poco consistente		
13									19	18	16	34		Argilla nocciola con patine grige e frustoli carboniosi, di media consistenza		
14									14	19	17	36		Argilla limosa nocciola		
15														Limo sabbioso nocciola, poco consistente		
16			4		280									Argilla limosa nocciola e grigia con calcinelli		
17														Limo argilloso sabbioso nocciola con sottili livelli sabbiosi intercalati e patine grige, poco consistente		
18														Argilla limosa nocciola		
19			5		230									Ghiaia centimetrica in abbondante matrice limosa di colore nocciola, poco addensata		
20														Limo argilloso grigio con calcinelli		
21														Ghiaia centimetrica in matrice limo-sabbiosa di colore nocciola, più addensata		
22														Argilla nocciola con patine grige		
23									10	29	41	70		Limo argilloso grigio chiaro, poco consistente		
24														Sabbia grigia con patine rugginose		
25														Limo sabbioso grigio con calcinelli		
26														Limo argilloso sabbioso grigio, con frustoli carboniosi poco consistente		
27			6		140									Sabbia media grigia con patine rugginose		
28														Limo sabbioso grigio con frustoli carboniosi, di consistenza medio-bassa		
29														Sabbia fine grigia		
30														Ghiaietto e sabbia mediaosa		
														Limo sabbioso grigio con calcinelli e frustoli carboniosi		
									50	rif.		8		Sabbia fine nocciola		
														Ghiaia in matrice sabbiosa nocciola		
														Fine sondaggio		

NOTE:
Il carotaggio è stato condotto utilizzando il carotiere semplice.
L'acqua di circolazione è stata utilizzata solo per l'installazione dei tubi di rivestimento del foro.
Al termine del carotaggio il livello della falda si è attestato a - 5.3 m dal piano campagna.

GEOLOG Studio Geologi Associati
REGGIO E., via E. all'Angelo 14 - tel. 0522/934730



DESCRIZIONE LITOLOGICA

ACQUA

TUO INCLINOMETRICO
PIEZOMETRO A TUBO APERTO

LIVELLO PIEZOMETRICO

COMMITTENTE: PreGel spa	SONDAGGIO A ROTAZIONE N.3	DATA INIZIO 09.07.2018
CANTIERE: Nuova sede ad Arceto di Scandiano (RE)		DATA FINE 10.07.2018
DITTA ESECUTRICE: Montanari Perforazioni s.r.l. via Della Repubblica 53 (RE)	MODALITA ESECUTIVE: carotaggio continuo verticale SONDA: Atlas Copco - Mustang A 65 CAROTIERE: <input checked="" type="checkbox"/> semplice <input type="checkbox"/> doppio ϕ 101 mm CASING: ϕ 113 mm	CAPO SONDA Sig. Emilio Montanari DIREZIONE DI CANTIERE Dr. F.Campoli (OGER n. 617)

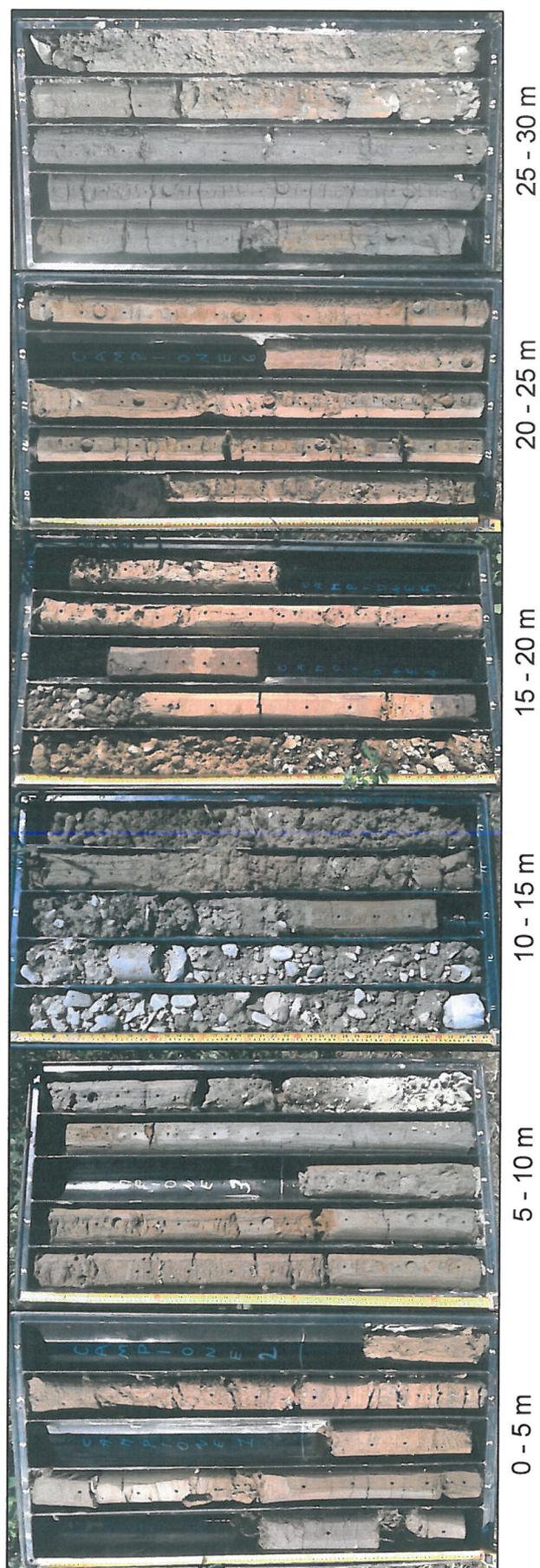
RIF. TAVOLA 1 TAVOLA 40

PROF. DAL PIANO CAMPAGNA m	PERCENTUALE DI CAROTAGGIO	INDICE RQD	CAMPIONI		POCKET PENETROMETER	VANE TEST (picco) kPa	VANE TEST (residuo) kPa	SPT					STRATIGRAFIA	DESCRIZIONE LITOLOGICA	ACQUA	LIVELLO PIEZOMETRICO
			Q4-Q5	OSTERBERG ϕ				SHELBLY ϕ	MARTINO A SGANCIAMENTO AUTOMATICO MARCA NENZI	PESO A METRO LINEARE DELLE ASTE 7 kg	CAMPIONATORE SPLIT BARREL STANDARD	TRATTO DI FONDA				
0														Terreno agrario		
1														Argilla di colore marrone, consistenza elevata e media		
2														Argilla limosa di colore marrone con calcinelli, di media consistenza		
3														Limo argilloso sabbioso nocciola con patine grige e frustoli carboniosi poco consistente		
4														Limo argilloso grigio con patine nocciola, poco consistente		
5														Argilla limosa grigia con molti frustoli carboniosi, poco consistente		
6														Argilla grigia con frustoli carboniosi, plastica e poco consistente		
7														Sabbia limosa grigia, inconsistente e satura		
8														Limo argilloso grigio, plastico e tenero		
9														Sabbia grigia		
10														Ghiaia centimetrica in matrice sabbiosa grigia, poco addensata		
11														Sabbia grossolana grigia con ciottoli arrotondati		
12														Ghiaia centimetrica in matrice sabbiosa e limo sabbiosa, poco addensata		
13														Sabbia nocciola		
14														Ghiaia centimetrica in matrice sabbiosa nocciola, poco addensata		
15														Argilla nocciola con patine grige, frustoli carboniosi e calcinelli, plastica, di media consistenza		
16														Sabbia nocciola		
17														Argilla nocciola con patine grige, frustoli carboniosi e calcinelli, plastica, Argilla grigia, plastica		
18														Argilla grigia e nocciola, con patine rugginose, plastica		
19														Argilla limosa nocciola di colore grigio chiaro, con patine rugginose		
20														Limo di colore grigio chiaro, plastico, con frustoli carboniosi		
21														Sabbia medio-fine grigia		
22														Limo sabbioso grigio, plastico e tenero		
23														Sabbia medio-fine grigia		
24														Ghiaia centimetrica in matrice sabbiosa grigia		
25														Limo sabbioso grigio, inconsistente		
26														Ghiaia con sabbia nocciola, sciolta		
27														Argilla nocciola con frustoli carboniosi, plastica, tenera		
28														Ghiaia centimetrica in matrice sabbiosa di colore nocciola, sciolta		
29														Limo nocciola con patine rugginose, tenero		
30														Limo grigio-azzurro, plastico e tenero		
31														Limo grigio con frustoli carboniosi, plastico e tenero		
32														Sabbia limosa grigia		
33														Limo grigio con frustoli carboniosi, plastico e tenero		
34														Ghiaia in matrice sabbiosa grigia		
35														Fine sondaggio		

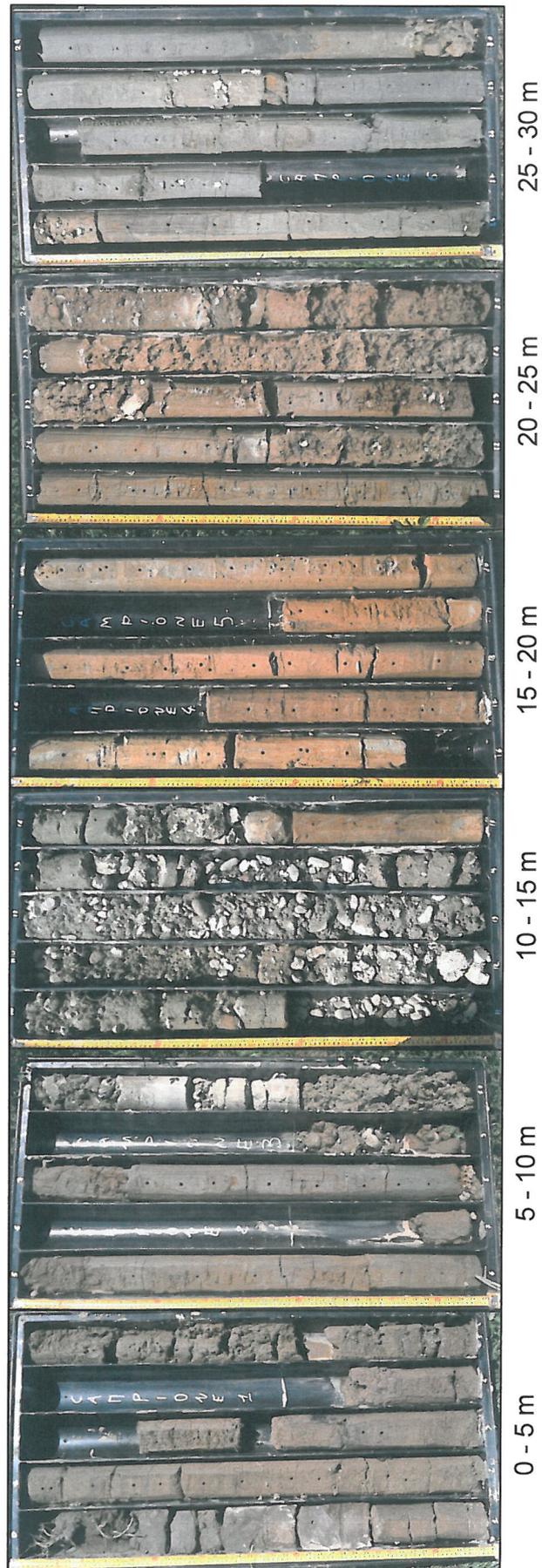


GEOLOG Studio Geologi Associati
REGGIO E., via E. all'Angelo 14 - tel. 0522/934730

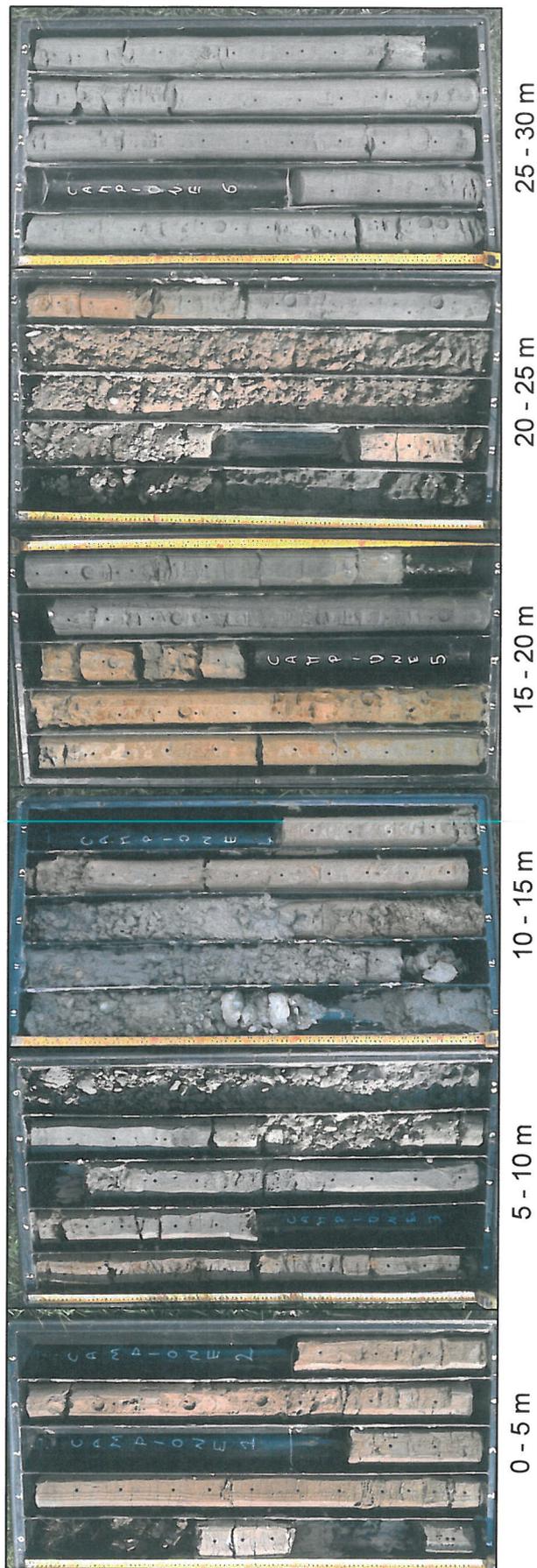
RACCOLTA FOTO CASSETTE
SONDAGGIO S1



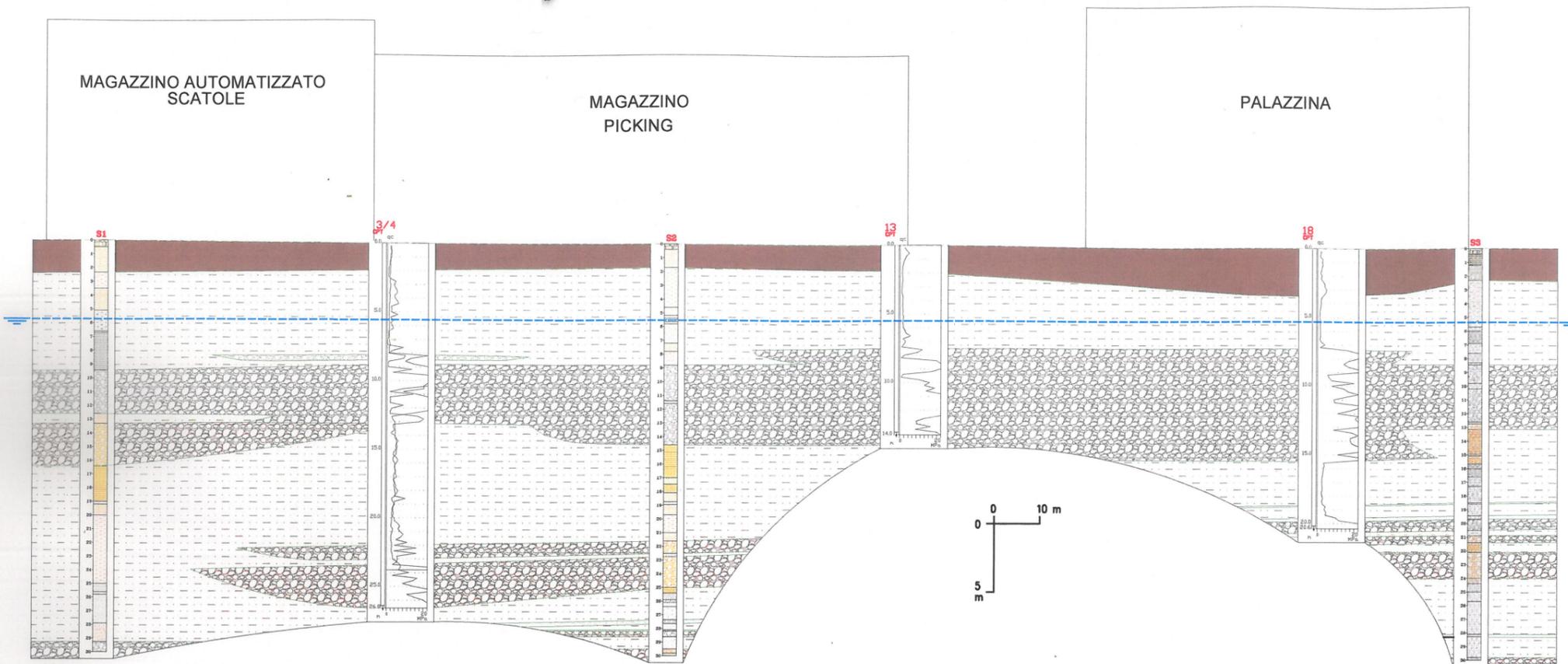
RACCOLTA FOTO CASSETTE
SONDAGGIO S2



RACCOLTA FOTO CASSETTE
SONDAGGIO S3



SEZIONE A-A



SEZIONE B-B



Committente

PREGEL SPA

N° TAVOLA

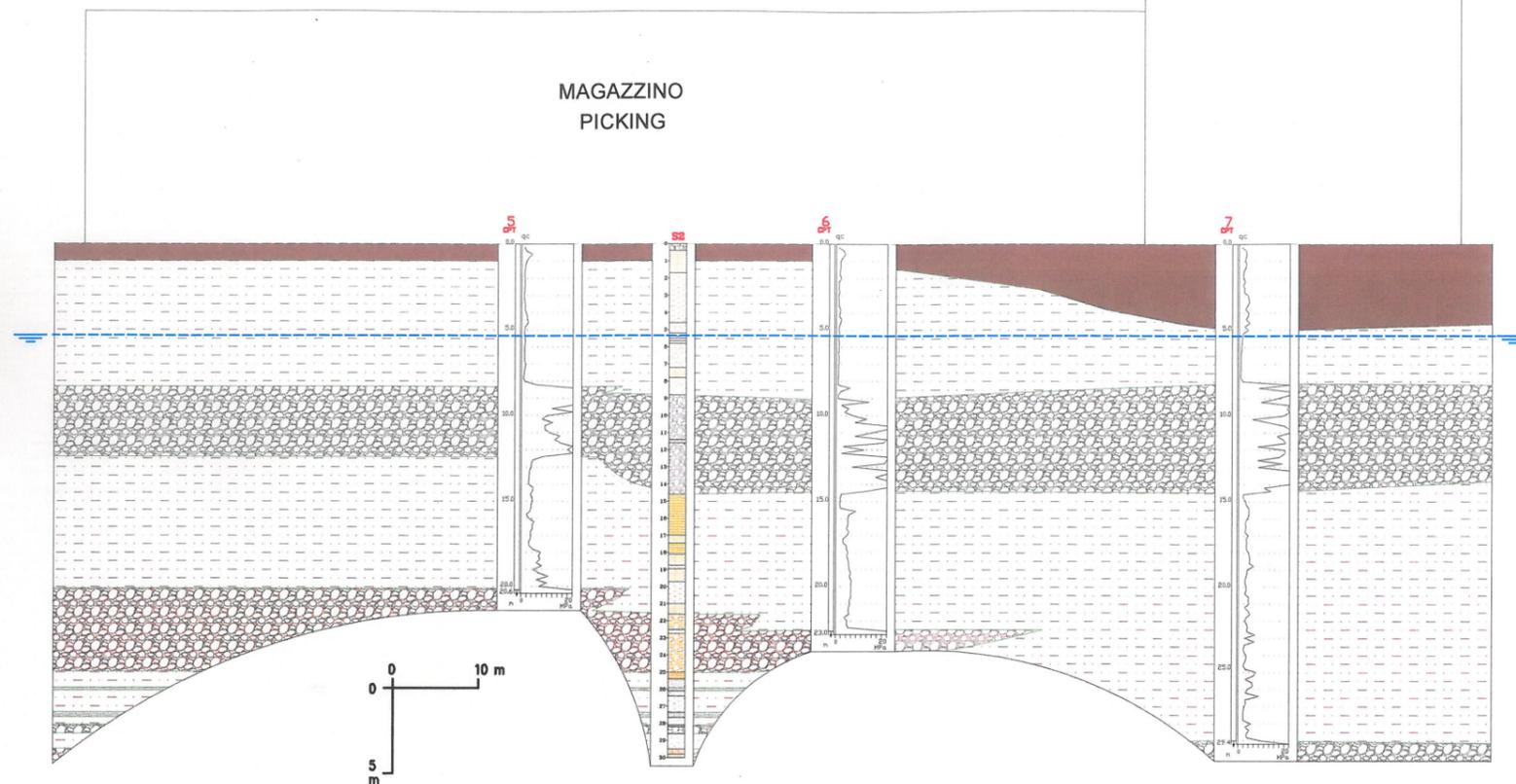
44

SEZIONI GEOLOGICHE

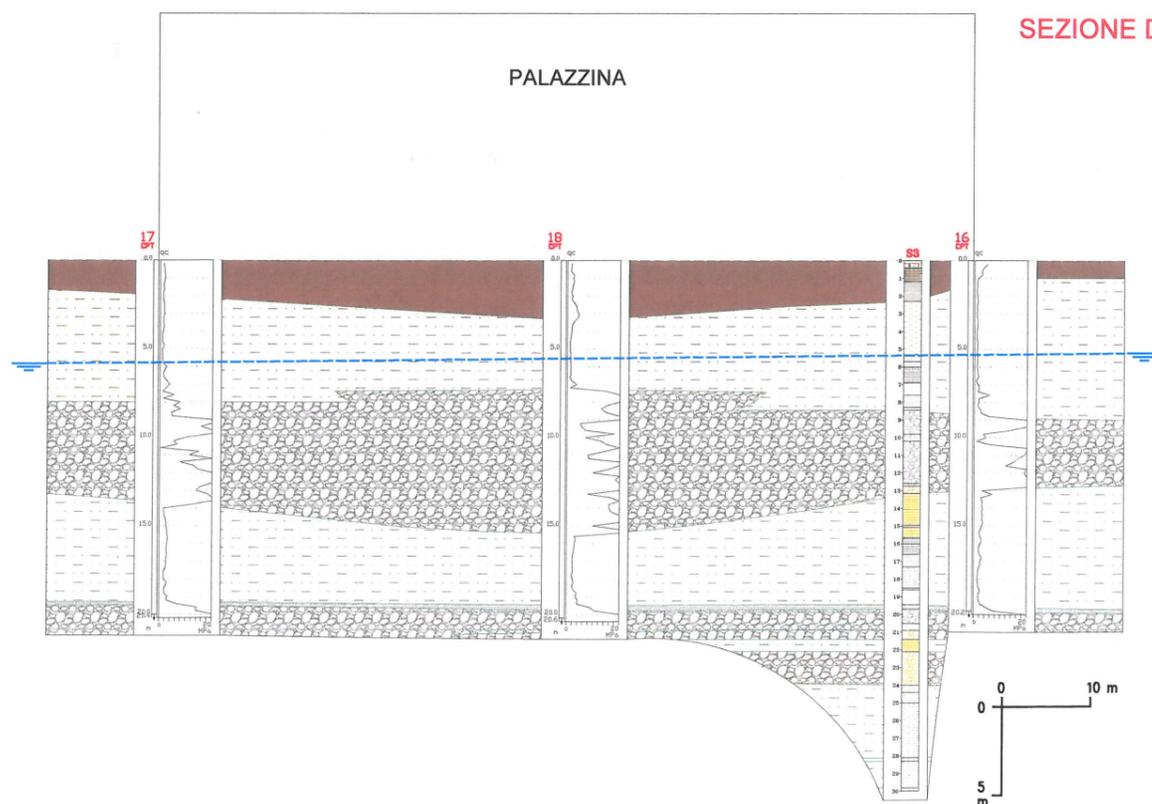
LEGENDA

-  Argilla sovraconsolidata
-  Argilla limosa, limo e limo sabbioso
-  Sabbia
-  Ghiaia con lenti di sabbia
-  Quota piezometrica

SEZIONE C-C



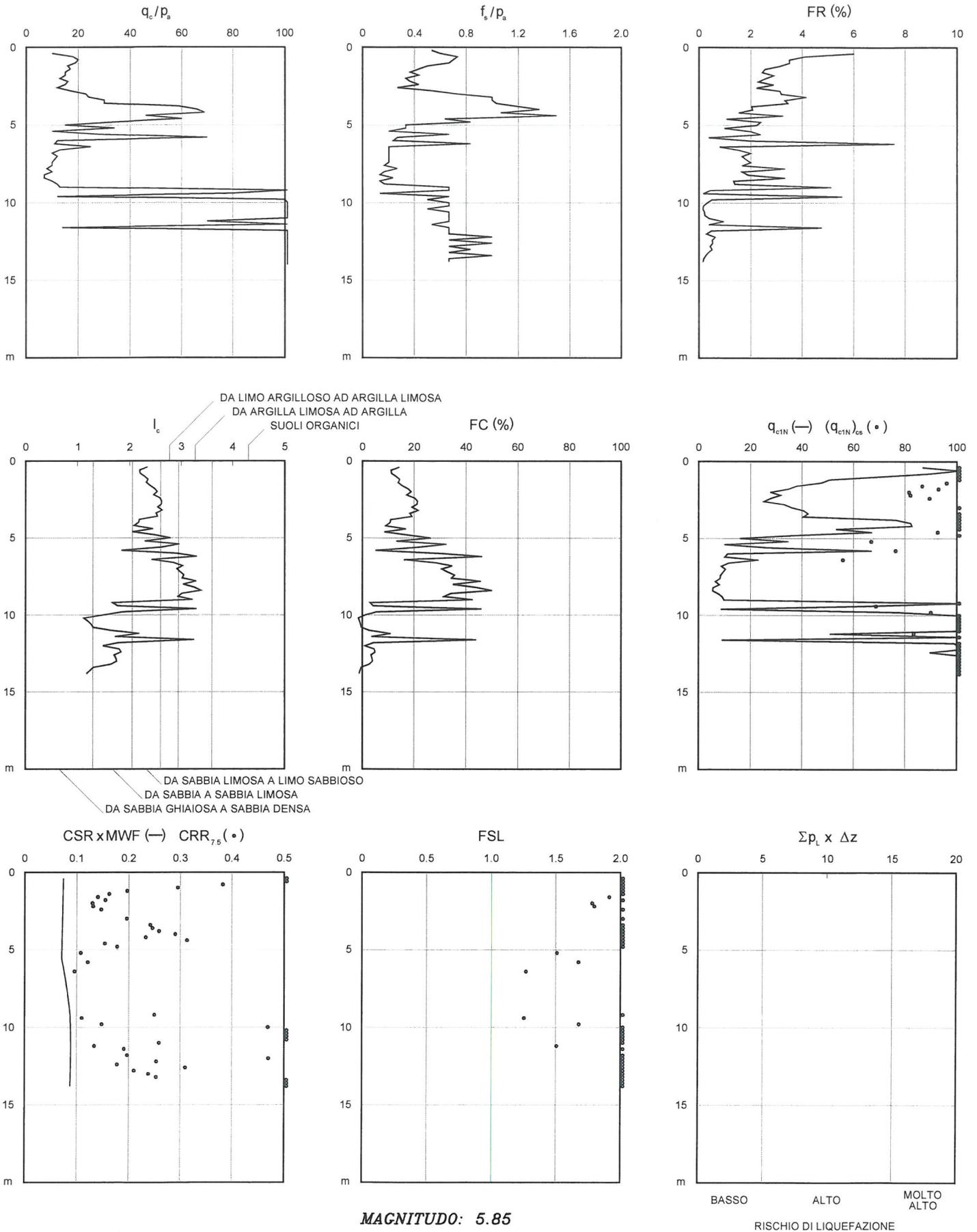
SEZIONE D-D



LEGENDA

-  Argilla sovraconsolidata
-  Argilla limosa, limo e limo sabbioso
-  Sabbia
-  Ghiaia con lenti di sabbia
-  Quota piezometrica

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

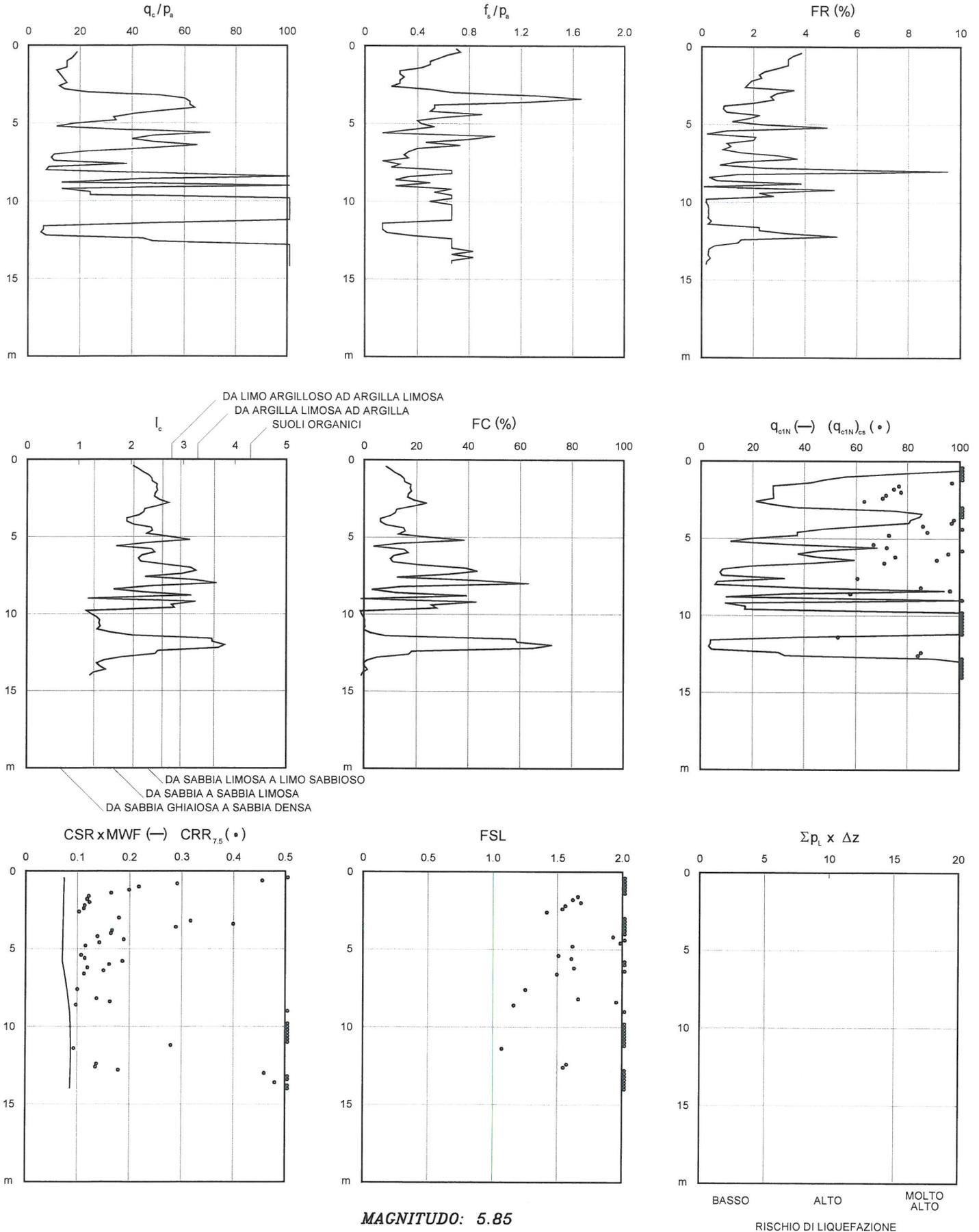
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT1

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

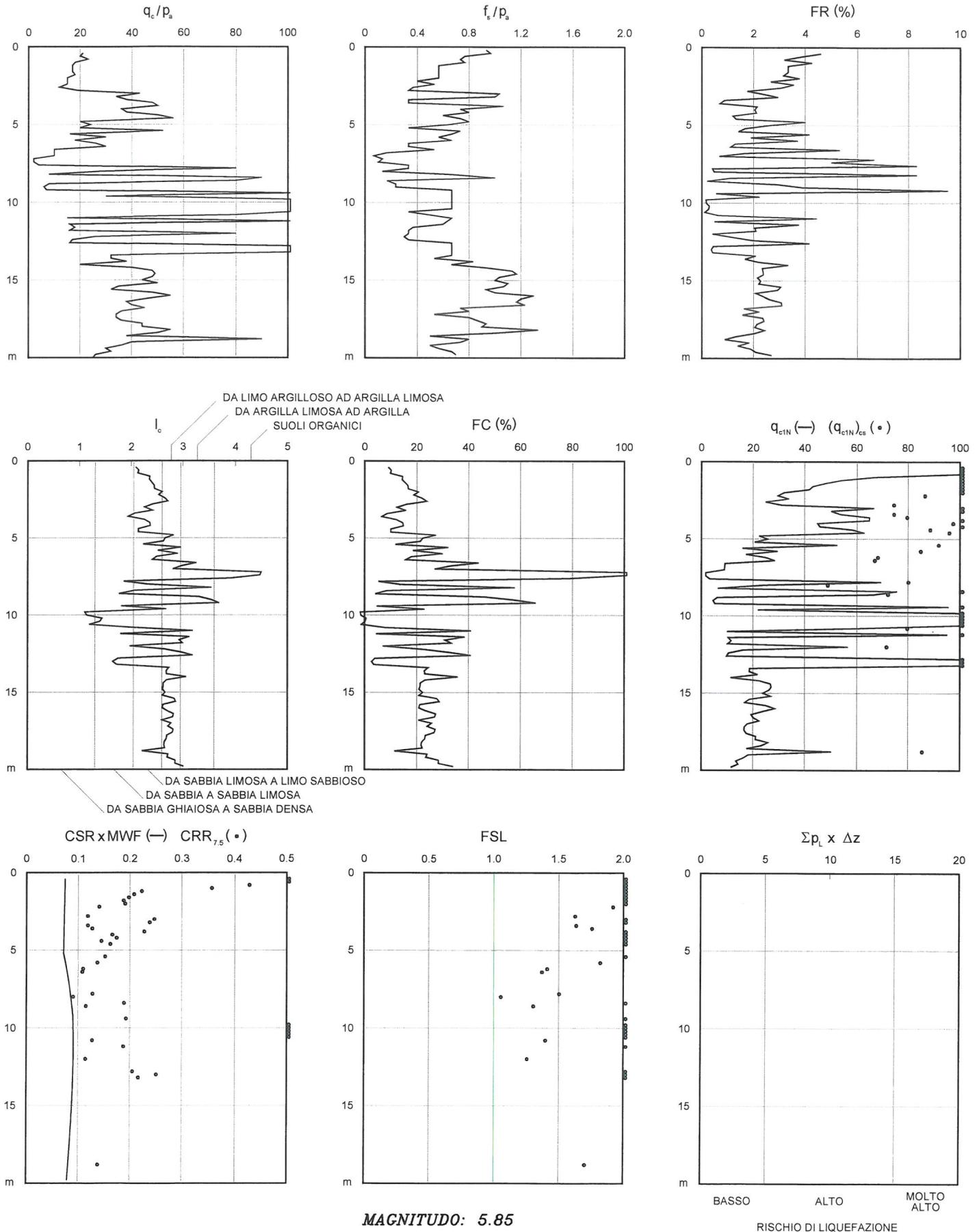
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT2

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

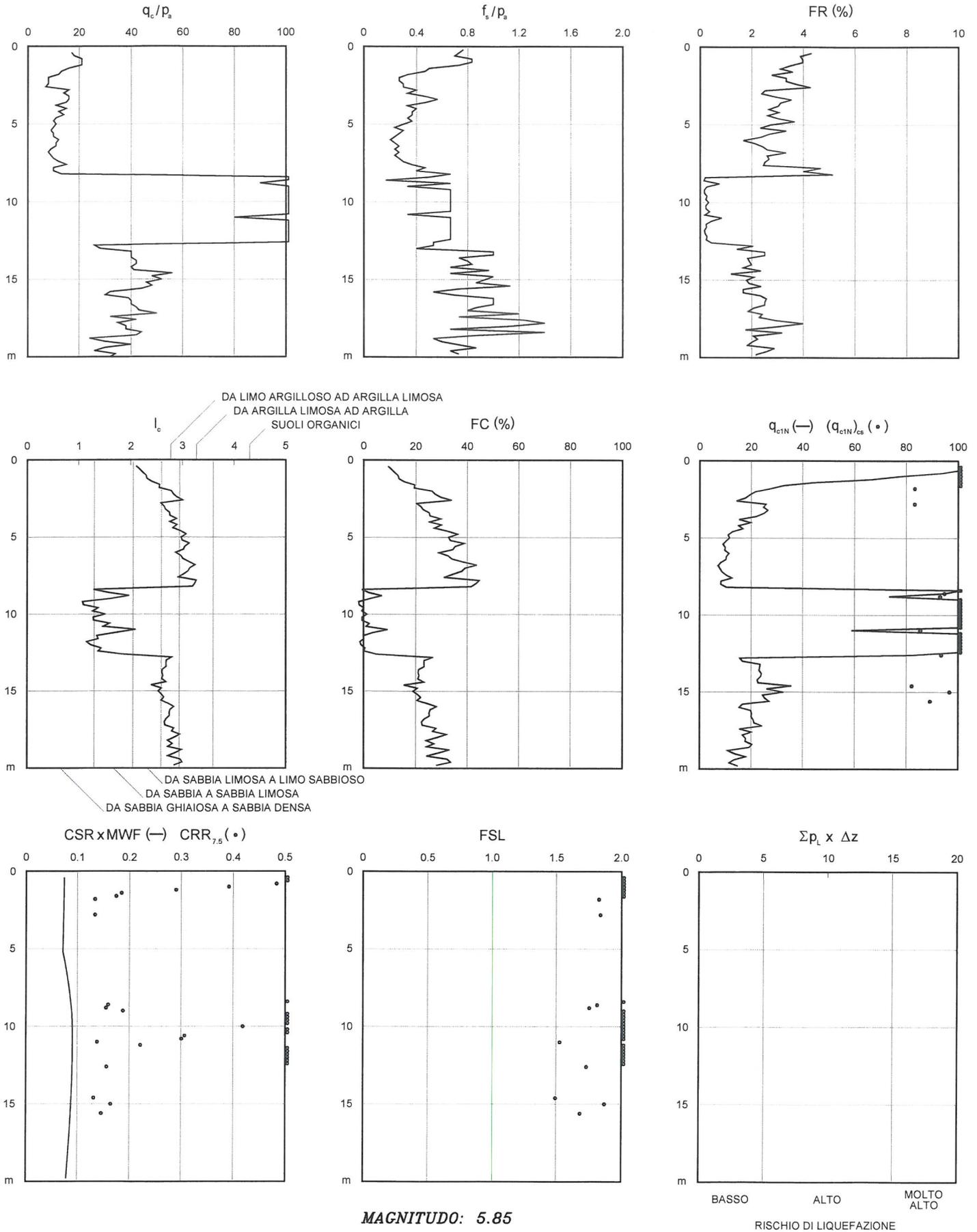
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT3

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT4

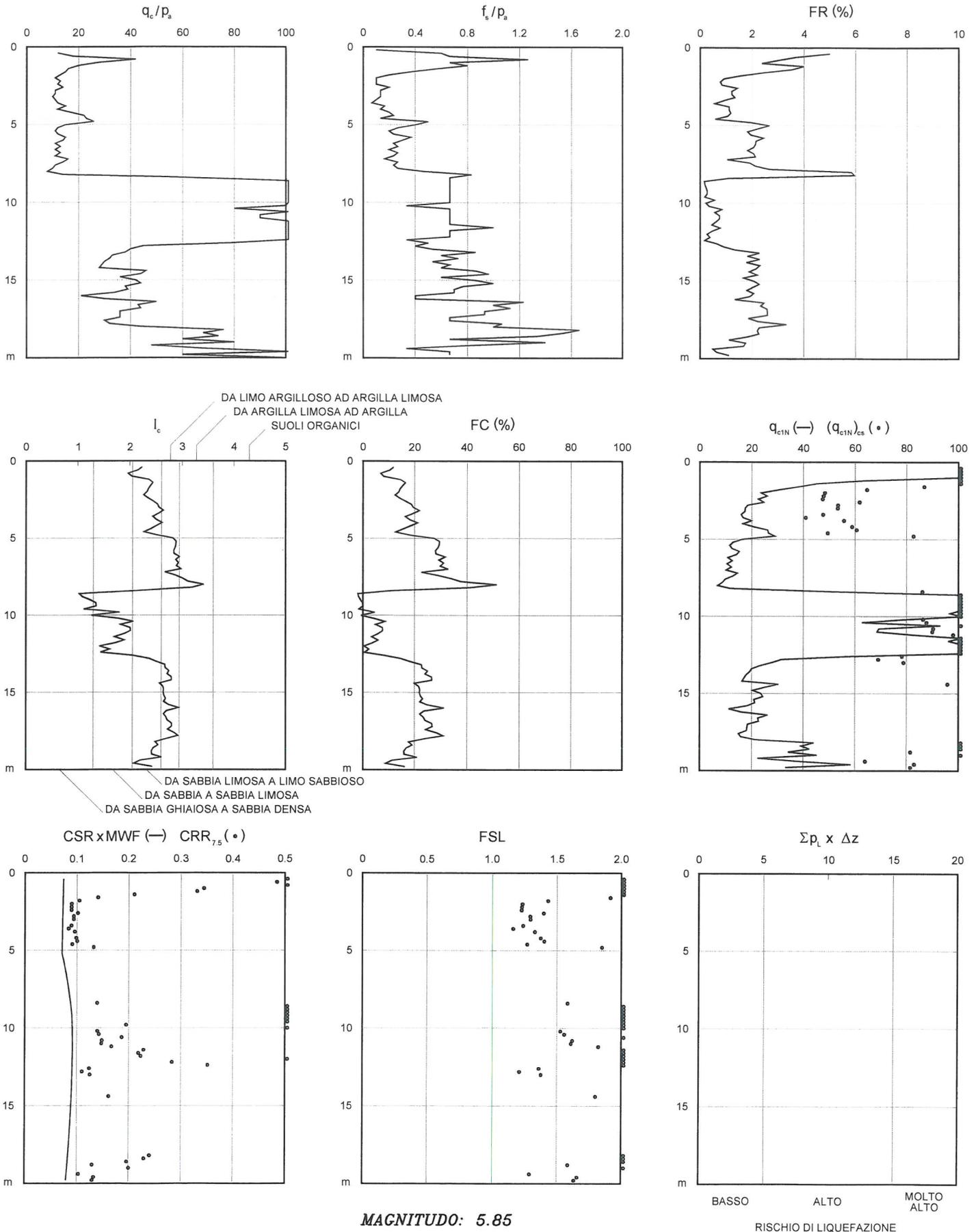
LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa



SOFTWARE: MARIO MAMBRINI, 2004

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

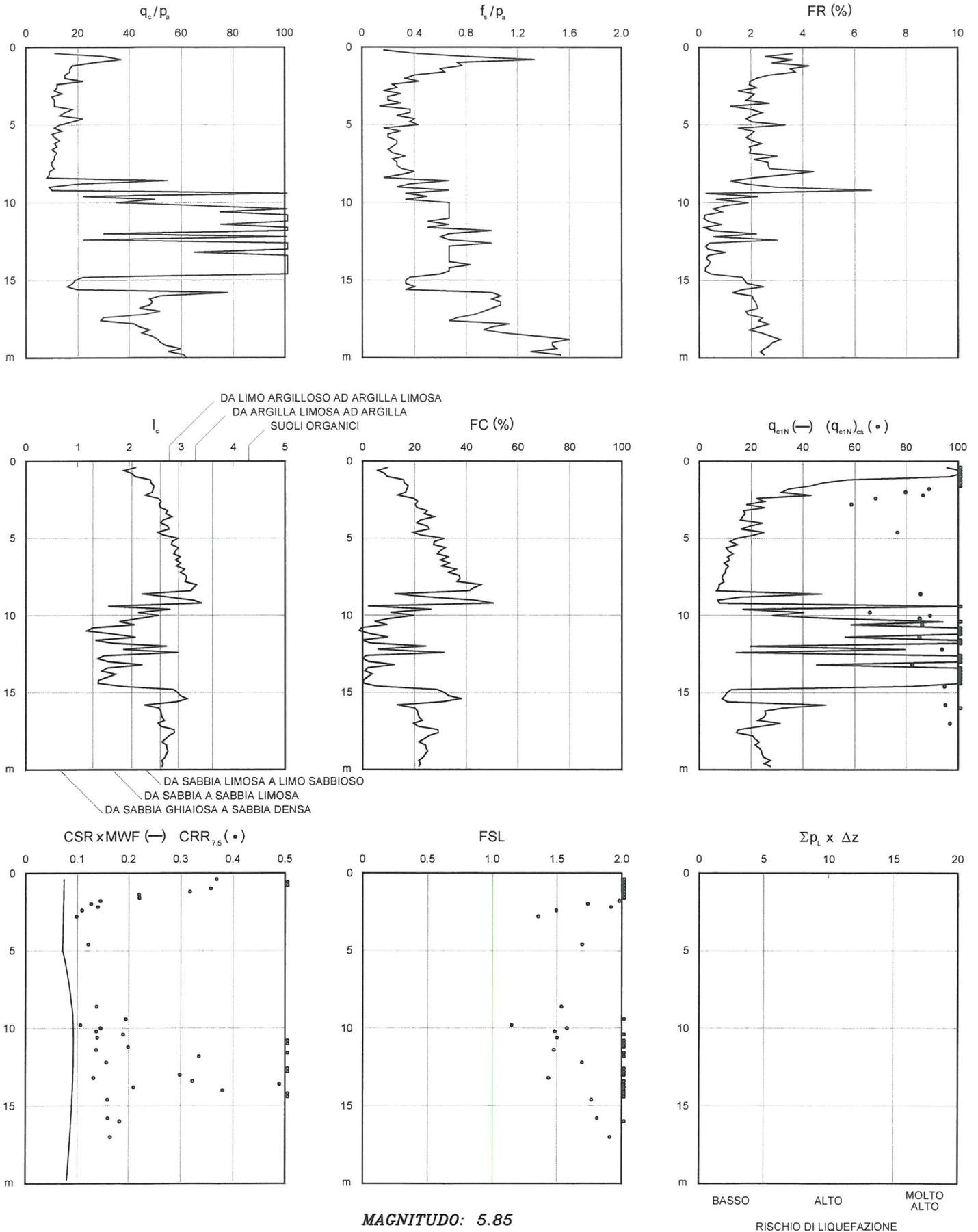
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT5

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT6

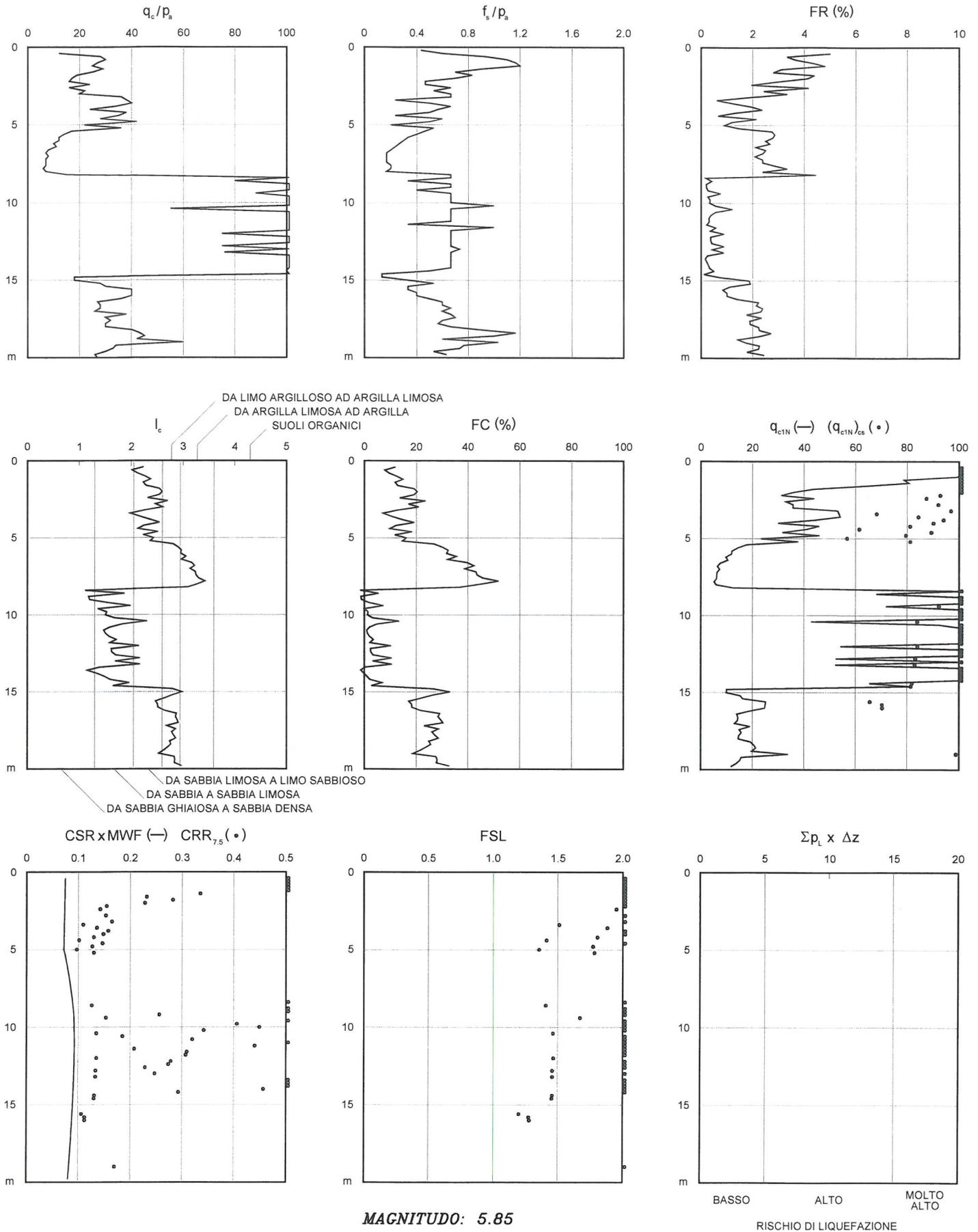
LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa



SOFTWARE: MARIO MAMBRINI, 2004

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT7

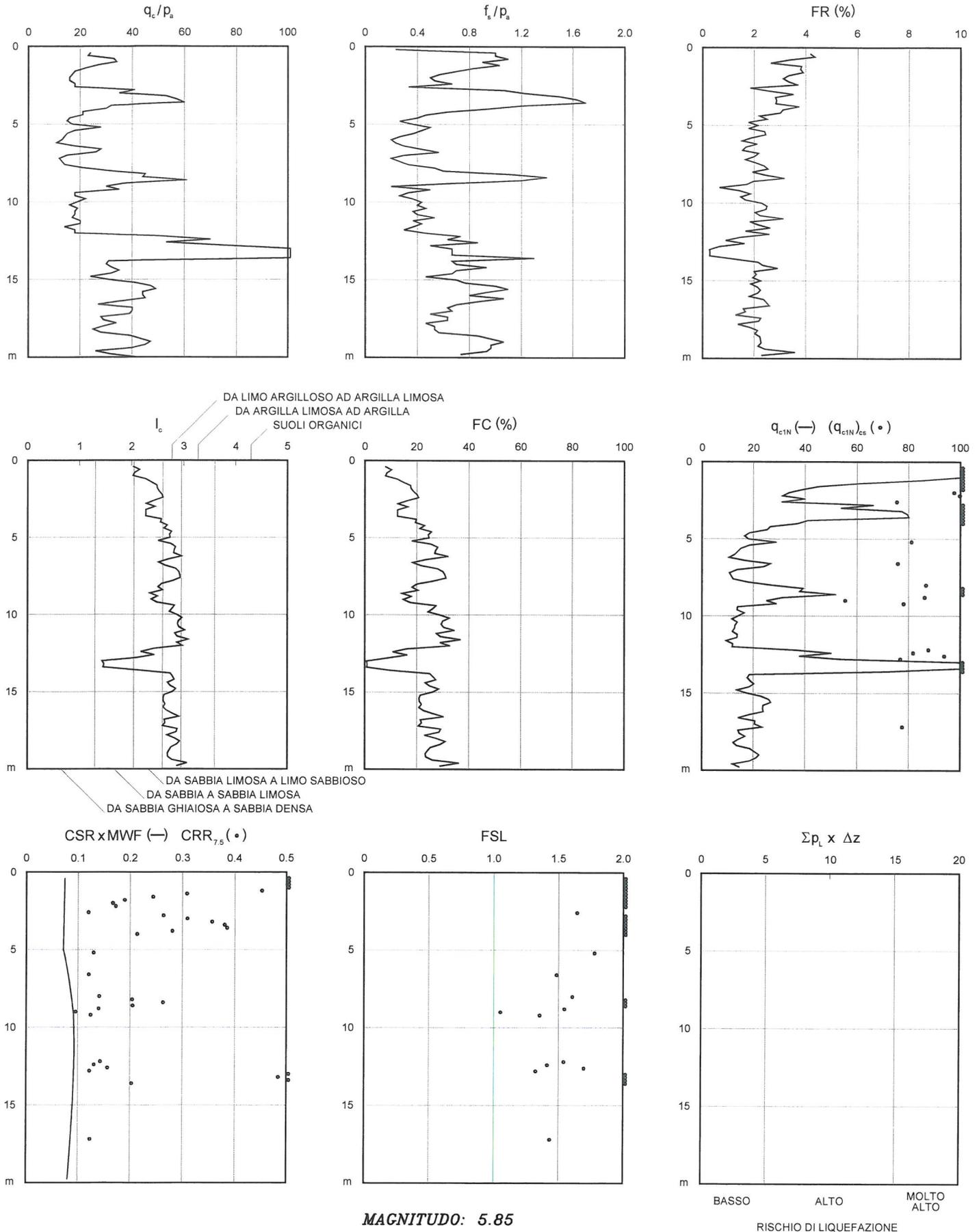
LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa



SOFTWARE: MARIO MAMBRINI, 2004

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

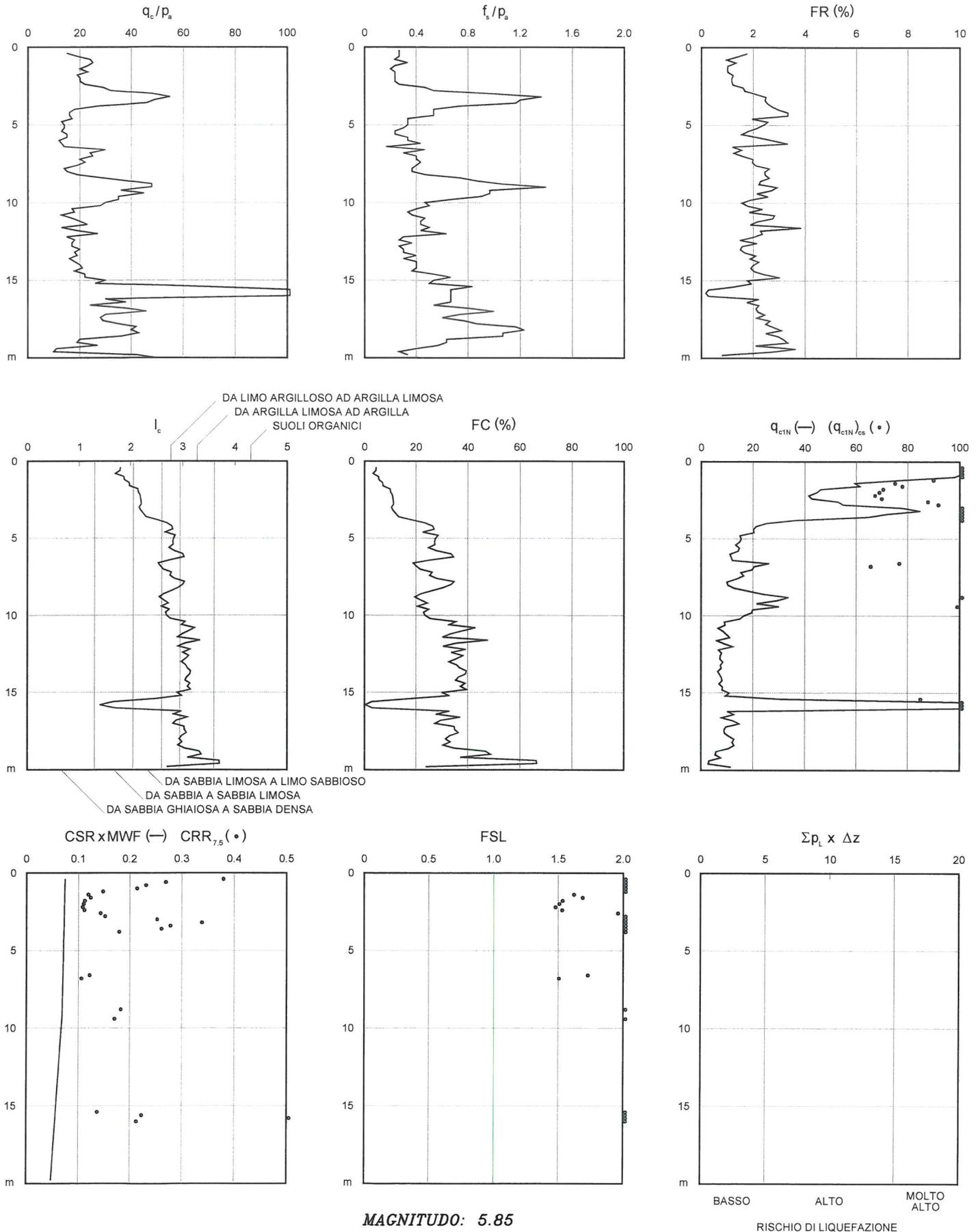
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT8

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

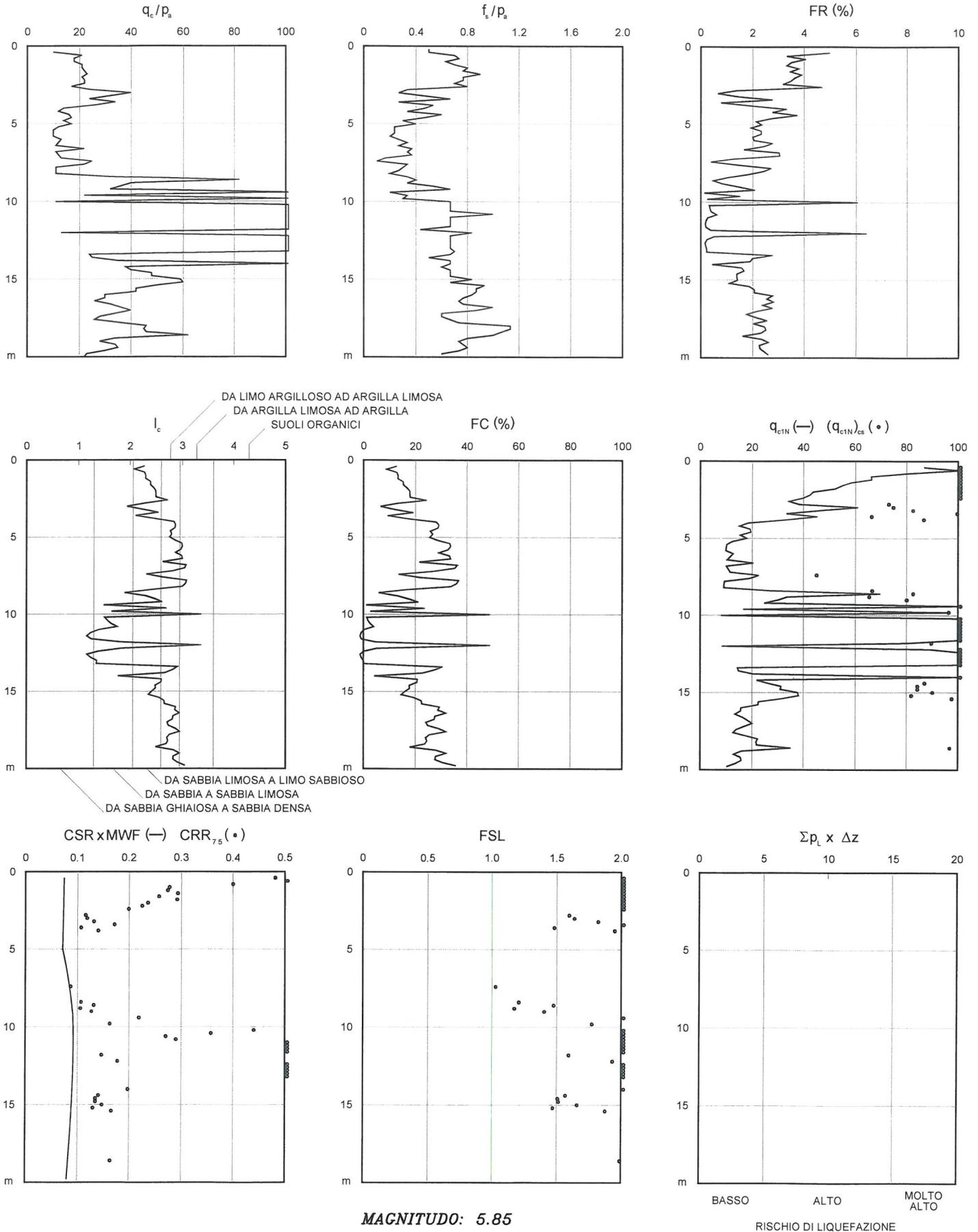
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT9

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

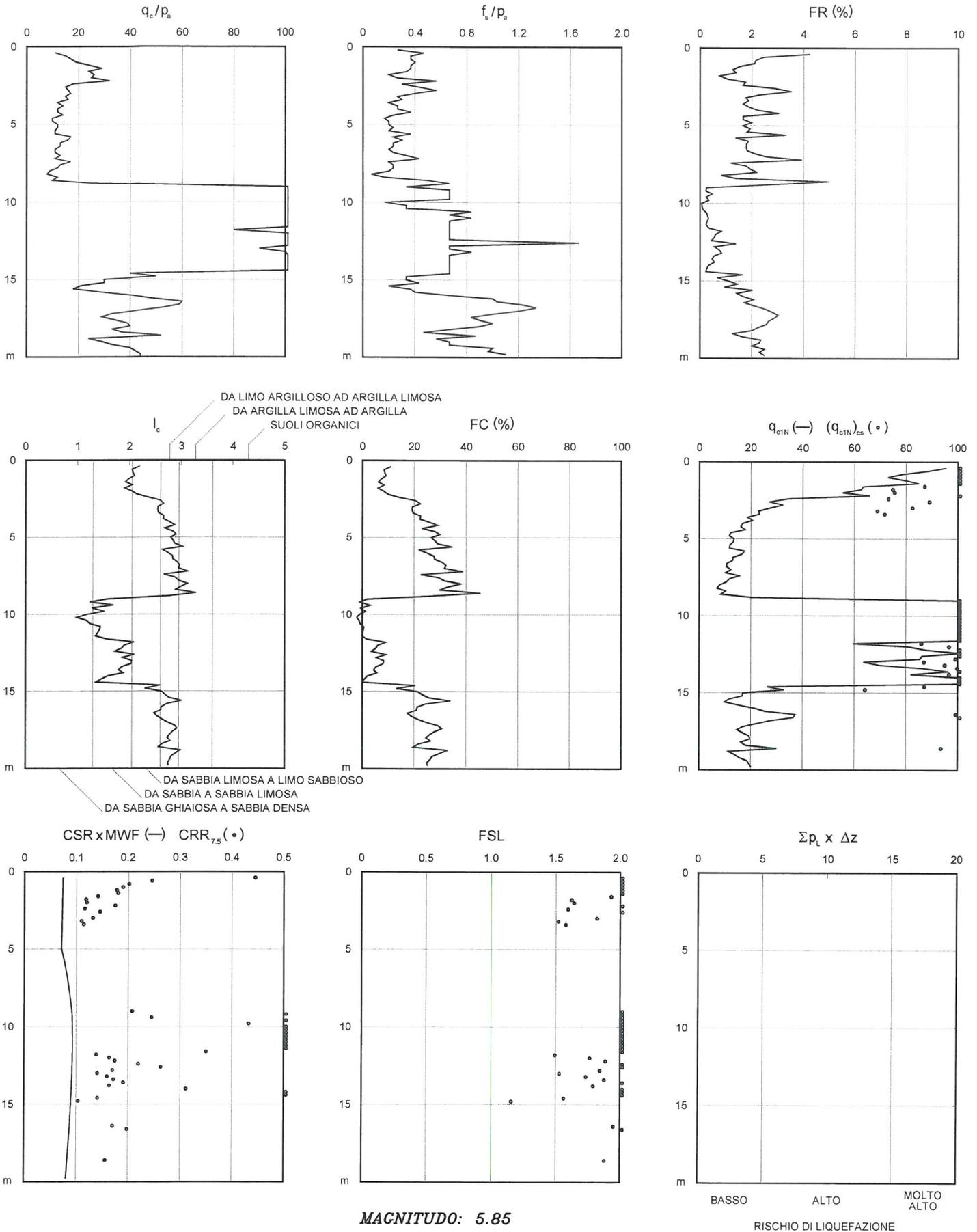
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT10

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

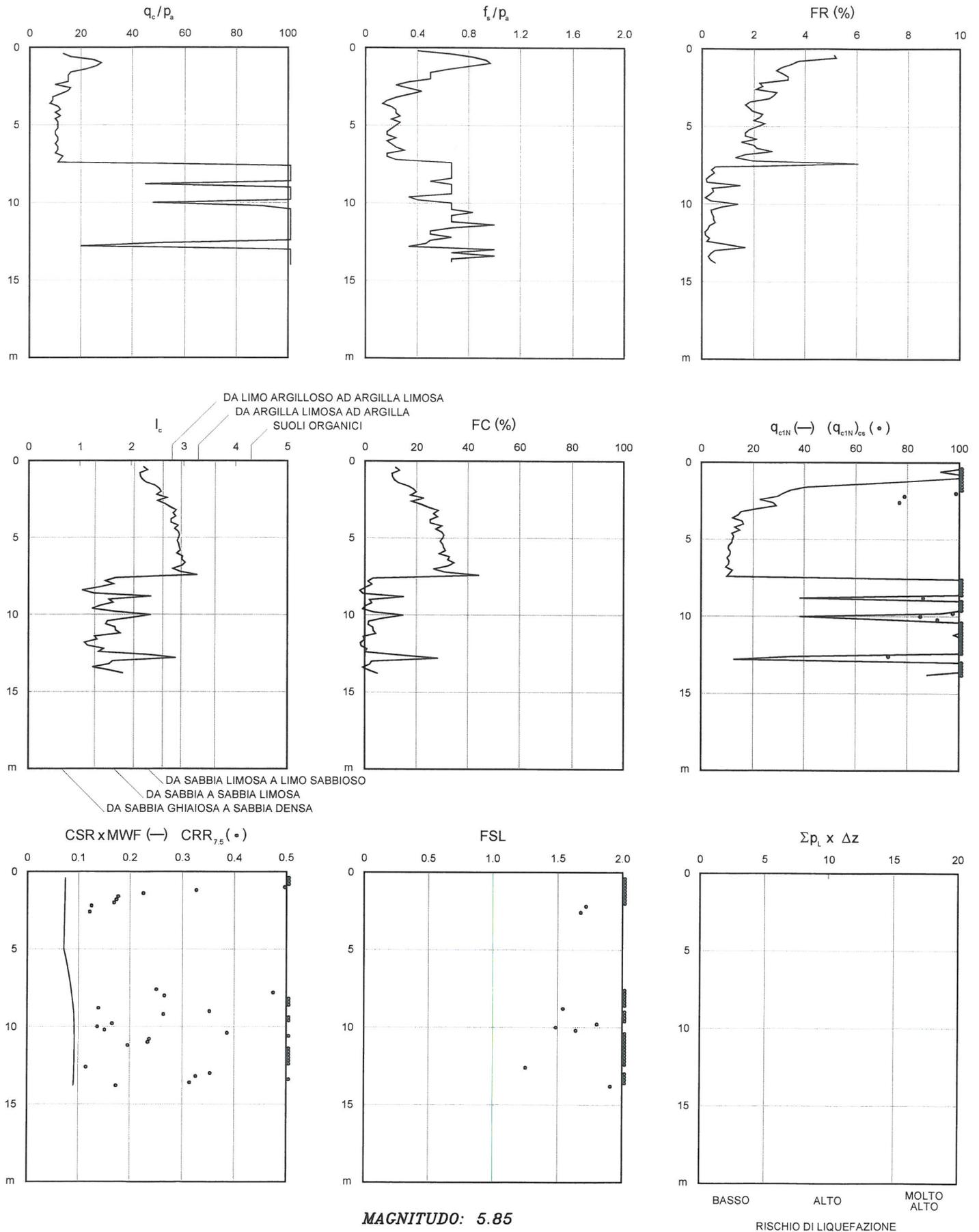
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT11

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

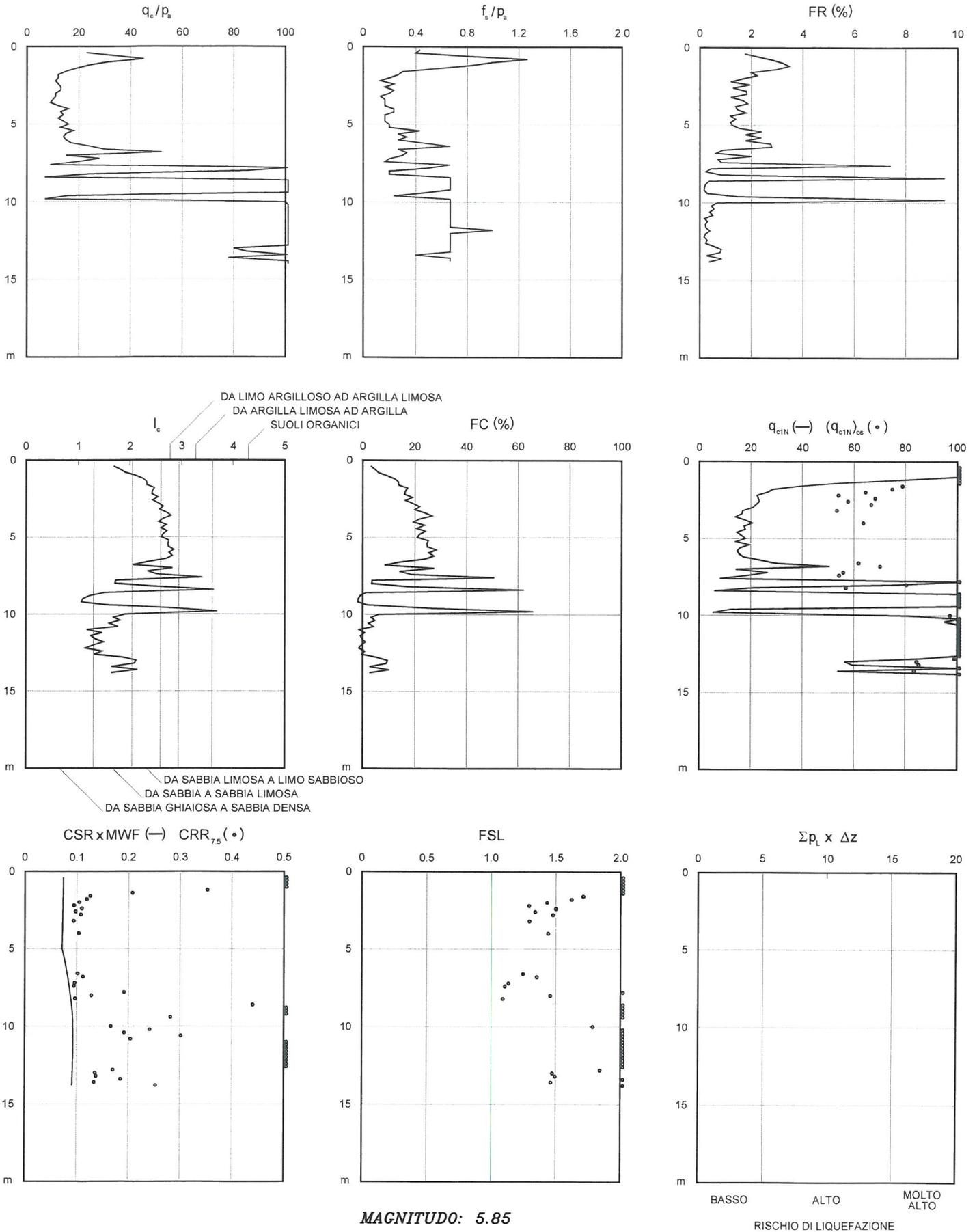
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT12

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

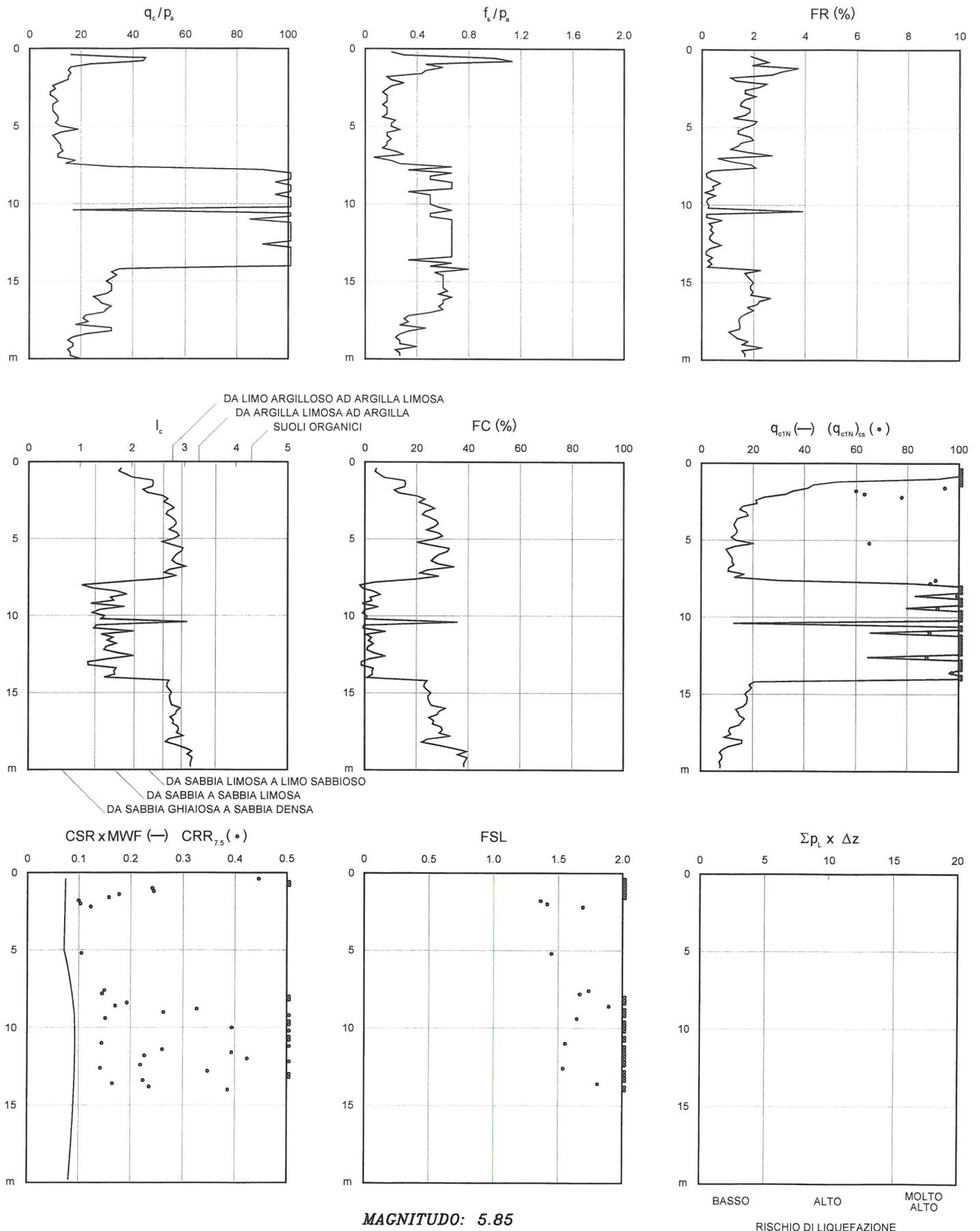
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT13

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

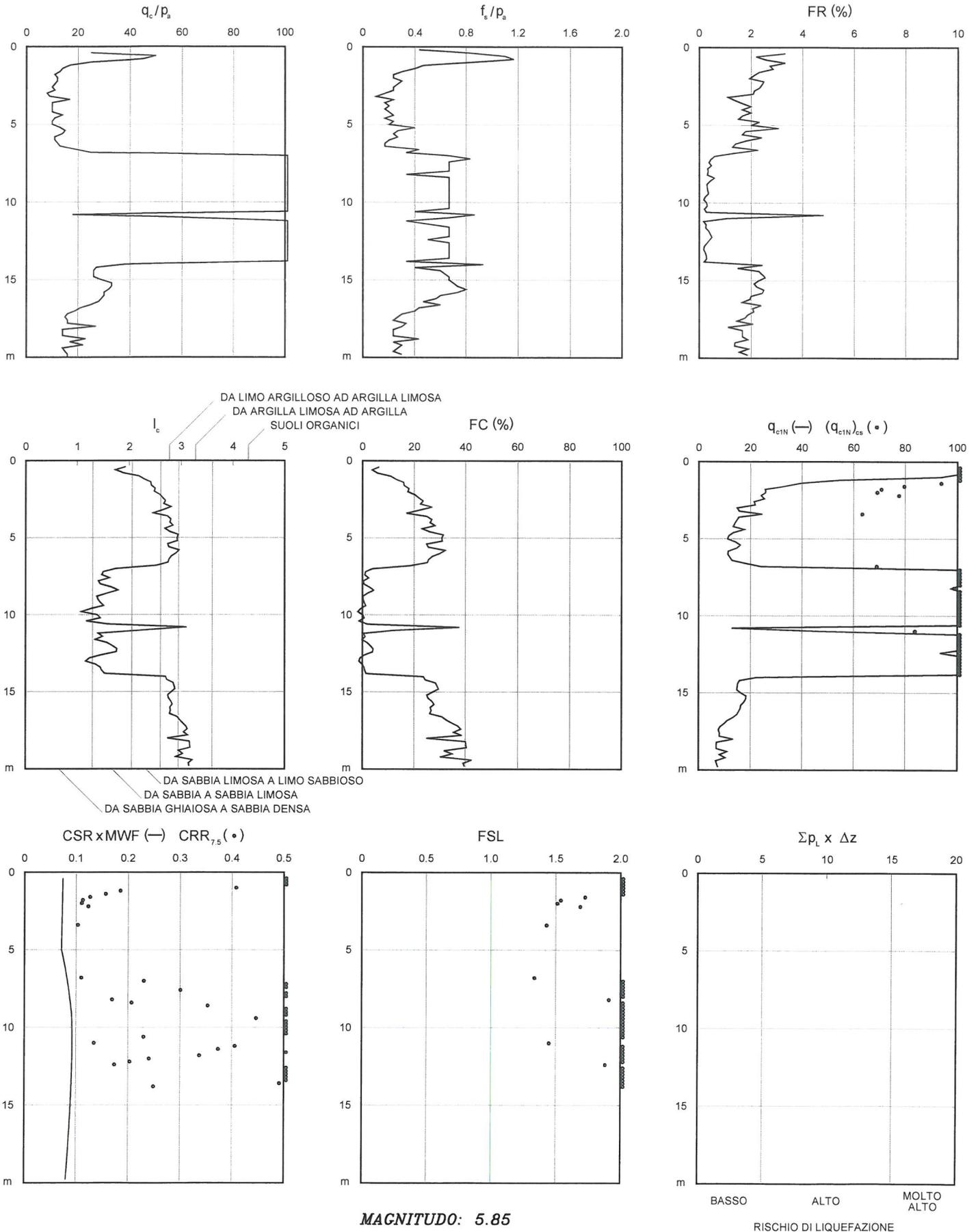
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT14

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

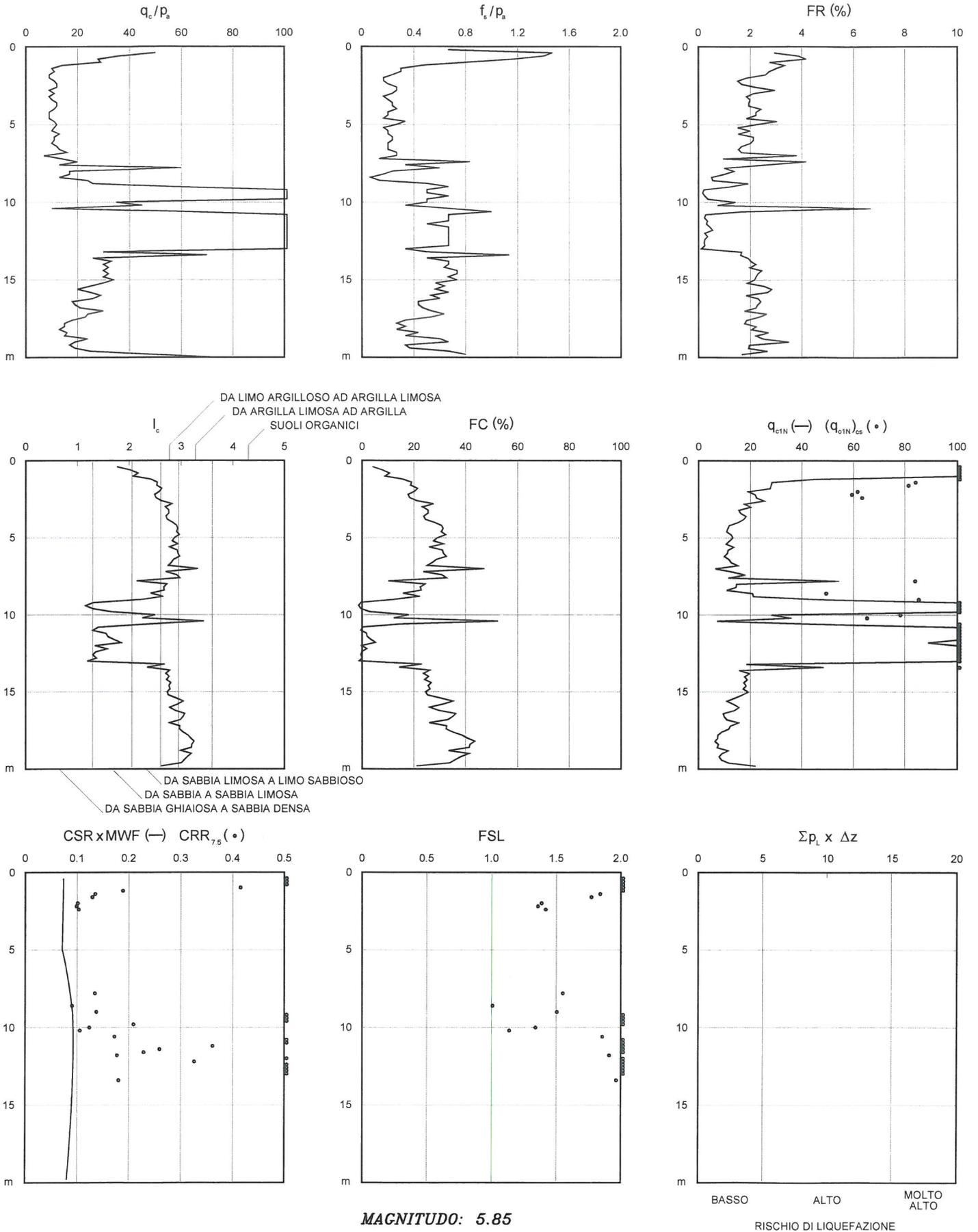
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT15

LOCALITA': ARCEO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

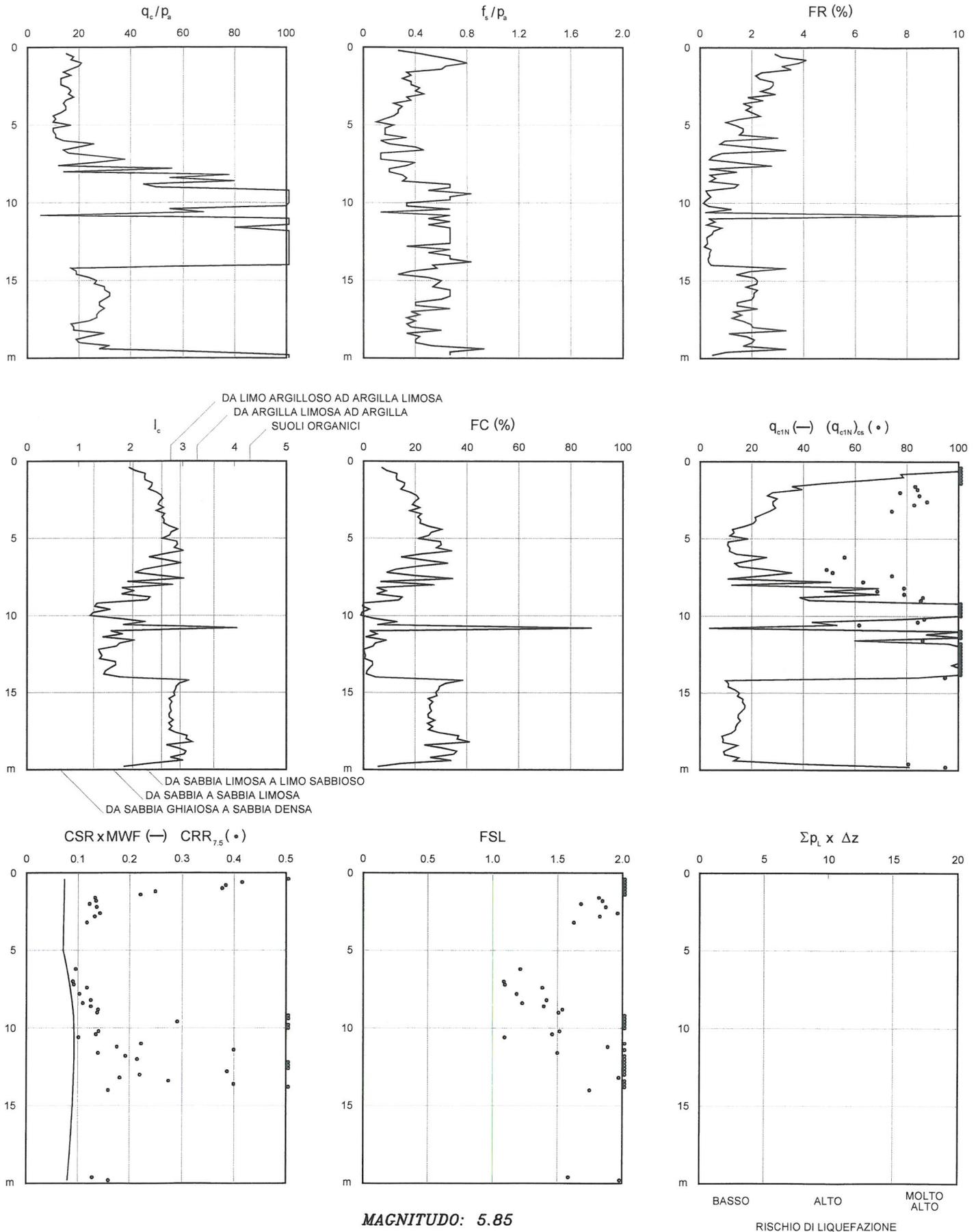
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT16

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

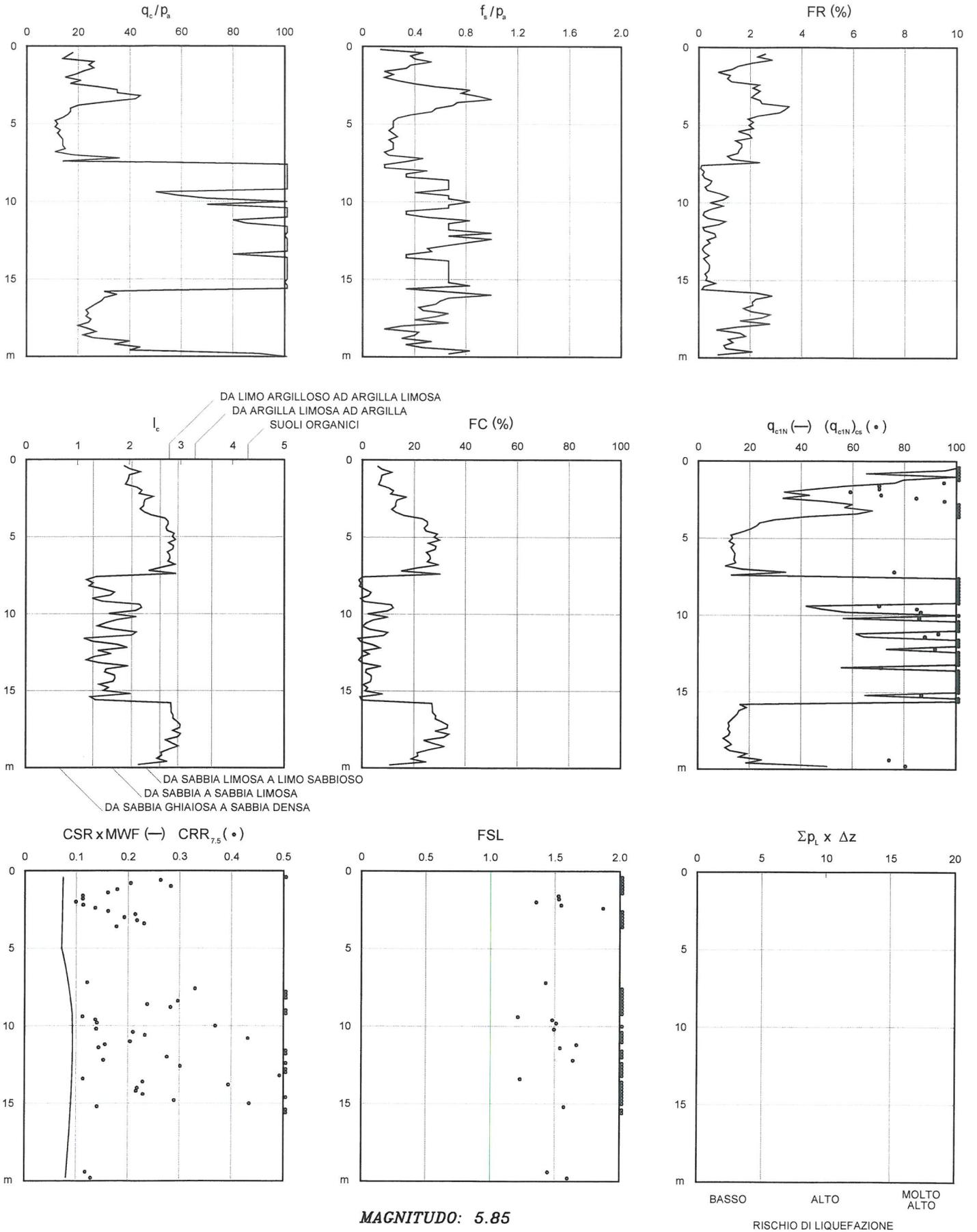
ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT17

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

RISCHIO DI LIQUEFAZIONE (Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al., 1982)



MAGNITUDO: 5.85

ACCELERAZIONE ORIZZONTALE: .238g

RIFERIMENTO: CPT18

LOCALITA': ARCETO (RE)

CANTIERE: Nuova sede PREGEL spa

ALLEGATO

Report indagini geofisiche

Righetti Dott. Geol. Stefano – via G. Giacosa, 7 – 42123 Reggio Emilia (RE)

Tel. 0522 322516 – 340 8063931

Rapporto relativo a indagini sismiche Masw eseguite per la
“Nuova Sede PREGEL S.p.A.”
Arceto di Scandiano (RE)

Committente: PREGEL S.p.A. – Dott. Fausto Campioli

Data: Giugno 2018

Indice

Introduzione	3
Tecniche di misurazione e interpretazione della prova MASW	4
Modalità esecutive della prova MASW	6
Risultati della prova MASW	9

Allegati

Introduzione

Su incarico della PREGEL S.p.A. e del Dott. Fausto Campioli è stato redatto il presente rapporto di prova relativo a due indagini sismiche Masw eseguite per la Nuova Sede della PREGEL S.p.A. ad Arceto di Scandiano (RE).

L'indagine ha seguito il presente schema:

- Esecuzione di 2 prove sismiche con metodo MASW;
- Elaborazione dei dati misurati.

Tecniche di misurazione e interpretazione della prova MASW

La tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) (Park et al., 1999) è un metodo d'indagine geofisica che sfrutta le modalità di propagazione delle onde di superficie, in particolare delle onde di Rayleigh, generate da sorgenti artificiali. Ha come obiettivi sia quello di ricostruire il profilo sismostratigrafico di un sito valutando la distribuzione delle velocità delle onde di taglio, sia quello di stimare il valore del parametro V_{s30} come richiesto dalle Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14.01.2008. Le onde di Rayleigh si muovono lungo l'interfaccia terra-aria e sono generate dalla rifrazione e riflessione multipla di onde di compressione (P) e onde di taglio che si propagano in direzione verticale (S_V).

Le tecniche d'indagine geofisica basate sulla registrazione ed elaborazione degli spostamenti indotti nel terreno dal passaggio delle onde di superficie (Rayleigh e Love) ne sfruttano in generale alcune caratteristiche particolari che le differenziano dalle onde di volume (P e S).

1. Le onde di superficie tendono a subire un'attenuazione del loro contenuto energetico minore rispetto alle onde di volume e quindi si propagano a distanze maggiori. Questo si spiega con il fatto che, mentre il fronte di propagazione delle onde di superficie, generate da una sorgente puntiforme, è sub-cilindrico, quello delle onde di volume è sub-emisferico. Si può dimostrare quindi che nel caso delle onde di Rayleigh la perdita di energia con la distanza (R) dalla sorgente è inversamente proporzionale a $R^{0,5}$, mentre nel caso delle onde di volume è inversamente proporzionale a R^2 . Questa più rapida dissipazione dell'energia associata alle onde di volume spiega il motivo per cui, in mezzi eterogenei e normalmente dispersivi (velocità delle onde S crescente con la profondità), dopo una distanza prossima $\lambda_R/2$ (dove λ_R è la lunghezza d'onda di Rayleigh presa in considerazione) il contributo delle onde di volume diventa trascurabile.
2. In un mezzo elastico omogeneo la profondità massima in cui il terreno risente del passaggio delle onde di Rayleigh è circa uguale a λ_R . In un mezzo eterogeneo questa profondità è compresa normalmente fra $0,5\lambda_R$ e $1,0\lambda_R$. Questo significa che le lunghezze d'onda maggiori (frequenze minori) trasportano informazioni relative agli strati di terreno più profondi, mentre quelle minori (frequenze maggiori) coinvolgono solo i livelli più superficiali.
3. La velocità con cui si propaga un'onda di superficie di una data frequenza f (o lunghezza d'onda λ) è detta velocità di fase. In un mezzo omogeneo la velocità di fase delle onde di superficie (V_A) non cambia al variare della frequenza d'onda. Al contrario in un mezzo stratificato, in presenza cioè di terreni sovrapposti con differenti caratteristiche meccaniche, la velocità di fase (V_B) dipende dal valore di f (o di λ).

La tecnica d'indagine MASW sfrutta queste tre caratteristiche delle onde di superficie, e in particolare di quelle di Rayleigh, per ottenere un profilo dell'andamento della velocità di fase in funzione della frequenza, da correlare con la velocità delle onde di taglio S.

La caratteristica (1) consente in pratica l'effettuazione di registrazioni delle onde generate dalla sorgente senza dover subire un disturbo significativo da parte delle onde di volume. La caratteristica (2) permette di associare a ogni frequenza del segnale, o lunghezza d'onda, una profondità d'indagine differente: le frequenze più basse sono collegate alle profondità maggiori e viceversa. La caratteristica (3) consente infine di vincolare ogni frequenza a una velocità di fase precisa.

L'obiettivo dell'elaborazione di un segnale acquisito con la tecnica MASW è essenzialmente quello di ricavare la curva di dispersione delle velocità di fase delle onde di Rayleigh. Il termine 'curva di dispersione' sta a indicare che le velocità di fase tendono a disperdersi, in un mezzo eterogeneo, in funzione della frequenza.

Nei terreni omogenei la curva di dispersione non si crea, in quanto in questi casi la velocità di fase non cambia al variare della frequenza. Questo è il motivo per cui la tecnica MASW non è indicata per l'investigazione di depositi sciolti o roccia omogenei fino a grandi profondità.

Una complicazione importante nasce dal fatto che, sempre in un mezzo eterogeneo, il terreno può vibrare in modi differenti e a ognuno di questi modi è associabile una curva di dispersione differente.

Anche se solitamente al modo fondamentale (1° modo) è associata l'energia maggiore, in alcuni casi, almeno per determinati intervalli di frequenze, si può avere la predominanza dei modi superiori. Ciò avviene per esempio nel caso di importanti inversioni di velocità (terreno inversamente dispersivo) o per la scarsa risoluzione in fase di campionamento del segnale. In questi casi congiungendo, per ogni valore di frequenza, i valori corrispondenti alla massima ampiezza spettrale si ottiene una curva di dispersione apparente, data dalla sovrapposizione di modi di vibrazione differenti.

Poiché le comuni procedure di inversione richiedono il vincolo a un preciso modo di vibrazione, normalmente quello fondamentale, che è di solito il più facilmente identificabile, è importante non commettere errori in fase di selezione della curva di dispersione, mescolando insieme tratti appartenenti in realtà a modi differenti. Questo può condurre a una sovrastima delle V_S .

Il grafico frequenza-velocità di fase si ottiene, partendo dal sismogramma di campagna, attraverso l'applicazione di una doppia trasformata di Fourier alle tracce acquisite, prima nel dominio del tempo (tempo di campionamento-frequenza f) e quindi in quello dello spazio (spaziatura dei geofoni-numero d'onda k). Si ottiene così un diagramma, detto spettro f-k, in cui è evidenziato il modo in cui si distribuisce la densità di energia associata al segnale. Poiché già a una piccola distanza dalla sorgente superficiale il contributo delle onde di volume all'energia totale diventa trascurabile, lo spettro f-k consente di far emergere la curva di dispersione delle onde di superficie. Il passaggio dallo spettro f-k al grafico frequenza-velocità di fase si ottiene trasformando i valori di k in valori di v con la relazione:

$$v=2\pi f/k$$

Per quanto riguarda la finestra di frequenze utili per l'interpretazione, di solito si fa riferimento a un intervallo compreso fra 3-4 Hz fino a 50-60 Hz. Il limite inferiore è legato alla frequenza di risonanza dei geofoni normalmente usati nella tecnica MASW che è solitamente di 4,5 Hz. Il limite superiore deriva dalla considerazione che onde di superficie con frequenza superiore a 50-60 Hz di solito interessano solo i primi centimetri di terreno sotto il piano campagna e quindi hanno scarsa utilità pratica.

L'interpretazione della curva di dispersione avviene attraverso un procedimento detto di inversione. Poiché nel caso di un terreno stratificato non è possibile applicare una procedura di soluzione diretta, cioè dalla curva di dispersione al modello stratigrafico, a causa della non univocità del problema (alla stessa curva di dispersione sono associabili più profili di V_S), si opera con un procedimento inverso. In pratica, fissato il modello stratigrafico iniziale, l'inversione avviene con il metodo dei minimi quadrati, modificando a tentativi, con un procedimento iterativo, i parametri

velocità delle onde S, peso di volume, spessore e coefficiente di Poisson di ogni strato e ricalcolando quindi, a ogni iterazione, la deviazione standard del nuovo modello rispetto al precedente.

Il programma da me utilizzato per l'elaborazione delle prove sismiche MASW (WinMASW 6.0 Professional della Eliosoft), utilizza anche un altro metodo di inversione chiamato degli algoritmi genetici. Gli Algoritmi Genetici operano su una popolazione di potenziali soluzioni applicando il principio della sopravvivenza del migliore, evolvendo verso una soluzione che tende ad avvicinarsi quanto più possibile alla reale soluzione del problema. Ad ogni generazione, un nuovo insieme di soluzioni è creato dal processo di selezione che, basandosi sul livello di adeguatezza (Fitness), seleziona i migliori membri della popolazione e li fa evolvere utilizzando una serie di operatori genetici mutuati dalla genetica naturale. Questo processo porta ad una evoluzione robusta verso individui che meglio si adattano all'ambiente, in altre parole, all'insieme di soluzioni che meglio rispondono al problema posto in principio.

Gli algoritmi genetici rappresentano un tipo di procedura di ottimizzazione appartenente alla classe degli algoritmi euristici. I comuni metodi lineari forniscono soluzioni che dipendono dal modello iniziale di partenza che l'utente deve necessariamente fornire. Per la natura del problema (inversione delle curve di dispersione), la grande quantità di minimi locali porta ad attrarre il modello iniziale verso un minimo locale che può essere significativamente diverso da quello reale. In altre parole, i metodi lineari richiedono che il modello di partenza sia già di per sé vicino alla soluzione reale. Gli algoritmi genetici offrono invece un'esplorazione più ampia delle possibili soluzioni. A differenza dei metodi lineari non è necessario fornire alcun modello di partenza. E' invece necessario definire uno "spazio di ricerca" (search space in verde nel grafico del Profilo Vs in allegato) all'interno del quale vengono valutate diverse possibili soluzioni.

Modalità esecutive della prova MASW

Le indagini MASW oggetto del presente rapporto sono state eseguite seguendo questo schema operativo:

1. Acquisizione delle onde superficiali
2. Costruzione delle curve di dispersione (grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza)
3. Inversione delle curve di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs

Per ogni stendimento sismico sono stati disposti linearmente sul terreno 24 geofoni verticali da 4.5 Hz, ad una distanza di 2 metri uno dall'altro (spaziatura geofoni) e collegati al sismografo mediante un cavo multipolare. Dopo l'allestimento dello stendimento di ricezione, sono state generate artificialmente vibrazioni nel terreno in un punto prestabilito lungo il profilo, allineato ed esterno allo stendimento stesso (punto di scoppio a 5 m dal primo geofono). È iniziata così la registrazione delle onde sismiche rilevate da ogni singolo geofono, con un intervallo di campionamento di 1 ms per la durata di 1024 ms.

In allegato sono riportati i sismogrammi degli stendimenti MASW oggetto di questo rapporto.

Lo strumento utilizzato è il sismografo mod. 16SG24 di produzione PASI S.r.l. caratterizzato da 24 canali di acquisizione con convertitore A/D a 24 bit. Gli impulsi sismici sono stati generati con l'utilizzo di una massa di 10 Kg battente su un piattello di alluminio posto a contatto con il terreno.

La geometria dello stendimento di indagine e le caratteristiche del campionamento sono riassunte nella seguente tabella:

	numero geofoni	Spaziatura geofoni (m)	Distanza punto di scoppio (m)	Lunghezza stendimento (m)	Intervallo di campionamento (ms)	Durata dell'acquisizione (ms)
STENDIMENTO 1	24	2	5	51	1	1024
STENDIMENTO 2	24	2	5	51	1	1024

Caratteristiche tecniche del sismografo e dei geofoni utilizzati:

Modello	PASI - 16SG24
PC integrato	Si
Numero di canali	24
Schede di acquisizione	National Instruments® - 2 schede da 12 canali ognuna
Processore	Intel® Pentium® 266 MHz
Risoluzione	24 bit con algoritmo proprietario PASI
Sistema operativo	Microsoft® Windows® 98 embedded e software di gestione proprietario a 32 bit
Display	VGA a colori in LCD-TFT 10,4"
Supporto memorizzazione	Hard disk interno da 4 Gb
Sampling time	Da 125 µs a 2 ms su 24 canali
Lunghezza registrazione	Da 32 ms a 65536 ms
Filtri	Digitali in post acquisizione
Formato dati	SEG-2, PASI
Alimentazione	Batteria 12 V esterna
Geofoni	PASI SIS 911-050 verticali con frequenza di 4.5 Hz

Le iterazioni necessarie per la costruzione delle curve di dispersione e per l'inversione delle stesse sono state ottenute tramite l'utilizzo di un programma di calcolo specifico (WinMASW Professional 6.0 della Eliosoft).

In allegato sono riportati sia l'immagine di dispersione sia il risultato dell'inversione sotto forma di profilo delle onde S con la profondità.

Contemporaneamente all'inversione delle curve di dispersione sono stati calcolati (in modo approssimato) anche alcuni moduli elastici, utilizzando le seguenti correlazioni a partire dai valori di V_s :

Modulo di taglio dinamico o di rigidità (Costante di Lamé μ)	$\mu=G$	ρV_s^2
Comprimibilità	k	$\rho \cdot V_s^2 \left[\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - \frac{4}{3} \right]$
Modulo di Young	E	$\frac{\rho \cdot V_s^2 \left[3 \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 4 \right]}{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}$
Coefficiente di Poisson	ν	$\frac{\frac{1}{2} \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}$
Costante di Lamé λ	λ	$\rho \cdot V_s^2 \left[\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 2 \right]$

Dove: ρ = densità; V_p e V_s = velocità delle onde di compressione e di taglio.

Deve essere ricordato che la V_p calcolata da analisi MASW è scarsamente attendibile e dipende in larga misura dal coefficiente di Poisson che viene stimato, prima di lanciare l'inversione, sulla base di dati bibliografici utilizzando la seguente tabella:

Litologia	Coefficiente di Poisson
Limi	0,35 – 0,45
Argille	0,35 – 0,45
Sabbie	0,3 – 0,5
Ghiaie	0,3 – 0,4
Roccia fratturata	0,3 – 0,4
Roccia compatta	0,15 – 0,3

Risultati delle prove MASW

Di seguito sono riportati in maniera tabellare i risultati delle prove MASW:

STENDIMENTO 1

Strato	Profondità (m)	Spessore (m)	Vs (m/s)	Densità (g/cm ³)	Modulo di taglio dinamico (MPa)	Vp (m/s) (approssimato)	Coefficiente di Poisson (approssimato)
1	0,0 – 1,1	1,1	114	1,86	24	443	0,46
2	1,1 – 5,5	4,4	140	1,88	37	482	0,45
3	5,5 – 9,4	3,9	255	2,04	133	936	0,46
4	9,4 – 13,1	3,7	171	1,80	53	356	0,35
5	13,1 – 25,0	11,9	360	2,11	273	1261	0,46
6	25,0 – 29,8	4,8	508	2,11	544	1253	0,40
7	29,8 – 40,0	10,2	363	1,95	258	664	0,29

STENDIMENTO 2

Strato	Profondità (m)	Spessore (m)	Vs (m/s)	Densità (g/cm ³)	Modulo di taglio dinamico (MPa)	Vp (m/s) (approssimato)	Coefficiente di Poisson (approssimato)
1	0,0 – 1,6	1,6	128	1,97	22	701	0,48
2	1,6 – 6,9	5,3	152	1,95	45	651	0,47
3	6,9 – 10,8	3,9	270	1,92	140	583	0,36
4	10,8 – 14,0	3,2	242	2,01	118	822	0,45
5	14,0 – 25,0	11,0	425	2,21	399	1891	0,47
6	25,0 – 29,4	4,4	475	2,10	475	1231	0,41
7	29,4 – 39,7	10,3	304	1,90	176	528	0,25

I valori calcolati della Vs30 utilizzando il metodo di inversione dei minimi quadrati (mean model) è:

STENDIMENTO 1

$$Vs30 \text{ (m/s)} = 247$$

STENDIMENTO 2

$$Vs30 \text{ (m/s)} = 267$$

I terreni appartengono quindi alla Categoria **C**.

C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

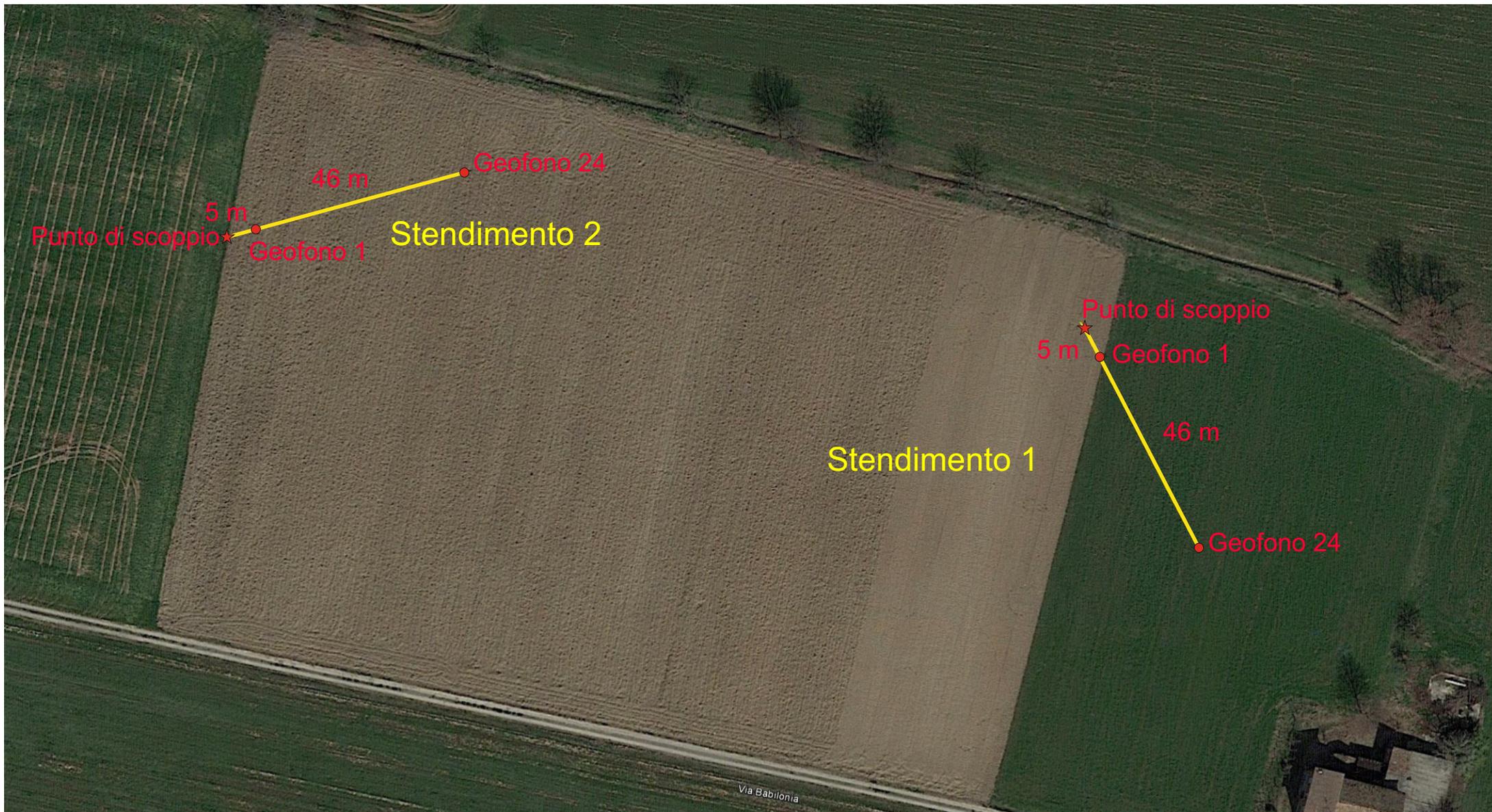
Reggio Emilia 29 giugno 2018

Dott. Stefano Righetti Geologo



ALLEGATI

Prove sismiche MASW - Ubicazioni prove
Località: Arceto di Scandiano (RE)
Committente: PREGEL S.p.A. - Dott. Fausto Campioli
Data esecuzione: 28 giugno 2018



Prova sismica MASW – Sismogramma – STENDIMENTO 1

Località: Arceto di Scandiano (RE)

Committente: PREGEL S.p.A. – Dott. Fausto Campioli

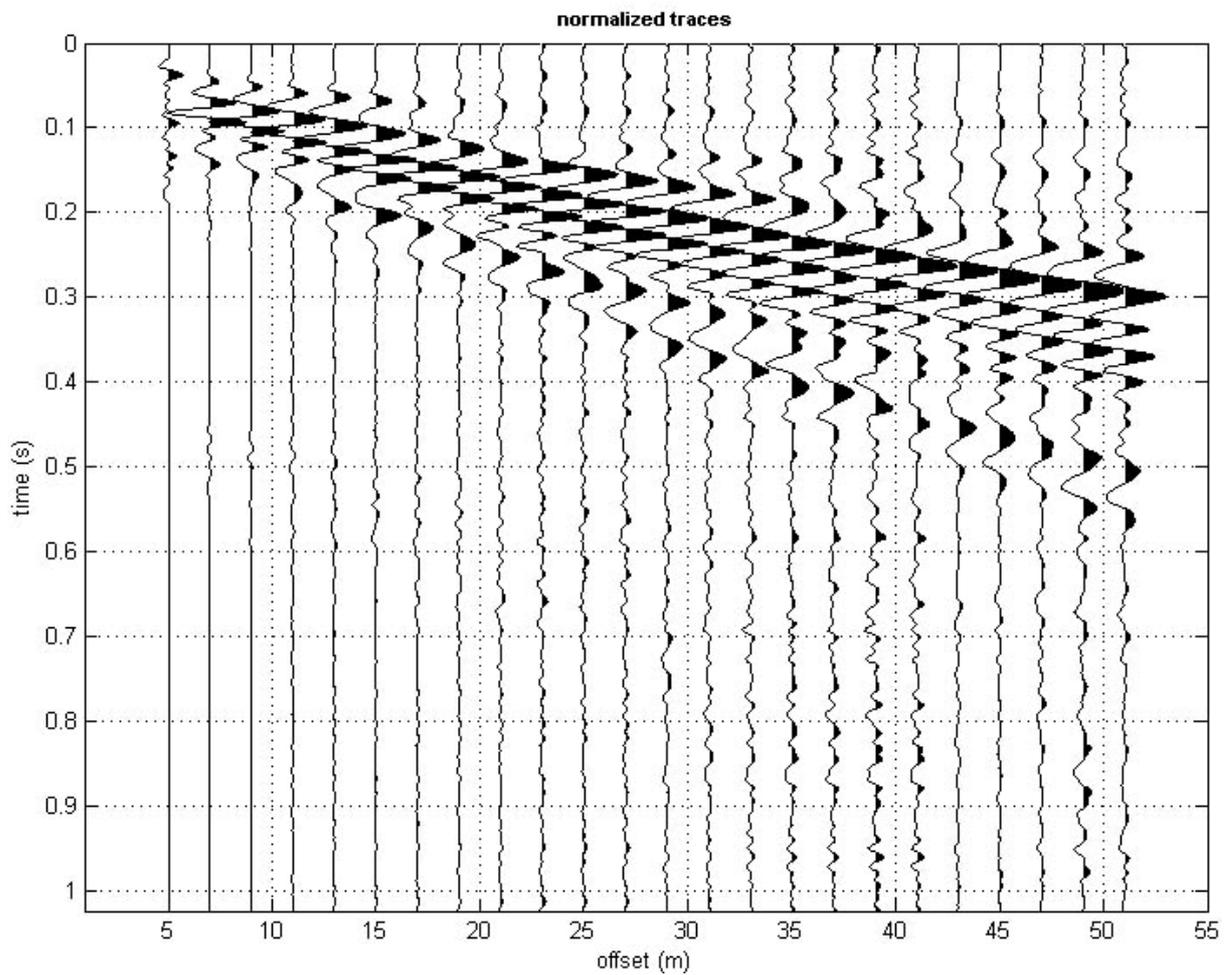
Data esecuzione: 28 giugno 2018

dataset: Arceto - Pregel 1.DAT

sampling: 1 ms

minimum offset: 5 m

geophone spacing: 2 m



Prova sismica MASW – Sismogramma – STENDIMENTO 2

Località: Arceto di Scandiano (RE)

Committente: PREGEL S.p.A. – Dott. Fausto Campioli

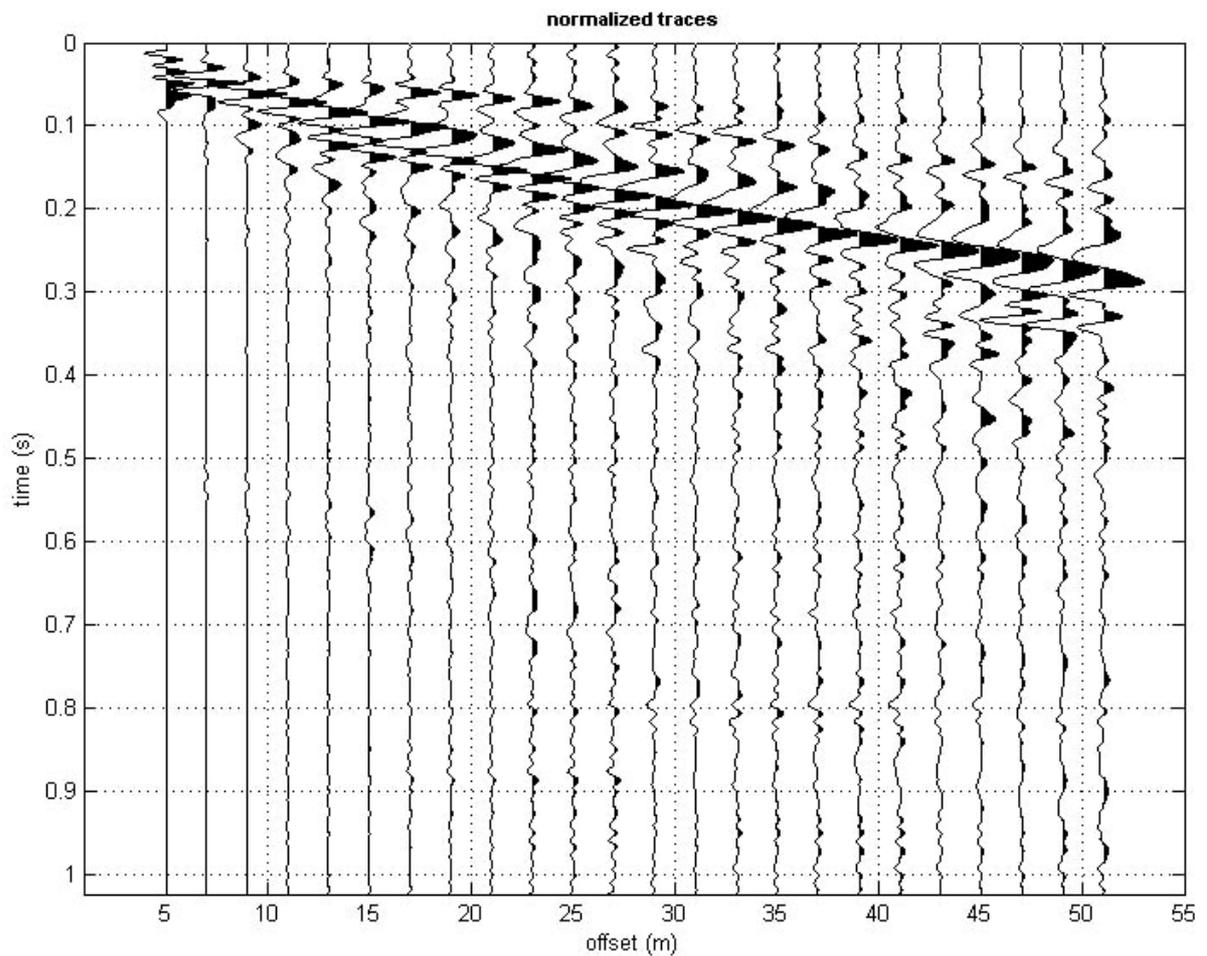
Data esecuzione: 28 giugno 2018

dataset: Arceto - Pregel 2.DAT

sampling: 1 ms

minimum offset: 5 m

geophone spacing: 2 m

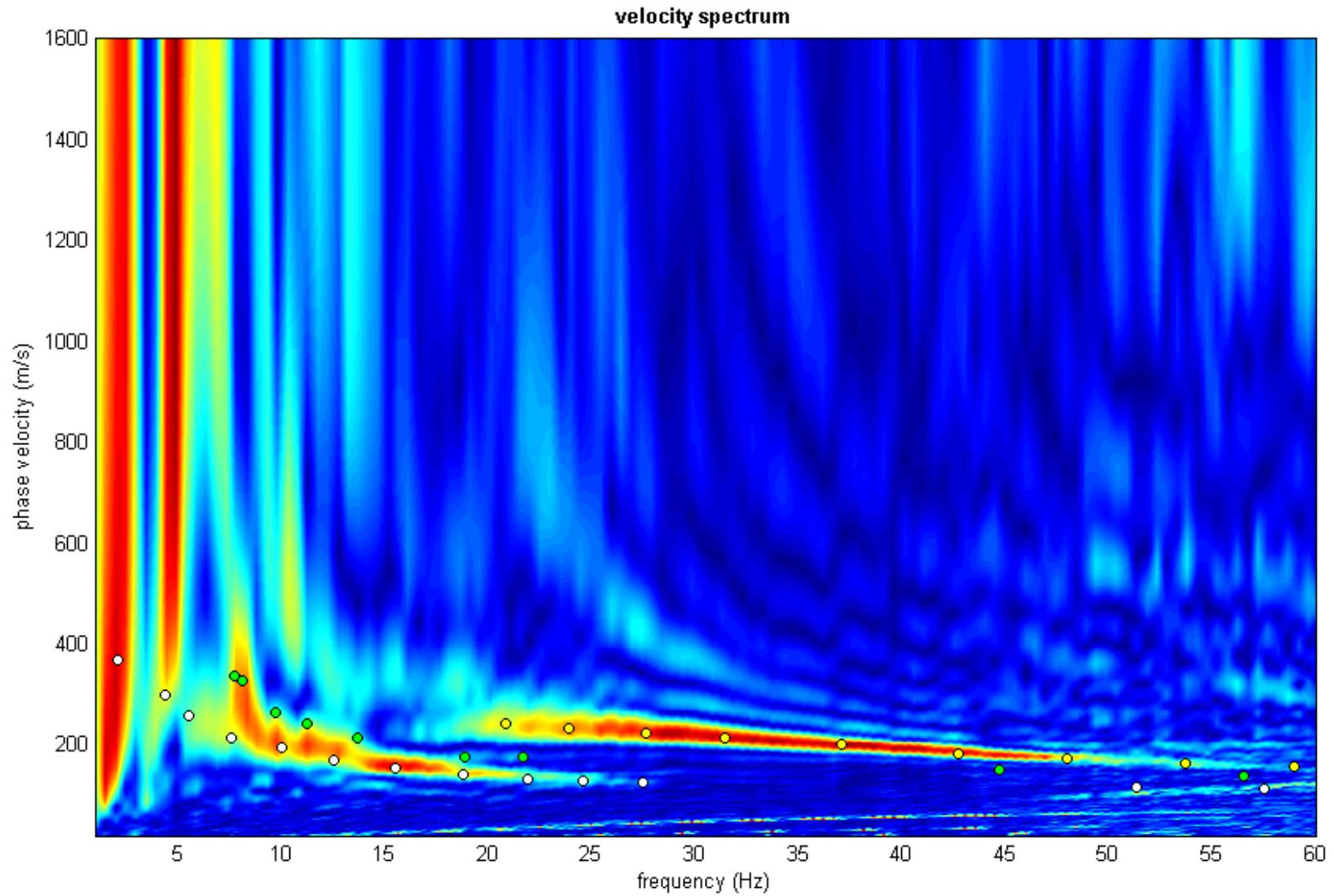


Prova sismica MASW – Spettro di velocità – STENDIMENTO 1

Località: Arceto di Scandiano (RE)

Committente: PREGEL S.p.A. – Dott. Fausto Campioli

Data esecuzione: 28 giugno 2018



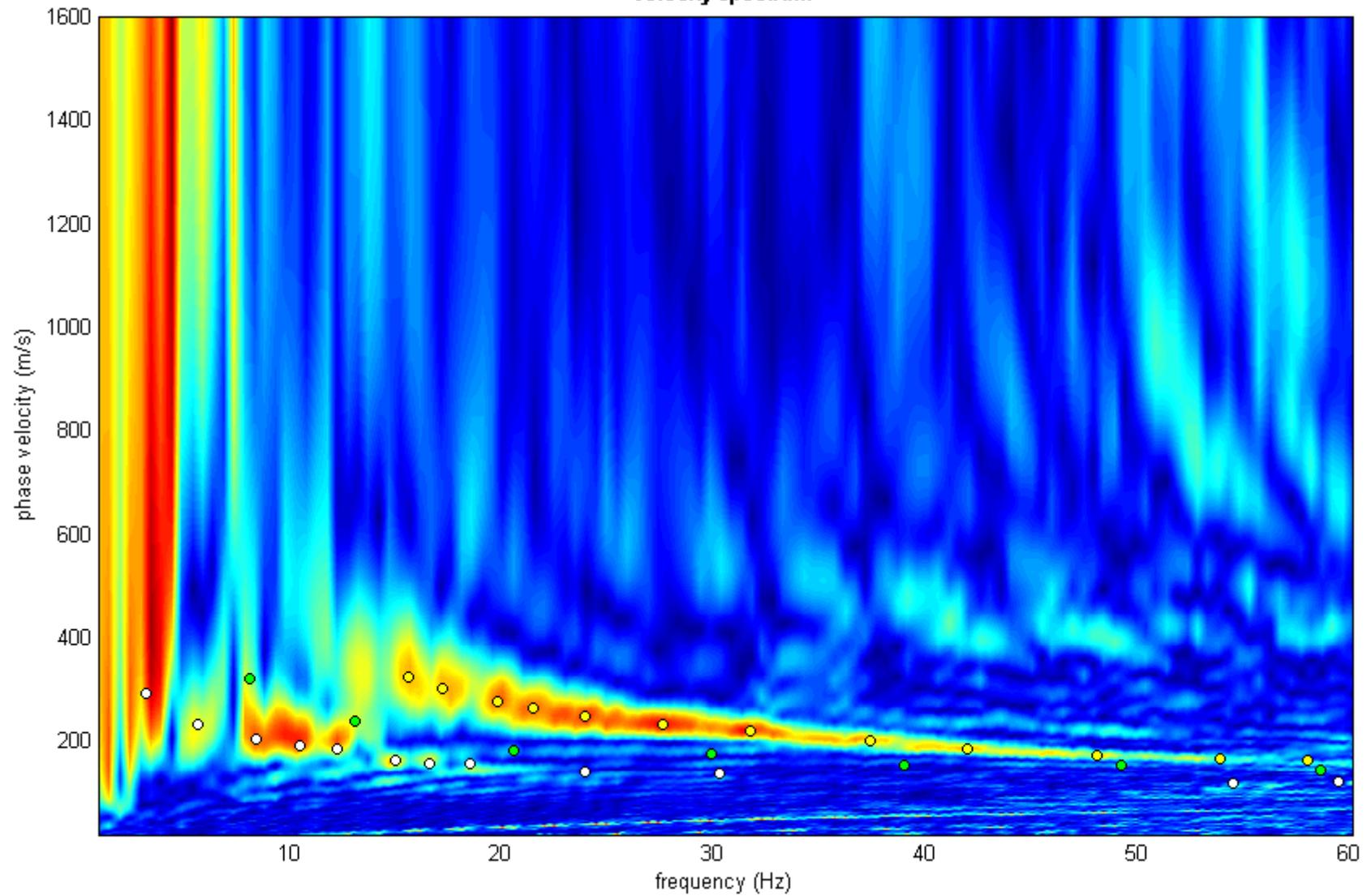
Prova sismica MASW – Spettro di velocità – STENDIMENTO 2

Località: Arceto di Scandiano (RE)

Committente: PREGEL S.p.A. – Dott. Fausto Campioli

Data esecuzione: 28 giugno 2018

velocity spectrum



winMASW - Inversion of Surface-Wave Dispersion Curves

Main results

Dataset: Arceto - Pregel 1.DAT

Mean model

Vs (m/s):	114	140	255	171	360	508	363	466
Standard deviations (m/s):	8	6	38	26	53	100	77	79
Thickness (m):	1.1	4.4	3.9	3.7	11.9	4.8	10.2	
Standard deviations (m):	0.3	0.6	0.6	0.6	1.6	0.7	1.5	
Density (gr/cm ³):	1.86	1.88	2.04	1.80	2.11	2.11	1.95	2.04
Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa):	24	37	133	53	273	544	258	442

Analyzing Phase velocities

Considered dispersion curve: STENDIMENTO 1 - Pregel SpA - Nuova Sede - Arceto (RE).cdp

Analysis: Rayleigh Waves

Approximate values for Vp and Poisson

Vp (m/s):	443	482	936	356	1261	1253	664	934
Poisson:	0.46	0.45	0.46	0.35	0.46	0.40	0.29	0.33

Vs30 (m/s): 247

Soil classification: C

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

winMASW - Inversion of Surface-Wave Dispersion Curves

Main results

Dataset: Arceto - Pregel 2.DAT

Mean model

Vs (m/s):	128	152	270	242	425	475	304	412
Standard deviations (m/s):	15	10	37	46	74	100	95	92
Thickness (m):	1.6	5.3	3.9	3.2	11.0	4.4	10.3	
Standard deviations (m):	0.3	0.6	0.6	0.7	1.7	0.8	1.5	
Density (gr/cm ³):	1.97	1.95	1.92	2.01	2.21	2.10	1.90	1.93
Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa):	2	45	140	118	399	475	176	328

Analyzing Phase velocities

Considered dispersion curve: STENDIMENTO 2 - Pregel SpA - Nuova Sede - Arceto (RE).cdp

Analysis: Rayleigh Waves

Approximate values for Vp and Poisson

Vp (m/s):	701	651	583	822	1891	1231	528	603
Poisson:	0.48	0.47	0.36	0.45	0.47	0.41	0.25	0.26

Vs30 (m/s): 267

Soil classification: C

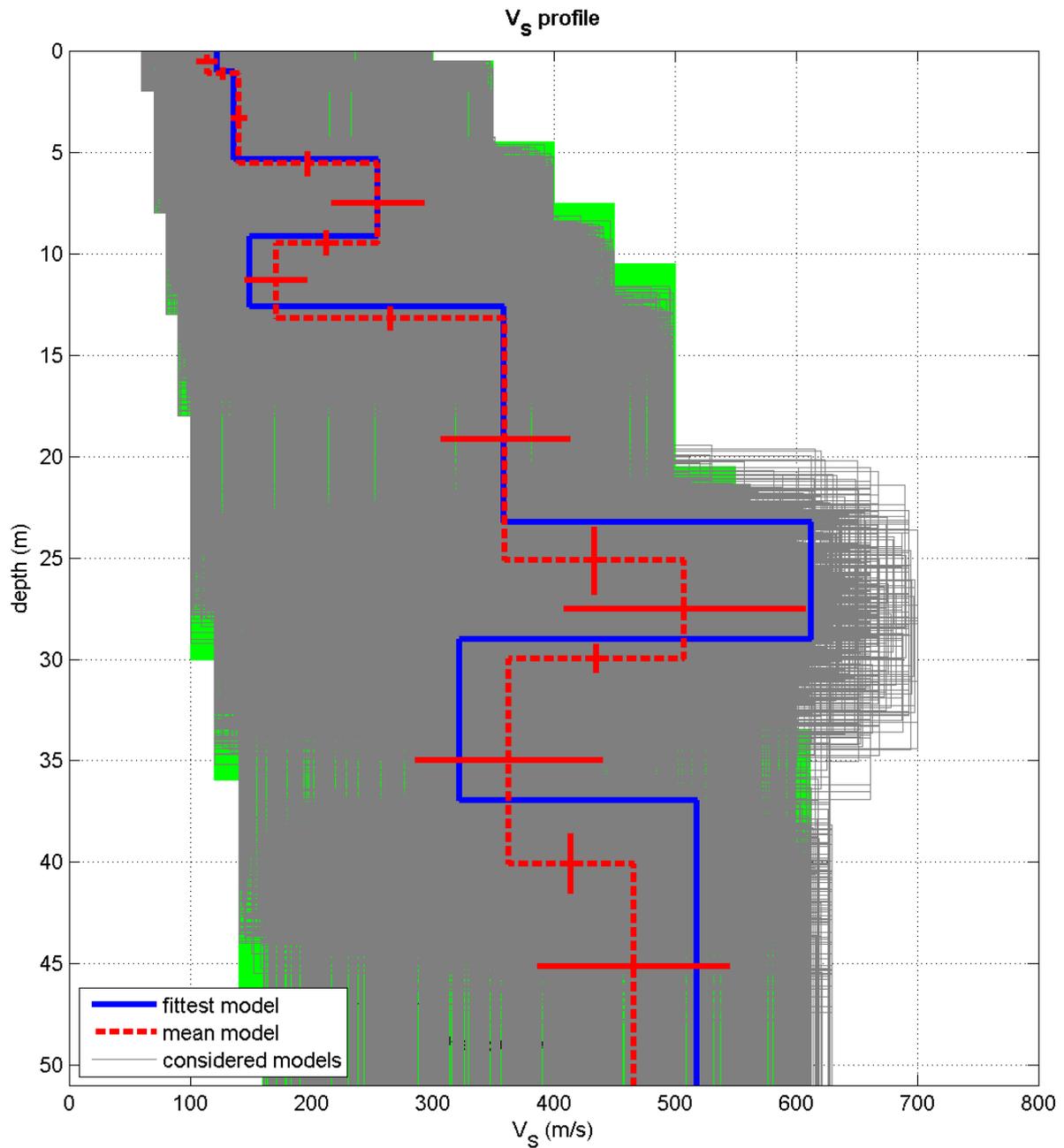
Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Prova sismica MASW – Profilo Vs – STENDIMENTO 1

Località: Arceto di Scandiano (RE)

Committente: PREGEL S.p.A. – Dott. Fausto Campioli

Data esecuzione: 28 giugno 2018



dataset: Arceto - Pregel 1.DAT

dispersion curve: STENDIMENTO 1 - Pregel SpA - Nuova Sede - Arceto (RE).cdp

Vs30 (best model): 249 m/s

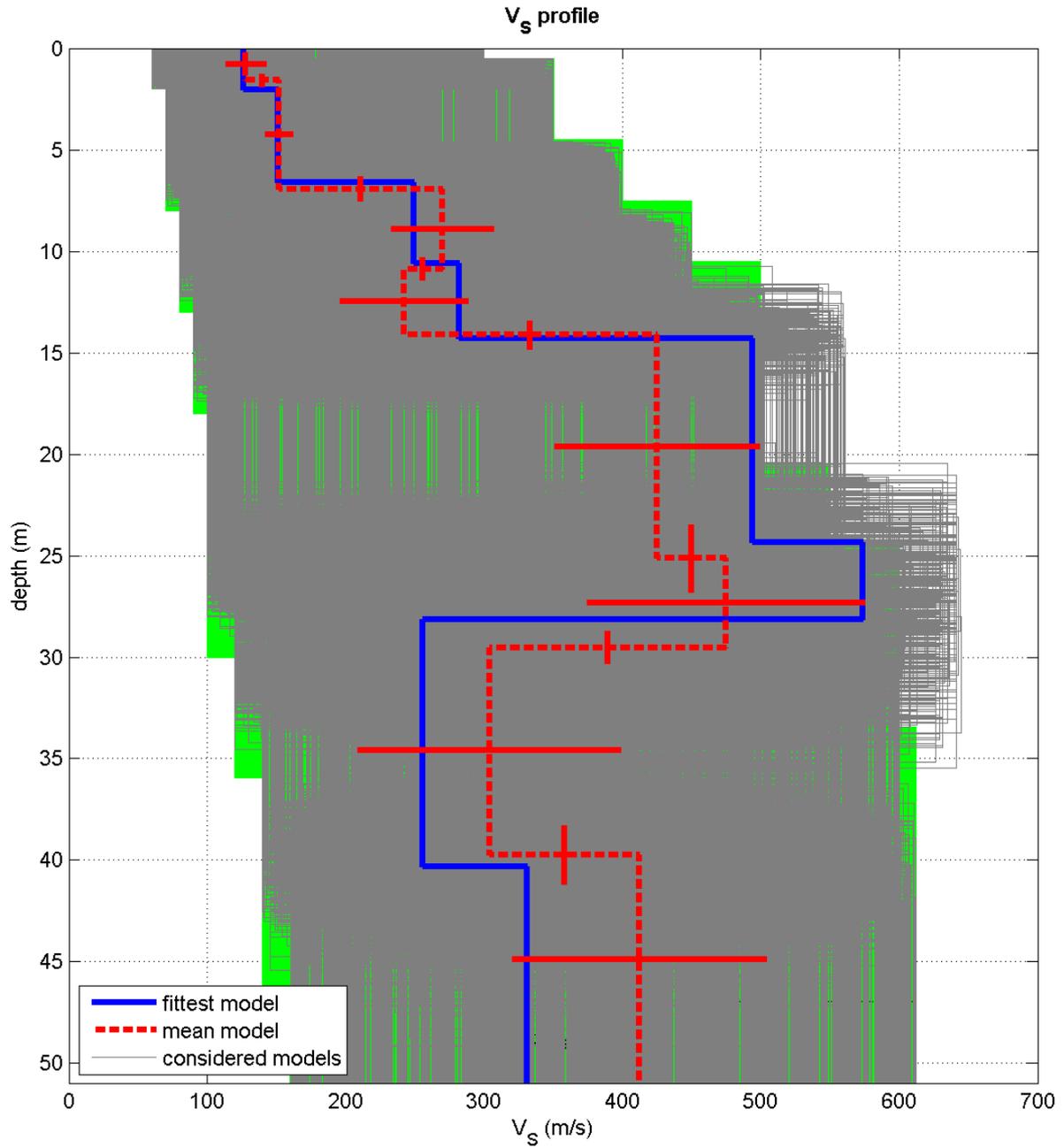
Vs30 (mean model): 247 m/s

Prova sismica MASW – Profilo Vs – STENDIMENTO 2

Località: Arceto di Scandiano (RE)

Committente: PREGEL S.p.A. – Dott. Fausto Campioli

Data esecuzione: 28 giugno 2018



dataset: Arceto - Pregel 2.DAT

dispersion curve: STENDIMENTO 2 - Pregel SpA - Nuova Sede - Arceto (RE).cdp

Vs30 (best model): 273 m/s

Vs30 (mean model): 267 m/s

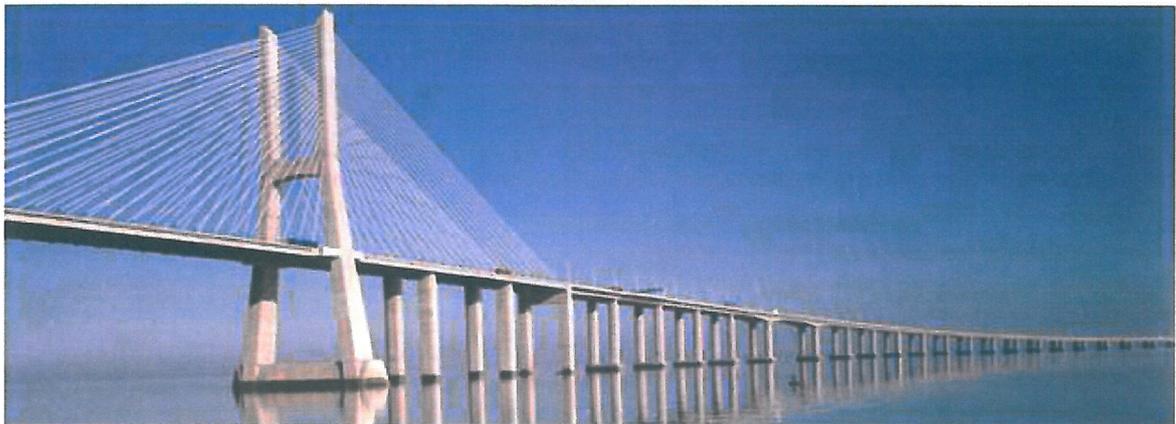
ALLEGATO

Calcolo pali CFA Trevi Group



PROGETTAZIONE DI OPERE GEOTECNICHE

Appunti di Marco Bertero



Testi raccolti a cura di:

EMILIO AZAR – ALBERTO COFONE – FRANCESCO IANNÒ – GIUSEPPE SANNA

Progetto di PRS Trevi S.p.A. & FTA

TREVIGroup

4. CAPACITÀ PORTANTE DEL SINGOLO PALO

La capacità portante del singolo palo è data dalla somma della resistenza alla base Q_b e della resistenza laterale Q_s che si sviluppa lungo il fusto. L'equilibrio alla traslazione permette di scrivere :

$$Q_t + W_p = P_{b,lim} + P_{L,lim}$$

Q_t rappresenta il carico limite utile e con W_p il peso proprio del palo.

La capacità portante viene valutata attraverso l'utilizzo delle formule seguenti:

4.1 Portata per attrito laterale

$$P_{L,lim} = \pi \cdot D \cdot (\sum \tau_i \cdot H_i)$$

dove i simboli rappresentano:

D = Diametro del palo;

τ_i = tensione tangenziale palo-terreno dello strato i -esimo;

H_i = Spessore dello strato i -esimo.

I valori della tensione tangenziale palo-terreno sono calcolati come di seguito:

- **Terreni non coesivi**

$$\tau_i = K_i \cdot \tan(\delta_i) \cdot \sigma'_{vi} \quad \text{con valore limite di 150 kPa}$$

dove:

σ'_{vi} = pressione efficace a metà dello strato i -esimo;

K_i = rapporto tra la tensione efficace orizzontale e verticale;

$$K_i = 0.4 \div 0.6 \quad \text{Pali Trivellati (Fleming – Thornburn; 1983);}$$

$$K_i = 0.7 \div 0.9 \quad \text{Pali a Elica;}$$

$$K_i = f(\varphi) \quad \text{Pali Battuti e a spiazzamento (Nordlund, vedi Fig. 14);}$$

δ_i = angolo di attrito tra palo e terreno all' i -esimo strato ($\delta_i = \varphi_i$ nel caso di contatto cls-terreno e $\delta_i = 24^\circ$ per contatto acciaio-terreno).

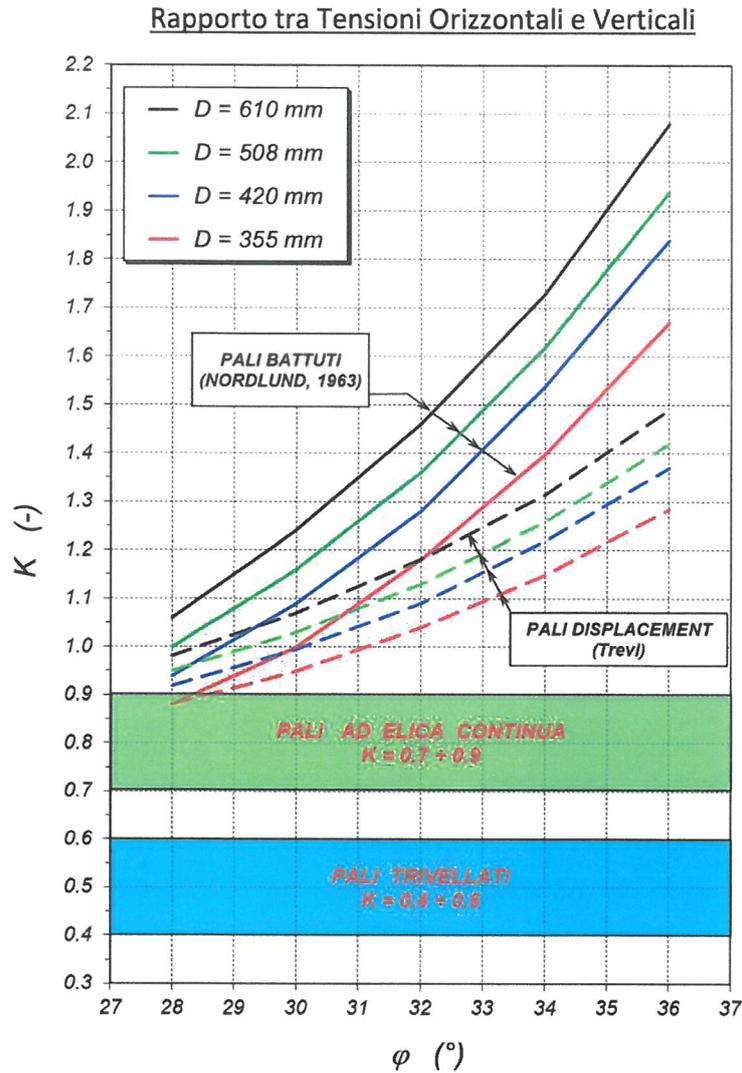


Fig. 14 – Grafico di Nordlund

- **Terreni coesivi**

$$\tau_i = \alpha \cdot C_u \quad \text{con valore limite di 120 kPa}$$

dove:

α = rapporto tra l'aderenza palo-terreno e la coesione non drenata, assunta in relazione alle raccomandazioni AGI (1982) e API (1984), completate attraverso l'esperienza TREVII presentata in Fig. 15.

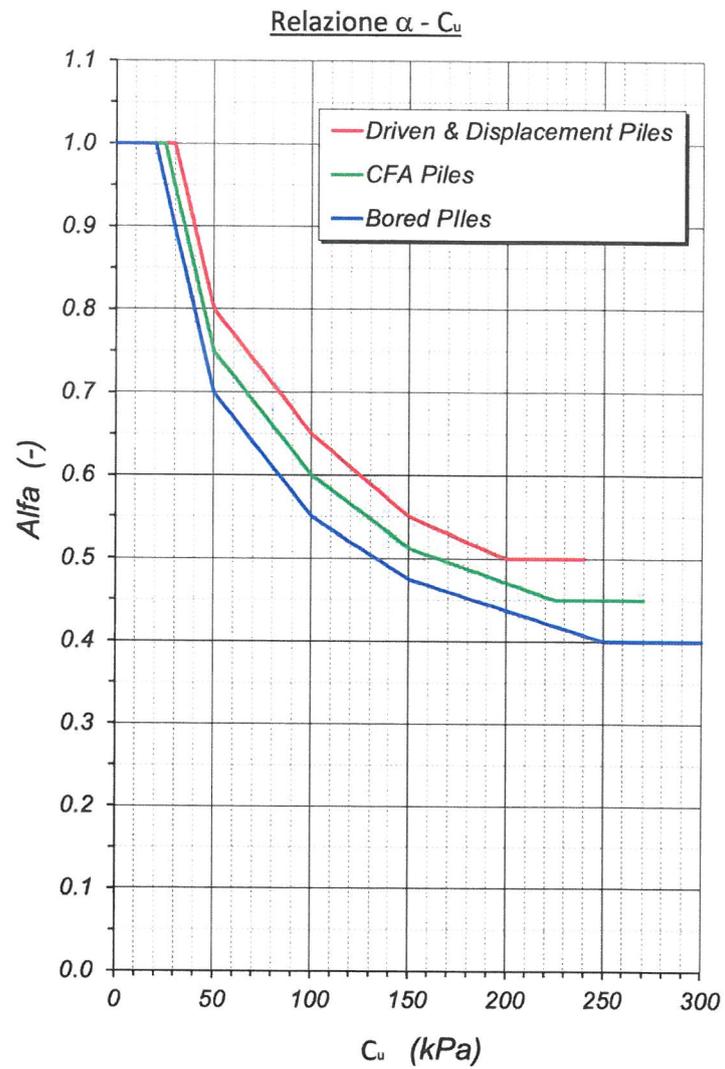


Fig. 15 – Relazione $\alpha-C_u$

- **Rocce Tenere**

$$\tau_i = 0.66 \cdot (q_u \cdot p_a)^{1/2} \quad (\text{Horvath \& Kenney, 1983})$$

dove:

q_u = Resistenza a compressione semplice;

p_a = Pressione di riferimento (1 atm).

4.2 Portata alla base

$$P_{B,lim} = A_b \cdot q_{b,lim}$$

dove i simboli rappresentano:

A_b = Area della base del palo;

$q_{b,lim}$ = portata unitaria di base limite.

- **Terreni non coesivi**

Il valore di $q_{b,cr}$ in terreni non coesivi, è valutato in corrispondenza di un cedimento alla base uguale al 5÷10% del diametro del palo.

In relazione alla resistenza alla punta q_c può essere assunto:

$$q_{b,cr} = 0.15 \div 0.2 \cdot q_c \leq 4000 \text{ kPa} \quad \text{per pali trivellati;}$$

$$q_{b,cr} = 0.25 \div 0.3 \cdot q_c \leq 6000 \text{ kPa} \quad \text{per pali a elica;}$$

$$q_{b,cr} = 0.5 \div 0.6 \cdot q_c \leq 9000 \text{ kPa} \quad \text{per pali a}$$

spiazzamento;

$$q_{b,cr} = 0.8 \div 0.9 \cdot q_c \leq 12000 \text{ kPa} \quad \text{per pali battuti;}$$

mentre, prendendo in considerazione il numero dei colpi della prova SPT, la capacità di base unitaria espressa in kPa diventa:

$$q_{b,cr} = 67 \cdot N_{SPT} \leq 4000 \text{ kPa} \quad \text{per pali trivellati;}$$

$$q_{b,cr} = 100 \div 120 \cdot N_{SPT} \leq 6000 \text{ kPa} \quad \text{per pali a elica;}$$

$$q_{b,cr} = 200 \div 240 \cdot N_{SPT} \leq 9000 \text{ kPa} \quad \text{per pali a}$$

spiazzamento;

$$q_{b,cr} = 300 \div 360 \cdot N_{SPT} \leq 12000 \text{ kPa} \quad \text{per pali battuti;}$$

Anche le seguenti relazioni teoriche possono essere adottate:

$$q_{b,cr} = N_q^* \cdot \sigma'_{vb} \quad (\text{Berezantzev, 1965})$$

Dove

N_q^* = fattore di capacità portante, dipendente dall'angolo di attrito interno mostrato in Fig. 16;

σ'_{vb} = Tensione verticale efficace alla base del palo.

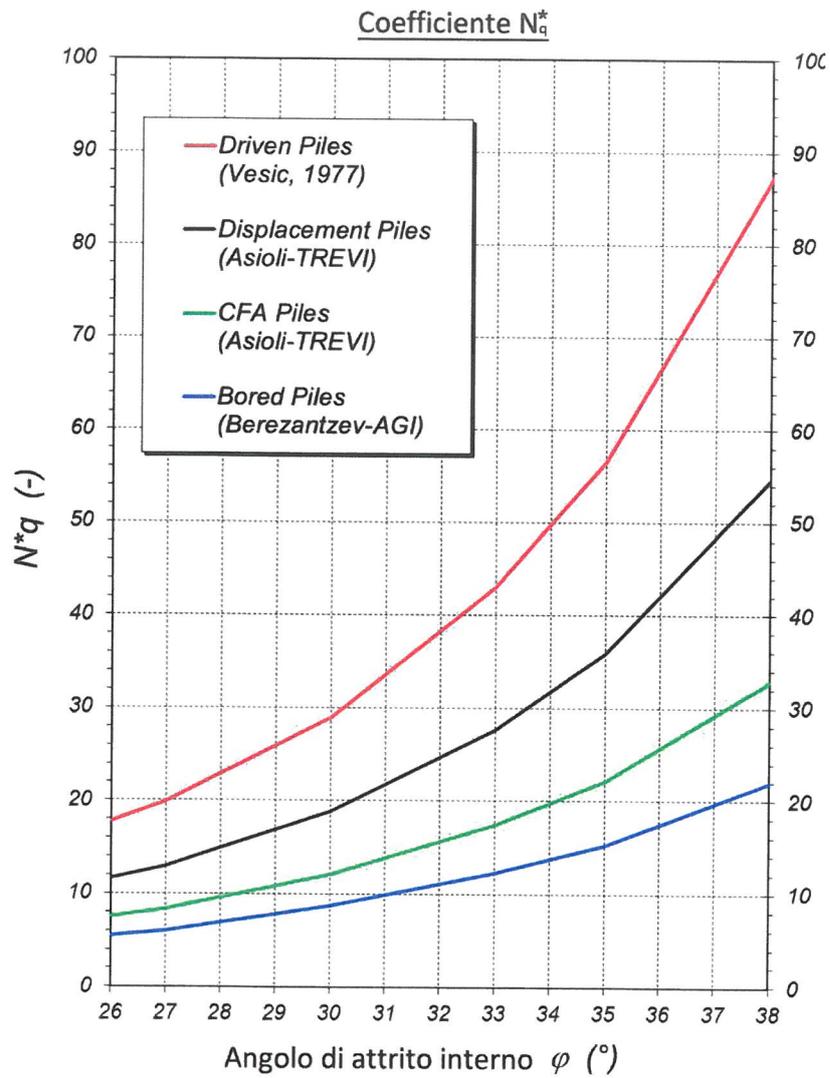


Fig. 16 – Coefficiente N_q^*

- **Terreni coesivi**

In accordo con la teoria di Brinch Hansen (1961-1970):

$$q_{b,cr} = N_c \cdot C_{ub}$$

dove:

N_c = fattore di capacità portante = 9

C_{ub} = Coesione non drenata alla base del palo

- **Rocce tenere**

$$q_{b,cr} = 1.25 \cdot q_u$$

dove:

q_u = resistenza a compressione semplice

Nota:

All' interfaccia degli strati di terreno, la capacità portante di base viene corretta secondo la proposta di Meyeroff che tiene in conto uno spessore di transizione che varia tra 4 ÷ 10 diametri (vedere Fig. 17).

Criterio di Meyeroff (1983)

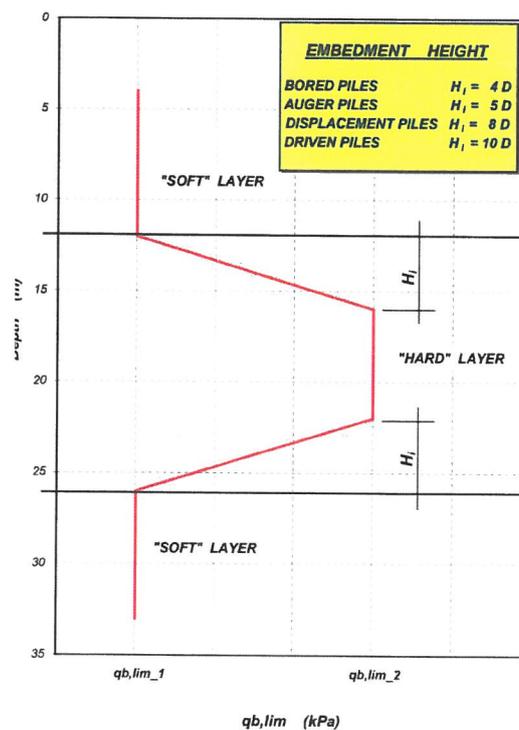


Fig. 17 – Proposta di Meyeroff.

4.3 Peso del palo

$$W_p = A_b \cdot \gamma_{cls} \cdot L_t$$

dove:

A_b = area della sezione media del palo

L_t = lunghezza totale del palo

γ_{cls} = peso sommerso del calcestruzzo (calcolato sottraendo al peso del cls il peso del terreno rimosso per i pali trivellati e sottraendo il peso dell'acqua al peso del cls per le altre tipologie di pali).

4.4 Capacità portante ammissibile

Il calcolo della capacità portante ammissibile per carichi di compressione e trazione viene eseguita secondo le formule seguenti:

$$P_{adm}^+ = \frac{P_{L,lim} + P_{B,cr}}{S.F.} - W_p$$

$$P_{adm}^- = \frac{P_{L,lim}}{S.F.} + W_p$$

4.5 Resistenza di design in accordo alle NTC 08

La resistenza "geotecnica" di progetto del singolo palo per carichi assiali, allo stato limite ultimo, viene valutata in accordo al D.M. 14/01/2008, adottando il secondo approccio di calcolo (A1+M1+R3) ed utilizzando metodi di calcolo analitici basati su formule statiche e correlazioni ampiamente sperimentate e note in letteratura.

- **RESISTENZA DI CALCOLO**

La resistenza di progetto a compressione del singolo palo viene valutata con la seguente espressione:

$$R_{c,d} = \frac{R_{s,c}}{\gamma_s \times \xi} + \frac{R_{b,c}}{\gamma_b \times \xi} - \gamma_{G1} \times W_p$$

in cui:

$R_{s,c}$ = Resistenza Laterale di Calcolo

$R_{b,c}$ = Resistenza di Base di Calcolo

W_p = Peso proprio del palo



- ξ = Fattore di correlazione, funzione del numero di indagini in situ disponibili, assunto pari a $\xi_3 = 1.45$ (Tab. 6.4.IV delle NTC – 7 indagini).
- γ_s = Fattore di sicurezza parziale sulla resistenza laterale in compressione del palo ad elica continua, pari a 1.15 (Tab. 6.4.II delle NTC – R3).
- γ_b = Fattore di sicurezza parziale sulla resistenza di base del palo ad elica continua, pari a 1.30 (Tab. 6.4.II delle NTC – R3).
- γ_{G1} = Fattore di sicurezza parziale sulle azioni permanenti, pari a 1.30 (Tab. 6.2.I delle NTC – A1).