

ACCORDO DI PROGRAMMA

(ai sensi dell'art. 7 della L.R. 11/2004 e dell'art. 34 del D.Lgs 267/2000)
per l'attuazione del **Comparto C2 Marangona**
in variante al P.I. del Comune di Verona
e titolo abilitativo edilizio convenzionato
per l'attuazione del comparto n. 1 Corte Alberti



FASCICOLO 3

PERMESSO DI COSTRUIRE CONVENZIONATO - OPERE
INFRASTRUTTURALI E DI URBANIZZAZIONE INTRA
AMBITO A.I.U. n. 1 "CORTE ALBERTI" E PIATTAFORME
PRODUTTIVE



Comune di Verona
Il Sindaco
Avv. Federico Sboarina

Assessore all'urbanistica
Ing. Ilaria Segala

Urbanistica ESS - PEEP
Dott.ssa Donatella Fragiaco

Progettazione Urbanistica
Attuativa
Arch. Paolo Boninsegna
Arch. Chiara Tassello

Presidente ZAI
Dott. Matteo Gasparato

Direttore ZAI
Dott. Nicola Boaretti

Vice direttore ZAI
Geom. Raffaele Frigo

Studio Geologico e
idrogeologico
Dott. Fabrizio Gola

Compatibilità idraulica
Ing. Giuseppe Baldo

Progettisti

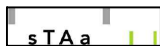


Via Moscova, 47 - MILANO (MI)
tel. 02 84177369
e-mail: info@sfre.it

Ing. Filippo Salis

Il Presidente del Consorzio ZAI

Co-Progettisti opere a verde



Via Roma, 68 - MASSANZAGO (PD)
tel. 049 9360030 - fax 049 9360394
e-mail: info@studiotomasello.it

arch. Fernando Tomasello
arch. Monica Pastore

Sviluppatore



VGP PARK ITALY 1 S.R.L.

Via Cassanese, 45 - SEGRATE (MI)
tel. 02 84177369
e-mail: vgpcostruzioniindustriali@vgpparks.eu

3.1 - PROGETTO DEFINITIVO OPERE INFRASTRUTTURALI E DI
URBANIZZAZIONE INTRA AMBITO A.I.U. n. 1 "CORTE ALBERTI"

Elab. 3.1.115 Relazione Tecnico-Specialistica - Relazione Geologica

A					
0		Emissione	...	...	
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO



Regione Veneto
Comune di Verona (VR)



PROGETTO DI COSTRUZIONE NUOVI MAGAZZINI

RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA e
SISMICA (D.M. 11/03/88 – D.M. 17/01/18)

Chieri, 11 ottobre 2018

i responsabili della consulenza

geol. Fabrizio Gola



geol. Andrea Scalbi



campagna geognostica



In collaborazione con



Ing. Filippo Salis

1. PREMESSA

Lo studio espone i risultati dell'indagine condotta ai sensi del **D.M. 11/03/88** *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno, delle terre e delle opere di fondazione"* e del **D.M. 17/01/18** *"Aggiornamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni"*, mirante a verificare le caratteristiche geologico-geotecniche dell'ampio settore territoriale compreso fra la locale via Chioda e la strada dell'Alpo – Comune di Verona (VR) interessato dal progetto di nuovi magazzini.

Nella presente relazione vengono presi in esame i seguenti aspetti geologici, geotecnici e idrogeologici:

- caratterizzazione geomorfologica, geologica, sismica ed idrogeologica dell'area;
- caratterizzazione geotecnica dei terreni;
- individuazione delle problematiche geologico-geotecniche connesse alla realizzazione delle opere e verifica di alcune soluzioni fondazionali.
-

La campagna d'indagine geognostica (26-27 Settembre 2018) si è espletata mediante l'esecuzione di n.13 prove penetrometriche dinamiche continue mediante penemtrometro PAGANI tipo "Meardi AGI" con massa battente da 73,5 kg e 0,75 m di altezza di caduta. Le prove sono state eseguite secondo lo schema seguente in corrispondenza dei punti numerati oggetto di indagine bellica .



[ubicazione dei punti di indagine geotecnica mediante prove penetrometriche: la numerazione del punto di prova corrisponden alla numerazione dell' indagine bellica]

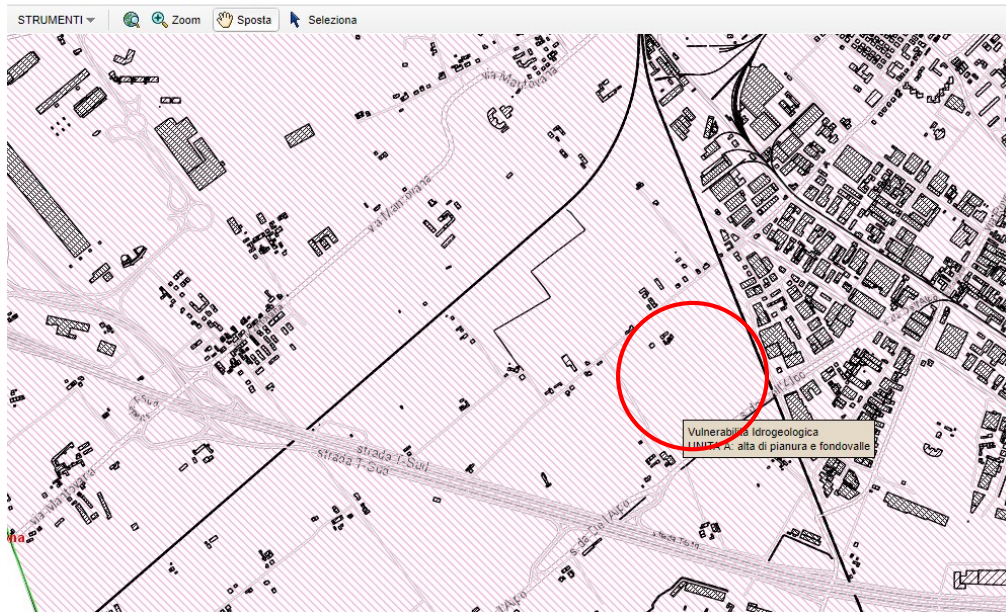
1.1 Inquadramento normativo

L'area di riferimento risulta esterna alle aree soggette a vincoli di potenziale allagamento presa visione delle cartografie dell' Autorità di Bacino (PAI).

Si riportano di seguito gli estratti delle cartografie geologiche tematiche del **PRG** Città di Verona:

estratto dalla Carta della Compatibilità Geologica – VULNERABILITÀ IDROGEOLOGICA

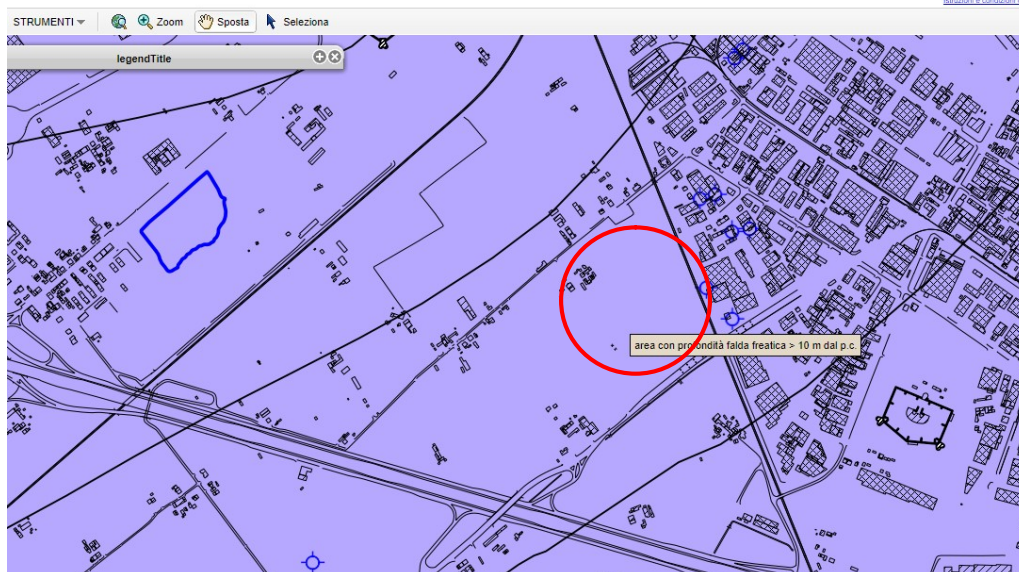
n.59 PI Vigente NTO Art. 42 - Compatibilità Geologica



L'area risulta **ascritta all'unità "A"** (*Alta Pianura e Fondovalle*)

estratto dalla Carta della Compatibilità Geologica – IDROGEOLOGIA

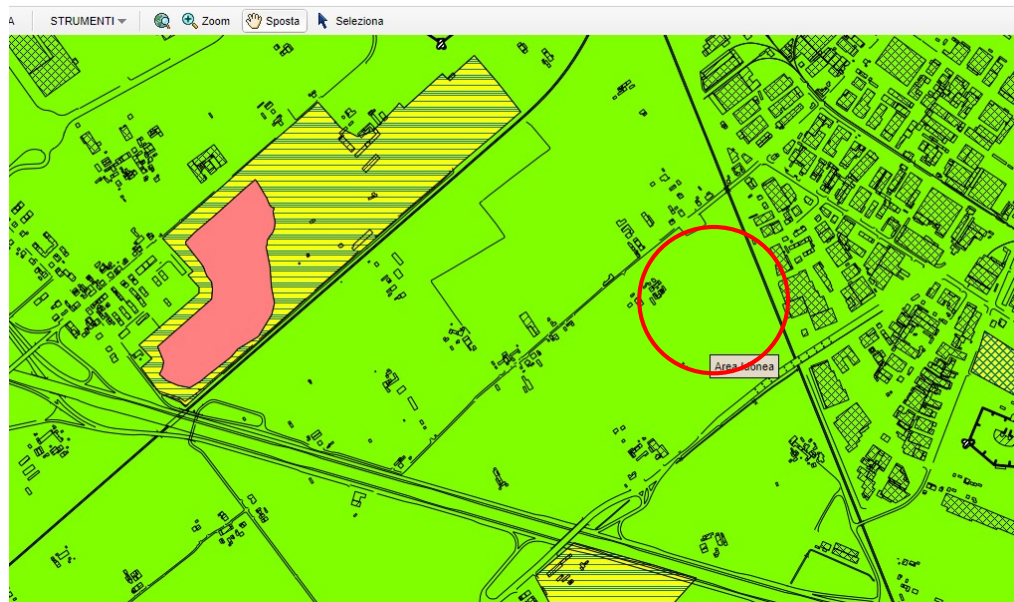
n.59 PI Vigente NTO Art. 42 - Compatibilità Geologica



La profondità della falda freatica risulta **maggiore di 10 m** dal piano campagna

estratto dalla Carta della Compatibilità Geologica – IDONEITA' GEOLOGICA

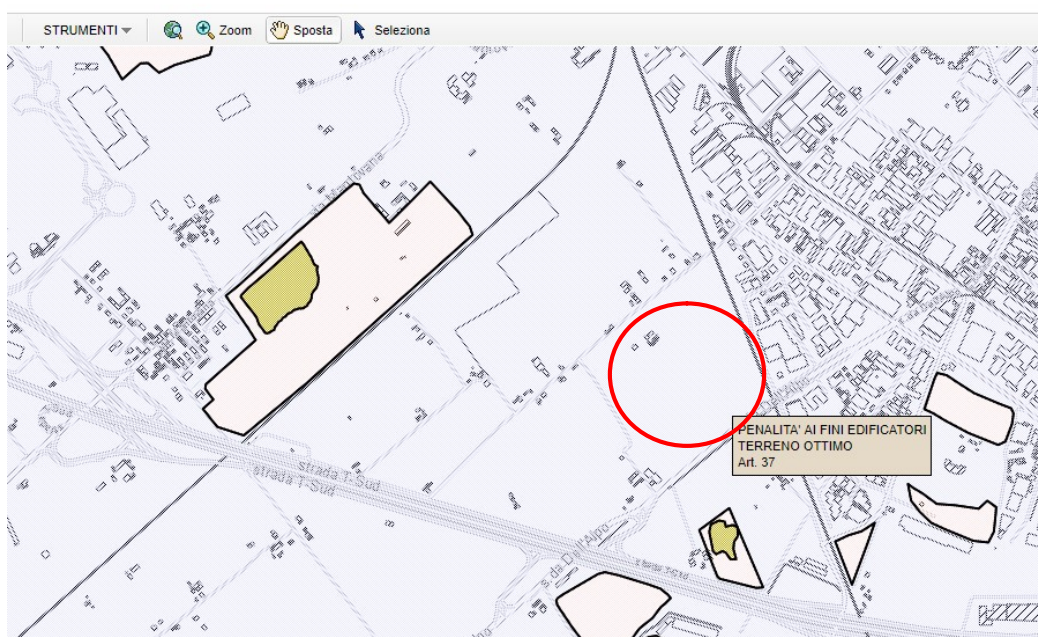
n.59 PI Vigente NTO Art. 42 - Compatibilità Geologica



Per l'area di indagine non sussistono vincoli di idoneità (area idonea) nei confronti delle opere in progetto.

estratto dalla CARTA DELLA FRAGILITA'

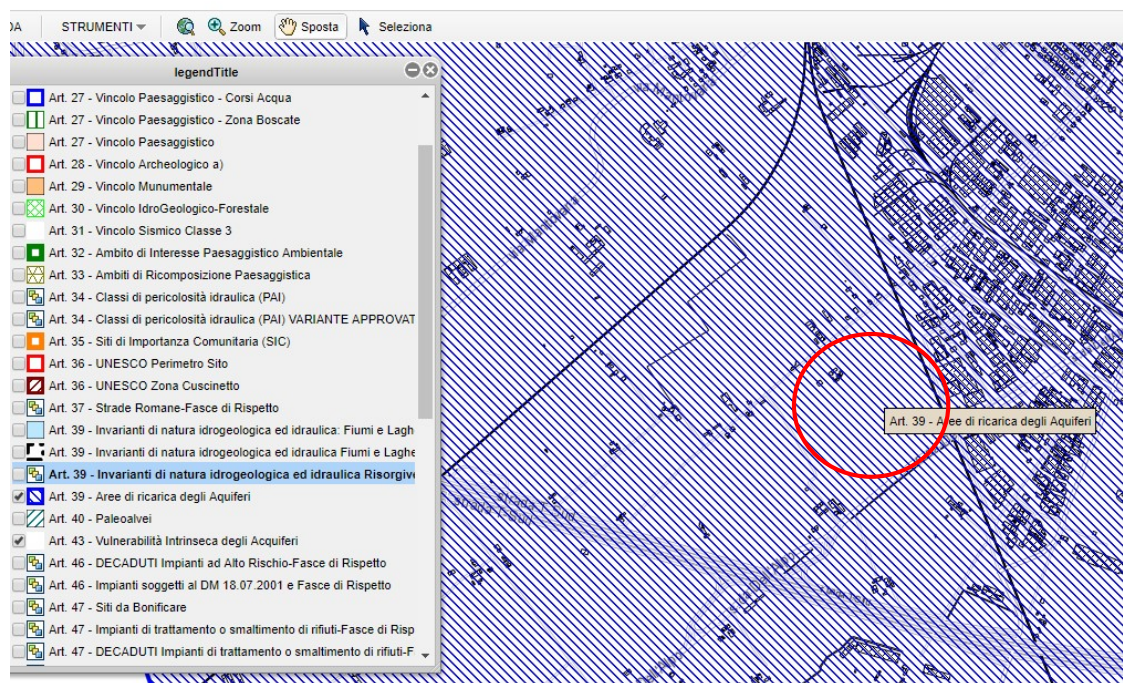
n.31 PAT3 Vigente: Carta delle Fragilità



Per l'area di indagine non sussistono penalità ai fini edificatori (terreno ottimo) nei confronti delle opere in progetto.

estratto dalla CARTA DEI VINCOLI DELLA PIANIFICAZIONE

n.265 PI Vigente Tavola 1 - Vincoli della Pianificazione



L'area ricade nelle superfici di ricarica degli acquiferi

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area di indagine si inserisce nel settore sud-ovest del territorio comunale di Verona, in un'area dal profilo morfologico sub-pianeggiante, leggermente degradante verso Sud Est.

Dal punto di vista geologico - geomorfologico l'area di indagine si colloca nell'ambito dell'*Alta Pianura Veronese* posta tra le propaggini lessinee e la linea delle risorgive.

L'evoluzione geomorfologica e geologica della pianura veronese è legata principalmente all'interferenza fra il Fiume Adige, le variazioni climatiche che si sono succedute durante il Quaternario e le conseguenti variazioni di portata del corso d'acqua a carattere fluvioglaciale.

L'alternanza di fasi di espansione e di ritiro del ghiacciaio che occupava il Lago di Garda e la Val d'Adige, con le conseguenti variazioni del flusso idrico e del trasporto solido, hanno determinato la costruzione dello spesso materasso alluvionale che viene denominato *Antica Conoide dell'Adige*, che si estende, con forma a ventaglio, dallo sbocco della Val d'Adige fino a Legnago.

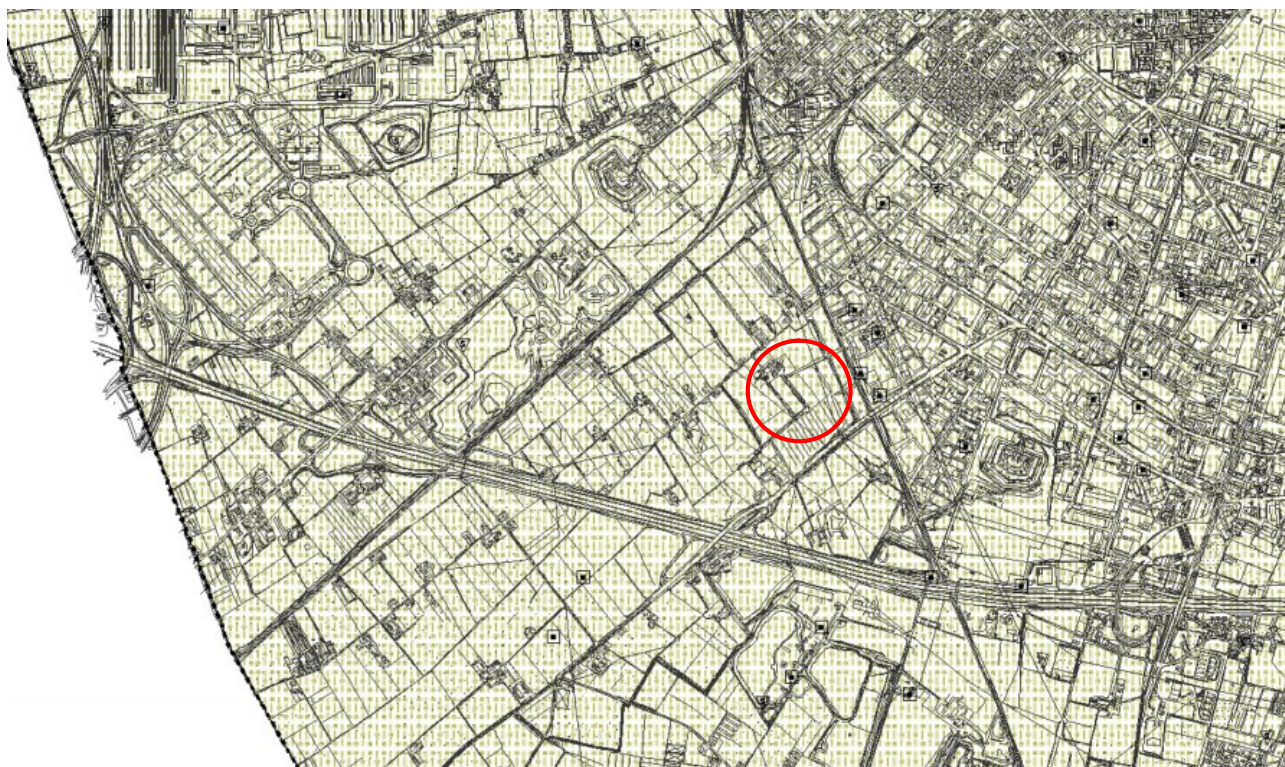
Fra la parte apicale del conoide, caratterizzata da granulometrie prevalentemente grossolane (Alta Pianura, e la parte più distale del conoide stesso (Media e Bassa Pianura) si determina una progressiva diminuzione granulometrica dei depositi.

Con specifico riferimento alla porzione di territorio in esame si rileva una morfologia pianeggiante in cui gran parte delle evidenze morfologiche sono riconducibili all'evoluzione dell'idrografia attuale e pregressa (terrazzi, orli di scarpata, etc.).

L'agente morfogenetico principale è rappresentato dal fiume Adige con il suo grande conoide ed il suo piano di divagazione, scavato e terrazzato, all'interno del conoide stesso.

In riferimento alla Carta Geolitologica del Comune di Verona (P.A.T. 2007), di cui uno stralcio sotto, l'area di interesse è caratterizzata da "materiali granulari più o meno addensati dei terrazzi fluviali e/o fluvioglaciali antichi a tessitura prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa" affioranti.

Estratto da P.A.T. – Carta Geolitologica



Materiali alluvionali

 Materiali granulari più o meno addensati dei terrazzi fluviali e/o fluvioglaciali antichi a tessitura prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa

2.1 Stratigrafia di superficie

Dalle prove effettuate si individua un orizzonte stratigrafico superficiale identificato come substrato ghiaioso grossolano caratterizzato dalla presenza di clasti pluricentrici immersi in una matrice sabbiosa-limosa, affiorante già a partire da -0,50 m.

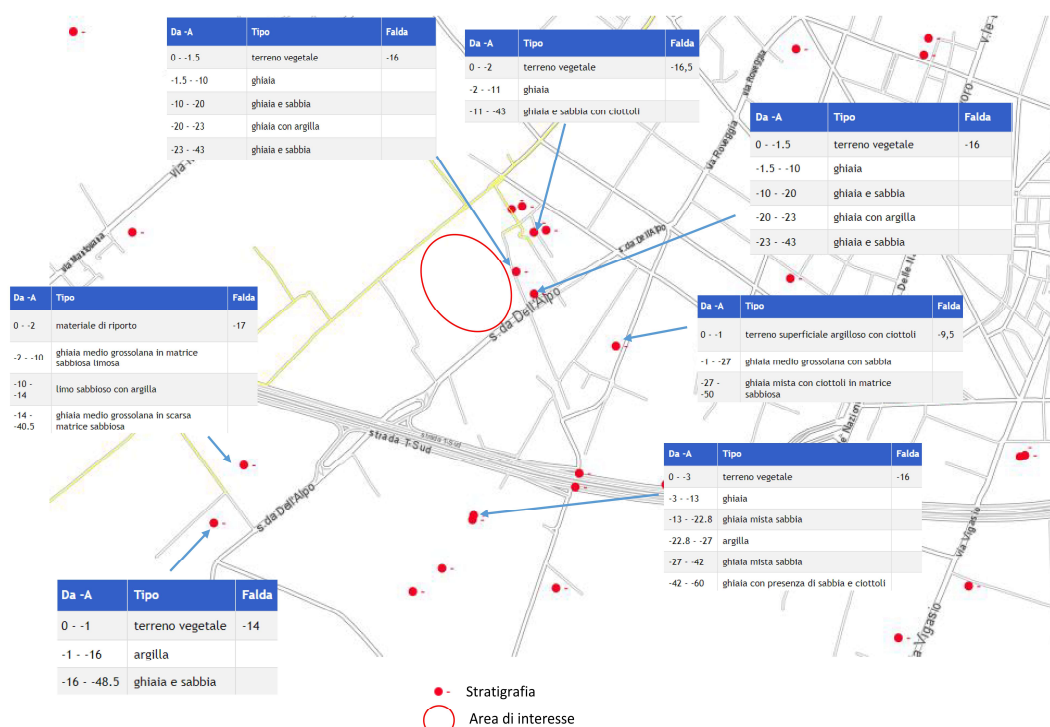
Si distingue:

- un settore est e sud dell'area (campitura "beige" in figura) caratterizzata da ciottoli di diam. 20÷30 cm affioranti a partire da -1,0÷1,5 m di profondità (prove n. 1-2-3-4-5-12-13-14)
- un settore nord-ovest (campitura grigio chiaro) caratterizzato uno spessore di matrice sabbiosa e ciottoli fino a -3,0÷4,0 m (prove n.7-8-9-10-11) oltre la quale affiora il materasso ghiaioso grossolano.



(distribuzione delle "macro-aree" sulla base dei risultati delle penetrometrie)

Dall'analisi delle stratigrafie delle aree limitrofe all'area di indagine, acquisite attraverso i portali web del Comune di Verona (mappe interattive online), gli spessori del materasso ghiaioso di base risultano superiori a 40 m, seppur con variazioni nella composizione della matrice fine in cui sono immersi i ciottoli.

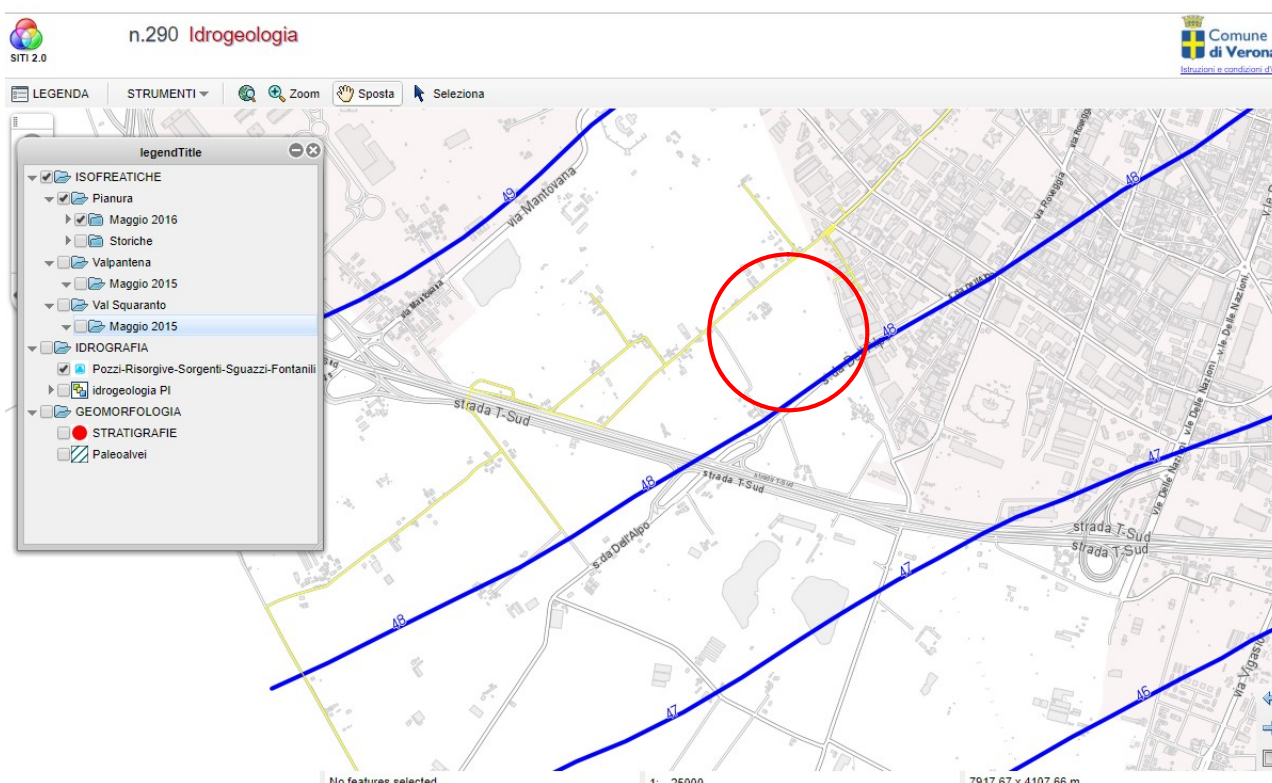


2.2 Falda acquifera superficiale

Nel corso delle indagini geognostiche (prove penetrometriche) non è stata rilevata la presenza di falda freatica.

Presa visione della cartografia di PRG e delle stratigrafie a disposizione si prevede una soggiacenza della falda a partire da -15÷17 m dal p.c. con possibili oscillazioni stagionali (dell'ordine del metro) avente direzione circa NO-SE.

Non sono previste dirette interferenze con gli scavi di progetto compresi entro i primi 2 metri di profondità circa.



L'area in esame si pone in corrispondenza della isopieza +48 m s.l.m.m. **Non sono previste dirette interferenze con la falda freatica, ad oltre -10 m di profondità.**

3. RAPPORTO GEOTECNICO

Sulla base delle osservazioni di campagna e dei risultati delle prove penetrometriche, tenuto conto delle indicazioni della letteratura specifica, si è proceduto ad una parametrizzazione geotecnica degli orizzonti costituenti la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dagli interventi edificatori in progetto.

La ricostruzione litostratigrafica superficiale è stata effettuata sulla base dei risultati delle prove penetrometriche eseguite con penetrometro PAGANI tipo Meardi AGI – a massa battente da 73 kg e altezza di caduta 0,75 m associando alcune trincee di scavo .

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica (angolo di apertura = 60°) posta all'estremità di un'asta d'acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste; l'infissione avviene per battuta, facendo cadere da un'altezza di 0,75 m un maglio di peso pari a 73 kg e contando i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di 0,30 m (N'): per la parametrizzazione geotecnica tali valori verranno poi normalizzati al termine N_{SPT} della resistenza penetrometrica standard in base al rapporto di energia esistente, pari a $N_{SPT} = N' \times 1,50$.



(esempio di prova penetrometrica effettuata al p.c. ed in trincea)

La definizione dei parametri geotecnici rappresentativi dell'ORIZZONTE GHIAIOSO è possibile sulla base delle indagini in situ e dai dati disponibili in letteratura.

L'angolo di resistenza al taglio di picco è stato stimato mediante le correlazioni e i valori forniti da numerosi autori: in particolare *Leonards* (1962) propone, per terreni con percentuale di ghiaia fino al 65% e densità relativa media, dei valori compresi tra 37° e 41°, mentre *Lambe & Whitman* (1969), per sabbia e ghiaie con densità media, suggeriscono un campo di valori compresi tra 36° e 42°. E' possibile quindi ritenere rappresentativo per il deposito in oggetto (orizzonte ghiaioso) un valore di 38°, tenendo conto anche della presenza di livelli maggiormente sabbiosi. Analogamente si può definire il valore di resistenza al taglio a volume costante (ϕ_{cv}), parametro che descrive il comportamento dei terreni granulari alle elevate deformazioni, in cui si ha l'assenza di variazioni di volume ed una resistenza disponibile corrispondente allo stato critico (LANCELLOTTA, 1987). *Lambe & Whitman* propongono per tale parametro dei valori compresi tra 32° e 36°: mediamente, tenuto conto delle locali variazioni e delle eteropie rilevate, si assumerà $\phi_{cv} = 34^\circ$.

Trattandosi di terreni ghiaioso-sabbiosi con ciottoli si assumerà cautelativamente un valore nullo della coesione.

La definizione dei parametri di deformazione è possibile sulla base del diagramma proposto da Janbu (1967), assumendo come rappresentativa del deposito una Densità relativa media D_r pari al 60%.

Il coefficiente di Poisson può essere assunto pari a $\nu = 0,30$. Infine il peso di volume può essere valutato sulla base delle correlazioni proposte dal *NAVFAC* (1971), che per terreni di questa granulometria permette di stimare un valore di 20 kN/m^3 .

Riassumendo, nell'area di indagine, i terreni affioranti fino ad una profondità a partire da -0,50 m identificati come **ORIZZONTE 1 (GHIAIOSO in matrice sabbiosa)** possono essere caratterizzati dai seguenti parametri geotecnici:

γ_n = peso di volume naturale = $20,0 \text{ kN/m}^3$

c' = coesione efficace = $0,00 \text{ kPa}$

ϕ'_p = angolo di resistenza al taglio di picco = 36°

ϕ'_{cv} = angolo di resistenza a volume costante = 34°

N_{SPT} = resistenza penetrometrica standard > 30 colpi/piede

3.1 Caratterizzazione sismica

In basso è riportata la **zona sismica** per il territorio di Verona, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Deliberazione del Consiglio Regionale Veneto n. 67 del 3.12.2003.

Zona sismica 3	Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti.
-----------------------	---

In riferimento al D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle *Norme tecniche per le costruzioni*", la suddetta stratigrafia e le caratteristiche geotecniche consentono di inquadrare il sedime nell'ambito della **categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo B** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Si assume **categoria topografica T1** e **sottosuolo di categoria B**; i parametri da introdurre nei calcoli - considerando lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) - sono i seguenti:

caratterizzazione sismica locale:

- a_g = accel. orizz. max attesa su sito di riferimento rigido = $0,152$
- S_s = amplificazione stratigrafica = $1,20$
- S_t = amplificazione topografica = $1,00$
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = $1,784 \text{ m/s}^2$

- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0,240
- K_h = coefficiente per le azioni sismiche orizzontali = 0,044
- K_v = coefficiente per le azioni sismiche verticali = 0,022

3.2 Verifica a liquefazione

Nel rispetto dell'art. 7.11.3.4 delle NTC 2018 viene di seguito affrontata la "verifica nei confronti della liquefazione", intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Il parametro che descrive l'accelerazione massima attesa al piano campagna (a_{max}) in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risulta maggiore di 0,1 g.

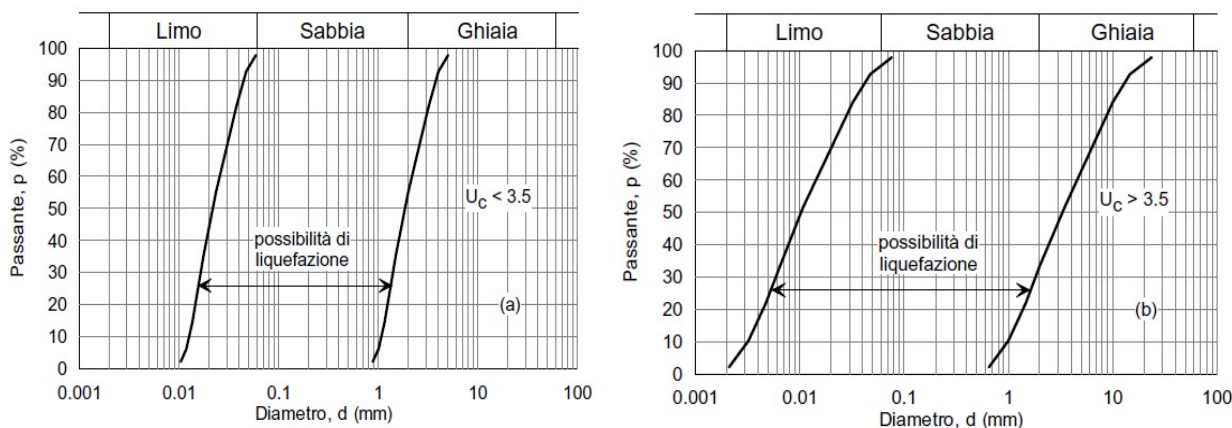
Per il seguente studio:

$a_{max} = 1.784 > 0,1g$ [occorre procedere con le verifiche] secondo le NTC 2018

3.2.1 Parametri per la verifica alla liquefazione dei terreni

Secondo quanto previsto dall'art. 7.11.3.4 delle NTC del D.M. 17 Gennaio 2018, occorre:

- verificare che la distribuzione granulometrica sia esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



In questa fase si evidenzia la sola possibile classificazione granulometrica sulla base dei pozzetti esplorativi (in figura sotto) effettuati durante l'indagine bellica dell'area e dei dati PRG a disposizione, che mettono in luce la presenza di un unico orizzonte ghiaioso fino a oltre 50 m di profondità.



(esempio di depositi ghiaiosi grossolani in matrice sabbiosa, affioranti all'interno del sito)

Alla luce delle attuali conoscenze stratigrafiche, la presenza di uno strato ghiaioso di base, non induce a liquefazione.

3.3 Tipologie fondazionali e capacità portante

Nel seguito si procederà ad una verifica delle fondazioni, di tipo diretto, come da indicazioni progettuali.

Nello specifico i **plinti** di fondazione di progetto avente forma regolare **avente lato (3,0m/3,5m/4,0m/4,5m) m ad una profondità di circa -2,00 m** in corrispondenza del materasso ghiaioso di base.

Verranno distinte due situazioni in relazione alla variabilità della stratigrafia:

La valutazione della capacità portante limite ed ammissibile del terreno è stata verificata utilizzando il metodo di verifica **D.M. 17/01/2018** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)**, introducendo i fattori correttivi per l'**azione sismica**.

In particolare è stato preso in considerazione

- **Approccio 2 (A1+M1+R3)** in cui le azioni di progetto in fondazione derivano da un'unica analisi strutturale svolta impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1, i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3.

Sulla base delle previste azioni di progetto, si è proceduto al calcolo della capacità portante del terreno introducendo i coefficienti correttivi del termine M: si evidenzia quindi che le azioni di progetto E_d [la cui definizione è demandata al progettista] dovranno risultare inferiori alle capacità portanti ridotte dai relativi fattori di sicurezza R (ed indicate nel seguito come R_d).

Come precedentemente accennato, si è inoltre proceduto ad inserire nei calcoli i fattori correttivi per l'azione sismica, tenendo in considerazione la "pericolosità sismica di base" del sito in esame: la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

I calcoli sono stati effettuati utilizzando il software DOLMEN: trattasi di un software per il calcolo del carico limite di fondazione su terreni sciolti secondo Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic e Brinch-Hansen e per il calcolo dei cedimenti con il loro decorso nel tempo. Il programma permette inoltre l'analisi in condizioni sismiche utilizzando le correzioni sismiche secondo Vesic e Sano. Le verifiche sono state fatte adottando la soluzione di *BRINCH - HANSEN [1970]*; affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$R_d \geq V_d$$

dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa, mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici. Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

i_q e i_c sono i fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

i_q , i_c e i_γ sono i fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen). Infine, per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z di Paolucci e Pecker:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg \phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Le verifiche effettuate utilizzando il metodo precedentemente descritto hanno fornito i valori R_d per la verifica allo stato limite ultimo (SLU) riportati nella tabella seguente:

Approccio 2 (A1+M1+R3)

	$Q_{lim.}$ (kPa)	R_d (kPa)
	M1	M1+R3
Plinto: B=3,0 m	1030	449
Plinto: B=3,5 m	1113	484
Plinto: B=4,0 m	1195	520
Plinto: B=4,5 m	1282	558

Come già anticipato, le azioni di progetto E_d (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno risultare inferiori ai valori di R_d sopra indicati.

I valori di R_d ottenuti non possono inoltre essere considerati pari alla pressione ammissibile poiché occorre effettuare anche la verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE).

La verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata eseguita con il medesimo programma, utilizzando il metodo di calcolo di *BURLAND e BURBIDGE* [1984].

Il programma infatti permette, qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche, di effettuare il calcolo dei cedimenti con il metodo di Burland e Burbidge (1985), nel

quale viene correlato un indice di compressibilità I_C al risultato N delle prove penetrometriche dinamiche. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_C = indice di compressibilità;

f_S, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_C è legato al valore medio N_{AV} di N_{SPT} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0,3 per carichi statici e 0,7 per carichi dinamici;

R = 0,2 nel caso di carichi statici e 0,8 per carichi dinamici.

Nei calcoli dei cedimenti è stato utilizzato un valore di **$N_{AV} = 20$ ipotizzando un piano delle fondazioni ad una profondità di circa -2,0 m**

Il parametro N_{AV} che rappresenta la media "conservativa" dei valori N_{SPT} all'interno della profondità significativa z (funzione del lato della fondazione). Per contenere i cedimenti differenziali su valori accettabili per la stabilità della struttura, si è imposto un cedimento massimo ammissibile nell'immediato (S_{imm}) e dopo 15 anni dall'applicazione del carico (S_{max}) inferiore a 30 mm (Terzaghi e Peck, 1967).

La verifica ha fornito i seguenti valori limite dell'effetto delle azioni C_d (portata ammissibile ai cedimenti):

PORTANZA AMMISSIBILE VERIFICATA AI CEDIMENTI

Tipologia fondazionale	S_{imm} (mm)	S_{max} (mm)	C_d (kPa)	C_d (kg/cm²)
Plinto: B=3,0 m	15,2	22,8	300	3,0
Plinto: B=3,5 m	18,9	25,4	300	3,0
Plinto: B=4,0 m	18,6	27,9	300	3,0
Plinto: B=4,5 m	19,5	29,2	290	2,9

Le azioni di progetto Ed (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno pertanto risultare inferiori ai valori di Cd sopra indicati compresi fra $2,9 \div 3,0 \text{ kg/cm}^2$.

Occorre in fase di progetto esecutivo individuare la quota di scavo idonea al fine di rendere omogenei i cedimenti assoluti lungo i singoli plinti e ridurre l'entità dei cedimenti differenziali.

4. CONCLUSIONI

L'esame condotto nei capitoli precedenti permette quindi di esprimere un giudizio positivo circa la fattibilità geologico-geotecnica degli interventi in progetto, presa visione dei vincoli di PRG illustrati.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni rilevati sono compatibili con la realizzazione di fondazioni di tipo diretto fino alla massima pressione di $2,9 \div 3,0 \text{ kg/cm}^2$.

11 Ottobre 2019

il tecnico incaricato:

geol. Fabrizio Gola

GOLA X SCALBI
GEOLOGICAL GROUP

in collaborazione con:



geol. Andrea Scalbi

dott. Fabrizio Laudati



Allegato al testo:

1. PLANIMETRIA UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE
2. CERTIFICATI PROVE PENETROMETRICHE



UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI

prova n°: **P1**

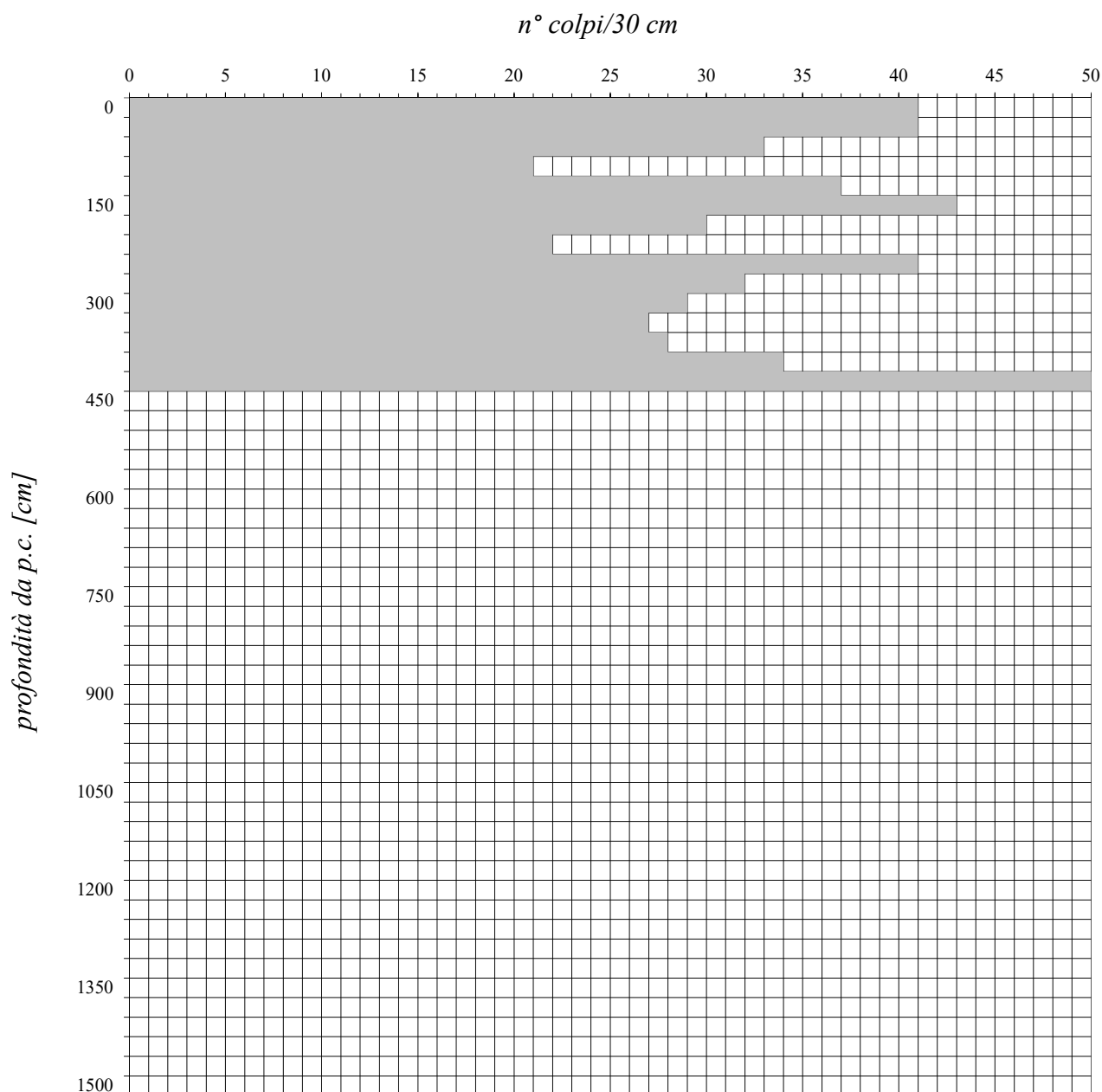
committente: **SFRE srl**

località: **VERONA - via Chioda, strada dell' Alpo**

falda: **assente**

quota inizio: **piano strada**

data: **26/09/2018**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N ₃₀)
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N _{SPT} = N ₃₀ x 1,50

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI

prova n°: **P2**

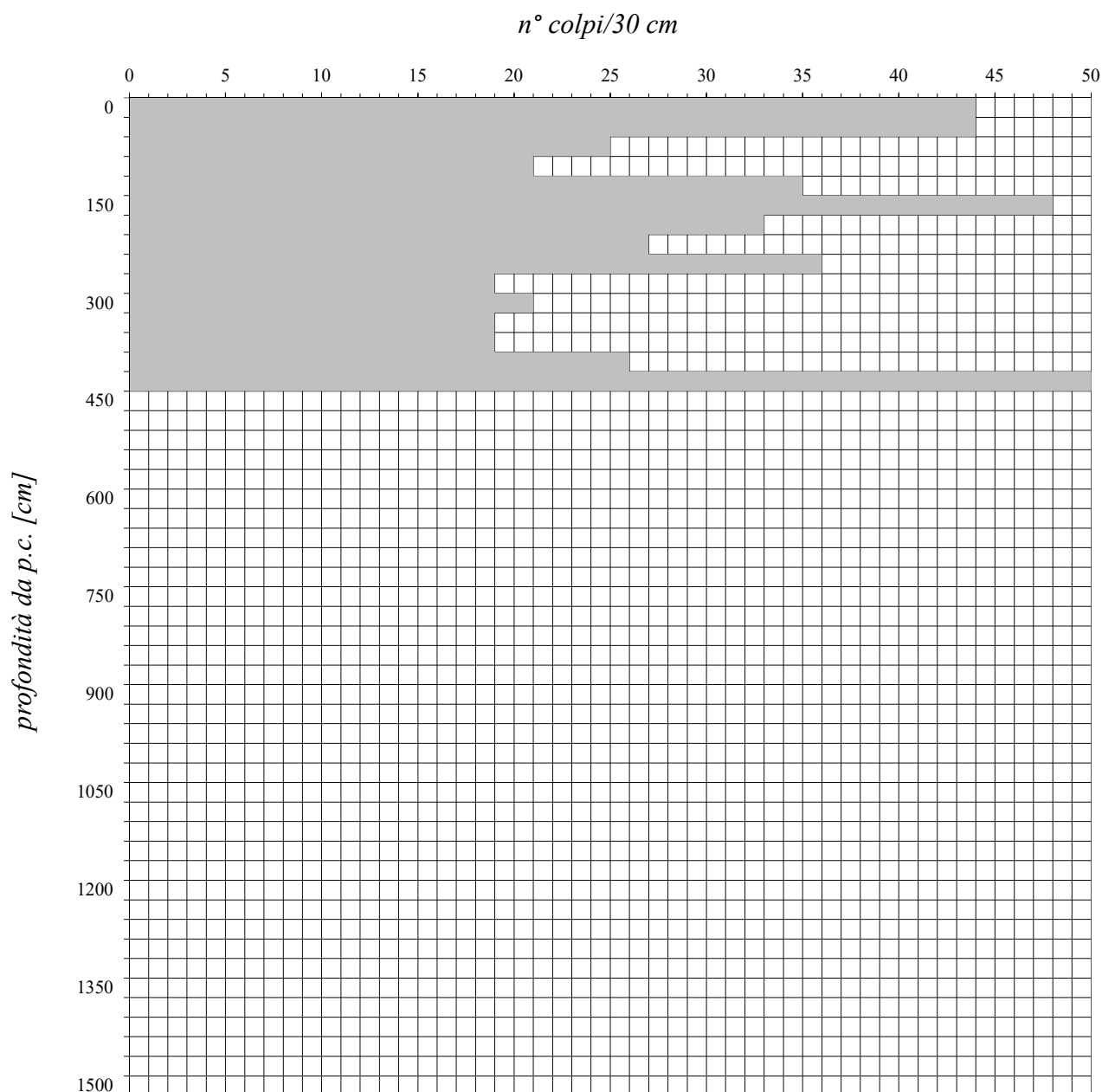
committente: **SFRE srl**

località: **VERONA - via Chioda, strada dell' Alpo**

falda: **assente**

quota inizio: **piano strada**

data: **26/09/2018**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N ₃₀)
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N _{SPT} = N ₃₀ x 1,50

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI

prova n°: **P3**

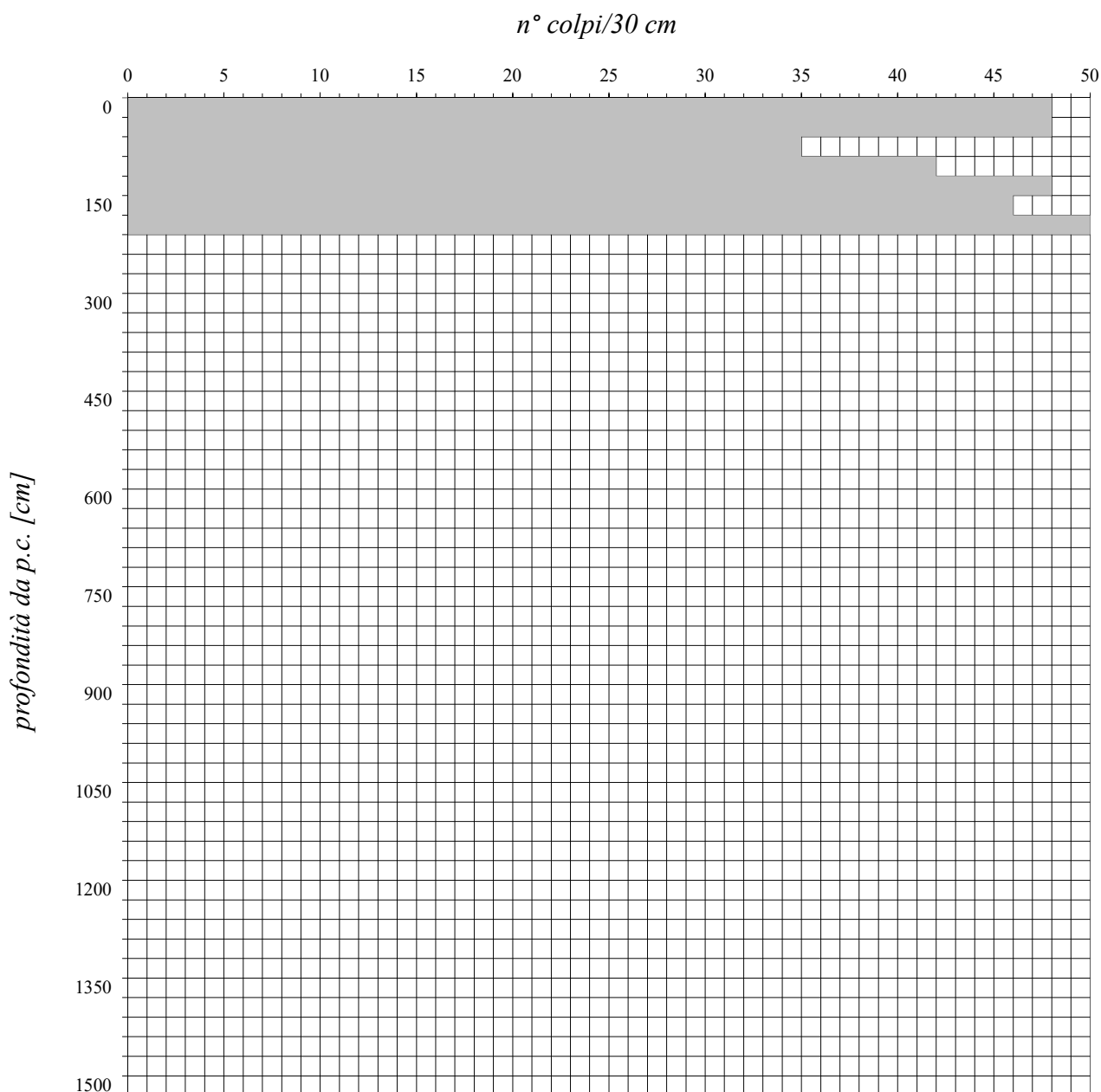
committente: **SFRE srl**

località: **VERONA - via Chioda, strada dell' Alpo**

falda: **assente**

quota inizio: **piano strada**

data: **26/09/2018**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N ₃₀)
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N _{SPT} = N ₃₀ x 1,50

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI

prova n°: **P4**

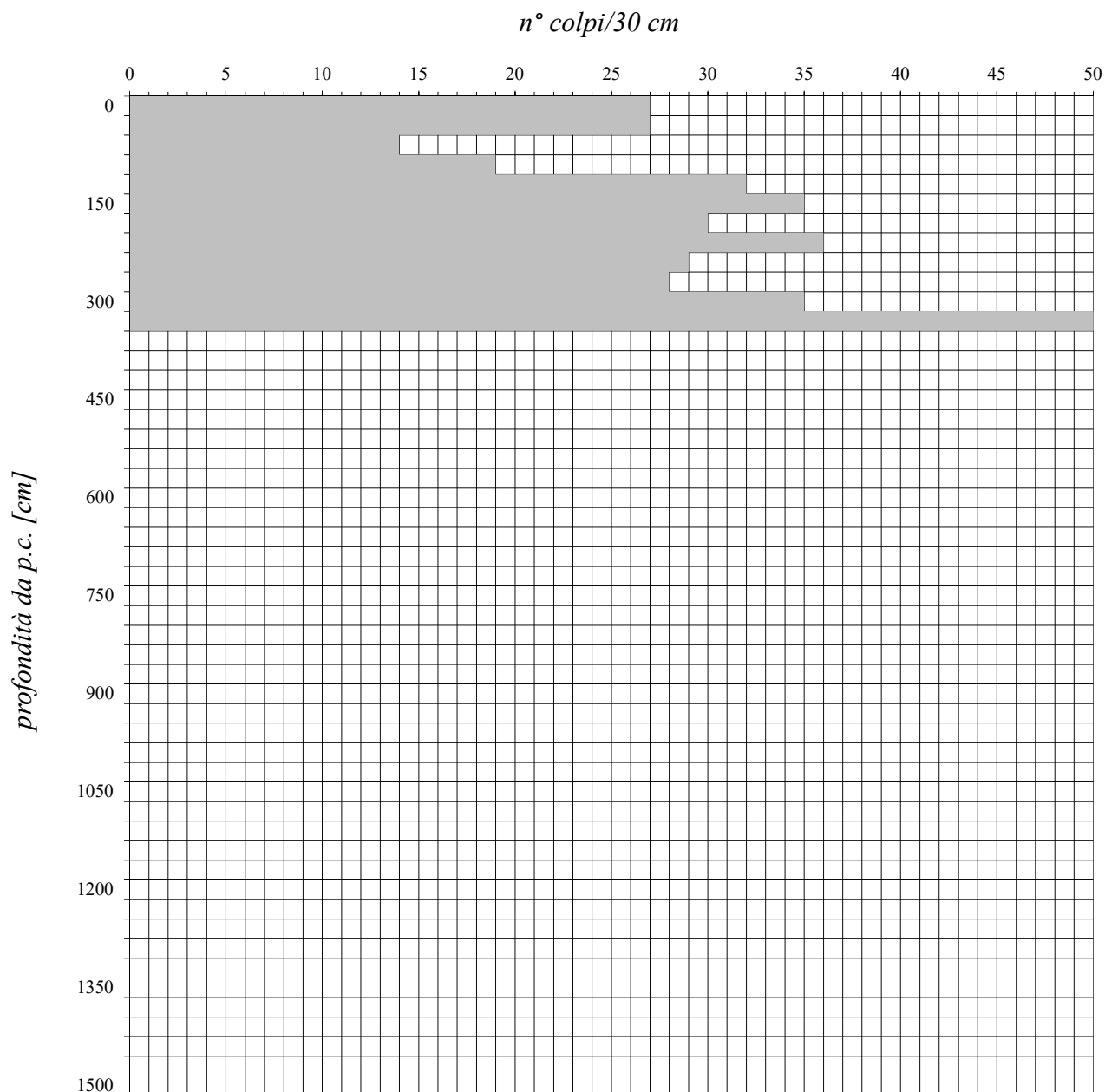
committente: **SFRE srl**

località: **VERONA - via Chioda, strada dell' Alpo**

falda: **assente**

quota inizio: **piano strada**

data: **26/09/2018**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N ₃₀)
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N _{SPT} = N ₃₀ x 1,50

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI

prova n°: **P5**

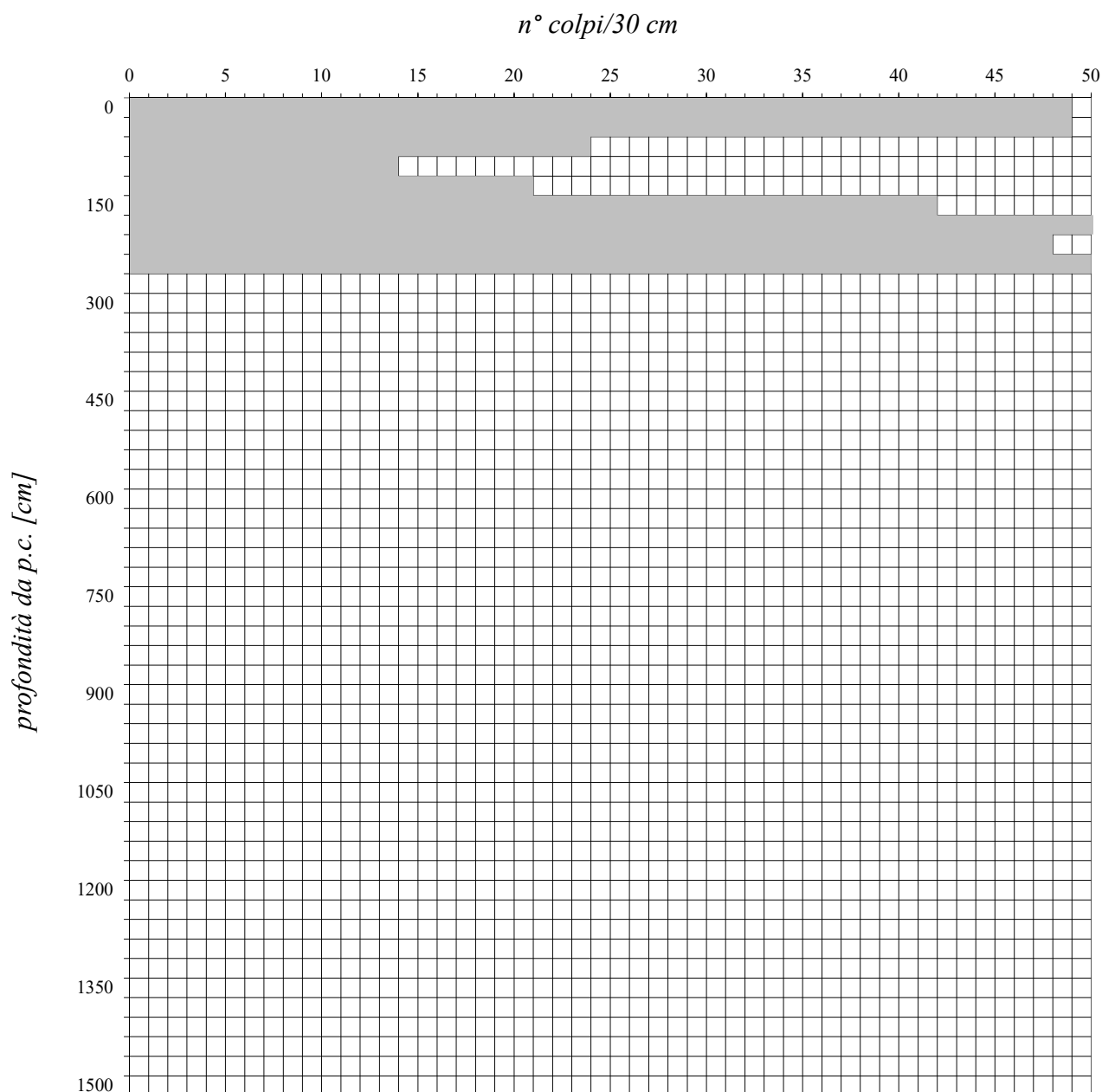
committente: **SFRE srl**

località: **VERONA - via Chioda, strada dell' Alpo**

falda: **assente**

quota inizio: **piano strada**

data: **26/09/2018**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N ₃₀)
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N _{SPT} = N ₃₀ x 1,50

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI

prova n°: **P7**

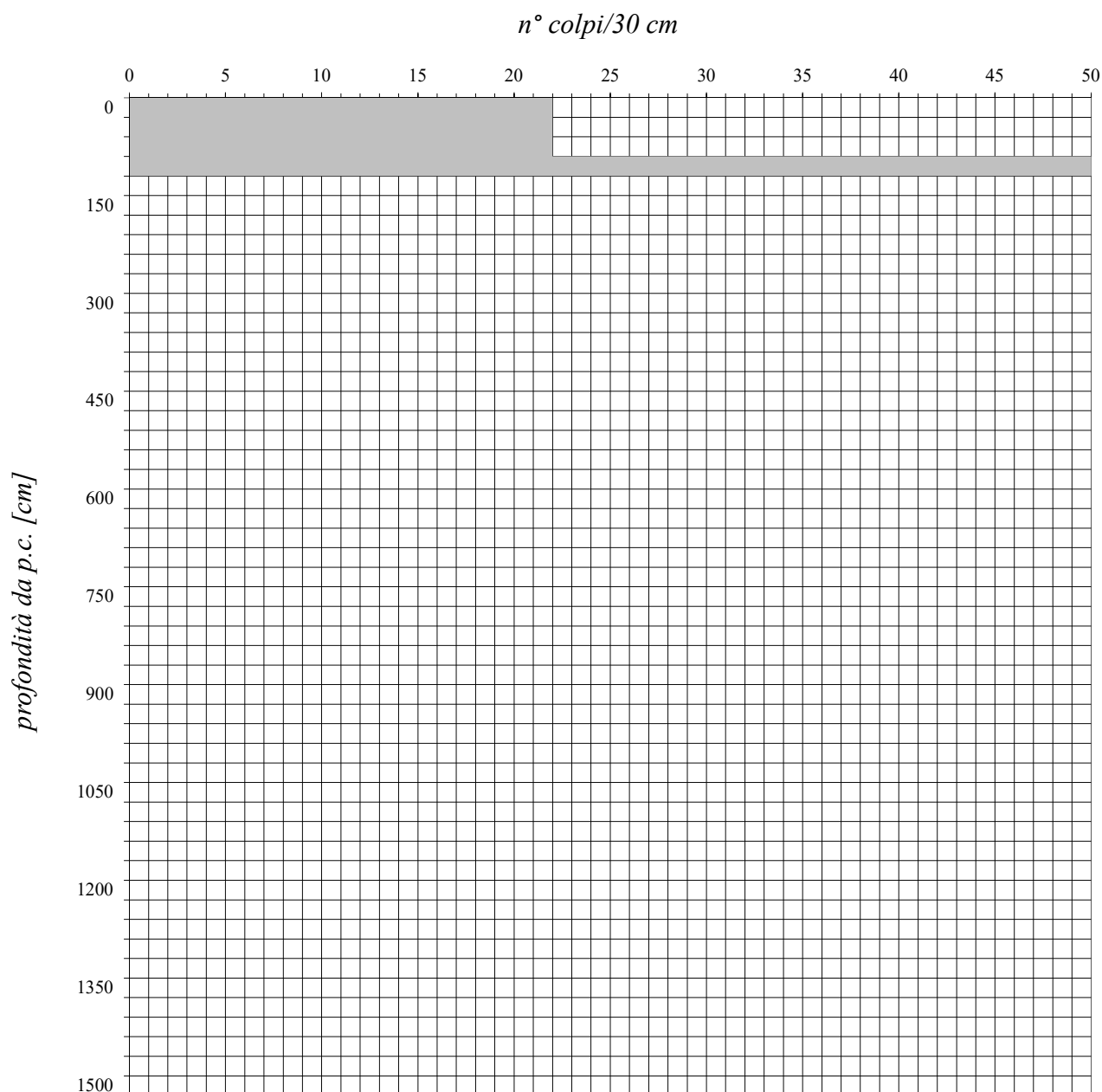
committente: **SFRE srl**

località: **VERONA - via Chioda, strada dell' Alpo**

falda: **assente**

quota inizio: **p.c.**

data: **27/09/2018**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N ₃₀)
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N _{SPT} = N ₃₀ x 1,50

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI

prova n°: **P8**

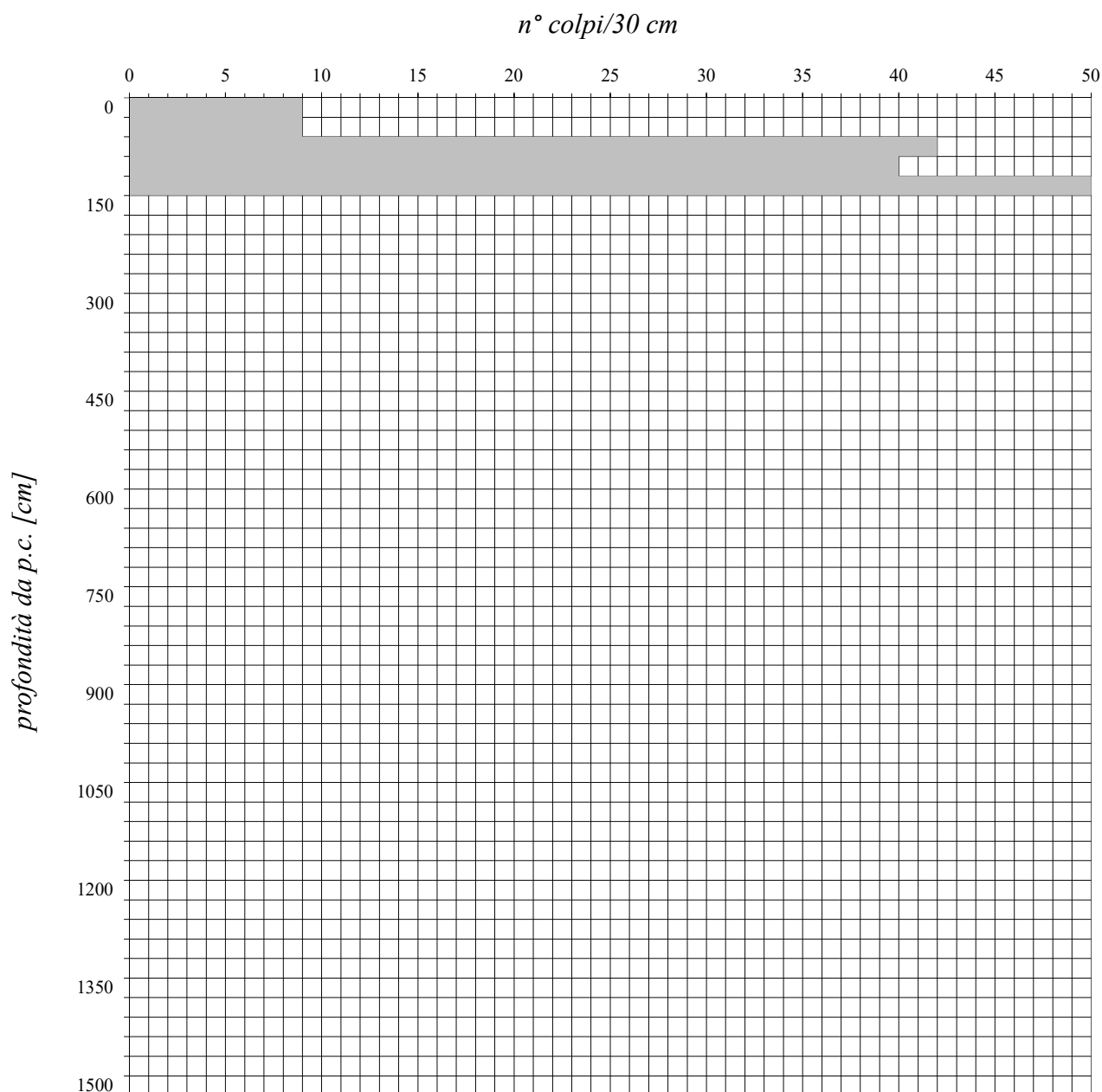
committente: **SFRE srl**

località: **VERONA - via Chioda, strada dell' Alpo**

falda: **assente**

quota inizio: **p.c.**

data: **27/09/2018**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N ₃₀)
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N _{SPT} = N ₃₀ x 1,50

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI

prova n°: **P9**

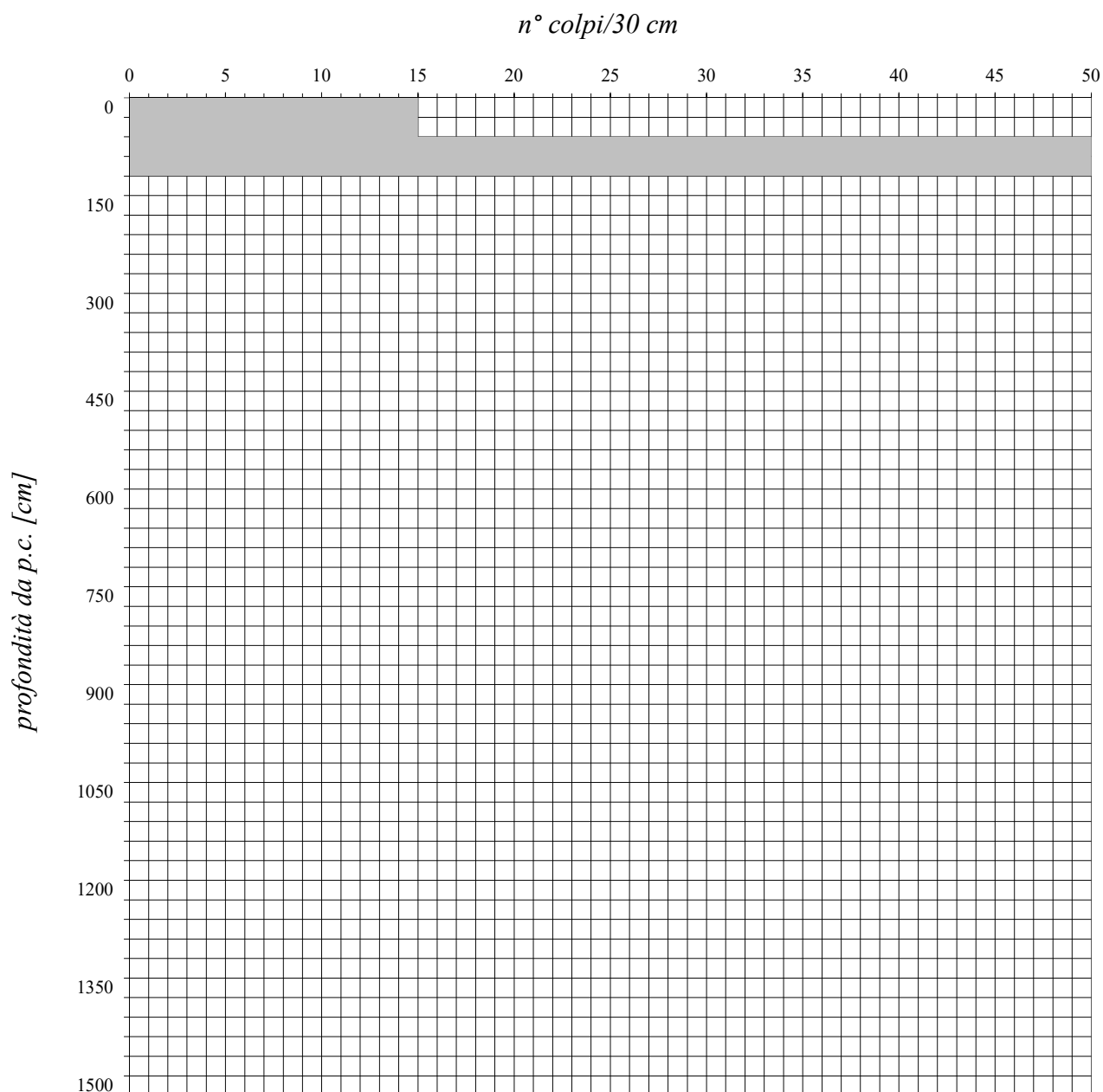
committente: **SFRE srl**

località: **VERONA - via Chioda, strada dell' Alpo**

falda: **assente**

quota inizio: **p.c.**

data: **27/09/18**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N ₃₀)
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N _{SPT} = N ₃₀ x 1,50

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI

prova n°: **P10**

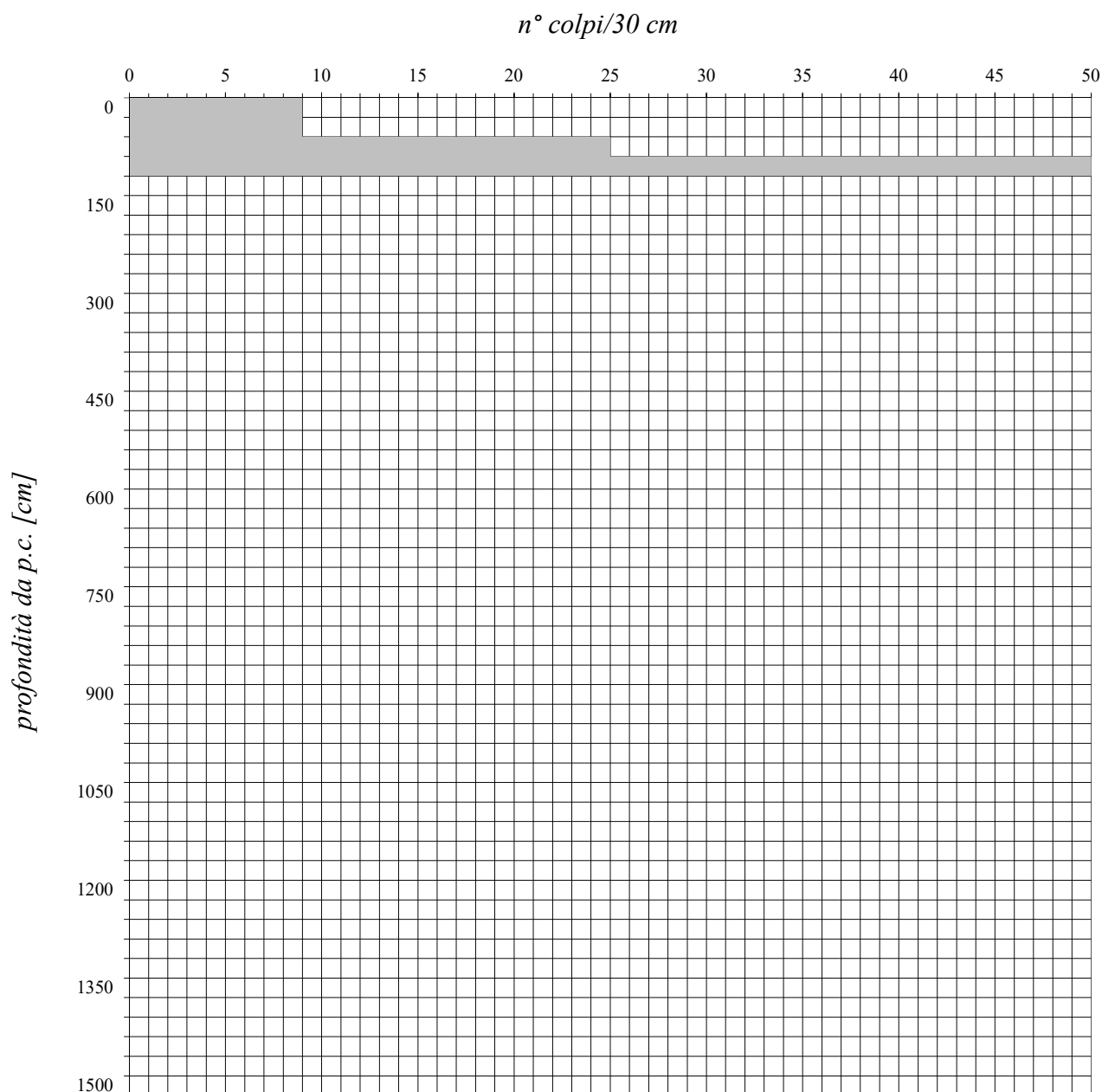
committente: **SFRE srl**

località: **VERONA - via Chioda, strada dell' Alpo**

falda: **assente**

quota inizio: **p.c.**

data: **27/09/18**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N ₃₀)
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N _{SPT} = N ₃₀ x 1,50

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI

prova n°: **P11**

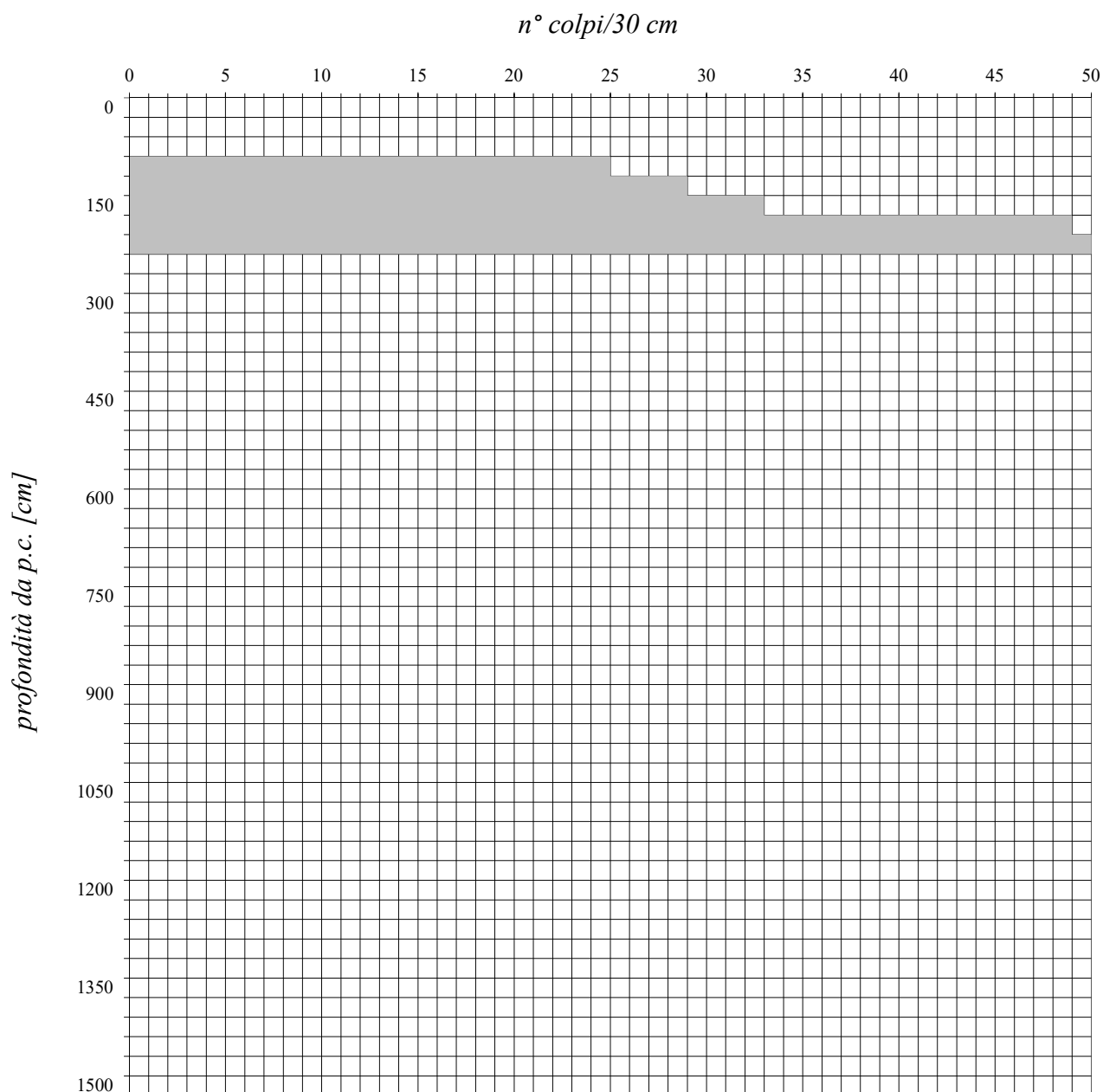
committente: **SFRE srl**

località: **VERONA - via Chioda, strada dell' Alpo**

falda: **assente**

quota inizio: **inizio prova -80 cm da p.c.**

data: **27/09/18**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N ₃₀)
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N _{SPT} = N ₃₀ x 1,50

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI

prova n°: **P12**

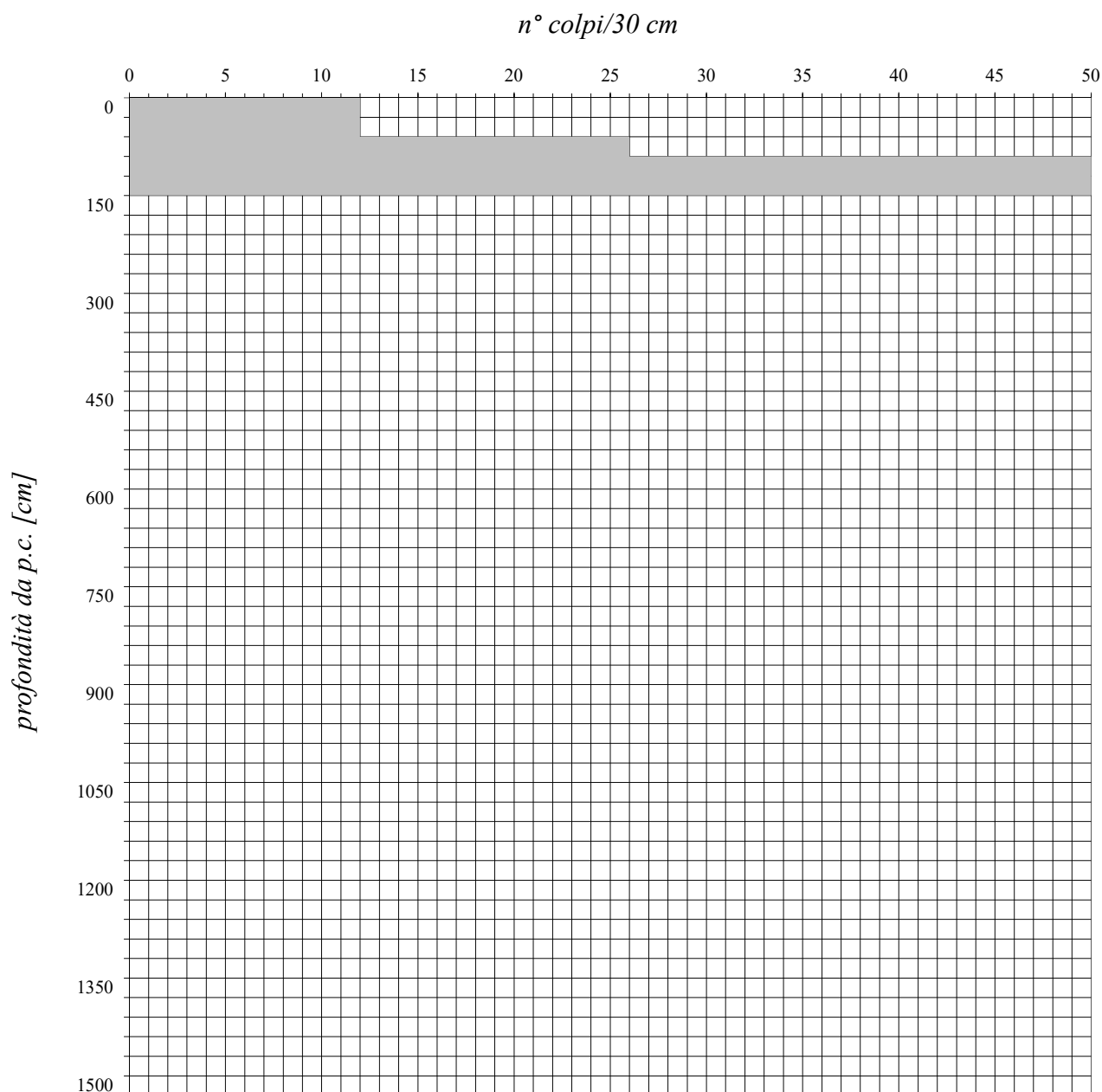
committente: **SFRE srl**

località: **VERONA - via Chioda, strada dell' Alpo**

falda: **assente**

quota inizio: **p.c.**

data: **27/09/18**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N ₃₀)
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N _{SPT} = N ₃₀ x 1,50

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI

prova n°: **P13**

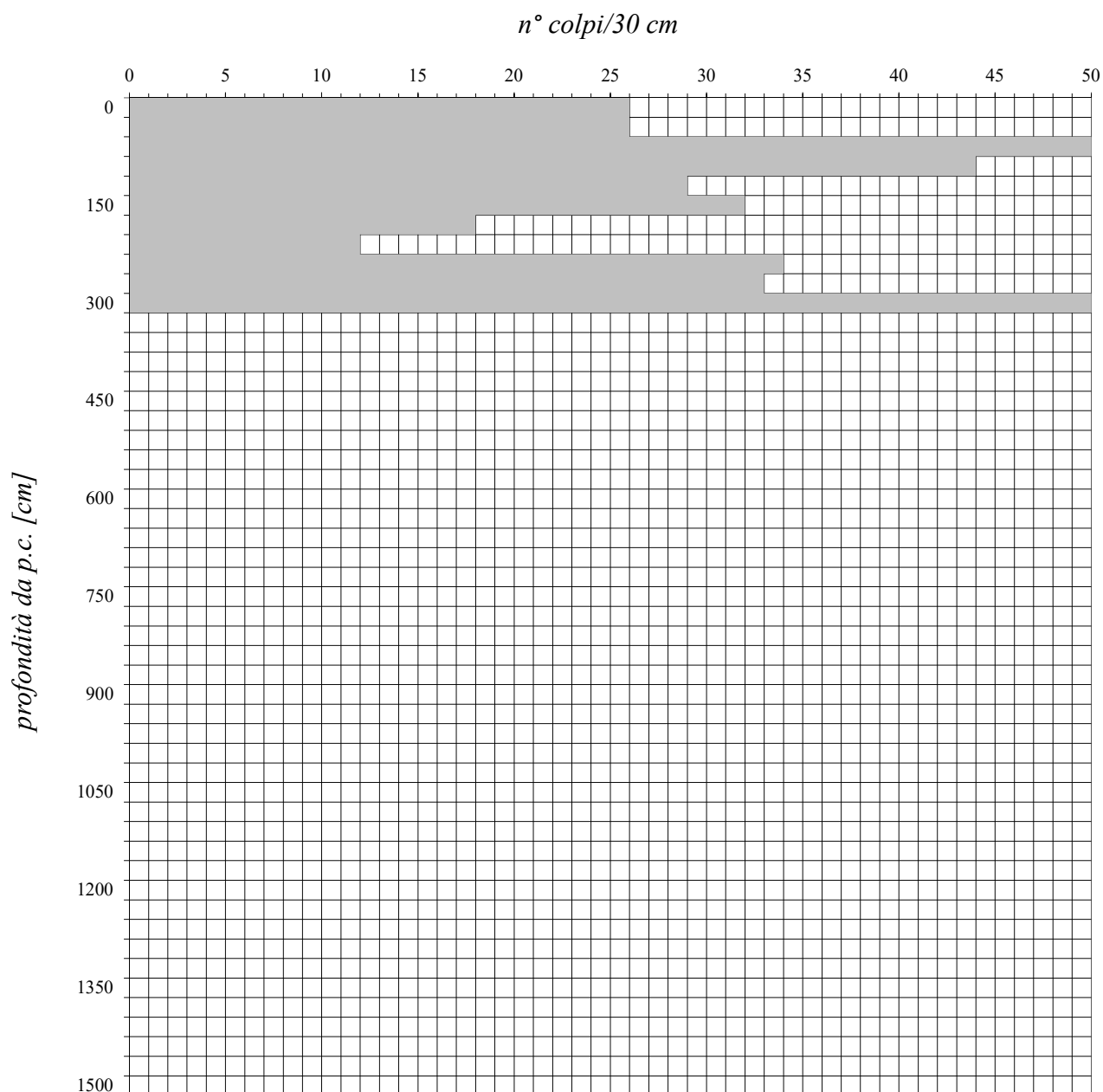
committente: **SFRE srl**

località: **VERONA - via Chioda, strada dell' Alpo**

falda: **assente**

quota inizio: **p.c.**

data: **27/09/18**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N ₃₀)
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N _{SPT} = N ₃₀ x 1,50

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
Penetrometro dinamico pesante DPSH Meardi AGI

prova n°: **P14**

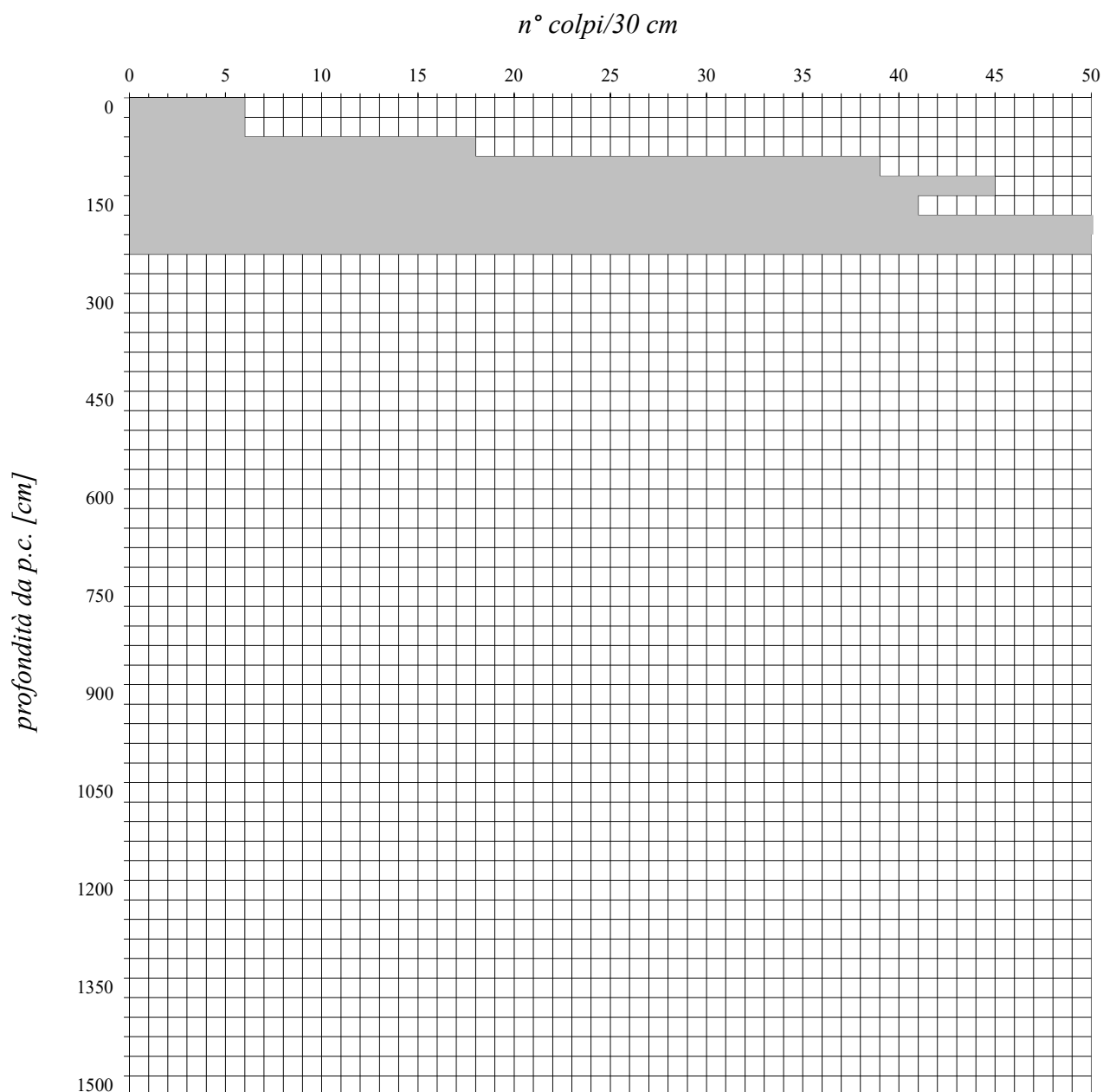
committente: **SFRE srl**

località: **VERONA - via Chioda, strada dell' Alpo**

falda: **assente**

quota inizio: **p.c.**

data: **26/09/2018**



Massa battente [Kg]	altezza di caduta [m]	punta conica diametro di base 51 mm	registrazione num. colpi ogni 0,30 m (N ₃₀)
73	0.75	angolo di apertura 60°	coeff. teorico di energia N _{SPT} = N ₃₀ x 1,50