

RELAZIONE GEOLOGICA E RELAZIONE GEOTECNICA

COMUNE DI NOVE VI

COMUNE DI NOVE *l. 11.55*

RICEVUTO IL 28 OTT. 2015

Il Funzionario *MB*

PROGETTO : NUOVO PIANO DI LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE

UBICAZIONE : VIA MARINI

COMMITTENTE : SIGG. FABRIS E BONATO

Il relatore

Dott.ssa Lilia Viero

Data

Settembre 2015



Dott.ssa Geol. LILIA VIERO

Piazza Don Zambon, 2 - 36061 Bassano del Grappa Cell : 338 4840070 – mail : liliaviero@gmail.com

INDICE

PREMESSA.....	3
RELAZIONE GEOLOGICA.....	4
1. CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE E MORFOLOGICHE.....	4
<i>Ubicazione area d'intervento.....</i>	5
2. CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DELL'AREA IN ESAME.....	6
3. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SOTTOSUOLO	6
ESTRATTO CARTA DELLA PERICOLOSITA' IDRAULICA.....	7
ESTRATTO CARTA IDROGEOLOGICA DEL PAT	8
RELAZIONE GEOTECNICA.....	9
1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE	9
<i>Allegato : ubicazione prove penetrometriche nel Pdl</i>	10
<i>Allegato : parametri geotecnici desunti dalle prove.....</i>	11
2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMO E DI ESERCIZIO (NTC 2008)	12
- VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO	13
- VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	15
3. CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	16
ESTRATTO MAPPA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE.....	18
CONCLUSIONI	19
ALLEGATI : DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE	20

PREMESSA

La presente indagine geologica e geotecnica è stata eseguita in relazione al progetto per il nuovo *piano di lottizzazione residenziale* nel lotto di proprietà dei Sigg. Bonato e Fabris, sito in via Marini nel comune di Nove.

Lo scopo principale dello studio è quello di determinare l'andamento delle caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni di fondazione, in osservanza alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con D.M. 14.01.08 e alla Circolare 02.02.09 che riporta le relative istruzioni e applicazioni tecniche. La presente indagine riassume quindi la caratterizzazione sia geologica che geotecnica del sottosuolo dell'area d'intervento in quanto intrinsecamente correlate fra loro e documentate da indagini in sito oltre che dall'esperienza maturata dalla sottoscritta in zona (par. 6.2.2. del D.M.)

Inoltre in materia di **rischio sismico**", si è provveduto a classificare il terreno di fondazione secondo le categorie di terreni previste dal D.M. 2008 che utilizzano come parametro di riferimento la velocità di propagazione nel sottosuolo delle onde sismiche V_{s30} .

Pertanto, dopo aver consultato gli allegati progettuali, sono state dapprima individuate le caratteristiche morfologiche del territorio in esame, procedendo poi attraverso un'analisi stratigrafica dei terreni affioranti nelle vicinanze; quindi sulla base dei risultati di 3 *Prove Penetrometriche Dinamiche* condotte nel piano di lottizzazione, sono stati valutati i parametri geotecnici più significativi del substrato di fondazione delle opere di urbanizzazione e dei fabbricati residenziali in progetto.

RELAZIONE GEOLOGICA

1. CARATTERISTICHE IDROGRAFICHE E MORFOLOGICHE

L'area in esame è ubicata a nord del centro abitato Nove, ad un chilometro circa di distanza, lungo la strada comunale per Marchesane che attraversa una fascia di territorio agricolo a moderata densità abitativa.

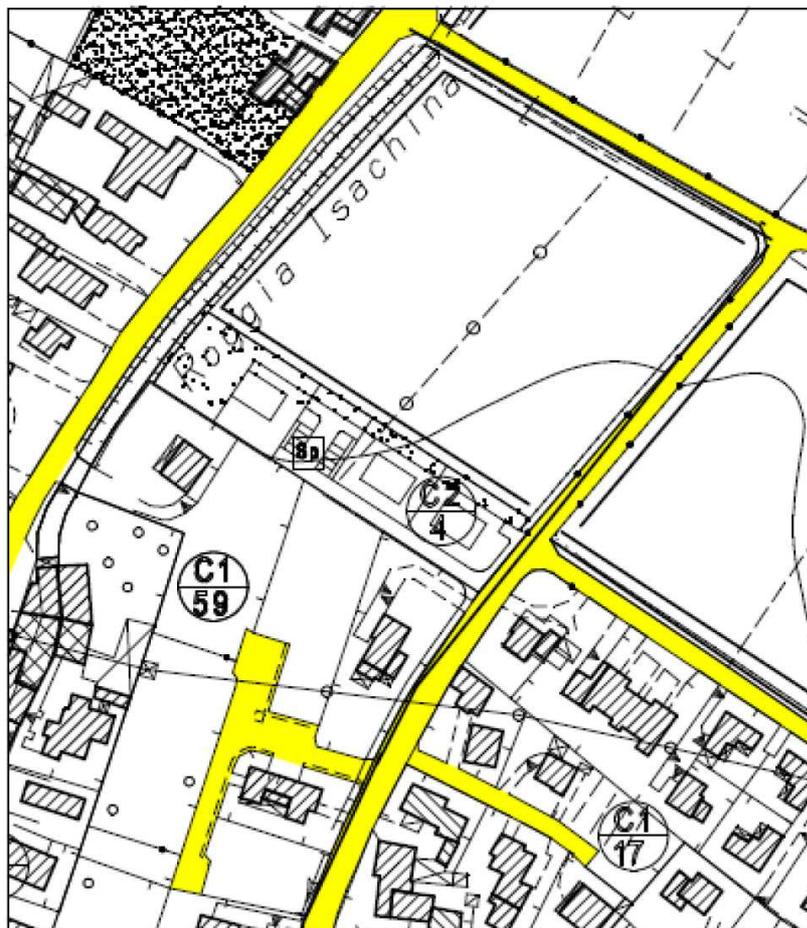
Il fiume Brenta passa verso est ad un chilometro circa di distanza ed il suo alveo attuale si colloca ad una quota inferiore rispetto la pianura circostante; in passato il tracciato fluviale passava proprio vicino all'area d'intervento mentre adesso vi è un dislivello di 5-6 ml rispetto gli argini e le aree demaniali adiacenti. Esso ha pertanto modificato più volte la sede del suo letto fluviale divagando ora in destra ora in sinistra ed incidendo quindi i suoi stessi depositi alluvionali.

Il territorio anche se pianeggiante presenta una pur lieve ma graduale inclinazione verso S-SO secondo il deflusso idrico superficiale mantenendo un dislivello costante di 4-5 m tra la quota del terrazzo recente o attuale del Brenta e quello più antico ed oggetto d'indagine. La rete idrica dei canali, rogge e fossi condiziona, nelle loro più immediate vicinanze, anche le escursioni stagionali della falda freatica sotterranea (cfr. par. 3). Il lotto d'intervento è delimitato verso ovest dalla *roggia Isacchina* quale importante derivazione idraulica del fiume Brenta ad uso prettamente irriguo.

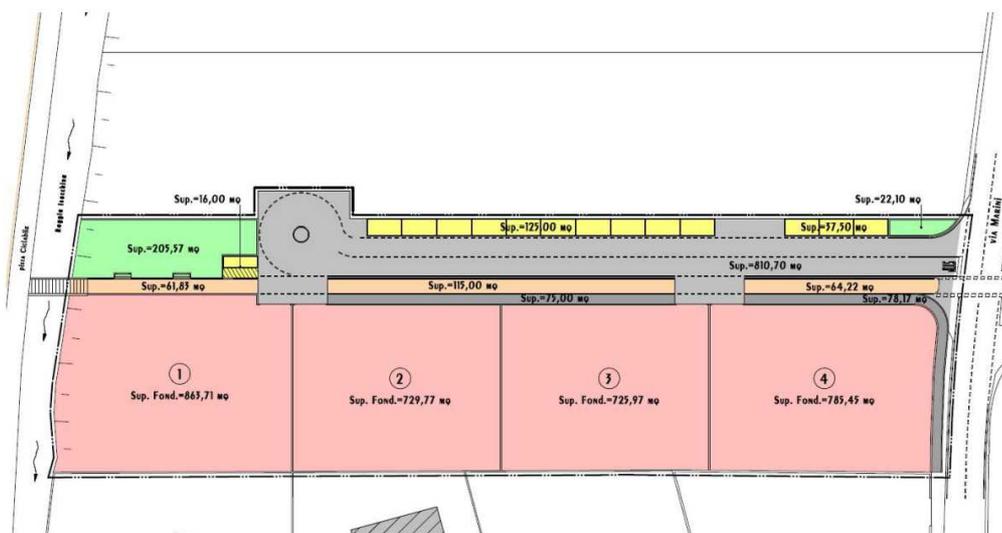
Il pdl in esame si sviluppa su una superficie territoriale di circa 1 ha e confina ad ovest con la *roggia Isacchina* mentre ad est con la strada comunale Via marini. Il progetto di urbanizzazione comprende una strada di accesso in posizione centrale, che termina verso ovest con una piccola rotatoria per consentire ai veicoli di invertire il senso di marcia. I marciapiedi saranno posizionati lungo il lato nord della strada mentre a sud si sviluppa una pista ciclabile che prosegue fino a collegarsi alla strada provinciale. La porzione a sud del piano verrà suddivisa in 4 lotti residenziali di dimensioni variabili da un minimo di 726 mq ad un massimo di 863 mq di superficie fondiaria. La porzione nord invece sarà oggetto di una progettazione futura del piano.

Ubicazione area d'intervento

Estratto PRG – scala 2000



Planimetria generale del Piano di lottizzazione



2. CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DELL'AREA IN ESAME

Il sottosuolo dell'area in esame è contraddistinto da una potente successione di alluvioni medio-grossolane, antiche e recenti del fiume Brenta, poggianti sul basamento roccioso di età terziaria che è stato individuato ad oltre un centinaio di metri di profondità.

Questo materasso incoerente si compone di "strati" ghiaioso-ciottolosi sciolti in matrice sabbiosa fine che prevale localmente in singoli livelli di spessore decimetrico; data la buona classazione degli elementi grossolani, si possono trovare nella pianura alluvionale circostante e soprattutto in prossimità dell'alveo, numerosi siti estrattivi in cui vengono coltivate le ghiaie più pure ad ampio uso commerciale.

3. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SOTTOSUOLO

Nel sottosuolo dell'area in esame ha sede una falda idrica alimentata principalmente dalle dispersioni in alveo del vicino torrente Longhella ma anche dagli apporti diretti superficiali e sotterranei che provengono dal territorio collinare subito a monte.

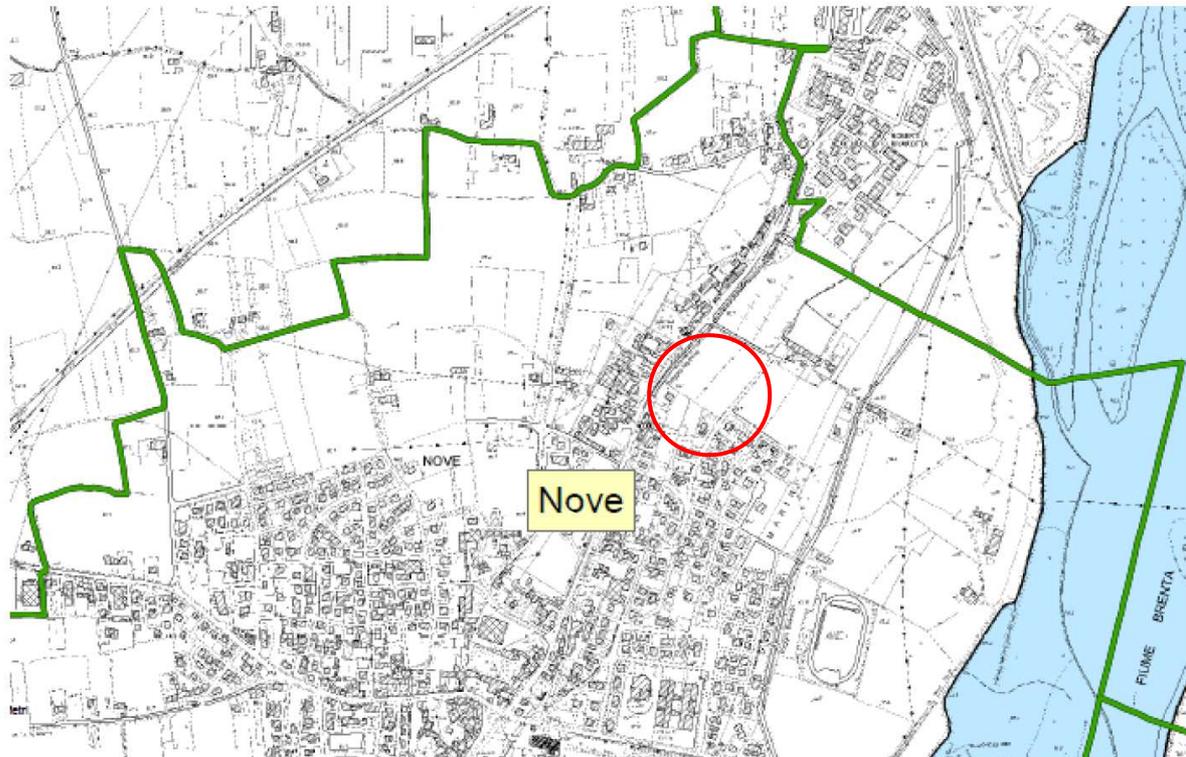
La superficie freatica principale si colloca ad una ventina di metri circa dal p.c. e all'interno dei fori di prova non è stata riscontrata alcuna falda idrica sotterranea così prossima al piano campagna da poter interferire con il piano di fondazione del fabbricato in progetto.

Inoltre i depositi sabbioso-ghiaiosi superficiali consentono un facile scolo delle acque meteoriche in profondità che potranno essere smaltite direttamente all'interno di pozzi perdenti adeguatamente dimensionati.

Si fa presente che nel recente Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del territorio del Veneto, pubblicato dall'Autorità di Bacino del fiume Brenta, il comune di Nove non rientra tra le "zone di attenzione idraulica" ad esclusione delle aree demaniali dell'alveo del fiume Brenta.

Estratto carta della pericolosità idraulica

Tavola 12 – aggiornamento del 27/8/13

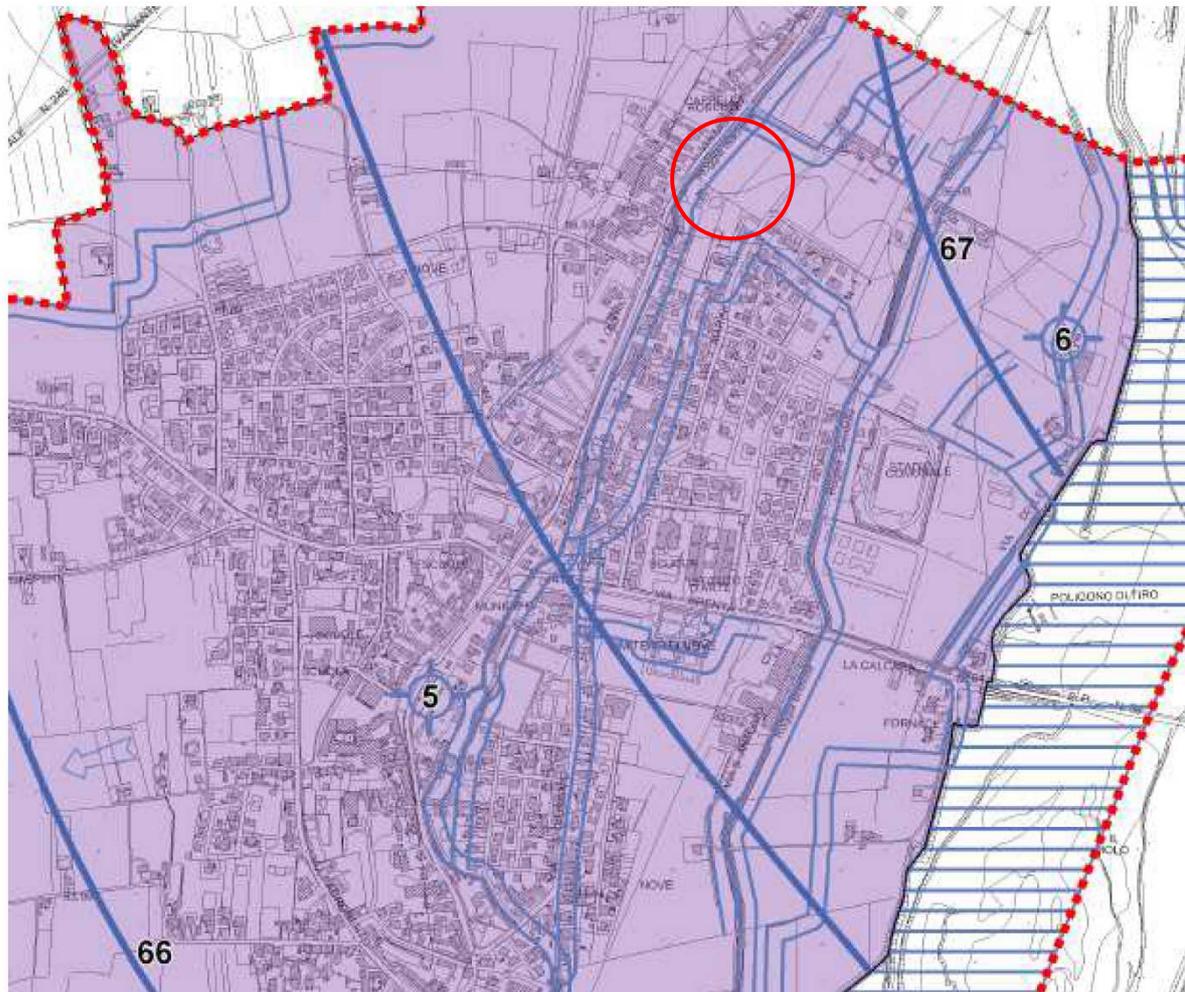


LEGENDA



Estratto carta idrogeologica del PAT

SCALA 1 : 10.000



LEGENDA

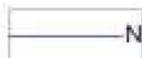
Acque sotterranee



Area con profondità falda freatica compresa tra 5 e 10 m. dal p.c.



Area con profondità falda freatica > 10 m. dal p.c.



Linea isofreatica e sua quota assoluta



Direzione di flusso della falda freatica



Pozzo freatico

RELAZIONE GEOTECNICA

1. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Per verificare la successione stratigrafica nel sito d'intervento e risalire così ai parametri geotecnici più significativi del sottosuolo sono state condotte 3 *Prove Penetrometriche Dinamiche* con pentometro Superdinamico (DPSH) a massa battente da 73 Kg ed altezza di caduta 0,75 m.

Dai risultati ottenuti è emersa infatti una moderata continuità spaziale dei terreni direttamente investigati in quanto i depositi sciolti più superficiali (sabbie) denotano una riduzione laterale del loro spessore spostandosi dal settore occidentale verso quello orientale del piano. Infatti il substrato in ghiaia è stato intercettato ad una profondità maggiore ad ovest rispetto alla zona di nord-est. Tali depositi alluvionali sono infatti contraddistinti da un carattere tipicamente lenticolare, ovvero si chiudono lateralmente andando a perdersi all'interno delle alluvioni ghiaiose più grossolane.

Si possono pertanto distinguere nel sottosuolo i seguenti livelli deposizionali:

– dal p.c. a – 1.2 m

1. Suolo agrario argilloso-limoso rimaneggiato

- | | |
|-----------------------|-----------------------|
| – resistenza dinamica | Rpd = 21 – 23 Kg/cmq |
| – peso specifico | $\gamma = 1,7$ ton/mc |
| – coesione efficace | cu = 4 t/mq |
| – prova Spt | Nspt = 3 |
-

– da – 1.2 m a - 3.0 m

2. Sabbia-limoso da sciolta a moderata consistenza

- | | |
|------------------------------|-------------------------|
| – resistenza dinamica | Rpd = 69 – 86 Kg/cmq |
| – densità relativa | Dr = 41 % |
| – peso specifico secco | $\gamma_d = 1,7$ ton/mc |
| – angolo di attrito efficace | $\phi' = 27^\circ$ |
| – prova Spt | Nspt = 14 |
-

– da – 3.0 m a - 3.9 m

3. Ghiaia medio-fine in matrice sabbiosa mediamente addensata

- resistenza dinamica $R_{pd} = 172 - 252 \text{ Kg/cm}^2$
- densità relativa $D_r = 75 \%$
- peso specifico secco $\gamma_d = 1,9 \text{ ton/m}^3$
- angolo di attrito efficace $\phi' = 30^\circ$
- prova Spt $N_{spt} = 40$

.....
– da – 3.9 m a – 4.2 m

4. Ghiaia e ciottoli ben addensata

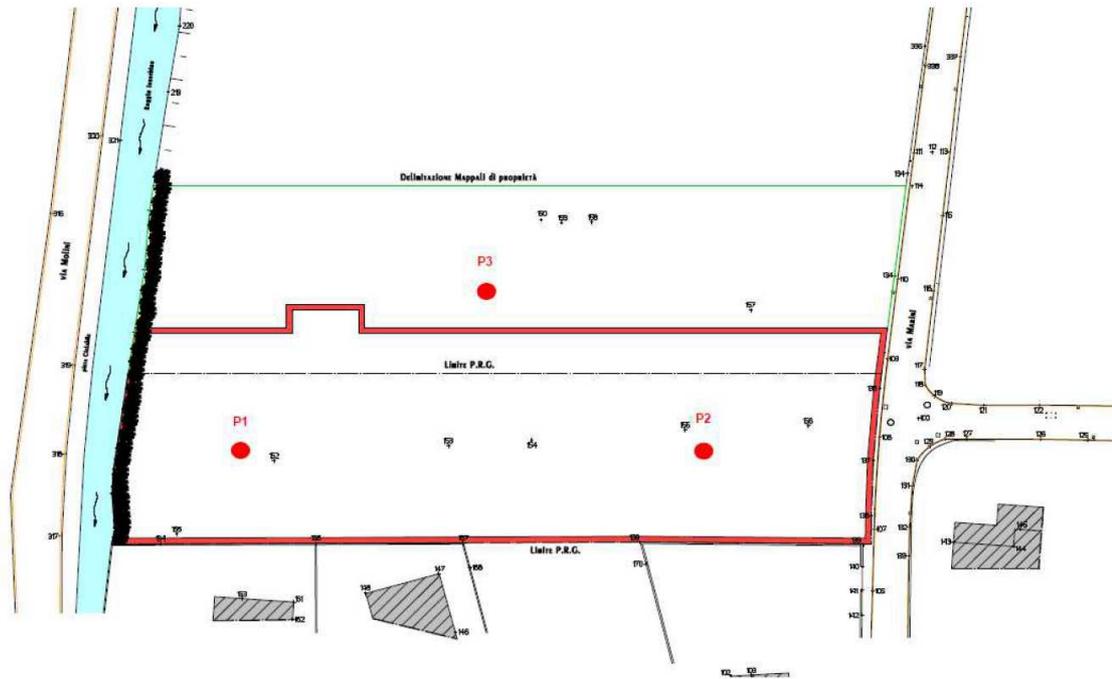
- resistenza dinamica $R_{pd} > 250 \text{ Kg/cm}^2$
- densità relativa $D_r > 80 \%$
- peso specifico secco $\gamma_d = 2,0 \text{ ton/m}^3$
- angolo di attrito efficace $\phi' > 40^\circ$
- prova Spt $N_{spt} = 68$

.....

Si fa presente che il livello superficiale in *sabbia a moderata consistenza* tende a ridurre il suo spessore passando dalla zona occidentale a quella più orientale del piano; inoltre la prova condotta nel settore nord, di prossima lottizzazione, ha confermato la presenza di ghiaia ben addensata già a – 1,2 m dal p.c., pertanto il sopracitato livello sabbioso va a chiudersi lateralmente anche verso nord. Questa circostanza ci permetta di confermare che si tratti di un probabile deposito di *paleo alveo* rilasciato dal fiume Brenta durante la fase di passaggio del suo tracciato in zona.

Allegato : ubicazione prove penetrometriche nel Pdl

Planimetria generale del piano di lottizzazione



Allegato : parametri geotecnici desunti dalle prove

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA ELABORAZIONE STATISTICA

n° 2

- indagine :	Nuovo piano di lottizzazione residenziale	- data :	09/09/2015
- cantiere :	Sigg. Bonato e Fabris	- quota inizio :	piano campagna
- località :	Via Marini - Nove	- prof. falda :	0,00 m da quota inizio
- note :	prova lato est	- pagina :	1

n°	Profondità (m)	PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA							VCA	β	Nspt
			M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s	M+s			
1	0,00 1,20	N	3,0	3	3	3,0	----	----	----	3	1,14	3
		Rpd	21,9	21	23	21,2	----	----	----			
2	1,20 3,00	N	11,8	10	14	10,9	1,6	10,2	13,4	12	1,14	14
		Rpd	76,7	69	86	72,7	7,4	69,3	84,1			
3	3,00 3,90	N	35,3	28	45	31,7	----	----	----	35	1,14	40
		Rpd	209,5	173	252	191,1	----	----	----			
4	3,90 4,20	N	60,0	60	60	60,0	----	----	----	60	1,14	68
		Rpd	336,1	336	336	336,1	----	----	----			

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio

N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 30$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²) β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta_t = 1,14$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

n°	Prof.(m)	LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE					NATURA COESIVA			
				DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0.00 1.20	sabbia limoso-argillosa sciolta	3	11.3	27.2	214	1.86	1.38	0.19	1.78	44	1.194
			14	41.0	29.5	299	1.96	1.53	----	----	----	----
3	3.00 3.90	ghiaia sabbiosa moder.addensa.	40	75.0	39.5	500	2.10	1.77	----	----	----	----
4	3.90 4.20	ghiaia mediam.addensata	68	91.8	46.9	716	2.19	1.91	----	----	----	----

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficaceE' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acquae (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMO E DI ESERCIZIO (NTC 2008)

In ottemperanza a quanto previsto dal nuovo DM 14/1/2008 e successive integrazioni, le **verifiche geotecniche** necessarie ai fini di un corretto dimensionamento delle strutture da realizzare, sia per le opere di fondazione che in elevazione, riguardano:

- Lo stato limite ultimo (SLU) , che equivale alla verifica geotecnica della capacità portante del sottosuolo (Q_{amm}); il collasso della struttura si ha infatti per raggiungimento del carico limite (Q_{lim}) quale valore di progetto della resistenza del *sistema geotecnico*.
- Lo stato limite di esercizio (SLE), che equivale al calcolo dei cedimenti sotto il piano di posa delle fondazioni. La verifica si basa sulle deformazioni del terreno compatibili e non rispetto al valore di progetto delle azioni.

In pratica è essenziale conoscere già a priori le scelte progettuali previste dal tecnico (progettista) al fine di produrre un *modello geotecnico* oltre che *geologico* compatibile con i requisiti e le prestazioni attese dalle strutture da realizzare.

Nel caso del piano di lottizzazione in progetto, attualmente solo in fase di urbanizzazione, possiamo considerare che l'imposta delle opere urbanistiche verrà posizionata ad una profondità massima di – 0,8 m rispetto la quota attuale del piano campagna; diversamente i futuri fabbricati residenziali potranno raggiungere anche una profondità di – 3,0 m in quanto sono previsti anche dei piani interrati. In entrambi i casi saranno utilizzate *fondazione continue* di dimensioni laterali $B = 1,0$ m, rispetto le quali saranno qui di seguito verificate le condizioni di stato limite (capacità portante) e di esercizio (cedimenti) per tale tipologia strutturale.

- VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

La verifica *SLU* verrà eseguita secondo l'*approccio 1* previsto dalla normativa vigente, con la combinazione 2 dei coefficienti introdotti da tale normativa (A2-M2-R2) in quanto più severa per il calcolo dei parametri geotecnici da utilizzare ai fini di tale verifica; diversamente la combinazione 1 denominata anche "strutturale" (STR) diventa significativa solo se sono noti i carichi permanenti e variabili di progetto e pertanto si rimanda al progettista il calcolo appropriato con questa combinazione di coefficienti (A1-M1-R1).

Quindi procedendo con il calcolo della Capacità Portante limite (Q_{lim}) del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione mediante la formula di Terzaghi :

$$Q_{lim} = B * (c * N_c + q * N_q * S_q + 1/2 B * \gamma' * N_{\gamma} * S_{\gamma})$$

e ponendo $c = 4 \text{ t/mq}$ (cfr. prove penetrometriche), $q = Z * \gamma$ dove, con $Z = 0,8 \text{ m}$, quale profondità dal piano di posa e $\gamma = 1,7 \text{ t/mc}$ (peso di volume); per $Z = 3,0 \text{ m}$ i depositi in ghiaia-sabbiosa sono contraddistinti da una coesione $c = 0$ (depositi sciolti) e da un $\gamma = 1,8 \text{ t/mq}$ (valore cautelativo).

Mancano ora i coefficienti N_q , N_{γ} desumibili dall'abaco di Terzaghi in funzione dell'angolo di attrito φ che nel caso specifico con $Z = 0,8 \text{ m}$ vale $\varphi' = 0^\circ$ mentre per $Z = 3,0 \text{ m}$ $\varphi' = 27^\circ$. **La normativa vigente prevede una riduzione sia dell'angolo di attrito φ' sia del parametro coesione non drenata, utilizzando nel primo caso un coefficiente parziale $\gamma_{\varphi'} = 1,25$ e nel secondo $\gamma_{cu} = 1,4$.** Si ottiene quindi il valore del carico ammissibile per ml di fondazione continua:

- Fondazioni superficiali impostate a $Z = 0,8 \text{ m}$

$c' = 4/1,4 = 2,86 \text{ t/mq}$, $\varphi' = 0^\circ$ i valori $N_c = 5,7$ - $N_q = 1$ e $N_{\gamma} = 0$:

$$Q_{lim} = B * (c * N_c + q * N_q) = 1,0 * (2,86 * 5,7 + 0,8 \text{ m} * 1,7 \text{ t/mc} * 1) = \mathbf{17,64 \text{ t / ml}}$$

- Fondazioni superficiali impostate a $Z = 3,0 \text{ m}$

$\varphi'_d = \text{tg}^{-1} (\text{tg} 27^\circ / 1,25) = 22^\circ$ da cui i valori $N_q = 9$ $N_{\gamma} = 7$:

$$Q_{lim} = B * (q * N_q - Z * \gamma + 1/2 B * \gamma * N_{\gamma} * 0,8) = 1,0 * (3,0 \text{ m} * 1,8 \text{ t/mc} * 9 - 3,0 \text{ m} *$$

$$1,8 \text{ t/mc} + 0,5 * 1 \text{ m} * 1,8 \text{ t/mc} * 7 * 0,8) = \mathbf{48,24 \text{ t/ml}}$$

Per risalire al carico massimo ammissibile Q_{amm} si dovrà introdurre l'altro coefficiente parziale $\gamma_R = 1,8$ che rappresenta una sorta di *fattore di sicurezza* atto a determinare dal carico ammissibile di progetto, che nel caso specifico sarà sempre riferito **ad un metro lineare di fondazione continua** :

$$\text{per } Z = 0,8 \text{ m} \quad \mathbf{Q_{amm} = Q_{lim}/1,8 = 9,8 \text{ t /ml}}$$

$$\text{per } Z = 3,0 \text{ m} \quad \mathbf{Q_{amm} = Q_{lim}/1,8 = 26,8 \text{ t /ml}}$$

Il valori ottenuti dovranno essere verificati con i carichi strutturali dei fabbricati e delle opere in progetto, attualmente non noti.

Se si utilizza invece l'approccio 2 i parametri geotecnici restano equivalenti ai valori ottenuti dalla prove penetrometriche e rimangono quindi tali senza subire alcuna riduzione (A1 + M1 + R3); quindi $c' = 4 \text{ t/mq}$ ed i fattori di capacità portante $N_c N_q N_\gamma$ restano invariati :

- Fondazioni superficiali impostate a $Z = 0,8 \text{ m}$

$c' = 4 \text{ t/mq}$, $\phi' = 0^\circ$ i valori $N_c = 5,7$ - $N_q = 1$ e $N_\gamma = 0$:

$$\mathbf{Q_{lim} = B * (c * N_c + q * N_q) = 1,0 * (4 \text{ t/mq} * 5,7 + 0,8 \text{ m} * 1,7 \text{ t/mc} * 1) = 24,16 \text{ t / ml}}$$

- Fondazioni superficiali impostate a $Z = 3,0 \text{ m}$

$\phi' = 27^\circ$ da cui i valori $N_q = 16$ $N_\gamma = 13$:

$$\mathbf{Q_{lim} = B * (q * N_q - Z * \gamma + 1/2 B * \gamma * N_\gamma * 0,8) = 1,0 * (3,0 \text{ m} * 1,8 \text{ t/mc} * 16 - 3,0 \text{ m} * 1,8 \text{ t/mc} + 0,5 * 1 \text{ m} * 1,8 \text{ t/mc} * 13 * 0,8) = 90,36 \text{ t/ml}}$$

Il carico massimo ammissibile $Q_{amm} = Q_{lim} / 2,3$ in quanto il parametro $\gamma_R = 2,3$

$$\text{per } Z = 0,8 \text{ m} \quad \mathbf{Q_{amm} = Q_{lim}/2,3 = 10,5 \text{ t /ml}}$$

$$\text{per } Z = 3,0 \text{ m} \quad \mathbf{Q_{amm} = Q_{lim}/2,3 = 39,3 \text{ t /ml}}$$

Anche in questo caso i valori ottenuti dovranno essere verificati con i carichi strutturali dei fabbricati e delle opere in progetto, attualmente non noti, utilizzando i dovuti coefficienti moltiplicatori previsti per l' *approccio 2* (A1 + M1 + R3).

- VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

La seconda verifica SLE riguarda il calcolo dei cedimenti in condizioni statiche, al di sotto del piano di posa della fondazione, per la cui determinazione si utilizzeranno i dati riportati nella tabella precedente desunti dalla prova penetrometrica dinamica SPT. Tali parametri rimangono infatti invariati in quanto il coefficiente di sicurezza parziale introdotto dalla normativa (γ_M) è unitario, così come quello riferito alle azioni di progetto (γ_F).

Nel caso in esame, considerato che dopo i 2,2 m dal p.c. sono stati intercettati i primi depositi in ghiaia e sabbia scarsamente **suscettibili di cedimento** la profondità complessiva del terreno sul quale verrà calcolato il “cedimento” è quella raggiunta dalla prova penetrometrica più profonda, ovvero $H_0 = 4,2$ m della prova n° 2. Utilizzando la relazione di Taylor :

$$\Delta H = H \cdot \Delta p \cdot mv$$

in cui il *coefficiente di compressibilità* $mv = 1/E$ dipende dalla Resistenza alla penetrazione R_p (vedi prove penetrometriche) e dal parametro α che varia invece in base alle caratteristiche granulometriche del sottosuolo ($\alpha = 0.5$ per sabbie sciolte / $\alpha = 2$ Sabbie-limose / $5 < \alpha < 10$ Argille molli); pertanto si ha:

- da – 0,8 m a – 1,2 m in presenza di argilla sabbiosa, lo spessore $H = 40$ cm, il sovraccarico strutturale $\Delta p = 0,8$ Kg/cm² il modulo di deformazione drenato $E' = 214$ Kg/cm² $\Rightarrow mv = 1/(214) = 0.0046$ cm²/Kg

$$\Delta H_1 = 40 \cdot 0,8 \cdot 0.0046 = 0.15 \text{ cm}$$

- da – 1,2 m a – 3,0 m in sabbia e ghiaia moderatamente addensata lo spessore $H = 180$ cm, il sovraccarico strutturale $\Delta p = 0,8$ Kg/cm² mentre il modulo di deformazione drenato $E' = 299$ Kg/cm² $\Rightarrow mv = 1/(299) = 0.0033$ cm²/Kg

$$\Delta H_2 = 180 \cdot 0,8 \cdot 0.0033 = 0.48 \text{ cm}$$

- da – 3,0 m a – 4,2 m (ghiaia addensata) $H = 120$ cm, $\Delta p = 0,8$ Kg/cm² il modulo di deformazione drenato $E' = 500$ Kg/cm² $\Rightarrow mv = 1/(500) = 0.002$ cm²/Kg

$$\Delta H_3 = 120 * 0,8 * 0.002 = 0.19 \text{ cm}$$

$$\Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 = 0,15 + 0,48 + 0,19 = 0,82 \text{ cm}$$

Trattandosi di terreni granulari, il cedimento calcolato deve essere valutato come un valore “a breve termine” vale a dire quasi simultaneo alla sovra-imposizione del carico q sul terreno medesimo; va comunque confrontato con lo stato di sollecitazione ammissibile per le strutture in progetto.

3. CLASSIFICAZIONE SISMICA

Nell’Ordinanza del Consiglio dei Ministri 3274/2003 l’intero territorio nazionale è stato suddiviso in 4 ambiti a pericolosità sismica decrescente (da 1 a 4); il territorio comunale di Nove, come per la quasi totalità dei comuni Veneti, è stato inserito nella **zona 3** che corrisponde ad una **pericolosità sismica** medio-bassa.

Questa zona prevede un’accelerazione orizzontale dello spettro di risposta elastica di picco pari a **0,15 g** rispetto il suolo rigido di riferimento, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni. Più recentemente nella mappa della *pericolosità sismica* elaborata dall’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia il territorio comunale è compreso entro la fascia di accelerazione massima al suolo **0,15 – 0,175 g** (cfr. allegato).

Dalle prospezioni sismiche effettuate nella zona di Nove, mediante la tecnica HVSR, che misura la “frequenza di risonanza” di sito, è stato riscontrato un livello basale ed elevata densità, già a partire dai – 5 m ca dalla quota attuale del piano campagna, in cui le $V_{s30} > 400$ m/s. Questi valori di velocità sono associabili ad un deposito addensato di natura prevalentemente granulare mentre l’ammasso roccioso o il materiale sciolto molto addensato, che dal punto di vista sismico si comporta come un *bedrock geofisico* ($V_s \approx 950$ m/s), è individuabile ad una profondità di circa 50 m dal p.c. locale.

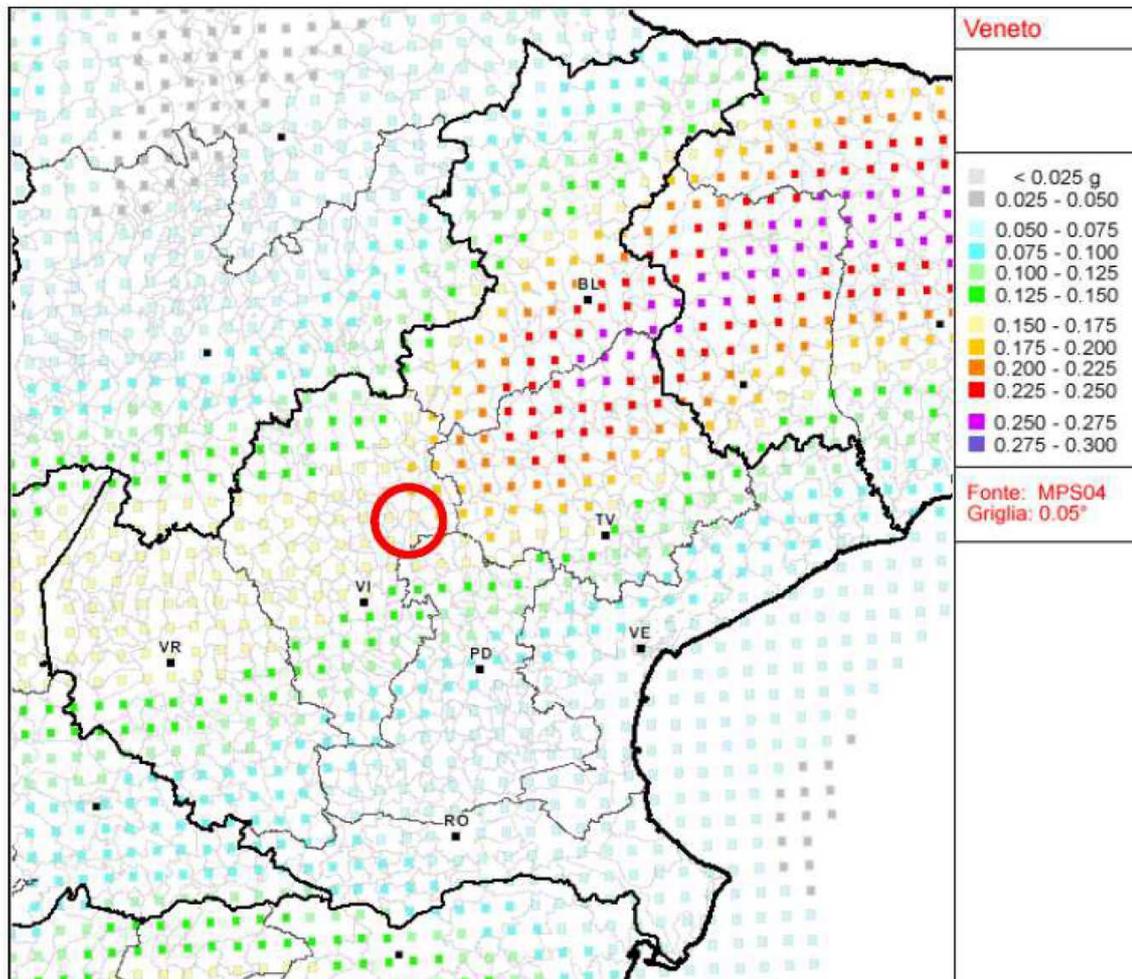
Pertanto ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di fondazione (D.M. 14 gennaio 2008) come di seguito elencate:

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigiri caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 >250 kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15<NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70<cu,30 <250 kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 <70 kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli C o D per spessore non superiore a 20 m , posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).

Dalla ricostruzione del quadro geologico e geofisico emerso dal seguente studio, si ritiene opportuno inserire il sito in oggetto di studio nella **Categoria di Sottosuolo B** (**Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s).

ESTRATTO MAPPA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE

(Istituto di Geofisica e Vulcanologia)



CONCLUSIONI

Il sito d'intervento è ubicato in corrispondenza dell'ampia pianura alluvionale del fiume Brenta il cui alveo passa verso est ad un paio di chilometri circa di distanza; attualmente il fiume scorre ad una quota inferiore di 4-5 m rispetto la pianura circostante, ma in passato il suo tracciato fluviale passava proprio in corrispondenza dell'area d'intervento .

Dai risultati ottenuti mediante 3 *prove penetrometriche dinamiche* condotte nell'ambito del piano di lottizzazione è emersa la presenza di un livello superficiale in sabbia sciolta con poca ghiaia, il cui spessore tende a ridursi lateralmente passando dal settore di sud-ovest a quello di nord-est del piano. Ciò nonostante, dopo i primi 50-60 cm di terreno agrario limoso-argilloso rimaneggiato, i depositi campionati denotano caratteristiche geotecniche progressivamente migliori in profondità in quanto al loro interno aumenta la frazione ghiaioso-ciottolosa più grossolana a spese di quella sabbioso-limosa fine; si passa infatti da *sabbia-limosa moderatamente addensata* e localmente sciolta (banco n°2), individuata fino ad una profondità massima di – 3.0 m dal p.c. (livello lenticolare sopracitato) , a *Ghiaia medio-fine in matrice sabbiosa* via via meno abbondante in profondità (da - 2,0 /– 3,0 m dal p.c.).

In relazione al piano di lottizzazione in progetto, l'intervento prevede delle opere urbanistiche impostato ad una ridotta profondità (– 0,8 m) rispetto la quota attuale del piano campagna, mentre i fabbricati potranno raggiungere anche i – 3,0 m dal p.c. (se prevedono piani interrati). Pertanto in ottemperanza al D.M. 14/1/2008 , le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio sono state condotte considerando entrambe le profondità di posa per una tipologia di *fondazione continua* di lato B = 1,0 m.

Il valore del carico massimo ammissibile ottenuto per le due profondità è molto diverso, data la granulometria dei depositi campionati ed il dato dovrà essere confrontato con i carichi strutturali di progetto, attualmente non noti. Per quanto riguarda le opere di urbanizzazione la profondità massima raggiunta sarà i

– 0,8 m dal p.c. attuale ed in tal caso il $Q_{amm} = 10$ t/ml appare sufficiente per i sovraccarichi in progetto.

Le verifiche allo stato di esercizio sono state eseguite ponendo come sovraccarico strutturale $q = 0,8$ Kg/cm² e considerando uno spessore di terreno $H_{tot} = 3,4$ m (profondità massima 4,2 m dal p.c.); il cedimento atteso si attesta intorno a 0,8 cm, valore che va comunque confrontato con le sollecitazioni ammissibili e le prestazioni attese dalle strutture in progetto.

Per quanto riguarda infine la stabilità dei fronti di scavo, non essendo attualmente note le profondità di posa delle fondazioni, si rimanda ad una verifica più appropriata nella relazione geotecnica che sarà eseguita per gli edifici in progetto.

Bassano lì, 22.09.15

Dr. Geol. Lilia Viero



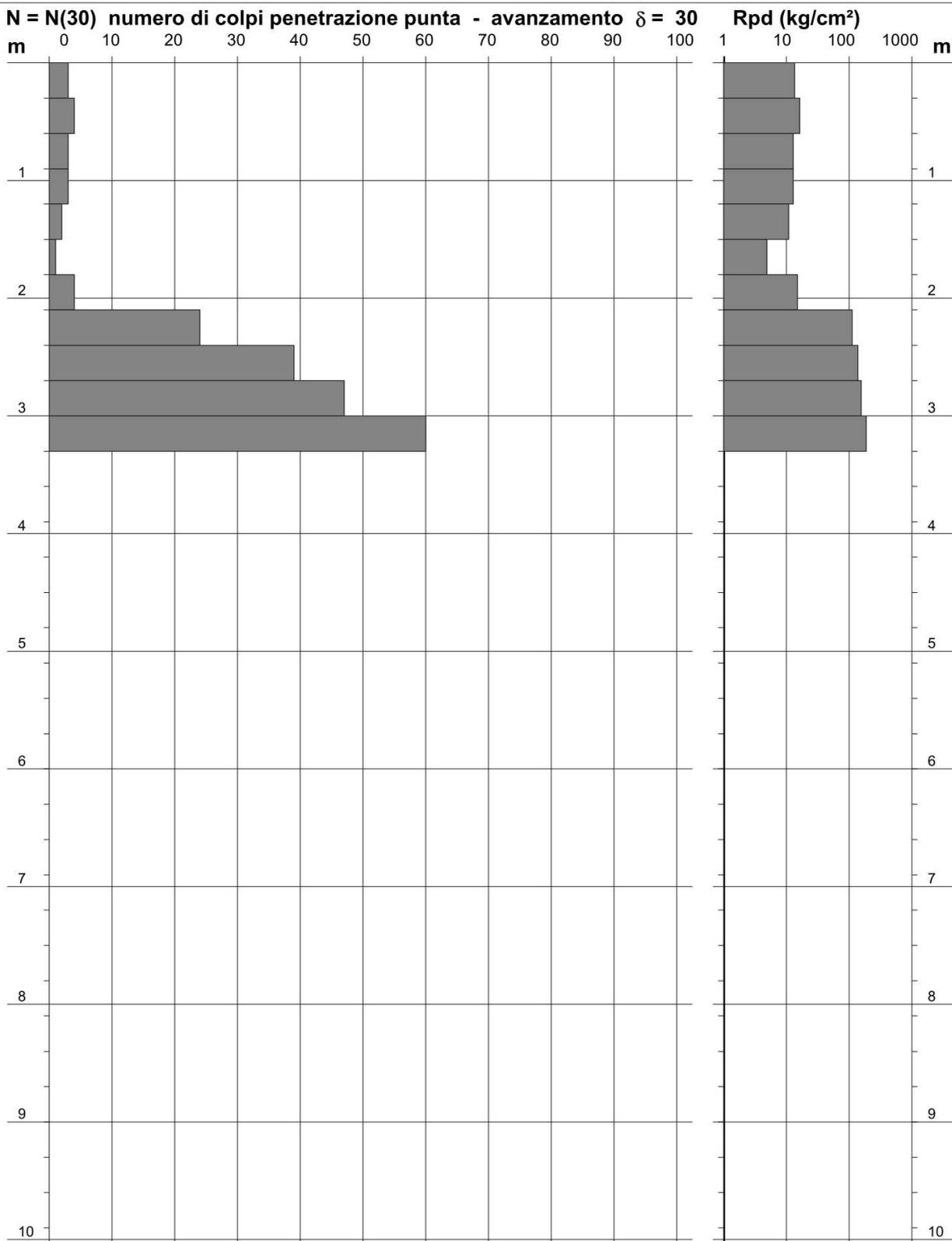
ALLEGATI : DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 1

Scala 1: 50

- indagine : Nuovo piano di lottizzazione residenziale
 - cantiere : Sigg. Bonato e Fabris
 - località : Via Marini - Nove
 - data : 09/09/2015
 - quota inizio : piano campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata



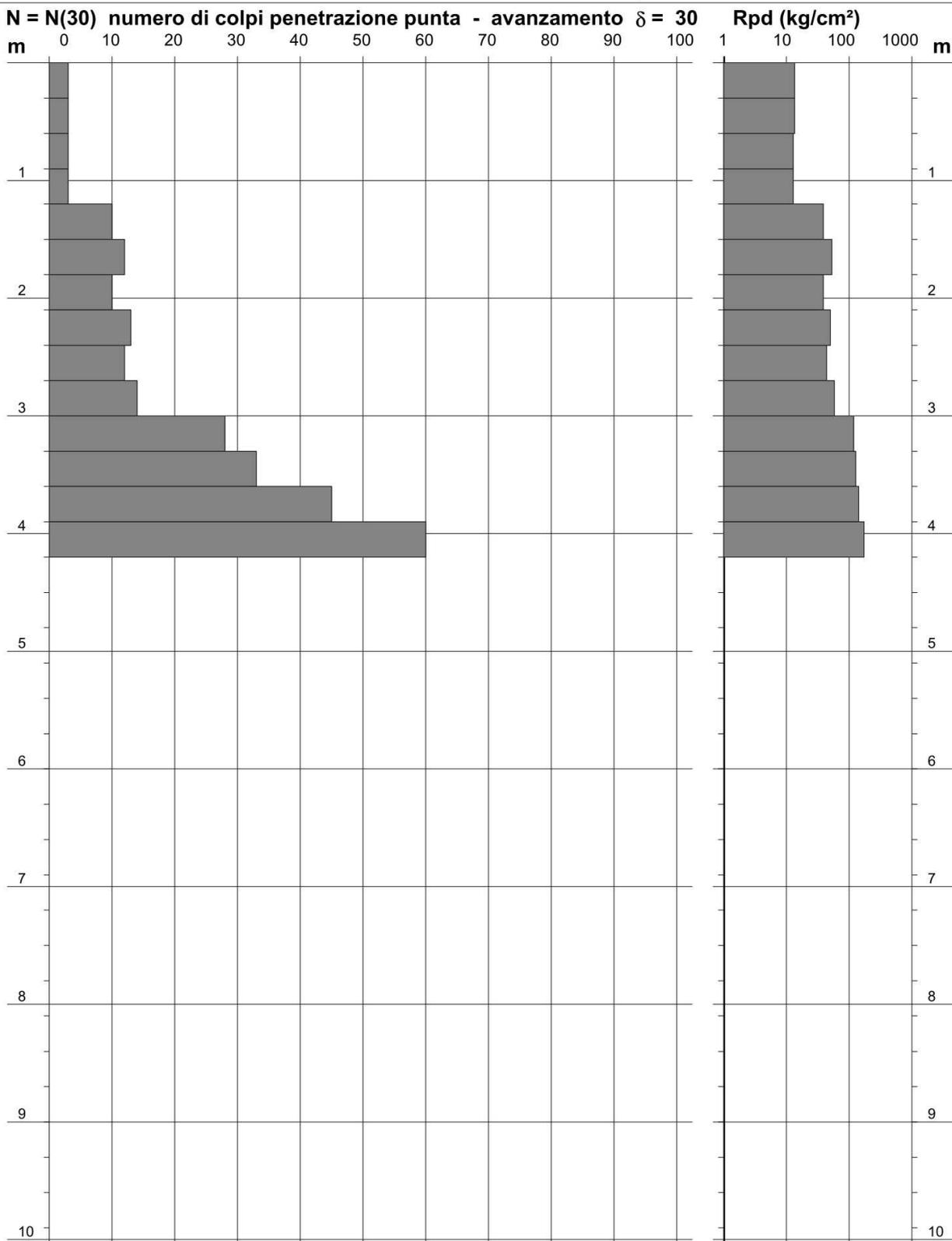
- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 73-100/200**
 - M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**
 - Numero Colpi Punta N = N(30) [$\delta = 30$ cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 2

Scala 1: 50

- indagine : Nuovo piano di lottizzazione residenziale
 - cantiere : Sigg. Bonato e Fabris
 - località : Via Marini - Nove
 - data : 09/09/2015
 - quota inizio : piano campagna
 - prof. falda : Falda non rilevata



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 73-100/200**
 - M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**
 - Numero Colpi Punta **N = N(30)** [$\delta = 30$ cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**

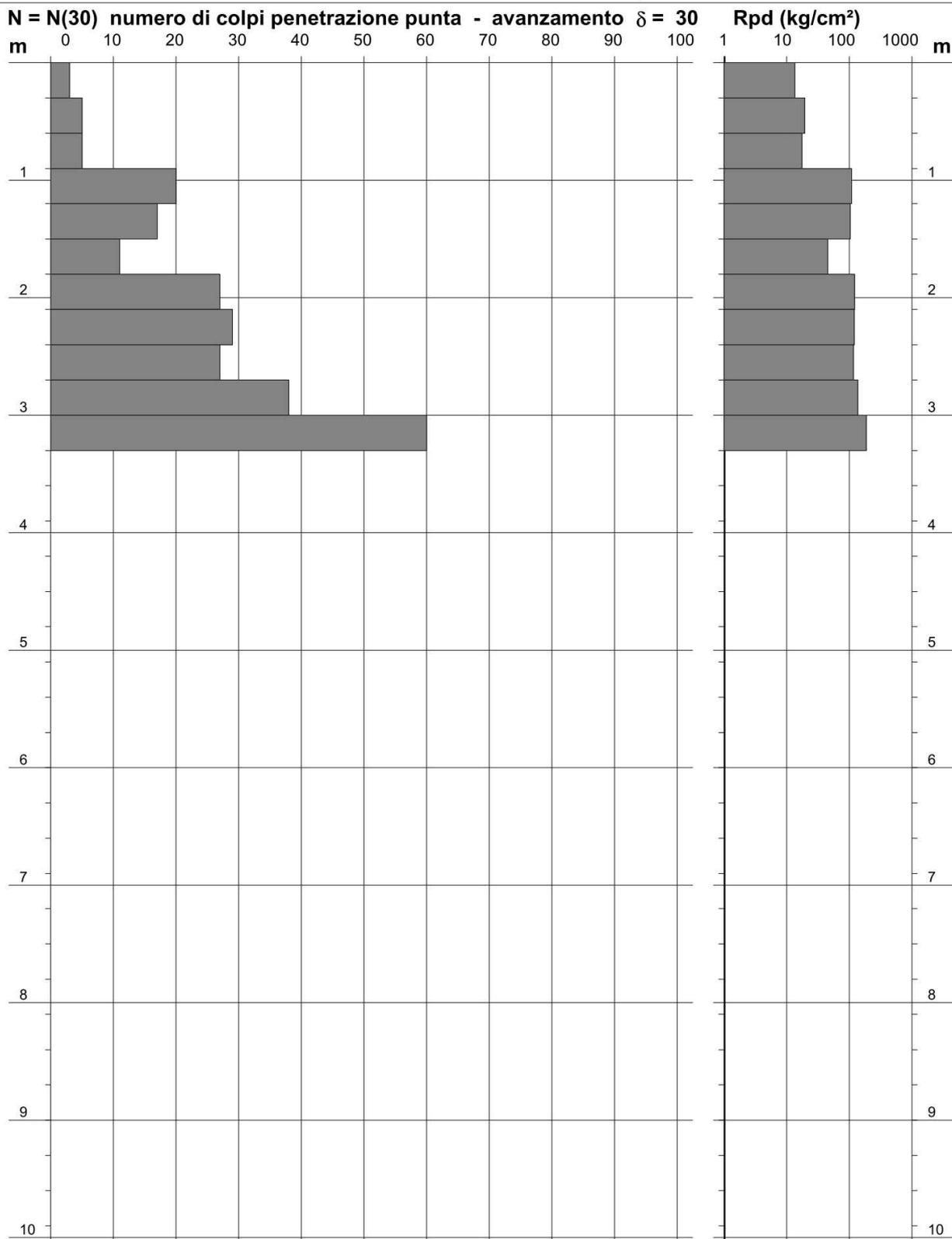
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 3

Scala 1: 50

- indagine : Nuovo piano di lottizzazione residenziale
- cantiere : Sigg. Bonato e Fabris
- località : Via Marini - Nove

- data : 09/09/2015
- quota inizio : piano campagna
- prof. falda : Falda non rilevata



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 73-100/200**
- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**
- Numero Colpi Punta **N = N(30)** [$\delta = 30$ cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **SI**