



Regione Lombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Opere Pubbliche



CODICE
COMMESSA

Q 0 3

LIVELLO
PROGETTAZIONE

P

D.P.R.
207/10

d

PROGRESSIVO
ELABORATO

0 0 8

CATEGORIA
OPERA

I G

NUMERO
OPERA

- -

REVISIONE

R 0

SCALA

===

AMMODERNAMENTO E POTENZIAMENTO DEL
NODO DI BOVISA - COMUNE DI MILANO
Progetto di fattibilità tecnica ed economica

STUDI ED INDAGINI PRELIMINARI
Relazione geotecnica

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1				
	0	dic. 2024	PRIMA EMISSIONE		

NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Laura Sirtii

FERROVIENORD **FERROVIENORD S.p.A.**
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
IL DIRETTORE
Ing. Andrea Lucia Passarelli

Progettista



Collaborazione

REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

INDICE

1.	<u>PREMESSA</u>	2
2.	<u>DESCRIZIONE DEL TERRENO</u>	3
3.	<u>CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL TERRENO – MODELLO GEOTECNICO</u>	6
4.	<u>RESISTENZA DEL TERRENO</u>	12
5.	<u>CEDIMENTI</u>	14
6.	<u>CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE</u>	15

ALLEGATI:

ALLEGATO 1 – RESISTENZA DEL TERRENO R_d

ALLEGATO 2 – CEDIMENTI TEORICI DEL RILEVATO

ALLEGATO 3 – CURVE DI ISOCEDIMENTO

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica viene redatta per gli interventi previsti nell'ambito del PRMT (Piano Regionale della Mobilità e dei Trasporti) presso l'attuale scalo ferroviario di Bovisa.

In direzione Sud, in corrispondenza dell'incrocio con la linea RFI verrà realizzata una nuova struttura di scavalco che potrà ricalcare, nello schema realizzativo, il ponte esistente dove transitano i binari di linea del collegamento Cadorna-Bovisa.

Nel sedime dove è prevista la realizzazione del nuovo Ponte e rilevati è stata eseguita una indagine geognostica consistente in 4 posizioni (S1÷S4) ognuna delle quali composta da un sondaggio a carotaggio continuo a profondità variabile tra 25 e 50 m e una prova penetrometrica dinamica DPSH a profondità di 16÷17 m p.c.e due stendimenti MASW e sismica a rifrazione in P secondo la seguente planimetria:



Le modalità di esecuzione delle indagini e i risultati ottenuti sono descritti nel "Report delle indagini geognostiche".

2. DESCRIZIONE DEL TERRENO

Il sottosuolo dell'area in esame si può schematizzare come segue, considerando quota 0.00 il piano campagna dove le indagini sono state eseguite e considerando tale quota uniforme in tutta l'area:

-strato n 1: da 0.00 (quota piano campagna) a circa -3,4÷6,0 m p.c.: terreno "**di riporto**" frammisto a ghiaia e sabbia; la natura antropica di tale strato si manifesta attraverso il rinvenimento di frammenti di laterizio e talora di calcestruzzo; lo spessore di tale strato aumenta passando dal sondaggio S1 (3,4 m) al sondaggio S4 (circa 6,0 m)

Le medie relative a questo primo stratodanno:

posizione S1 (0÷3,4): $N_{DPSH}=7,8$ colpi/20 cm $N_{SPT}= 11$

posizione S2 (0÷4,8): $N_{DPSH}=10,3$ colpi/20 cm $N_{SPT}= 18$

posizione S3 (0÷5,1): $N_{DPSH}=6,8$ colpi/20 cm $N_{SPT}= 4$

posizione S4 (0÷6,0): $N_{DPSH}=7,2$ colpi/20 cm $N_{SPT}= 6$

Tale strato quindi si presenta poco addensato particolarmente in corrispondenza alle posizioni 3 e 4 (mediamente); nella prova 2 a -3 il valore di $N_{DPSH}=0$.

-strato n.2: da -3,4÷6,0 m p.c. a una quota variabile fra circa 12 m (S2 e S4), 15 m (S1) e 19,5 m (S3) p.c.: **Ghiaia** eterometrica poligenica subarrotondata e sabbia a tratti debolmente limosa, talora con ciottoli.

Nelle verticali S1,S2,S4 sono comunque presenti strati di sabbia prevalente di cui il più importante è localizzato da circa -6 a -8 m p.c., assente nella posizione S3.

Le medie relative a questo strato danno:

posizione S1 (3,4÷15): $N_{DPSH}=28,2$ colpi/20 cm $N_{SPT}= 44$

posizione S2 (4,8÷12,4): $N_{DPSH}=22$ colpi/20 cm $N_{SPT}= 45$

posizione S3 (5,1÷19,5): $N_{DPSH}=27,5$ colpi/20 cm (fino a -17,5) $N_{SPT}= 55$

posizione S4 (6,0÷12): $N_{DPSH}=21,2$ colpi/20 cm $N_{SPT}= 37$

Le analisi di laboratorio significative per tale strato riportano:

campione	da	a	Argilla	Limo	Sabbia	Ghiaia	Ciottoli	WL	WP	IP
S3-CR1	5,50	6,00	16,50		36,95	46,55	0,00	n.d.	n.d.	n.d.
S4-CR1	6,00	6,50	14,70		36,17	49,13	0,00	n.d.	n.d.	n.d.
S4-CR2	10,00	10,50	6,00	10,10	50,90	33,00	0,00	n.d.	n.d.	n.d.
S1-CR1	6,80	7,00	6,00		35,04	58,96	0,00	n.d.	n.d.	n.d.
S1-CR2	12,70	13,00	17,00		47,01	35,99	0,00	n.d.	n.d.	n.d.

Quindi con una media : Argilla + Limo 14,06%, Sabbia 41,21%, **Ghiaia 44,73%**

-strato n.3: da -12÷19,5 m p.c. a -25 m p.c. (riferimento sondaggi S1 e S2) e oltre nei sondaggi S3 e S4: prevalentemente è presente sabbia media o medio-grossa più o meno limosa inglobante ghiaia; fa eccezione il sondaggio S3 dove da -19,5 a -21 M è presente limo sabbioso color nocciola inglobante rara frazione ghiaiosa fine, moderatamente consistente.

Tale strato di sabbia inglobante ghiaia prevalente nei sondaggi S3 e S4 è presente rispettivamente fino a circa 34,4 e -36,0 m p.c., ma nel sondaggio S3 da -24 a -27 m vi è un orizzonte costituito da ghiaia prevalente.

Le medie relative a questo strato danno:

posizione S1 (15,0÷25,0): $N_{SPT}= 37$

posizione S2 (12,4÷25,0): $N_{SPT}= 46$

posizione S3 (19,5÷24): $N_{SPT}= 44$

posizione S3 (24÷27): $N_{SPT}>100$

posizione S3 (27÷34,4): $N_{SPT}=79$

posizione S4 (12,0÷36,0): $N_{SPT}= 49$

Le prove di laboratorio in tale strato sono riassunte nella tabella seguente:

campione	da	a	Argilla	Limo	Sabbia	Ghiaia	Ciottoli	WL	WP	IP
S3-CR2	20,00	20,50	15,50	68,50	16,00	0,00	0,00	42,50	29,77	12,73
S3-CR3	23,50	24,00	2,50	4,50	57,00	36,00	0,00	n.d.	n.d.	n.d.
S3-CR4	29,00	29,50	10,00	18,00	48,00	24,00	0,00	n.d.	n.d.	n.d.
S4-CR3	18,00	18,50	13,00		86,17	0,83	0,00	n.d.	n.d.	n.d.
S4-CR4	20,00	20,50	16,00		44,33	39,67	0,00	n.d.	n.d.	n.d.
S4-CR5	29,00	29,50	9,00	12,00	68,00	11,00	0,00	n.d.	n.d.	n.d.
S2-CR1	18,00	18,30	9,00		27,41	63,59	0,00	n.d.	n.d.	n.d.
S2-CR2	22,00	22,30	9,50		73,81	16,69	0,00	n.d.	n.d.	n.d.

Mediamente la percentuale di Argilla+Limo varia fra 12,83% e 35%, **Sabbia = 52,59%**, Ghiaia =23,97%, a riprova della classificazione riportata nei sondaggi.

-strato n.4: da -34,4÷36 m p.c. a -50 m (con riferimento alle sole verticali S3 e S4): in prevalenza sabbia fine debolmente limosa, a tratti con ghiaia; nel sondaggio S3 da -34,4 a -36,3 m vi è limo con elementi ghiaiosi (in tale strato è stato prelevato un campione indisturbato); nel sondaggio S4 da -36 a -38 m circa vi è ghiaia prevalente.

Mediamente in questo strato :

posizione S3 (36,3÷50,0): $N_{SPT}= 87$

posizione S4 (36,0÷50,0): $N_{SPT} = 58$

La tabella riportante i risultati delle prove di laboratorio è la seguente:

campione	da	a	Argilla	Limo	Sabbia	Ghiaia	Ciottoli	Angolo di attrito ϕ	Coesione (kPa)
S3-CR5	39,50	40,00	9,00		51,02	39,98	0,00		
S3-CR6	47,50	48,00	5,50	10,50	63,00	21,00	0,00		
S4-CR6	37,00	37,50	7,00	12,00	70,00	11,00	0,00		
S4-CR7	44,50	45,00	8,50	20,00	47,50	24,00	0,00		
S3-CI1	34,50	35,00	3,00	33,00	55,00	9,00	0,00	35,09	14,50

Mediamente la percentuale di Argilla+Limo varia fra 9,00% e 24,88%, **Sabbia = 57,3%**, Ghiaia =21%, a riprova della classificazione riportata nei sondaggi.

Il limo nello strato del sondaggio S3 è caratterizzato da una debole coesione (14,5 kPa) e un elevato angolo d'attrito (35°) con una bassa percentuale di argilla.

Non è stato possibile misurare il livello dell'acqua nei fori delle prove DPSH nè nei sondaggi non attrezzati; ai fini dei calcoli si considera un livello uniforme pari a circa -17 m p.c. quale recentemente rilevato nel piezometro installato nel sondaggio S1.

3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL TERRENO – MODELLO GEOTECNICO

In terreni "penetrabili" granulari (sabbie, ghiaie, limi) quali quelli in oggetto la caratterizzazione meccanica è svolta essenzialmente mediante correlazioni con i risultati di prove in sito, in particolare prove dinamiche continue (DPSH: penetrometro dinamico superpesante).

Le prove DPSH consistono nella penetrazione di una punta conica, contando il numero di colpi necessari per l'avanzamento di 20 cm di una punta conica di area 20 cm².

E' utile puntualizzare che, a differenza delle prove dinamiche in foro (SPT), non esistono in letteratura, correlazioni affidabili tra il numero di colpi misurato con prove tipo DPSH ed i parametri geotecnici; infatti le prove dinamiche continue come la DPSH sono eseguite con attrezzature differenti e con modalità talvolta non standard, diversamente dalle prove SPT.

Tuttavia essendo che le prove DPSH forniscono un dato "continuo" (a differenza delle SPT che sono prove discontinue) sono molto usate, quindi (in mancanza di correlazioni) i dati delle prove DPSH vengono spesso "convertiti" in dati di prove SPT, per poi ricavare i parametri geotecnici con le usuali e ben comprovate correlazioni.

In base alle indicazioni di letteratura si può assumere normalmente

$$N_{SPT} = N_{dpsh} \cdot C_{spt-dpsh}, \text{ con } C_{spt-dpsh} = 1,30 \div 2,10$$

Il rapporto tra il numero di colpi misurati nelle prove DPSH e SPT tuttavia risulta essere molto variabile, in particolare in funzione della natura del materiale (contenuto di argilla o limo, contenuto d'acqua, presenza di ciottoli), efficienza delle attrezzature impiegate, presenza di falda, profondità di prova, tenendo conto del fatto che le prove SPT sono eseguite a fondo foro mentre le prove DPSH sono eseguite in continuo, con uno stato tensionale diverso da una prova all'altra. Nel caso specifico, avendo a disposizione delle prove SPT accanto a delle prove DPSH è stato possibile analizzare puntualmente la correlazione esistente fra SPT e DPSH, ricavando i seguenti coefficienti, validi nell'ambito di profondità comune (circa 16÷17 m) e fuori falda:

posizione 1: $C_{spt-dpsh} = 1,84$

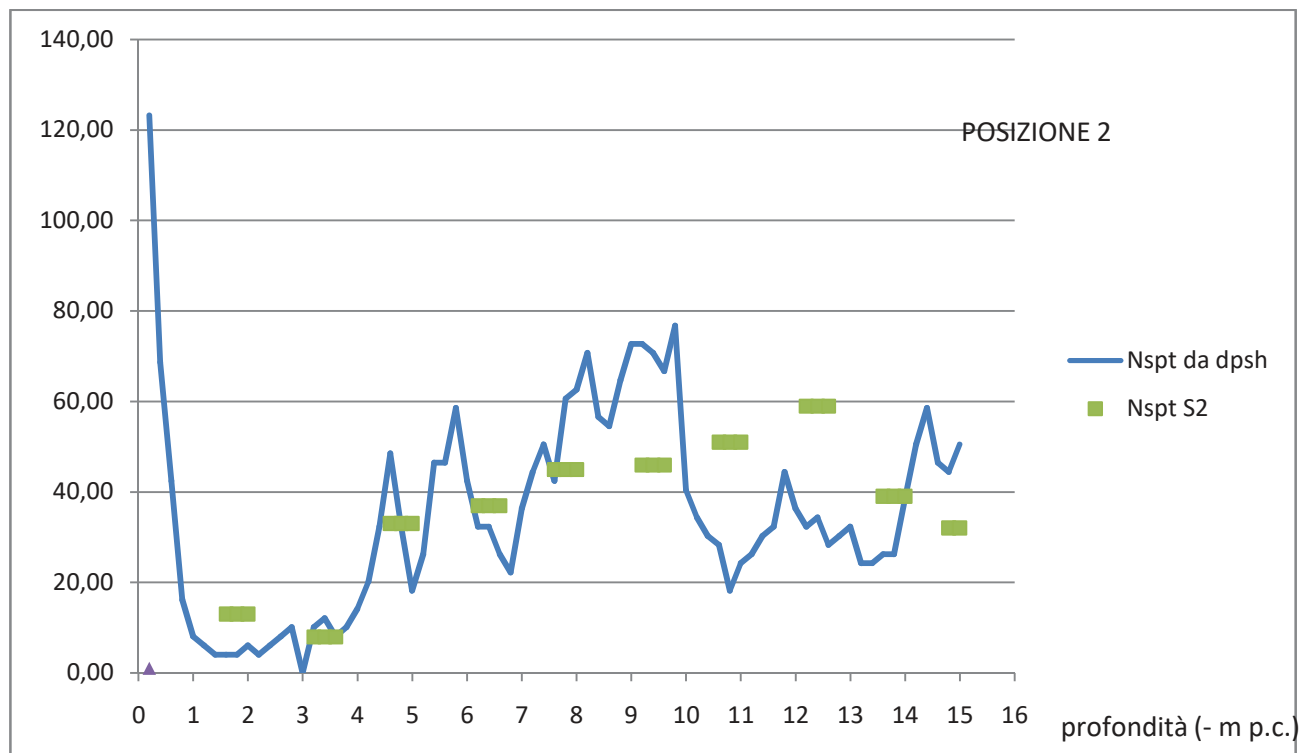
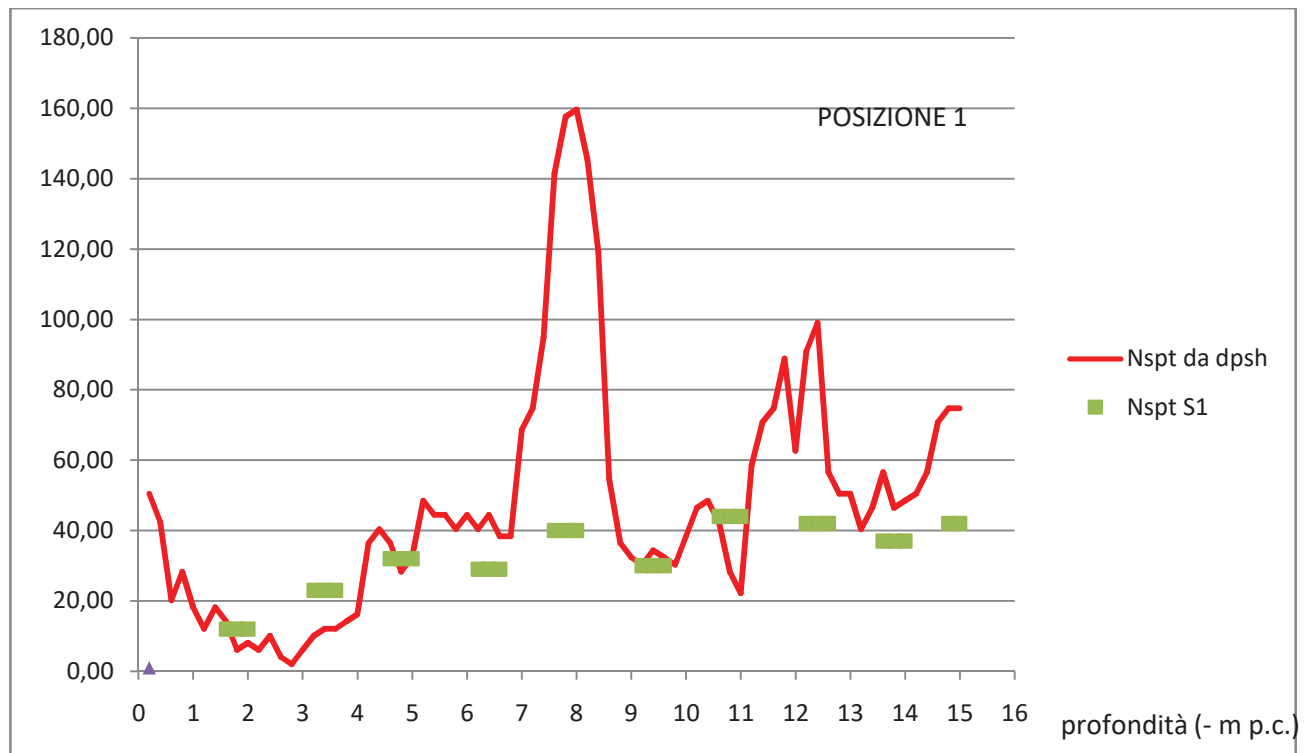
posizione 2: $C_{spt-dpsh} = 2,27$

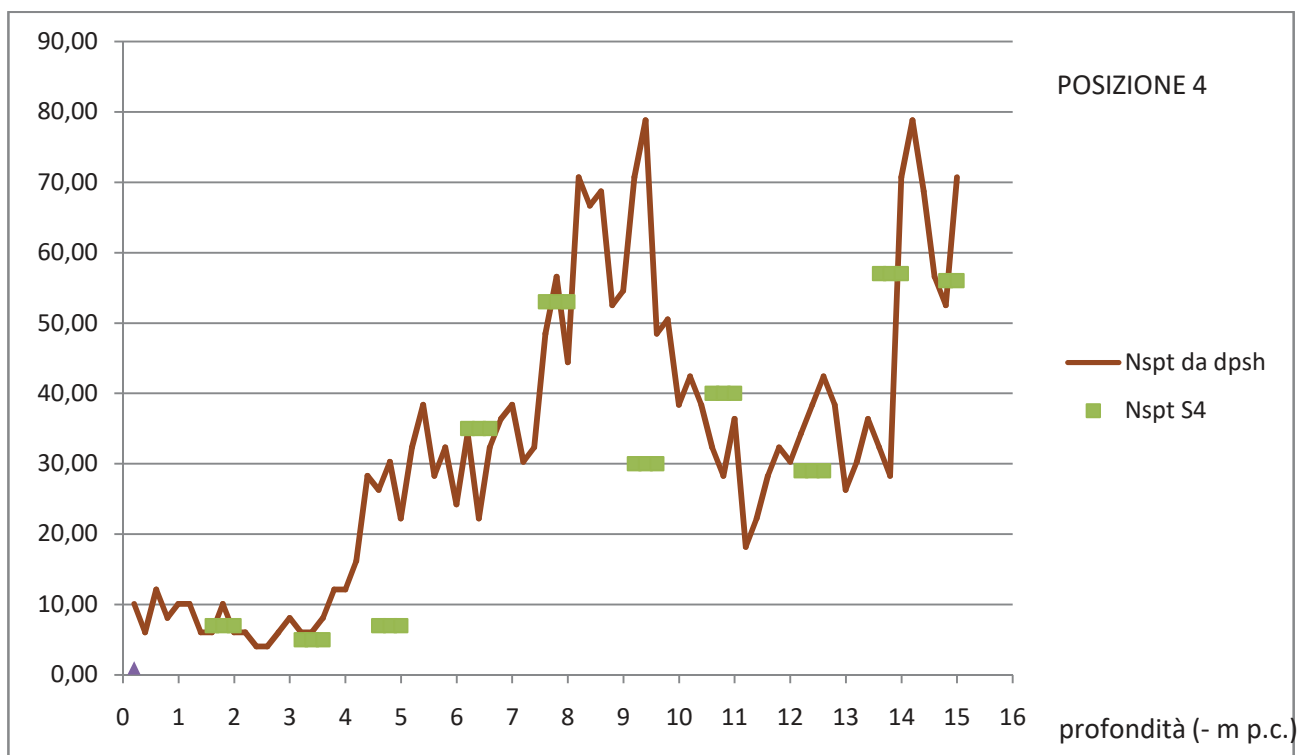
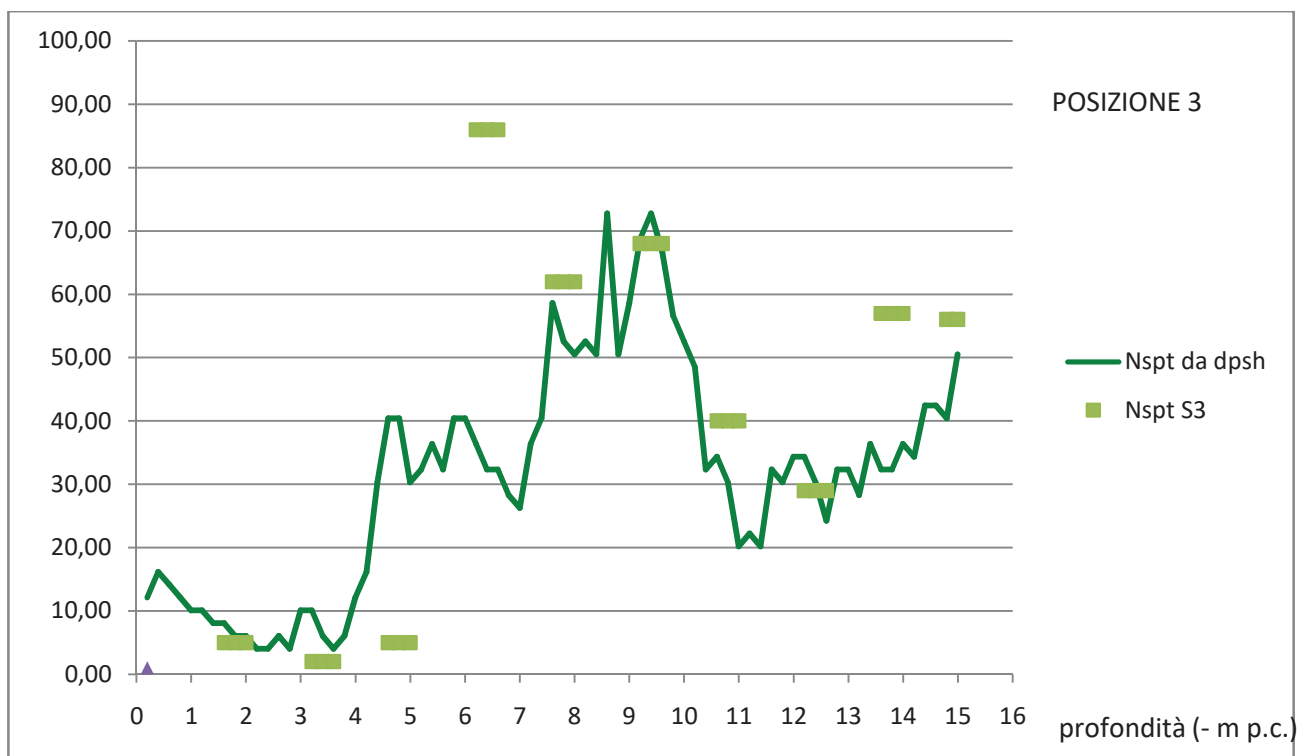
posizione 3: $C_{spt-dpsh} = 2,23$

posizione 4: $C_{spt-dpsh} = 1,75$

con una media totale pari a: $C_{spt-dpsh} = 2,02$

Pertanto applicando il coefficiente $C_{spt-dpsh} = 2,02$ si ricava un grafico pressoché continuo dei valori teorici di N_{spt} (teorico) in funzione della profondità per ogni 20 cm di infissione (in ascissa la profondità) per ogni verticale di indagine (nei grafici si ritrovano anche i valori di SPT)





Considerando i terreni in esame come GRANULARI è possibile ricavare con un buon grado di affidabilità l'angolo d'attrito e la densità relativa dalle prove SPT (Gibs&Holtz, De Mello, Schmertmann, Hatanaka, ecc) in funzione della pressione efficace (quindi della profondità).

I valori degli SPT sono stati quindi riportati nei grafici sotto restituiti, che riporta in ordinata i valori di N_{SPT} , normalizzati per tener conto dell'influenza del valore della tensione verticale efficace alla quota di esecuzione della prova, mediante il fattore di correzione C_N , calcolato secondo la formula di Liao e Whitman (1986):

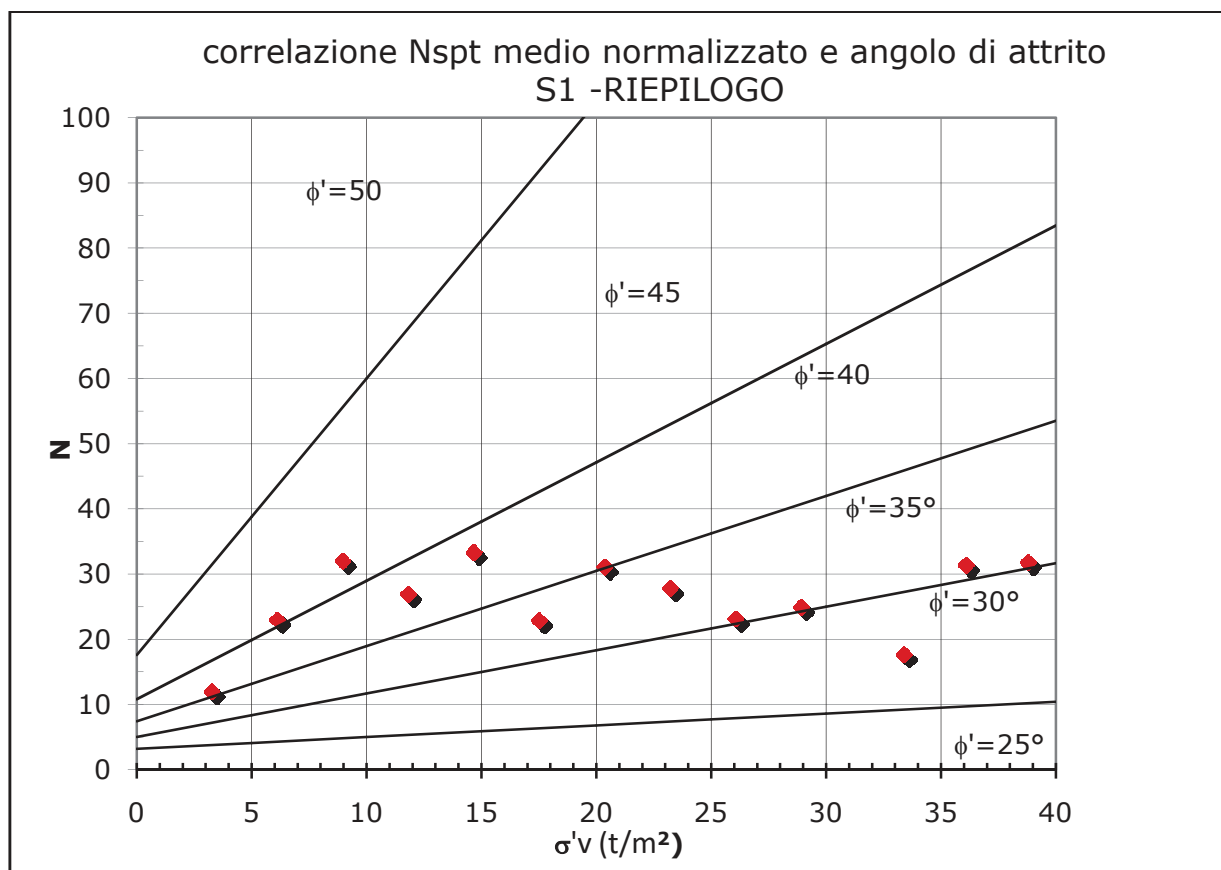
$$C_N = \left(\frac{\sigma'_0}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

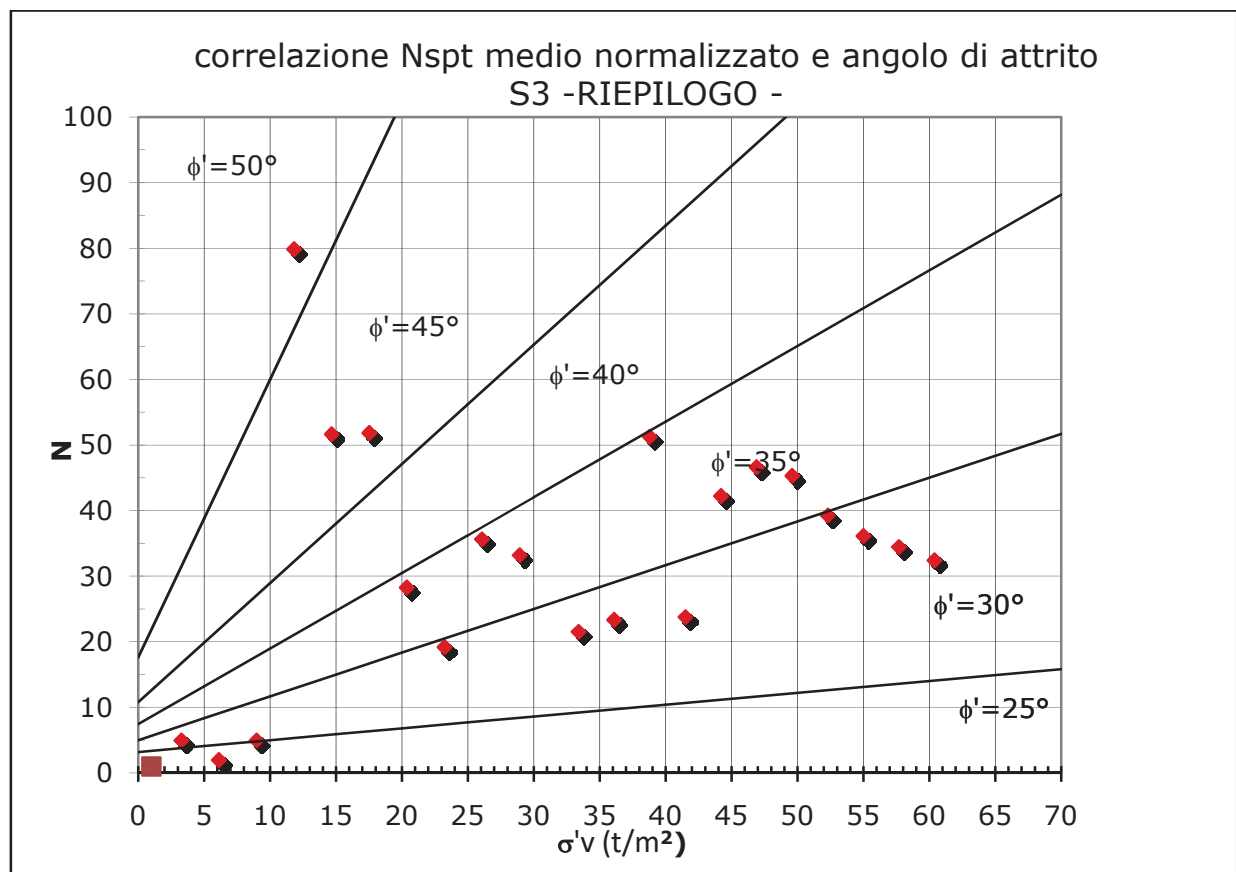
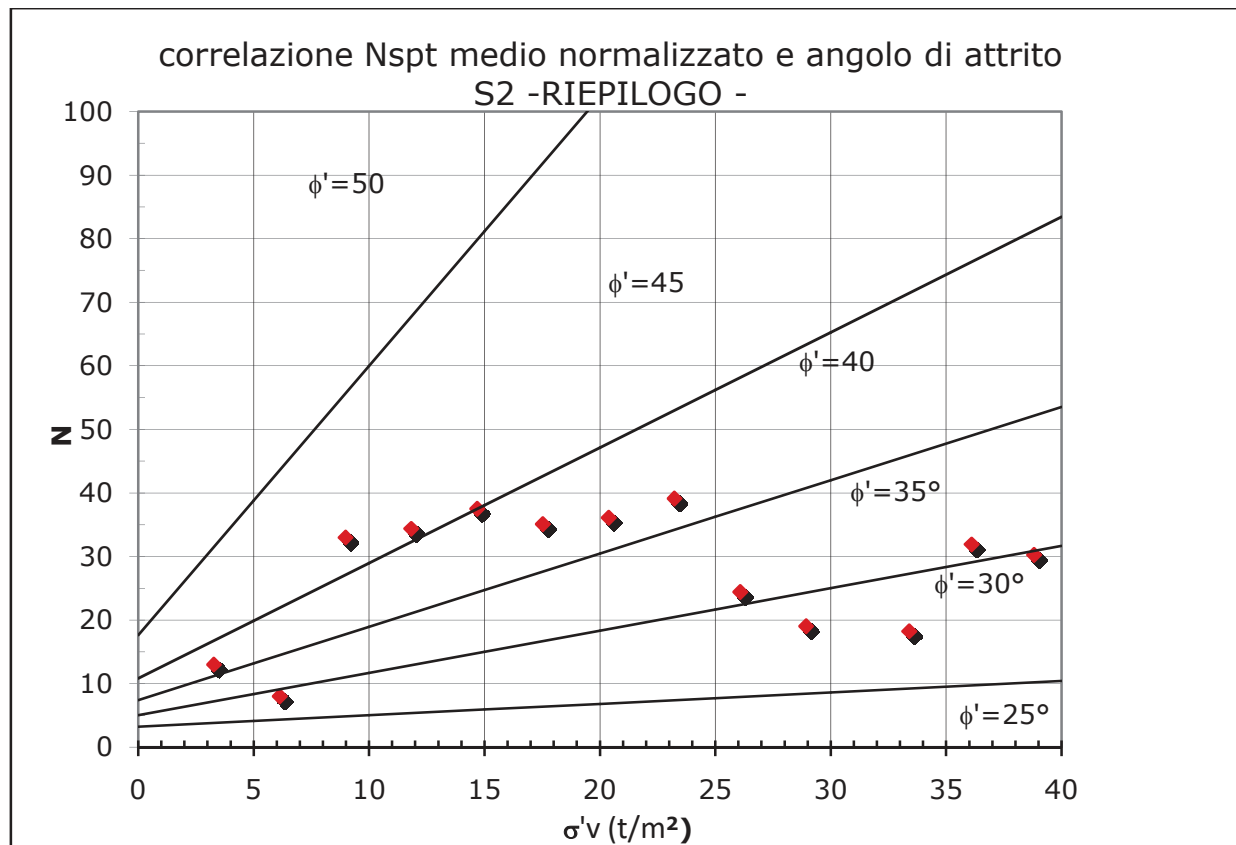
dove: σ'_0 è la pressione litostatica di riferimento, assunta pari a 100 kPa; σ'_{v0} è la pressione verticale efficace alla quota della prova.

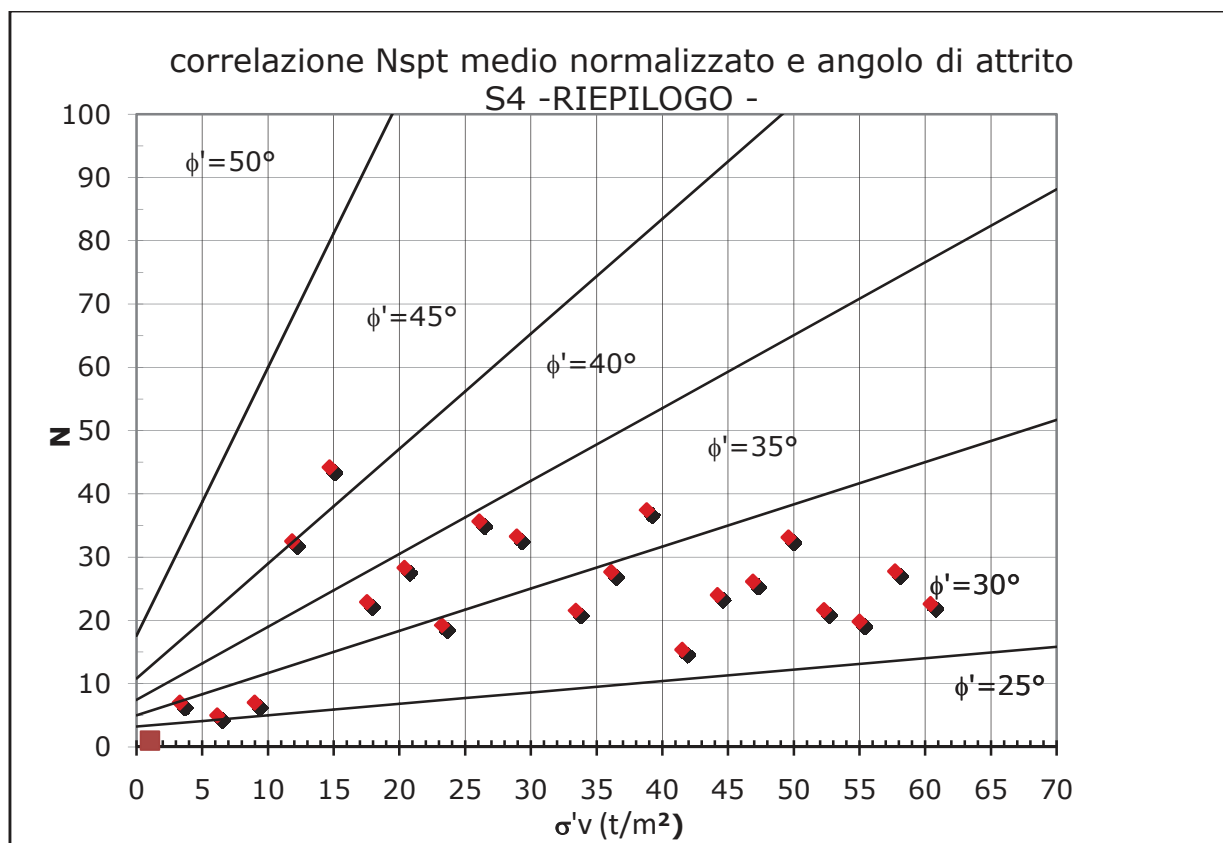
la normalizzazione dei valori SPT è condotta quindi secondo la seguente formula:

$$N_{norm} = C_N * N_{SPT}$$

Quindi per i valori SPT, una volta elaborati, si possono ricavare i valori dell'angolo di attrito ϕ in funzione della profondità:







Come si nota i valori dell'angolo di attrito come stimati dalle prove DPSH sono mediamente piuttosto bassi e talvolta inferiori a 25° nei primi metri.

E' utile ricordare che le prove SPT (e conseguentemente le prove DPSH) sono prove DINAMICHE, quindi forniscono risultati accettabili solamente in caso di terreni GRANULARI (sabbie, ghiaie); negli strati dove il numero di colpi $N_{DPSH}=0\div 2$ non è possibile quindi dedurre con precisione i parametri geotecnici in caso lo strato abbia una componente coesiva significativa.

In base a quanto sopra esposto il modello geotecnico semplificato può essere così strutturato:

Strato n.	Profondità (in m. da p.c.)	Descrizione stratigrafica	Angolo di attrito (°) terreni granulari	Coesione C (kPa) terreni coesivi
1	0,00÷-3,4 S1 (-6,0 S4)	terreno di riporto (laterizi, cemento, asfalto) in matrice sabbiosa e ghiaiosa	20°÷25°	<i>non determinabile</i>
2	-3,4 (-6)÷- 12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3)	Ghiaia in matrice sabbiosa debolmente limosa	≥35°	
3	da - 12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3) a 34,4 e -36,0	Sabbia media o medio-grossa più o meno limosa inglobante ghiaia	≥30°	
4	34,4÷36 a -50 (fine sondaggi)	Sabbia fine debolmente limosa, a tratti con ghiaia - da 34,4 a 36,3 limo (S3)	≥33°	14,5 (strato di limo posizione S3)

La misura della superficie piezometrica eseguita nel mese di febbraio 2019, nel piezometro installato nel foro di sondaggio S1, ha rilevato il livello dell'acqua a -17 m p.c..

4. RESISTENZA DEL TERRENO

La resistenza del terreno R_d è valutabile con la formula semplificata, considerando che non si hanno informazioni sui carichi né sulla loro distribuzione, quindi si assume che il carico sia uniformemente distribuito (carico centrato e verticale), con piano campagna perfettamente orizzontale come pure il piano di fondazione :

$$R_d = 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + q \cdot N_q$$

Dove: B=larghezza della fondazione

C= coesione

Q= sovraccarico ai bordi della fondazione (quindi dipendente dalla profondità)

γ =peso specifico del terreno (dipendente anche dalla profondità di falda)

N_c , N_γ , N_q = coefficienti di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito oltre che dalla geometria della fondazione

In accordo alle NTC2018, in relazione all'approccio progettuale scelto dal Progettista si devono applicare coefficienti parziali ai singoli parametri che concorrono al calcolo della Resistenza del Terreno o un coefficiente alla R_d sopra ottenuta, secondo le seguenti tabelle.

Per quanto riguarda le fondazioni superficiali l'approccio progettuale nei riguardi della stabilità globale è "approccio 1 combinazione 2" (A2+M2+R2) mentre per quanto riguarda le altre verifiche si deve considerare l'approccio 2 (A1+M1+R3)

COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI (tab. 6.2.1)					
			EQU	(A1)	(A2)
carichi permanenti G1	favorevole	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00
carichi permanenti G2	favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80	0,80
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30
azioni variabili Q	favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30
COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (tab 6.2.II)					
Parametro	grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)	
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	
Coesione efficace	C'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	
Resistenza Non Drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00	

COEFFICIENTI PARZIALI PER VERIFICHE STATI ULTIMI DELLE FONDAZIONI (tab 6.4.I)				
verifica	coefficiente parziale R3			
carico limite	$\gamma_R=2,3$			
scorrimento	$\gamma_R=1,1$			

Ai fini della verifica della resistenza del terreno si considererà la fondazione di un corpo di carico costituito da un rilevato con fondazioni poste a -0,5 m p.c.

I valori sotto riportati sono comunque relativi a una verifica dello strato immediatamente sottostante la fondazione, costituito da terreno di riporto, per il quale la definizione delle caratteristiche geotecniche è aleatoria; pertanto sono da ritenersi solo indicativi.

VERIFICA STRATI SABBIOSI (di riporto)

Rd approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1) STR

561,04 kPa

Rd approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2) GEO

305,33 kPa

Rd approccio 2 (A1+M1+R3) (STR+GEO)

243,93 kPa

Il Progettista dovrà verificare che in ogni fase della costruzione la pressione sul terreno sia minore di quella indicata.

5. CEDIMENTI

Il calcolo dei cedimenti viene condotto secondo la formula generale:

$$H = \sum (h * m_v * \Delta p)$$

dove:

h = spessore del singolo strato [cm]

m_v = coefficiente di compressibilità volumetrica

Δp = incremento di pressione nello strato indotto dalla pressione sul terreno, secondo le teorie di Boussinesq e l'ipotesi di fondazione "flessibile" distribuzione del carico sui terreni di fondazione secondo gli abachi di Steinbrenner.

Il software considera l'interazione fra fondazioni adiacenti.

Nel calcolo i valori di m_v adottati sono dedotti dalle DPSH e dalle prove SPT, il calcolo è stato svolto con software GEOTEC C® per Macintosh; l'area viene suddivisa in "zone stratigrafiche", tante quante sono le indagini a disposizione e per ogni corpo di carico (rigido o flessibile) possono essere calcolati i cedimenti per un certo numero di punti significativi e possono essere calcolate le curve di "iso-cedimento" che collegano i punti caratterizzati dallo stesso valore.

I rilevati sono stati schematizzati con la sovrapposizione di diverse superfici di carico flessibili di impronta variabile, con un carico minimo pari a 18 kPa e massimo 90 kPa (circa 9000 kg/m²).

I cedimenti risultano compresi fra 0,22 e 5,2 cm a seconda del punto considerato in relazione alla zona stratigrafica e al carico, da rimarcare che sono relativi al terreno (quindi sono i cedimenti a quota ideale di piano campagna), e non ad assestamenti del terreno costituente il rilevato stesso.

Sono state ottenute le curve di isocedimento che collegano i punti caratterizzati dallo stesso valore del cedimento.

Gli strati maggiormente responsabili del cedimento sono ovviamente quelli "di riporto" superficiali, caratterizzati dalla presenza di materiale antropico in matrice sabbioso-limosa con ghiaia; per tali strati non è possibile definire con precisione i coefficienti di compressibilità volumetrica.

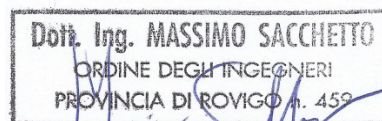
I valori di cedimento ottenuti devono pertanto essere considerati solamente puramente indicativi in mancanza di dati edometrici o di altre prove atte a determinare in modo diretto tali dati.

Da notare che anche in corrispondenza dei pali dell'impalcato del futuro ponte sono calcolati cedimenti teorici non trascurabili (quindi tendenza a sviluppare attrito negativo nei primi metri) indotti dai corpi di carico adiacenti; tuttavia è da ritenere che, data la natura dei terreni (sabbiosi) i cedimenti avvengano in fase di realizzazione del rilevato.

6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il sottosuolo dell'area in esame dal punto di vista stratigrafico è caratterizzato dalla presenza di strati di riporto nei primi metri, con scarsa resistenza ($N_{DPSH}=0\div 2$ colpi/20 cm) che condizionano il valore della resistenza del terreno e i cedimenti.

- E' stata valutata la resistenza del terreno con i vari approcci (NTC2018), e i valori (pur non elevati in relazione alla natura del terreno e alle resistenze evidenziate dalle prove nello strato superficiale di riporto) sembrano essere compatibili con le pressioni presumibilmente trasmesse da un rilevato (circa $90\div 110$ kPa). Il Progettista dovrà comunque verificare i valori della pressione trasmessa e controllare che sia minore (per ogni approccio) alla resistenza disponibile.
- I cedimenti calcolati correlando i parametri di compressibilità ai dati DPSH e SPT sono relativamente elevati, con lo schema di carico considerato; tuttavia data la natura del terreno si svilupperanno già in fase di realizzazione dell'opera.
- Il viadotto dovrà essere realizzato su fondazioni profonde; data la natura dei terreni potranno essere impiegati pali trivellati "corti" intestati nello strato di ghiaia presente (nelle posizioni S3 e S4) a profondità comprese fra -5,1 e -19,5 m (posizione S3) e fra -6 e -12 m (posizione S4). In caso non si raggiungessero portate sufficientemente elevate con pali "corti" potranno essere progettati pali intestati nel banco sabbioso e ghiaioso più profondo, presente uniformemente fino a -50, tenendo però presente che vi è un banco di limo debolmente argilloso nella posizione S3 da -34,4 a -36,3 m p.c..



Dott. Ing. MASSIMO SACCHETTO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
PROVINCIA DI ROVIGO n. 459