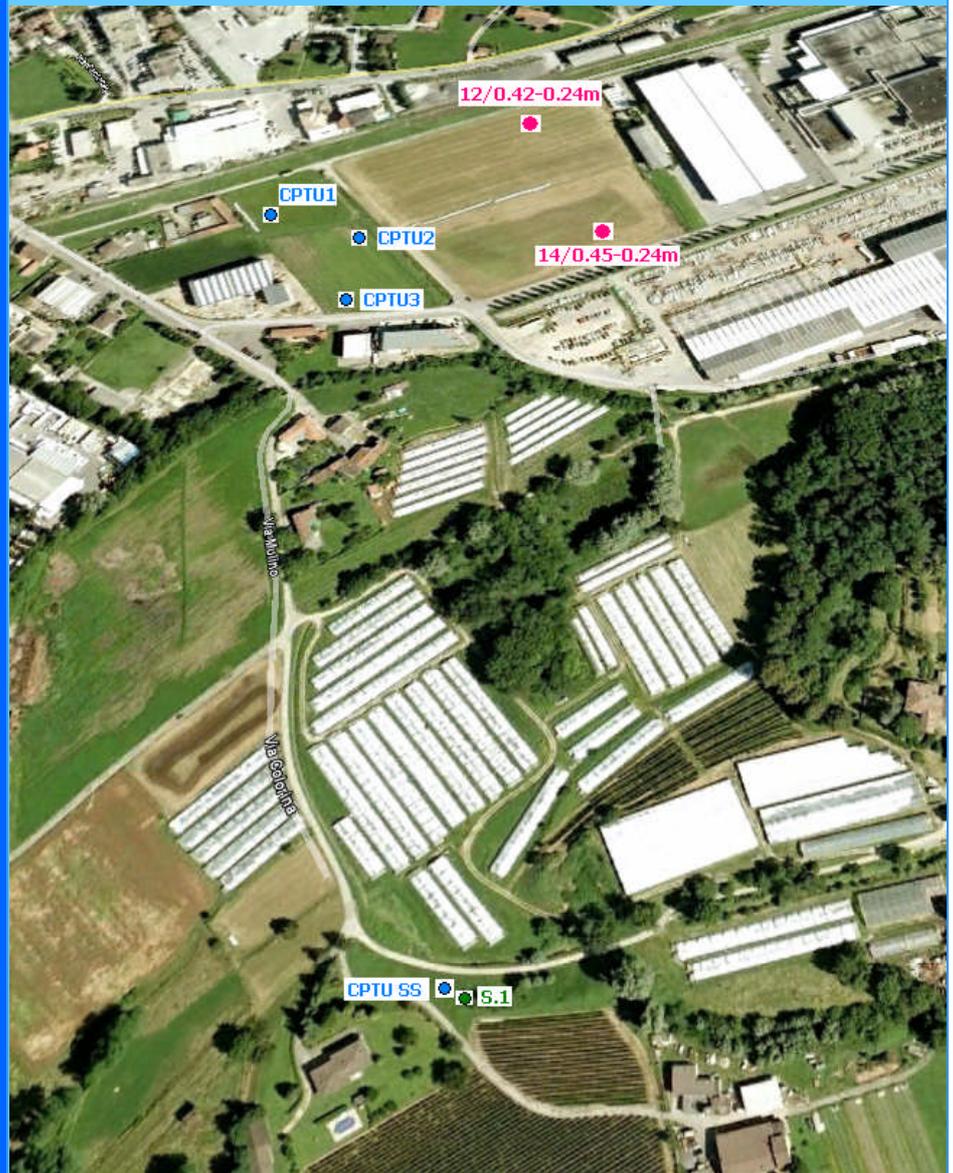


**Dott. Gianni Togliani**

GEOLOGIA  
GEOTECNICA  
IDROGEOLOGIA

**TIGESTIM SA (STABIO)**

*DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE FONDAZIONI PROFONDE*



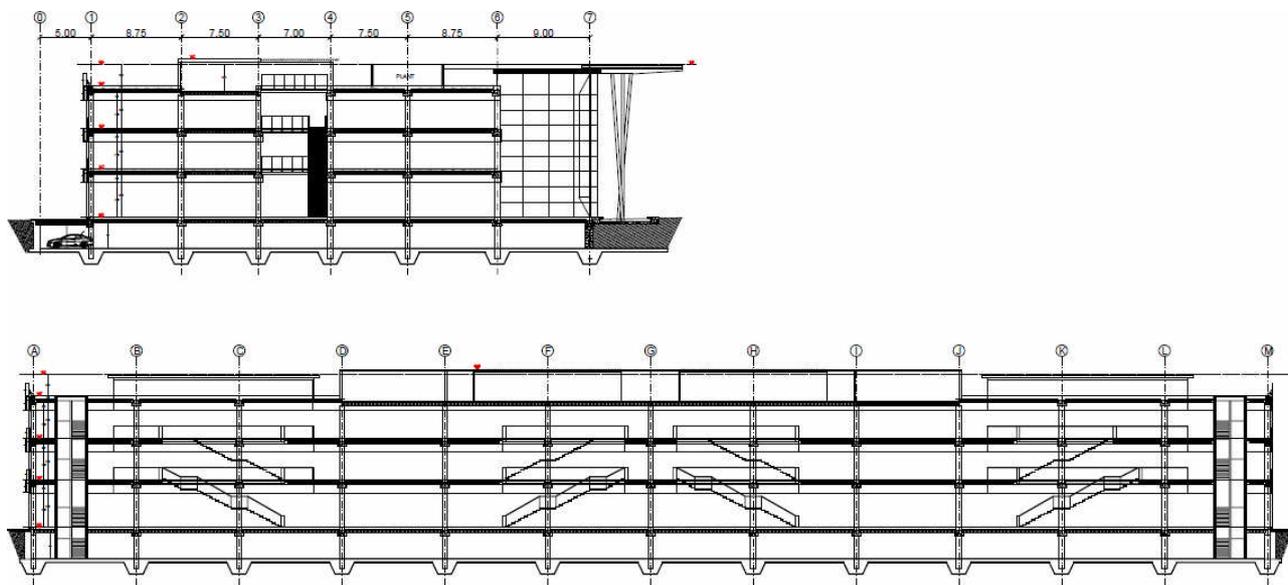
Gradinata Forgee 2  
CH – 6900 Massagno

Tel. 091/9669974  
Fax 091/9669974  
E-mail [gtogliani@bluewin.ch](mailto:gtogliani@bluewin.ch)

No.IVA: 526446

## 1. Sommario

Nell'area di proprietà della TIGESTIM SA, è prevista la costruzione di un Edificio le cui sezioni caratteristiche (trasversale e longitudinale), sono raffigurate di seguito.



Essendo nota la presenza nei primi 8-10m di depositi lacustro-palustri di scadenti qualità e quindi la necessità di ricorrere a fondazioni profonde, nel Settembre scorso sono stati infissi due pali prefabbricati troncoconici in cemento armato centrifugato di lunghezza rispettivamente 12 e 14 m poi sottoposti (10 Febbraio u.s.) ad una prova di carico dinamica per verificarne la capacità.

I risultati ottenuti hanno dimostrato che il carico di esercizio agente su ogni plinto (3.7 MN) può essere sopportato da un gruppo di 5 pali prefabbricati.

Nelle pagine che seguono vengono riportati in dettaglio tutti i passaggi che hanno consentito :

- la ricostruzione della successione stratigrafica delle terre sino ad una profondità di 30 m;
- l'individuazione in prima approssimazione del livello freatico;
- l'interpretazione di base dei risultati delle prove di carico dinamiche eseguite;
- il confronto tra la capacità dei pali di prova ricavata dalle prove di carico dinamiche e quella calcolata facendo riferimento ai risultati delle prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) realizzate nella zona;
- la progressione nel tempo della capacità dei pali di prova;
- la simulazione, attraverso l'elaborazione delle CPTU, delle curve carico-cedimento degli stessi pali ed il confronto con quelle derivate dalle prove di carico dinamiche;
- la distribuzione delle sollecitazioni su ciascuno dei 5 pali previsti per ogni plinto con la curva carico-cedimento relativa;
- lo studio di una variante che prevede sotto ogni plinto l'esecuzione di un solo palo trivellato con la determinazione delle sue dimensioni (diametro e lunghezza necessari rispettivamente 1.5m e 28m);
- la simulazione della curva carico-cedimento del monopalo;
- la valutazione ovviamente indicativa, dei costi relativi ad una indagine geognostica e alle fondazioni profonde ivi compresi anche gli oneri per ulteriori controlli e questo tanto per la soluzione di progetto che per la variante monopalo.

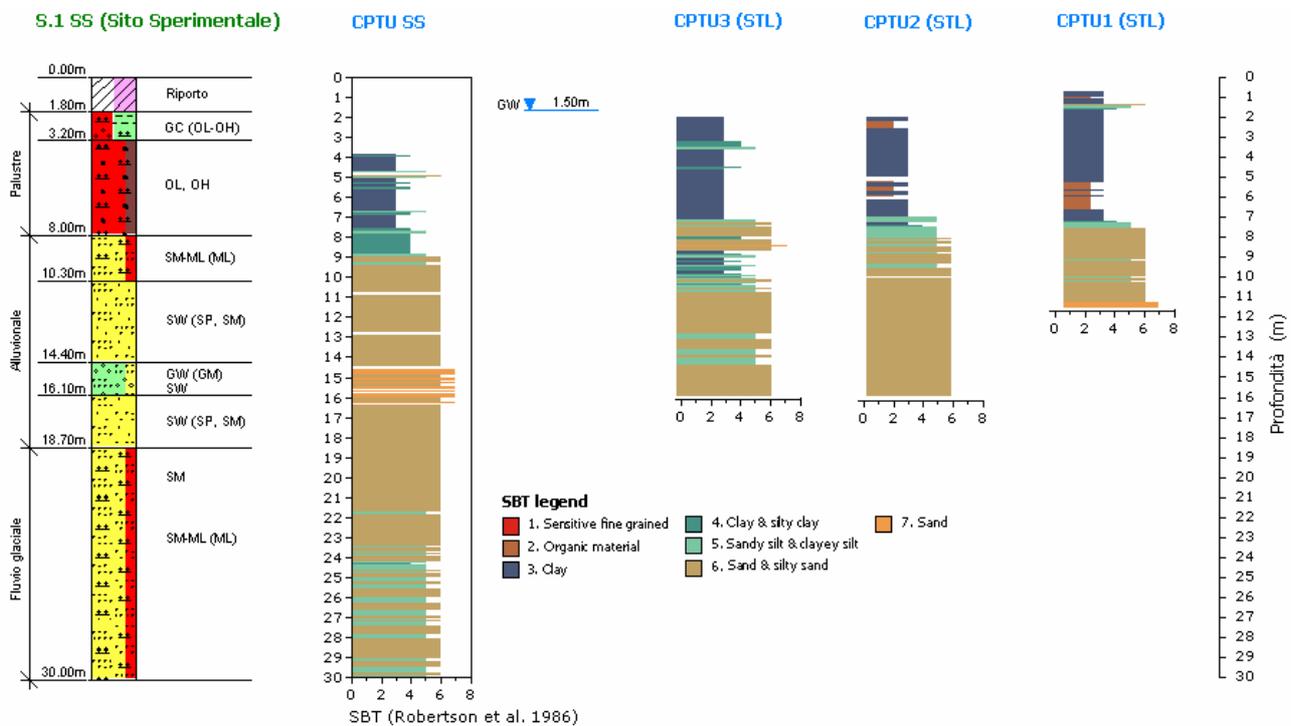
## 2. Introduzione

Approfittando dei lavori di palificazione in corso nel sedime adiacente (STL) ad opera della Geopali, il 14 Settembre scorso sono stati infissi nell'area di diretto interesse due pali prefabbricati troncoconici la cui posizione indicativa e le cui caratteristiche sono riportate nella planimetria in frontespizio.

Il giorno successivo è stata effettuata una ribattitura (ulteriori 10 cm di penetrazione) su entrambi i pali che sono stati infine sottoposti (10 Febbraio u.s.) ad una prova di carico dinamica per verificarne la capacità a lungo termine.

Nella planimetria citata sono visibili anche le posizioni del sondaggio a carotaggio continuo eseguito alcuni anni addietro nel Sito Sperimentale (S.1-SS), la CPTU SS adiacente e le CPTU realizzate nel mappale STL. L'indagine geognostica relativa al Sito Sperimentale è di fondamentale importanza per la valutazione di soluzioni alternative ai pali prefabbricati come ad esempio un singolo palo trivellato di grosso diametro da collocare sotto ogni plinto perchè fornisce informazioni attendibili sulle caratteristiche delle terre oltre i 16 m di profondità che rappresentano invece il massimo raggiunto dalle CPTU piu vicine.

Le evidenti analogie litostratigrafiche tra le CPTU sopra menzionate, evidenziate nella figura che segue, rendono infatti il modello del sottosuolo che ne risulta sufficientemente attendibile allo scopo (almeno in prima analisi).



## 3. Rifiuti (volate finali) misurati durante l'infissione (EOID) e la ribattitura (RSTR) dei pali

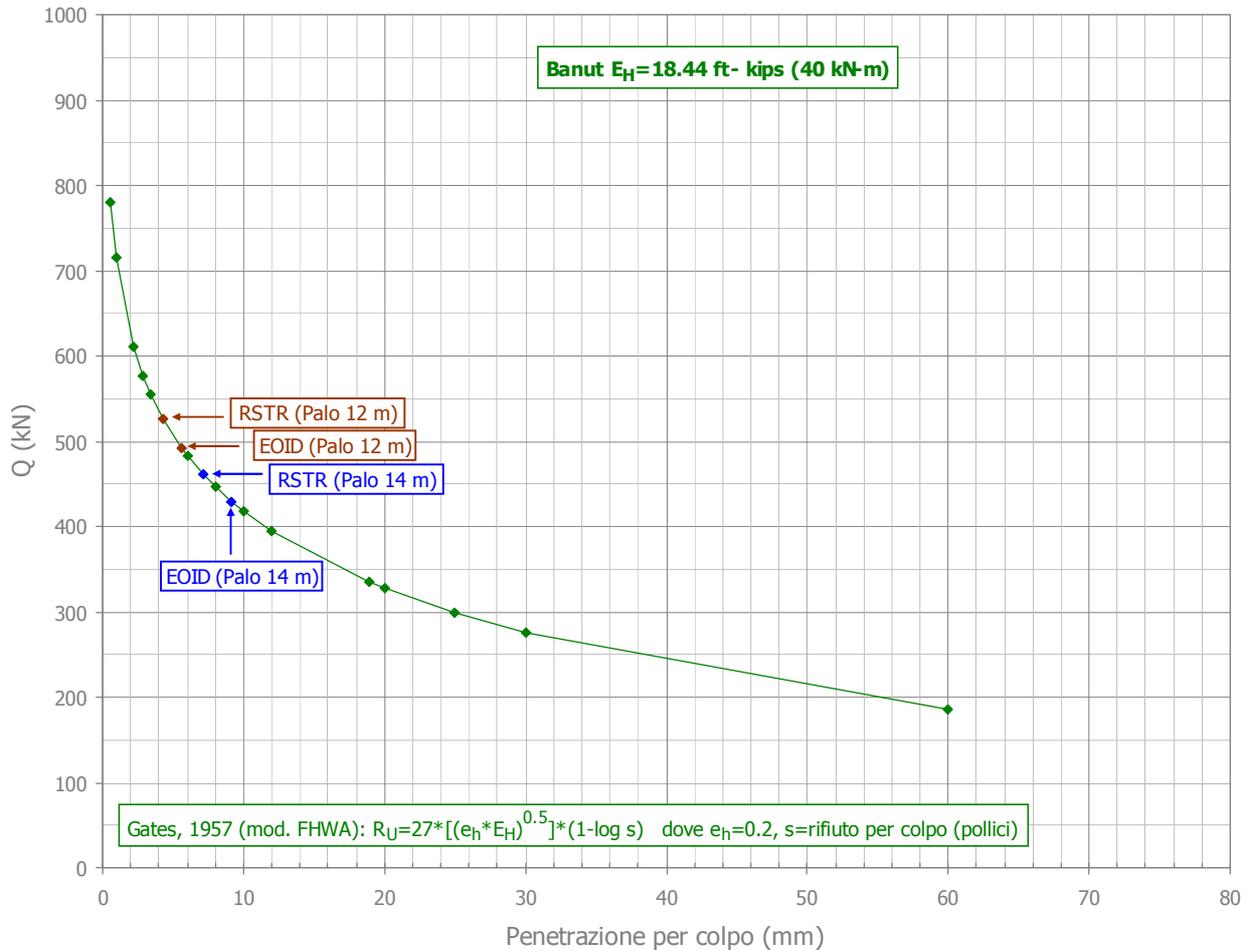
Tipo e peso del maglio: Idraulico da 5,0 ton. VOLATA MARTELLLO 0,80 MT

Data di infissione	Palo n°	Lunghezza [ m ]	Sporgenza [ m ]	Volate finali, n° colpi per 10 cm di affondamento		
				I	II	III
14-09	/	14,00	0,60	10	10	11
15-09	/	14,00	0,30	13	13	14

Data di infissione	Palo n°	Lunghezza [ m ]	Sporgenza [ m ]	Volate finali, n° colpi per 10 cm di affondamento		
				I	II	III
14-09	/	12,00	0,60	16	16	18
15-09	/	12,00	0,30	22	22	23

#### 4. Valutazione della capacità dei pali (EOID-RSTR) con una formula dinamica (Gates)



N.d.R: le capacità relative alla ribattitura (RSTR) verranno poi impiegate unitamente a quelle derivanti dalle prove di carico dinamica, per stimare l'evoluzione della capacità dei pali nel tempo in seguito alla progressiva dissipazione della sovrappressione interstiziale dovuta all'infissione. Il valore di efficienza impiegato (20%) risulta da esperienze recenti con la stessa attrezzatura di infissione.

#### 5. Prove di carico dinamiche: generalità

Il principio su cui si basa la prova di carico dinamica, la strumentazione necessaria, i metodi di elaborazione impiegati, spiegati in dettaglio nel rapporto Duba allegato, sono sintetizzati nella figura che segue.

**GRL Dynamic Pile Testing**

strain gage  $F(t) v(t)$   
 accelerometer

speed of sound :  
 11-17k ft/s  
 3.3-5.1k m/s

One-dimensional wave mechanics

Stress  $F(x,t)$   
 Particle velocity  $v(x,t)$

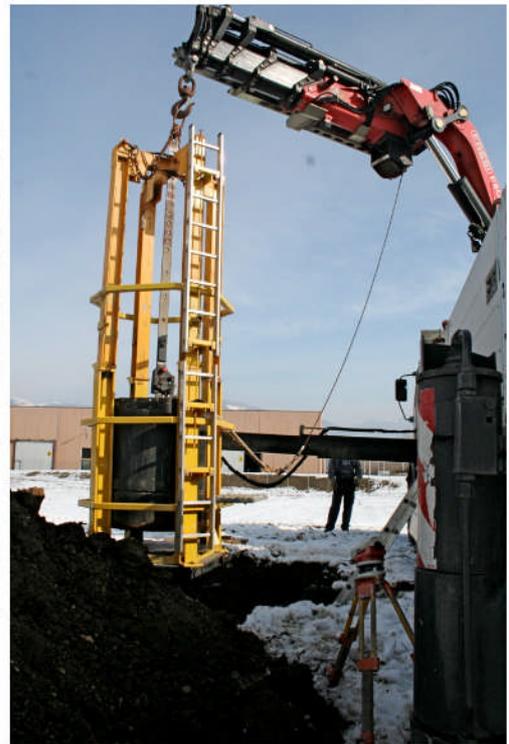
$F = v \cdot Z$

**GRL Dynamic Pile Testing**

Isolation of the static pile resistance from the total pile response is the key challenge in the interpretation of dynamic pile testing methods.

- CASE METHOD**  
 Simple closed-form solution which can be computed in real time on site by PDA, but needs a damping factor to be estimated.
- CAPIWAP**  
 The mechanics of the pile and soil behavior is modeled. The soil model is adjusted to match measured and computed responses.

6. Attrezzatura di infissione e strumentazione di misura effettivamente impiegate



### 7. Pile Driving Analyzer (PDA): esempio di interpretazione dei dati a display (colpo 3 nel palo di 14 m) e confronto con i risultati del colpo 4 usato come riferimento

Nel grafico sottostante si nota la netta separazione tra le curve della forza (estensimetri) e della velocità (accelerometri) che è propria di una capacità del palo determinata soprattutto dalla resistenza di attrito.

Nel caso specifico la capacità (secondo Case) è individuata dal valore RMX (1805 kN), la forza e l'energia effettivamente impiegate sono invece espresse dai valori FMX (2374 kN) ed EMX (28.4 kN-m) mentre la sollecitazione esercitata sul calcestruzzo CSX (20.9 MPa) corrisponde alla metà ca. del valore limite ammesso.

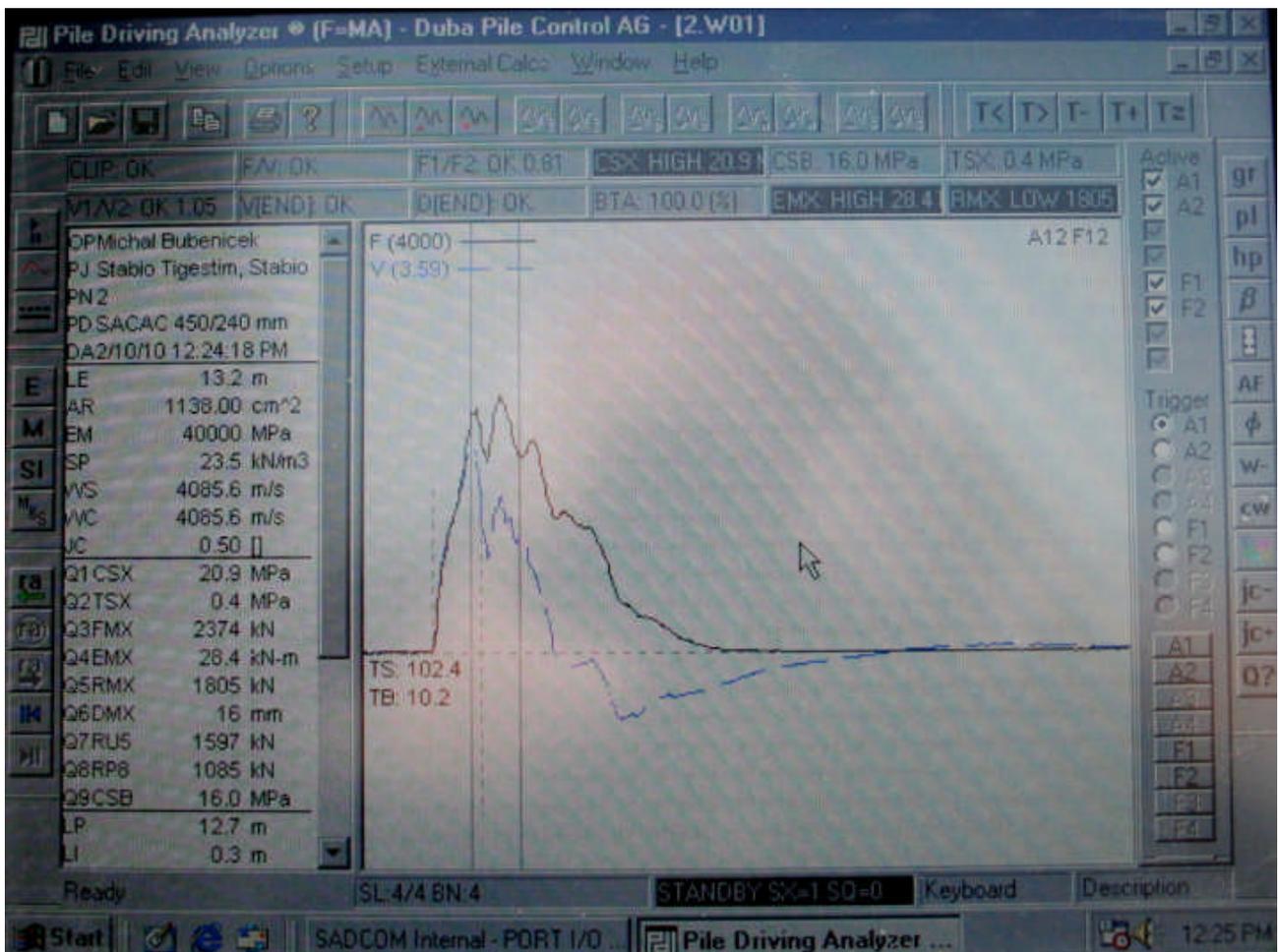
Il valore di EMX registrato consente di verificare l'efficienza del sistema di infissione che per il colpo analizzato è del 60% [ $28.4/(79*0.6)$ ].

Consultando la tabella alla pagina seguente nella quale sono riassunti i valori significativi delle prove di carico dinamiche effettuate, si potrà anche osservare che l'analisi CAPWAP cui è stato sottoposto il colpo 4 ritenuto migliore per l'elaborazione ( $MQ=2.74$ ), ha determinato una capacità, per il palo in questione, di 1555 kN distribuiti tra 1390 kN di resistenza di attrito e 165 kN di resistenza di punta.

In corrispondenza di questo colpo la capacità secondo Case è stata di 1589 kN che coincide in pratica con la precedente (CAPWAP) mentre l'efficienza del sistema di infissione era decisamente migliore arrivando in pratica al 71% [ $44.6/(79*0.8)$ ].

La capacità secondo Case che è quella immediatamente utilizzabile varia quindi, per i colpi analizzati, da +2% a +16%.

In proposito vi è infine da osservare che il colpo 4 ha prodotto una penetrazione del palo di ben 15 mm che sommati a quella dei colpi precedenti (1mm per il colpo 1, 2mm per il 2, 7 mm per il 3 con altezze di caduta rispettivamente di 0.2m, 0.4m e 0.6m ), raggiunge i 25 mm che sono molto vicini ai 33-35 mm ( $s/d_{medio}=10\%$ ) che contrassegnerebbero la sollecitazione a rottura in una curva Carico-Cedimento relativa ad una ipotetica prova di carico statica.



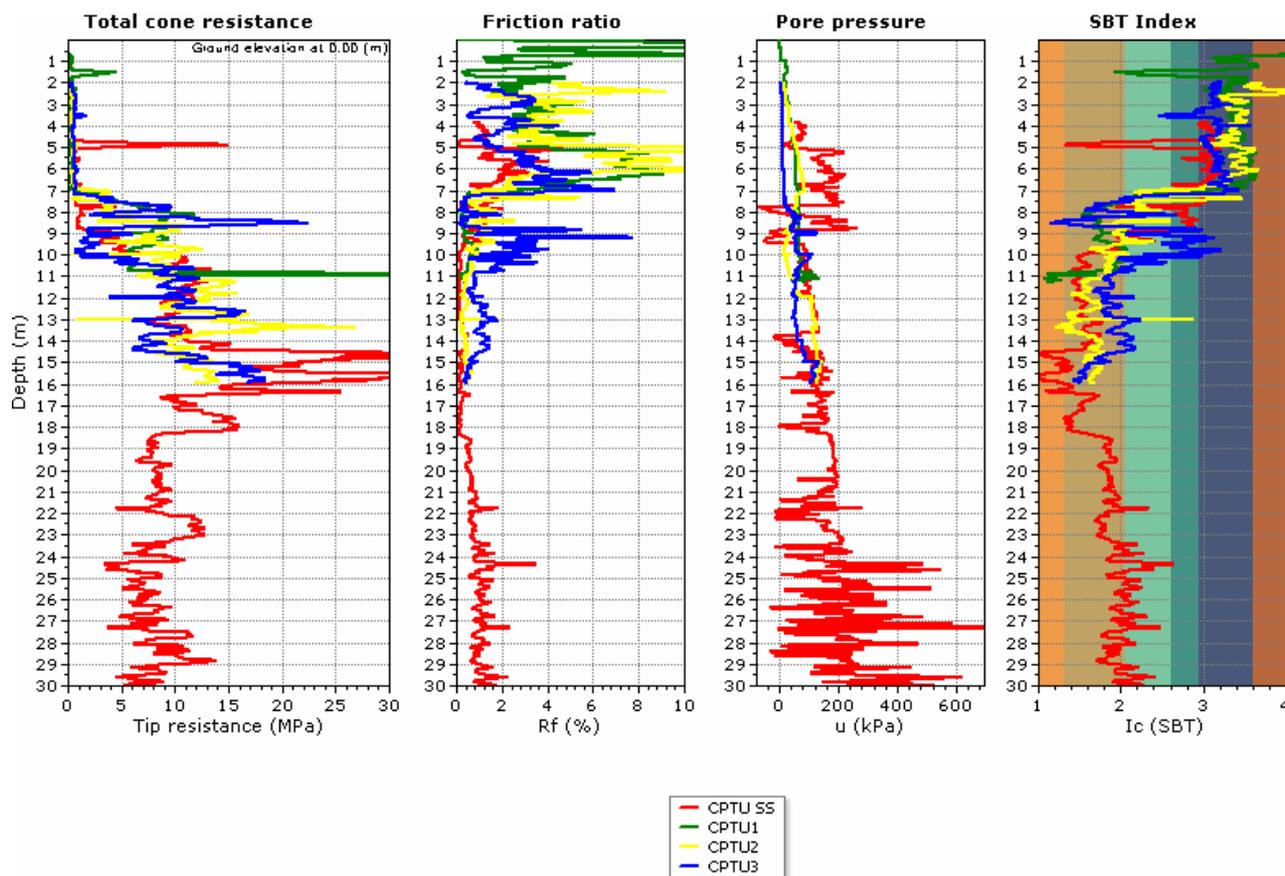
N.d.R.: le fotografie sono state messe a disposizione dall'Ing. Brenni

## 8. Tabella sinottica dei risultati delle prove dinamiche

<b>Pile Driving Analyser -PDA</b>		Pieu no	Pieu no
<b>RESULTATS DE MESURES PAK</b>		<b>1</b>	<b>2</b>
Date de la mise en place		14.09.209	14.09.2009
Date de la mesure PDA		10.02.2010	10.02.2010
Intervalle entre le battage et mesures dynamiques	jours	148	148
Type du pieu	SCAC	12V	14V
Section du pieu (théorique)	cm <sup>2</sup>	1040	1138
Longueur totale	m	12	14
Longueur entre des capteurs et la pointe	m	11.3	13.15
Longueur dans le sol	m	10.8	12.7
Masse du mouton	t	<b>7.9</b>	<b>7.9</b>
Hauteur de chute au moment de l'essai	m	<b>0.6</b>	<b>0.8</b>
Énergie théorique	kN*m	47.4	63.2
Énergie mesurée	kN*m	30.2	44.6
Rendement	%	64	71
Coup analysé	BN	3	4
Enfoncement permanent total y c. coup analysé	mm	8	25
Enfoncement permanent correspondant	mm	<b>6</b>	<b>15</b>
<b>RESULTATS SELON CAPWAP</b>			
Match Quality (MQ)		3.97	2.74
<b>Capacité portante Totale:</b>	kN	<b>1'600</b>	<b>1'555</b>
<b>Frottement latéral :</b>	kN	<b>1'430</b>	<b>1'390</b>
<b>En pointe :</b>	kN	<b>170</b>	<b>165</b>

## 9. Istogrammi delle CPTU

I grafici sottostanti (software CPTe-IT) in cui sono state sovrapposte le curve relative a ogni valore base, mostrano la sostanziale congruenza tra le varie CPTU considerate e quindi l'idoneità di quella più lontana dalla zona di diretto interesse (CPTU SS) ad essere impiegata, come già scritto (§1), per il calcolo di un palo trivellato di grosso diametro, di lunghezza ovviamente maggiore di 16 m, visto che il carico di esercizio su ogni plinto è stato valutato in prima analisi intorno ai 3.7 MN e che si intende promuovere una soluzione monopalo.



### 10. Previsione della capacità dei pali di prova mediante CPTU

Vi sono parecchi metodi accreditati tra i quali probabilmente il più noto è quello di Bustamante e Gianeselli (LCPC), ma molto usati sono ad esempio anche Eslami-Fellenius, De Ruiter et al. (Dutch), Schmertmann, Tumay et al., Meyerhof, Jardine et al. (ICP) e Lehane et al. (UWA).

Considerando che i metodi di dimensionamento, nessuno escluso, sono per definizione imperfetti visto che usufruiscono di un modello di sottosuolo le cui caratteristiche geologico geotecniche non sono mai univoche e che sono dipendenti, in diversa misura, oltre che dalla tipologia del palo da realizzare anche dalle realtà locali in cui sono stati sviluppati ragione per cui per essere applicati in luoghi diversi hanno bisogno di "aggiustamenti" che dipendono a loro volta dall' "Engineering Judgment" di chi li impiega, si capisce come la previsione della capacità di un palo sia un esercizio sempre piuttosto arduo e che conduce la maggior parte delle volte a brutte figure per chi lo pratica (ciò vale anche per gli specialisti internazionalmente più accreditati), nonostante l'approssimazione tollerata sia di  $\pm 20\%$  (capacità misurata/capacità calcolata).

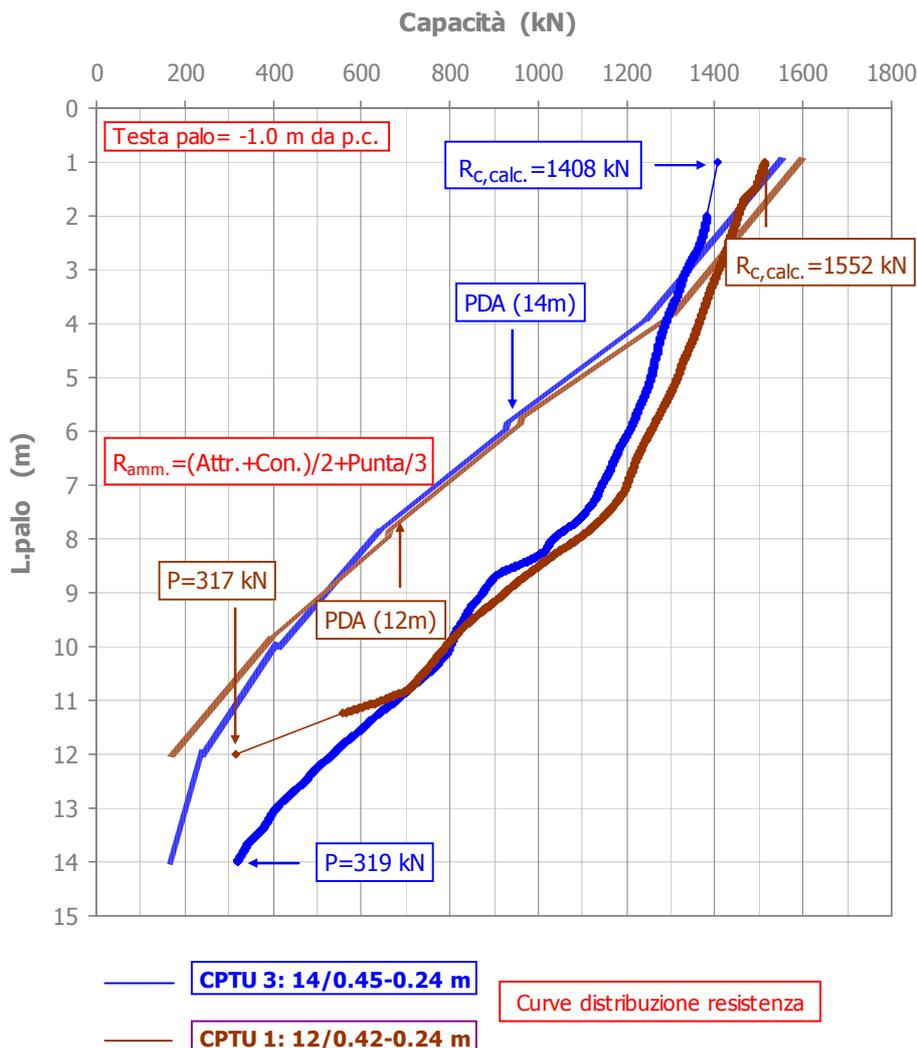
Alla luce di queste premesse lo scrivente ha preferito ricorrere al proprio metodo di calcolo, se non altro sviluppato in loco, che comunque si è dimostrato sufficientemente affidabile anche in altre realtà (Togliani, 2008, Howie et al., 2008):

Le equazioni di riferimento sono le seguenti:

- *Attrito laterale unitario* [ $R_f=(f_s/q_c)100 \leq 1$ ]:  $f_{palo}=\{q_c^{0.5}[1.2[0.8+(R_f/8)]]\}^\beta$
- *Attrito laterale unitario* [ $R_f=(f_s/q_c)100 > 1$ ]:  $f_{palo}=\{q_c^{0.5}[1.1[0.4+LN(R_f)]]\}^\beta$
- *Conicità unitaria*:  $f_{con.} = 1.1q_c (d_{medio}/d_{punta})$
- *Base unitaria*:  $q_{base}=q_c[\lambda+(0.1 L_{palo}/d_{base})]$

I coefficienti  $\beta$  e  $\lambda$  valgono rispettivamente 1 e 0.2 per i pali infissi e 0.5 e 0.1 per i pali trivellati.

Nel grafico che segue sono rappresentati i risultati del dimensionamento effettuato (sono state ovviamente usate le CPTU più vicine ai pali) confrontati con quelli derivanti dalle prove di carico dinamiche.



L'analisi del grafico soprastante mette in luce una discreta congruenza tra i carichi di rottura (quelli derivati dalle CPTU si ipotizzano raggiunti dopo 100 gg.).

Le curve di distribuzione della resistenza risultano, a coppie, quasi sovrapponibili ma, almeno quelle ottenute dalle prove di carico dinamiche che forse sottostimano la resistenza di punta, non sembrano ben correlate come invece dovrebbero, alla successione stratigrafica delle terre che caratterizza l'area in esame.

### 11. Stima dell'evoluzione della capacità dei pali di prova nel tempo (Set Up)

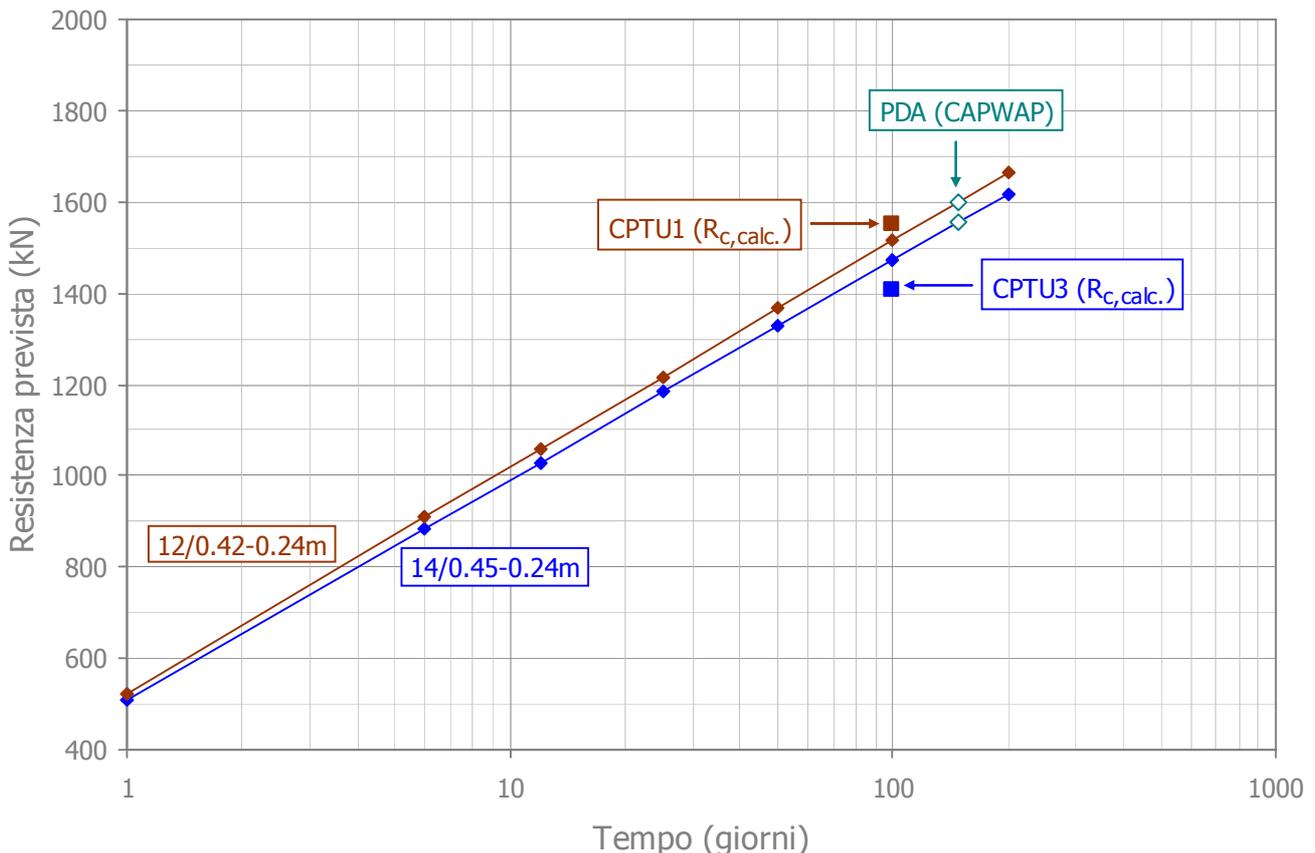
Si impiega a tal fine l'equazione proposta da Bullock et al. (2005):

$$R_t = R_{REF} [1 + A \log(t/t_{REF})]$$

dove:  $R_{REF}$  rappresenta il carico di riferimento (in questo caso quello ricavato dalle prove di carico dinamiche)  
 $t_{REF}$  rappresenta il tempo trascorso dalla fine dell'infissione (EOID) all'esecuzione delle prove di carico dinamiche (148 gg.)

$A$  è invece un coefficiente dimensionale che varia da 0.2 (sabbie) a 0.6 (argille) [è stato scelto nel caso specifico il valore 0.3 perchè consente di "ripetere" con una ragionevole approssimazione anche la capacità alla ribattitura (RSTR) individuata con Gates (§3)]

$R_t$  rappresenta il carico da determinare al tempo "t" scelto



Il grafico evidenzia la progressione lineare delle capacità con gradienti del tutto simili come ci si deve attendere del resto quando i pali alloggiavano in formazioni che hanno spessori leggermente diversi ma caratteristiche geologico geotecniche uguali.

Le capacità calcolate tramite le CPTU si mostrano infine ben inserite in tali progressioni a conferma della affidabilità, almeno nel caso specifico, del metodo di dimensionamento impiegato.

## 12. Simulazioni di Curve Carico-Cedimento per i pali di prova e confronto con quelle ricavate dalle prove di carico dinamiche

La simulazione viene condotta seguendo il metodo proposto da Randolph & Wroth (1978-79) e Poulos (1989), basato sulla teoria dell'elasticità (meccanica del continuo), così come la descrivono Mayne & Schneider (2001).

Per l'applicazione del metodo è necessario conoscere il modulo elastico iniziale dei suoli attraversati che nel nostro caso può essere ricavato da  $q_c$  ed  $f_s$  (CPTU) impiegando, in sequenza, queste equazioni:

Velocità delle onde di taglio ( $V_s$ )

$V_s = 1.75 q_c^{0.627}$	(suoli coerenti)	Mayne & Rix, 1995
$V_s = 277 q_c^{0.13} \sigma_v^{0.27}$	(suoli incoerenti)	Baldi et al., 1989
$V_s = (10.1 \text{ LOG } q_c - 11.4) 1.67 R_f^{0.3}$	(suoli misti)	Mayne & Hegazy, 1995

Modulo di taglio iniziale ( $G_0$ )

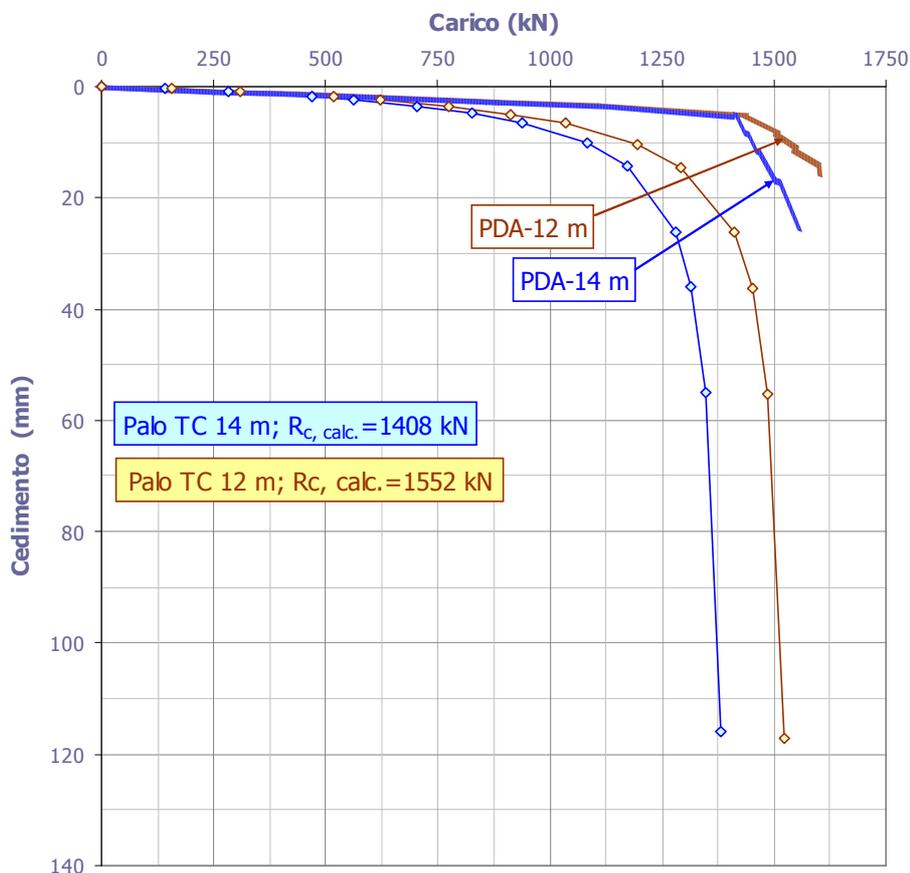
$$G_0 = \rho V_s^2$$

Modulo elastico iniziale ( $E_0$ )

$$E_0 = [2(1 + \nu)G_0] \quad \text{dove } \nu = 0.2$$

*N.d.R.: i moduli elastici ricavati dalla equazione precedente vengono poi modificati in base all'esperienza dell'estensore del calcolo, per adattarli alle diverse tipologie di palo.*

*Nel caso dei pali battuti i moduli elastici originali sono stati incrementati perché la penetrazione del palo sposta il terreno e quindi lo addensa mentre il contrario accade per i pali trivellati a causa della decompressione dovuta alla perforazione.*



13. Simulazione di una Curva Carico-Cedimento per un gruppo di 5 pali prefabbricati in c.a.c. di lunghezza 14m ciascuno, troncoconici, sottoposti ad un carico baricentrico di 3.7 MN

Si è fatto ricorso, a tal fine, al programma **Repute** che adotta una metodologia numerica agli elementi di contorno (BEM) in cui i pali e le terre circostanti sono in un primo momento trattati separatamente e poi vengono imposte condizioni di compatibilità e di equilibrio all'interfaccia ciò che permette, risolvendo le equazioni relative, di determinare la distribuzione delle sollecitazioni per qualsiasi condizione di carico. Le azioni si considerano applicate al livello della testa del palo, e più precisamente al livello dell'intradosso della piastra che collega i pali (esempio sottostante).

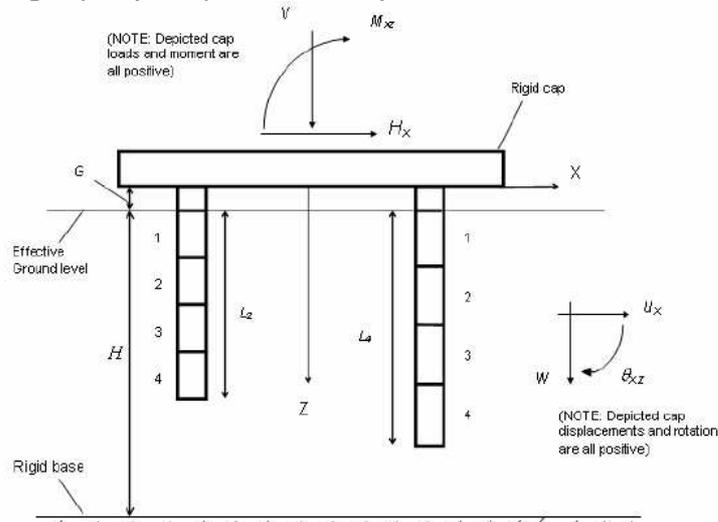
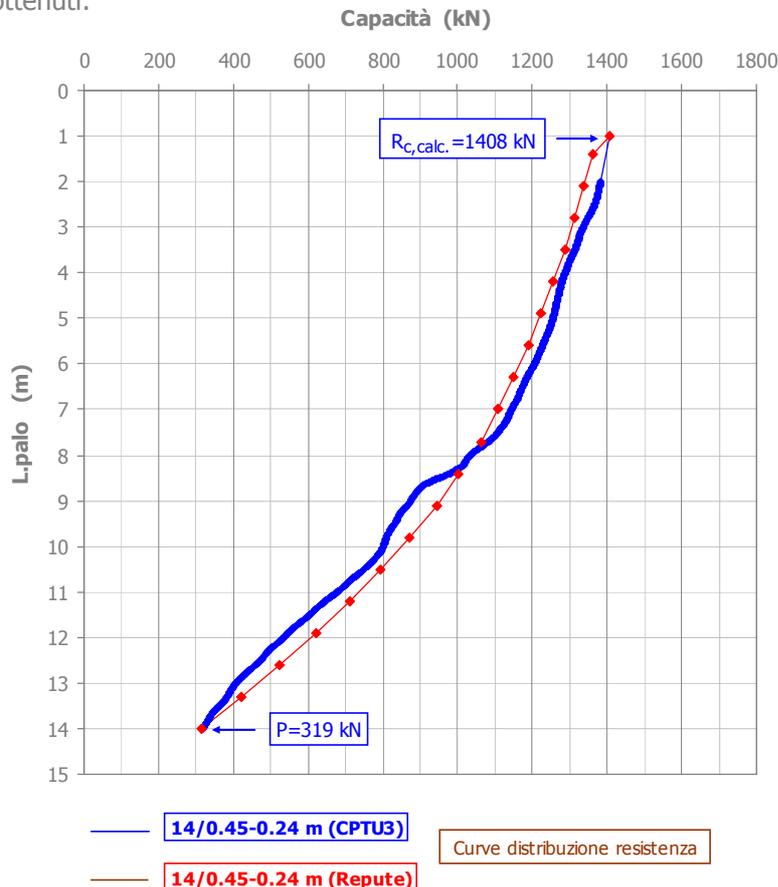
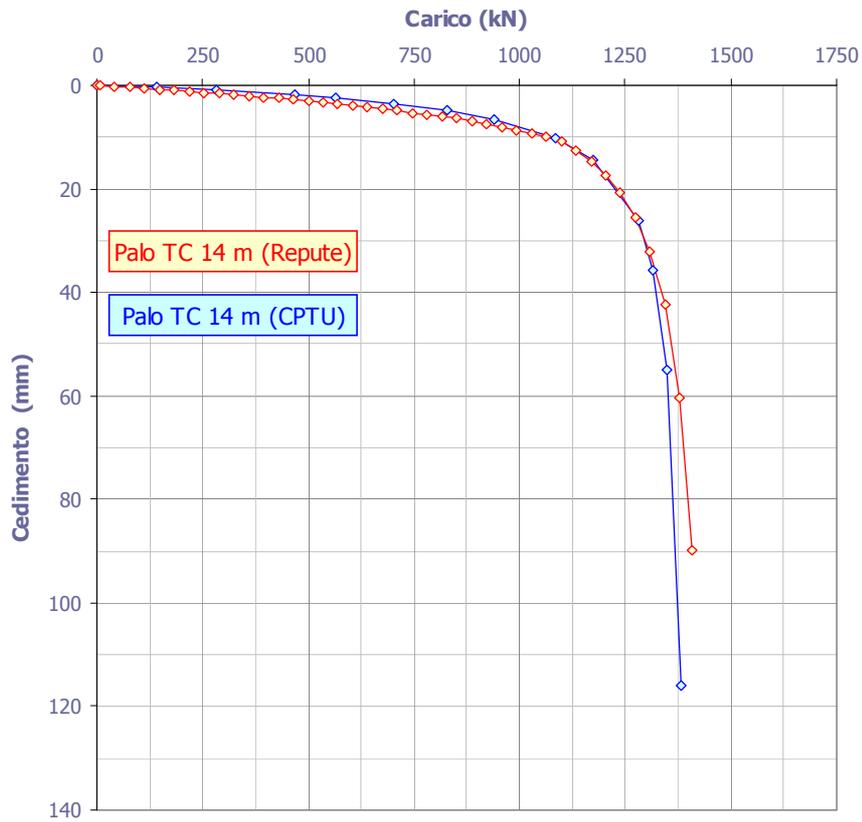


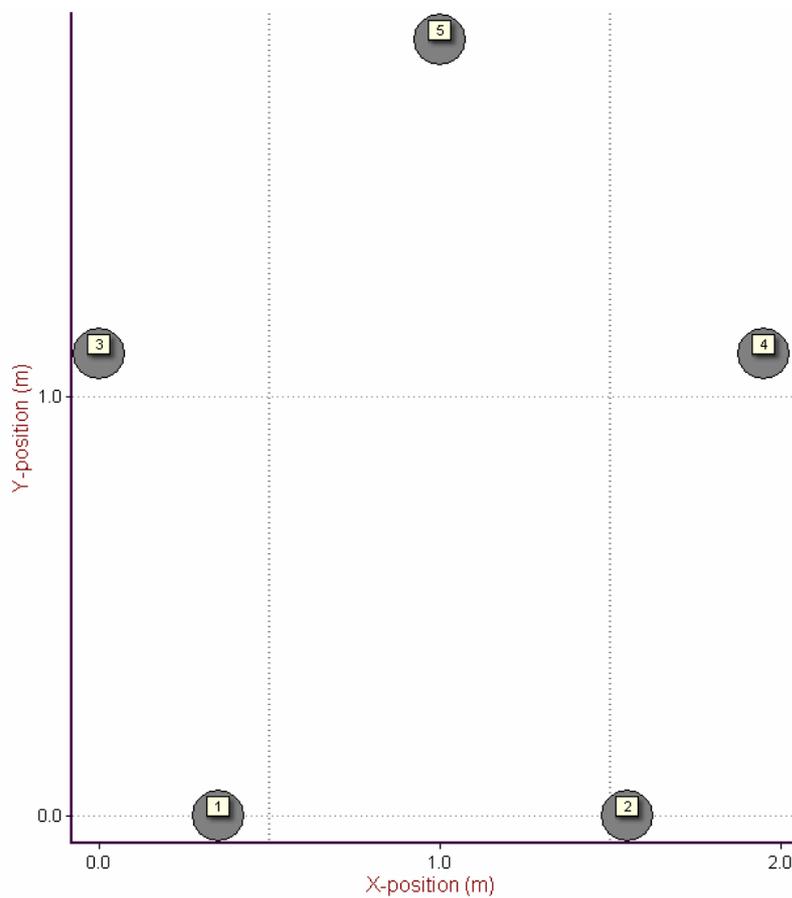
Figure 2. Profile of a 2 x 2 pile group in the XZ plane

La simulazione è avvenuta in due fasi la prima delle quali è consistita nel determinare per un singolo palo prefabbricato, interagendo con i parametri geotecnici delle terre, curve di distribuzione della resistenza e di carico-cedimento che fossero compatibili con quelle calcolate in precedenza (§9 e §11). Questi i risultati ottenuti:





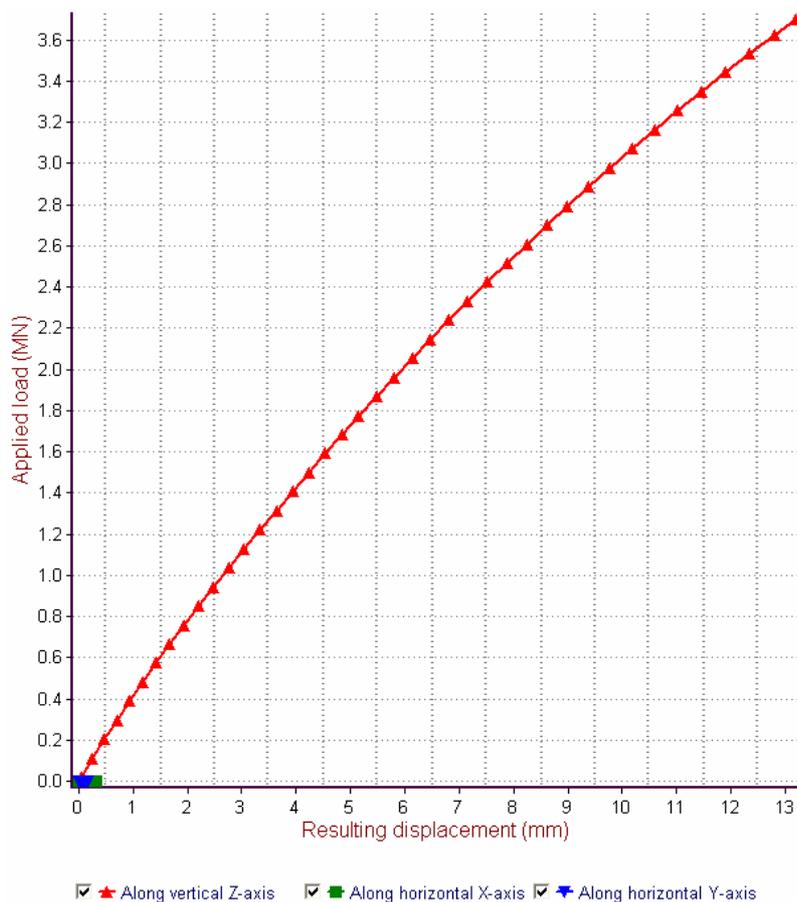
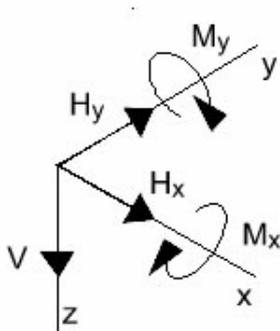
Nella seconda fase si sono aggiunti gli altri pali sistemandoli ai vertici di un pentagono regolare (l'interasse tra i pali è di 1.2m) ed applicato nel baricentro il carico di esercizio di 3.7 MN.

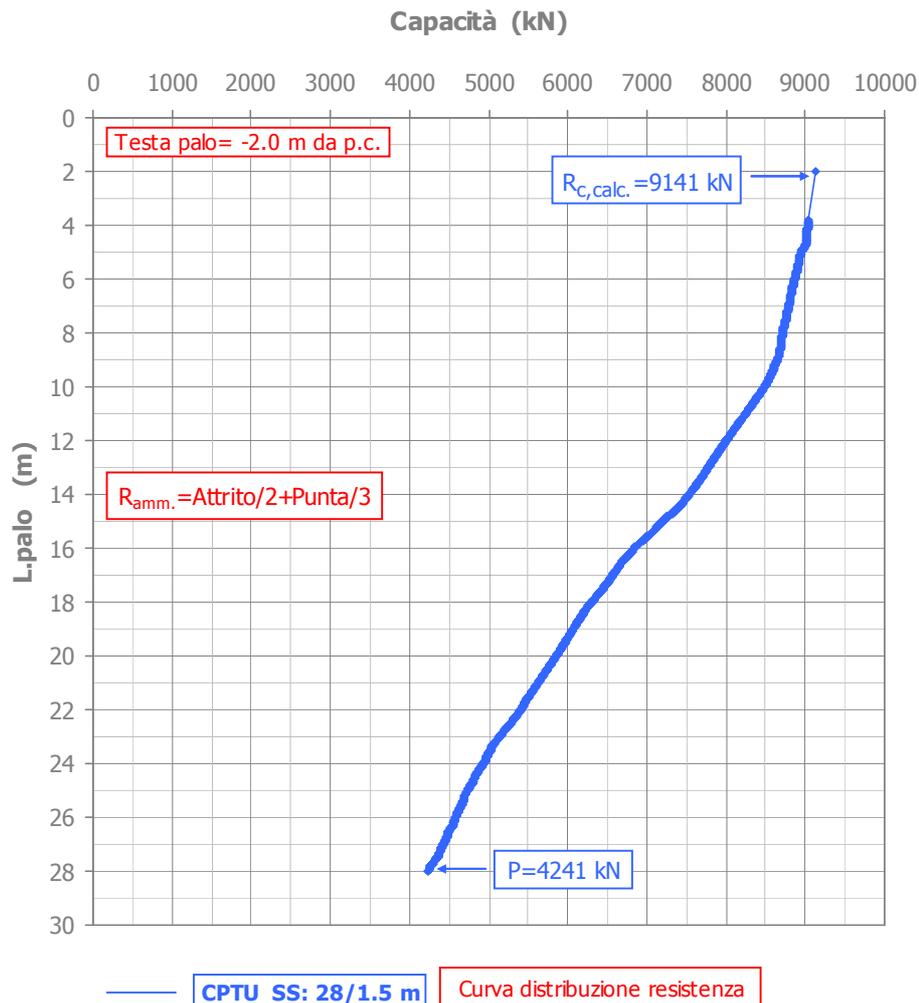


La distribuzione delle sollecitazioni tra i vari pali e la curva carico-cedimento relativa sono riportati infine nella tabella sinottica e nel grafico che seguono (si desidera far notare in proposito che è stata esaminata la zona meno favorevole dal punto di vista geologico-geotecnico).

Pile Cap	Vertical Z-Axis		Horizontal X-Axis			Horizontal Y-Axis				
	Force/Displacement	Force/Displacement	Force/Displacement	Moment/Rotation	Moment/Rotation	Force/Displacement	Moment/Rotation	Force/Displacement	Moment/Rotation	
Action	3700.0	kN	0.0	kN	77.7	kNm	0.0	kN	111.0	kNm
Effect	13.2	mm	0.313	mm	0.164	$\times 10^{-3}$ rad	0.178	mm	0.278	$\times 10^{-3}$ rad

Pile	Vertical Z-Axis		Horizontal X-Axis			Horizontal Y-Axis				
	Force at head	Force at head	Force at head	Moment at head	Moment at head	Force at head	Moment at head	Force at head	Moment at head	
1	699.0	kN	-4.093	kN	2.188	kNm	-4.557	kN	3.739	kNm
2	740.3	kN	3.857	kN	2.317	kNm	-4.865	kN	3.17	kNm
3	710.9	kN	-5.304	kN	2.131	kNm	2.048	kN	3.791	kNm
4	779.9	kN	4.871	kN	1.967	kNm	2.253	kN	3.274	kNm
5	770.0	kN	0.670	kN	1.794	kNm	5.121	kN	3.232	kNm



14. Previsione della capacità di un palo trivellato ( $\Phi= 1.50 \text{ m}$ ,  $L. 28\text{m}$ )

Il carico di servizio che è possibile affidare al palo analizzato risulta quindi essere:  
 $(9141-4241)/2+4241/3=3864 \text{ kN} > 3700 \text{ kN}$  richiesti

*N.d.R.: la testa del palo viene situata come da ipotesi di progetto a - 2m dal piano di campagna attuale e questo significa che nel caso dei pali battuti la loro lunghezza potrebbe diminuire di un metro senza che in pratica ne risentisse la capacità viste le caratteristiche scadenti delle terre sub-corticali.*

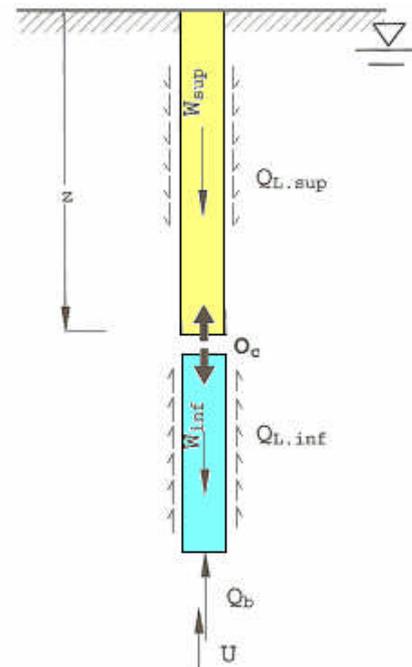
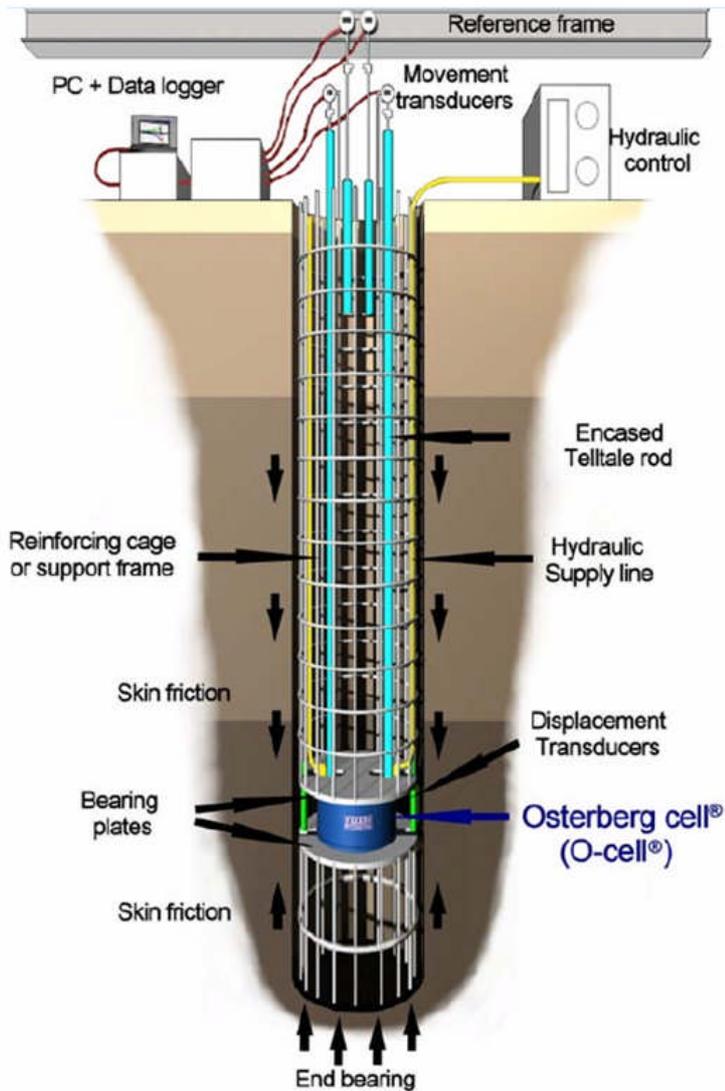
*In proposito vi è tuttavia da osservare che i pali prefabbricati in c.a.c. di lunghezza 11 e 13 m non vengono solitamente fabbricati.*

*Per restare su lunghezze standard ed ovviare alla minore lunghezza si potrebbe allora valutare il ricorso a pali di 10m e 12m ma con testa di 0.45m e punta rispettivamente di 0.30m e 0.27m.*

*La scelta definitiva del tipo e della lunghezza dei pali da impiegare dovrà comunque essere decisa con maggiore cognizione di causa e quindi solo dopo la conclusione di una indagine geognostica preliminare (almeno due sondaggi a rotazione con carotaggio continuo da spingere sino a 40m di profondità con prove DMT ed SPT puntuali in corso d'opera e 6 CPTU di lunghezza equivalente che richiederanno un investimento complessivo di CHF 60000) accompagnata se del caso da altri pali di prova da sottoporre a prove di carico statiche (indicate soprattutto per i pali trivellati) o dinamiche (valide in particolare per i pali prefabbricati ma comunque utilizzabili anche per i pali trivellati soprattutto se potessero essere riferite ad una prova di carico statica "chiave").*

*L'onere per le prove di carico dinamiche relative ai pali prefabbricati con l'ausilio di un maglio di 79 kN sarà di CHF 8-10000 per ogni intervento (controllo di 6-8 pali) che aumenterà a CHF 12-14000 per intervento (controllo di 3 pali) per i pali trivellati che richiederanno invece l'uso di un maglio di almeno 160 kN.*

Per limitare i costi che ammonteranno in ogni caso ad almeno CHF 60000, una eventuale prova di carico statica su un palo trivellato con un carico di rottura di 9-10 MN dovrebbe essere eseguita impiegando come mezzo di contrasto la resistenza stessa del terreno (sia di attrito che di punta) tramite una Cella di Osterberg il cui funzionamento è illustrato nelle figure che seguono.



- $O_c$  la forza impressa tramite la O-cell™;
- $W_{sup}$  il peso totale della parte di palo al di sopra della cella;
- $W_{inf}$  il peso totale della parte di palo al di sotto della cella;
- $Q_{L, sup}$  la reazione di sostegno laterale del terreno, per la parte sopra la cella;
- $Q_{L, inf}$  la reazione di sostegno laterale del terreno, per la parte sotto la cella;
- $Q_b$  la reazione del terreno alla base del palo;
- $U$  la risultante delle pressioni dell'acqua alla base del palo.

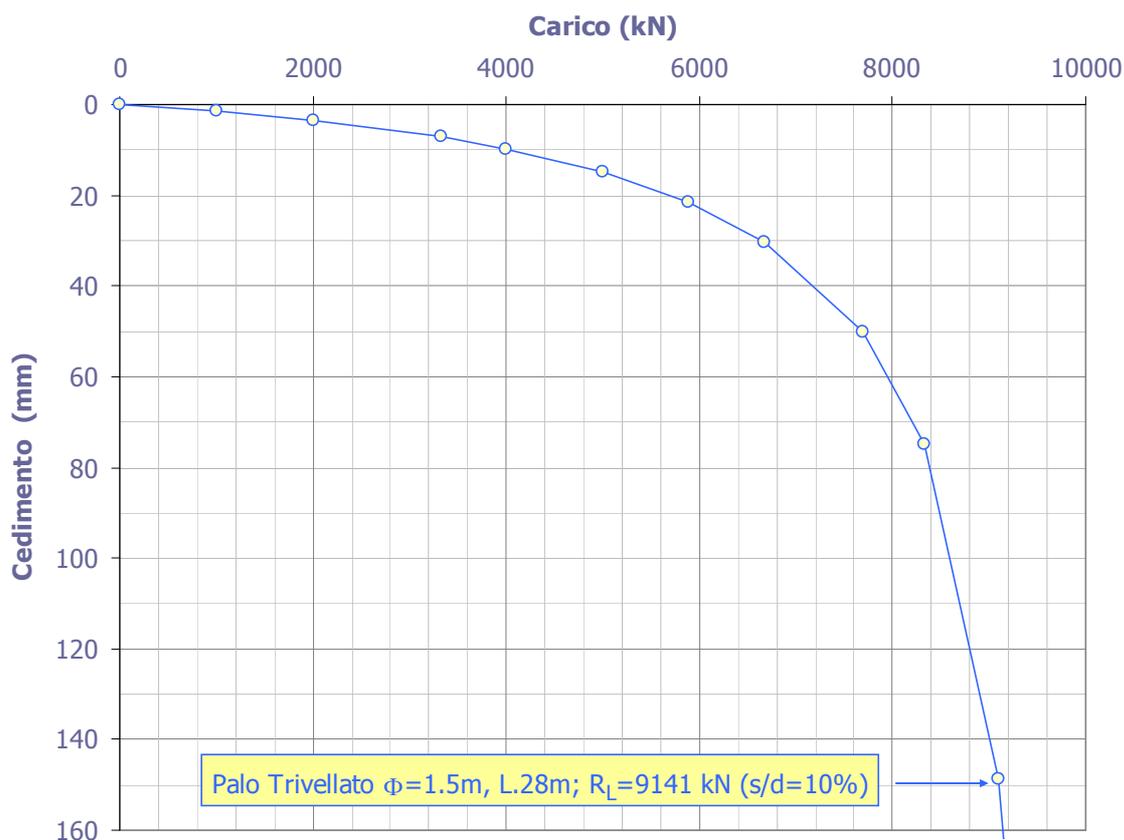
Per l'equilibrio:

$$O_c = W_{sup} + Q_{L, sup}$$

$$O_c = (Q_{L, inf} + Q_b) + U - W_{inf}$$

Noto  $O_c$ , il peso del palo e  $U$ , è possibile stimare, in ogni momento  $Q_{L, sup}$  e  $(Q_{L, inf} + Q_b)$ .

## 15. Simulazioni di una Curva Carico-Cedimento per il palio trivellato in esame



## 16. Conclusioni

Le prove di carico dinamiche eseguite sui due pali prefabbricati troncoconici in c.a.c presenti nell'area in esame hanno dimostrato che la sollecitazione di esercizio che si prevede agisca su ogni plinto (3.7 MN) può essere assorbita da un gruppo di 5 pali dello stesso tipo e di lunghezza variabile da 10 a 14m (costo ipotizzabile CHF/ml 100-120).

Lo stesso carico potrebbe essere sopportato anche da un solo palo trivellato di diametro 1.50m e lunghezza 28m (costo ipotizzabile CHF/ml 900-1000).

In proposito occorre ricordare che una soluzione monopalo renderebbe necessario il ricorso a prove ecometriche (PIT) estese a tutti i pali e a diagrafie soniche (CSL) su almeno 1/3 dei pali e quindi ad oneri supplementari [CHF/pz 60-80 per le prove di integrità e CHF/Pz 500-600 per le diagrafie (cui dovrà essere aggiunto il costo dei tubi metallici che necessitano per le misure)], per poter essere ragionevolmente sicuri dell'assenza, negli stessi, di difetti significativi di costruzione.

Massagno, 18 Febbraio 2010

Gianni Togliani  


## BIBLIOGRAFIA

- Basile, F. (2003). Analysis and design of pile groups. In *Numerical Analysis and Modelling in Geomechanics* (ed. J. W. Bull), Spon Press (Taylor & Francis Group Ltd), Oxford, Chapter 10, pp 278-315.
- Becci, B., Nova, R., Bau, A., Haykal, R., 2007. Prove di carico su pali di grande diametro mediante l'impiego di Celle Osterberg. *Rivista Italiana di Geotecnica (Ottobre-Dicembre 2007)*.
- Bustamante, M. & Gianselli, L. 1982. Pile Bearing Capacity by means of Static Penetrometer CPT. *Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, May 24-27, 1982*: 493-499
- Bullock, P.J., Schmertmann, J.H, McVay, M.C., and Townsend, F.C. 2005. Side shear set-up I; Test piles driven in Florida. *ASCE Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*. 131 (3) 292-300
- Eslami, A., and Fellenius, B.H. 1997. Pile capacity by direct CPT and CPTu method applied to 102 case histories. *Canadian Geotechnical Journal* 34 (6); 886-904
- J.A. Howie et al. 2008. *An Evaluation of Pile Load Capacity Estimates Using CPTU and DMT Methods in Silty Clay in High Praire, Alberta*. Proceedings GeoEdmonton '08
- Fellenius B.H. 2008. Effective Stress Analysis and Set-up Capacity of Piles in clay. *Geotechnical Special Publication No. 180*. ASCE
- Gambini, F. 1986. Manuale piloti. *Scac (Milano)*
- Mayne, P. W. & Schneider, J.A. 2001. Evaluating Axial Drilled Shaft Response by Seismic Cone. *Foundation and Ground Improvement, GSP 113, ASCE, Reston/VA*: 655-669.
- NCHRP SYNTHESIS 368. *Cone Penetration Testing: A Synthesis of Highway Practice*. TRB. 2007
- Poulos, H. G. & Davis, E. H. 1980. Pile Foundation Analysis and Design. *Wiley, New York, Jan. 1980*
- Svinkin, M.R. & Skov, R. 2002. Set-up Effect of Cohesive Soils in Pile Capacity. *Vulcanhammer.net*. Online Report
- Togliani, G. & Beatrizotti, G. 2004. Experimental in Situ Test Sites. *Proceedings ISC-2. Porto, September 19-22, 2004*: 1731-1738. Rotterdam, Millpress.
- Togliani G. 2008. Pile Capacity Prediction for in Situ Tests. *Proceedings ISC-3. Taiwan, April 1-4, 2008*. 1187-1192. Taylor & Francis Group, London, UK
- Togliani G. 2009. Pile Capacity Prediction using CPT-Case History. *Paper Accepted for 2<sup>nd</sup> International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT '10). Huntington Beach, May 09-11, 2010*.
- Viana de Fonseca A., & Santos, J. 2008. International Prediction Event. Behavior of Bored, CFA and Driven piles in residual soils. ISC'2 Experimental Site. *FEUP-2008*.
- WSDOT. 1998. Comparisons of Methods for Estimating Pile Capacity. *Final Report*