

portata minima tra quelle ottenute, che nell'esempio in questione risulta essere quella strutturale.

In questo caso quindi, il tirante considerato ha capacità resistente di 51,60 ton  $\approx$  516,00 kN.

## C 7 - APPENDICE: REGOLE DI DIMENSIONAMENTO E PROGETTAZIONE DEI PALI E TIRANTI Geopal®

Di seguito riportiamo le principali regole menzionate nella fase di calcolo precedentemente esposta, cui si deve fare riferimento in caso di utilizzo di palotiranti prodotti da GeopalItalia.

Sono norme riguardanti il dimensionamento sia della geometria dei palotiranti sia della loro capacità portante (geotecnica e strutturale).

- L'interasse tra i pali su medesimo dado di fondazione, come da NTC 2018 "Circolare Esplicativa (2 Febbraio 2009)", deve essere minimo tre volte il diametro,  $d = 3 \cdot D$ , salvo condizioni particolari. Nel caso dei pali prodotti da GeopalItalia si faccia riferimento al diametro della vite ( $D = \phi_{VITE}$ ).

- In merito alla scelta della tipologia di palo, il progettista ponga attenzione alla lunghezza del palo rispetto al diametro (soprattutto nel caso di P2G), per il possibile verificarsi di svergolamento del fusto (caso raro ma possibile). In particolare è da sconsigliare un'eccessiva lunghezza del palo con fusto liscio, non armato di viti, infisso su terreni particolarmente teneri ed omogenei, che si attesti sullo strato portante con forti carichi indotti. In queste condizioni è preferibile la scelta di una tipologia di palo diversa e più corta, armata con viti (mod. PVD).

Si fa notare che uno strato portante è da ritenersi adeguato quando ha uno spessore minimo di almeno tre volte il diametro della vite ( $s = 3 \cdot \phi_{VITE}$ ) e una  $R_p > 30$  kg/cmq. Ciò, per evitare fenomeni di punzonamento dello strato stesso.

- La distanza minima intercorrente tra viti intermedie sul fusto (PVD) dipende dai parametri geotecnici e dalla resistenza  $R_p$  degli strati sui quali si vuole posizionare le viti. Tendenzialmente è bene assumere una distanza minima di 2÷3 volte il diametro delle viti ( $\phi_{VITE}$ ).

- Per i pali a vite continua PVC si assume come riferimento la media pesata dei valori di  $c_u$ , caratteristici di ciascun strato attraversato dal cilindro di terreno potenzialmente mobilitato dalla vite continua:

$$c_{u \text{ media pesata}} = \frac{[(c_{u1} \cdot L_1) + (c_{u2} \cdot L_2) + \dots + (c_{un} \cdot L_n)]}{(L_1 + L_2 + \dots + L_n)}$$

- Per la resistenza  $R_p$  all'altezza di una vite si considera la media delle  $R_p$  misurate nell'intorno della vite. Ciò, per ovviare alla possibile mancanza di precisione nell'individuazione stratigrafica o nell'infissione del palo. Nel caso in compressione si mediano i valori della  $R_p$  tra la profondità di  $1 \phi_{VITE}$  sopra la vite e  $2 \phi_{VITE}$  sotto la stessa. Nel caso in trazione, invece,

si inverte tale regola e, quindi, si considerano i valori di  $R_p \geq 2 \phi_{VITE}$  sopra la vite e  $1 \phi_{VITE}$  sotto la stessa.

- Al fine di limitare il cedimento assiale si consiglia poi di utilizzare un valore di  $R_p$  ridotto secondo la formula (4). Il coefficiente correttivo C.C. viene determinato dal grafico di figura C.3, in funzione del cedimento ammissibile per l'opera in esame e della resistenza  $R_p$  propria dello strato in cui si immorsa il palo (sarà lo strato portante per il palo P2G e quello con  $R_p$  minore tra gli strati sui quali poggiano le vite di un palo PVD).
- La capacità portante laterale  $Q_L$  viene calcolata sulla base della resistenza  $R_{Ln}$  di ciascun strato penetrato dal palo. A tal fine si fa la media dei valori della resistenza laterale per ciascun spessore di terreno individuato. In seguito bisogna porre attenzione alle lunghezze utili ai fini dell'attrito laterale. A tal proposito si ricorda che si trascurano il primo tratto superficiale di 1,50 m, in quanto non utile ai fini dell'attrito laterale, e la lunghezza del palo che rimane fuori terra per l'immorsamento alla fondazione (in genere 10÷30 cm). Si sottolinea che, a volte, serve un copritesta, ossia una piastra di ripartizione (s. 8 mm) che impedisca alla corona del fusto l'azione tagliante sul calcestruzzo dello zoccolo. Infine si ritiene che la punta del palo, per una lunghezza pari al  $\phi_{VITE}$ , non concorra all'attrito utile alla capacità portante laterale.

#### Resistenza al taglio non drenata $c_u$

La resistenza al taglio non drenata,  $c_u$ , indica il massimo valore della tensione a taglio che il terreno è in grado di sopportare prima che ceda o si rompa. Questo parametro geotecnico è caratteristico solo dei terreni coesivi o parzialmente coesivi, ed aumenta con la densità dei materiali, la profondità ed il grado di sovraconsolidazione. In altre parole, più è alta la resistenza  $c_u$ , maggiore è la capacità di carico che trattiene.

Di seguito si riporta una prima tabella di carattere generale che vuole fornire un generico ordine di grandezza del valore della resistenza al taglio non drenata in base al tipo di terreno.

(Valori assunti e confrontati dai libri: "Elementi di Geotecnica" - P. Colombo e F. Colloselli, e "Geotecnica. Prontuario interattivo di geotecnica" - T. Collotta, Vol. 1, 2 e 3).

Tipo di terreno	$c_u$ [kg/cmq]
Sabbia umida e compatta	0,0001
Sabbie argillose/limose	0,01
Argille/Limi sabbiosi	0,1
Argille/Limi magri	0,2
Argille/Limi grassi	0,5
Argille/Limi molto grassi	1÷10

Tabella C.9 - Generica resistenza al taglio non drenata  $c_u$  per tipo di terreno.

In genere il valore di  $c_u$  si ricava da prove di laboratorio, nello specifico dalla prova a taglio triassiale non consolidata non drenata (TxUU), ma sono

state definite nel corso degli anni delle relazioni empiriche che legano la resistenza alla punta  $R_p$  con la resistenza  $c_u$ .

Con riferimento agli articoli di Pelli - Ottaviani ("Definizione della resistenza non drenata delle argille del mare Adriatico mediante prove penetrometriche") e di Robertson ("Interpretation of Cone Penetration Test - An unified approach"), si ha la seguente correlazione:

$$c_u = \frac{R_p}{\beta} \quad \text{con } \beta = 10 \div 30$$

Si nota che la relazione è dipendente dal valore  $\beta$ , il quale è un coefficiente adimensionale che varia tra 10 e 30 e il cui valore è correlato al tipo di terreno coesivo e al tipo di penetrometro utilizzato. Esso diminuisce all'aumentare della plasticità del terreno e, quindi, il coefficiente è minore per le argille normal-consolidate e maggiore per quelle sovraconsolidate.

Nella fattispecie, di seguito si riportano tre tabelle che sono state redatte per avere un ordine di grandezza del valore di  $c_u$  al variare della  $R_p$ , per tre valori tipici di  $\beta$ : basso (argille NC), medio ed alto (argille OC).

Si precisa che la correlazione è valida per i soli terreni coesivi o che ne abbiano una buona parte, difatti il valore di  $c_u$  decade drasticamente alla presenza di parti sabbiosa. (Valori assunti dai libri: "Fondazioni" - C. Viggiani; "Geotecnica" - K. Terzaghi, R.B. Peck; e in seguito dettagliati ed elaborati in base agli articoli sopracitati).

1^ Correlazione - $\beta=10$ (NC)		2^ Correlazione - $\beta=20$		3^ Correlazione - $\beta=30$ (OC)	
$R_p$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$c_u$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$R_p$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$c_u$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$R_p$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$c_u$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
2	0.20	2	0.10	2	0.07
4	0.40	4	0.20	4	0.13
6	0.60	6	0.30	6	0.20
8	0.80	8	0.40	8	0.27
10	1.00	10	0.50	10	0.33
12	1.20	12	0.60	12	0.40
14	1.40	14	0.70	14	0.47
16	1.60	16	0.80	16	0.53
18	1.80	18	0.90	18	0.60
20	2.00	20	1.00	20	0.67
22	2.20	22	1.10	22	0.73
24	2.40	24	1.20	24	0.80
26	2.60	26	1.30	26	0.87
28	2.80	28	1.40	28	0.93
30	3.00	30	1.50	30	1.00
32	3.20	32	1.60	32	1.07
34	3.40	34	1.70	34	1.13
36	3.60	36	1.80	36	1.20
38	3.80	38	1.90	38	1.27
40	4.00	40	2.00	40	1.33

Tabella C.10 - Resistenza al taglio non drenata  $c_u$ , per valori di  $\beta$  minimi, medi e massimi.