

VIBICI Costruzioni S.r.l.
23842 – Bosisio Parini (LC)
Via dei Livelli, 7

IDeCOM S.r.l.
22036 – Erba (CO)
Via Marconi, 52

Fascicolo dei Calcoli

Strutture portanti



Indice

1.	ASPETTI GENERALI.....	3
2.	DESCRIZIONE GENERALE	4
2.1.	Scelta progettuale.....	4
2.2.	Tecnologia esecutiva.....	4
2.3.	Prescrizioni esecutive.....	5
3.	RIFERIMENTI.....	6
3.1.	Normativa italiana vigente	6
3.2.	Documentazione di riferimento:.....	6
4.	DESCRIZIONE DELL'OPERA e DEGLI INTERVENTI.....	7
5.	CARATTERISTICHE MATERIALI.....	8
5.1.	Calcestruzzo.....	8
5.2.	Acciaio per armature	9
6.	Caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione.....	10
7.	Dimensionamento dei pali di fondazione	12
8.	Calcolo della resistenza di progetto	13
8.1.	Carichi assiali	13
8.1.1.	LCPC CPT Method (Bustamante e Gianceselli)	14
8.1.2.	DMT Method (Togliani).....	16
8.2.	Carichi laterali.....	19
9.	Dimensionamento armatura pali	21
9.1.	Azioni agenti – interazione palo terreno.....	21
9.2.	Verifica pressoflessione.....	27
9.1.	Verifica a taglio.....	28
10.	Conclusioni.....	30
11.	Allegati di calcolo.....	31

1. ASPETTI GENERALI

Relazione di calcolo delle resistenze dei pali di fondazione per la realizzazione di una nuova struttura industriale in via dei Livelli, 7 a Bosisio Parini (LC).

La presente relazione di calcolo conduce la verifica della capacità portante de pali di fondazione determinando le resistenze in base all'approccio 2, il tutto nel rispetto delle NTC di cui al D.M. 17/01/2018.

I pali di fondazione verranno disposti al di sotto di plinti di fondazione, nel numero e con il passo in funzione delle combinazioni dei carichi trasmessi dalle strutture in elevazione e nel rispetto delle relative resistenze di progetto dei pali.

2. DESCRIZIONE GENERALE

2.1. *Scelta progettuale*

L'area in cui verrà edificato l'edificio fa parte di una zona industriale in cui sono presenti diversi immobili adibiti prevalentemente alla lavorazione di materiale metallico, la nuova edificazione prevede la costruzione in aderenza con un edificio esistente.

Date le caratteristiche riscontrate in fase di indagini geologiche, riassunte nei paragrafi successivi, è possibile riconoscere come il terreno sia caratterizzato da una sensibile comprimibilità.

Al fine di evitare eccessivi cedimenti il sistema di fondazione deve garantire ridotti cedimenti indotti alle strutture limitrofe. Per il raggiungimento di tale prerogativa un vincolo progettuale si traduce nel raggiungimento di strati a ridotta deformabilità.

Inoltre il terreno mostra scarse caratteristiche meccaniche sino ad importanti profondità.

Tenuto di quanto indicato la scelta progettuali hanno escluso soluzioni di fondazioni dirette, tipo platea con pali o soluzioni di bonifica del terreno per via degli inevitabili cedimenti trasmessi all'aree limitrofe.

Al fine di ridurre il disturbo al terreno minimizzando le vibrazione in fase esecutiva si è scelta come tecnologia realizzativa pali FDP.

2.2. *Tecnologia esecutiva*

Il sistema di palificazione adottato nella presente progettazione fa parte della categoria dei pali infissi e si tratta in particolare della tipologia di palo denominata FDP (Full Displacement Pile).

Il palo a spostamento laterale (FDP) viene realizzato mediante infissione a rotazione e spinta di un apposito utensile nel terreno. L'infissione avviene mediante l'utilizzo di attrezzature con testa di rotazione ad elevata coppia per poter procedere anche in terreni con grado di addensamento più elevato dei terreni limo-argillosi debolmente addensati per i quali tale tipologia di palo fu ideata.

In sostanza si sfrutta un apposito utensile di differenti diametri, che viene inserito nel terreno per rotazione e spinto da un asta kelly montata su un apposito must e fatta ruotare da una testa di rotazione.

L'utensile FDP standard è costruito su una robusta asta centrale progettata per convogliare il calcestruzzo fino alla punta. L'elemento sottostante di perforazione e quello superiore di compattazione possono essere di lunghezze diverse per meglio adattare l'utensile alle condizioni del terreno; conseguentemente la lunghezza dell'utensile può variare da un minimo di ca. 3m ad un massimo standard di 6-7 m.

I diametri possono essere differenti, quelli utilizzati normalmente sono 360, 420, 510, 620, 640 mm ed eccezionalmente diametri superiori. Le punte di perforazione sono pure intercambiabili e predisposte per diversi tipi di denti e di configurazione delle flange al fine di massimizzare le prestazioni dell'utensile stesso. La tipica procedura di esecuzione standard è la seguente:

- 1) Posizionamento dell'attrezzatura;
- 2) Inizio infissione con l'utensile in rotazione continua ad avanzamento. Il suolo viene così reso "sciolto" dall'elica rotante e costipato all'intorno del foro dall'apposito "displacemtn body" (ogiva);
- 3) Attraverso una kelly bar si può estendere lo scavo ad elevate profondità in funzione della tipologia di macchina base;
- 4) Una volta raggiunta la profondità finale, l'utensile viene estratto e, contemporaneamente, il calcestruzzo viene pompato attraverso l'interno delle aste cave, uscendo dall'apposito ugello posto in prossimità della punta;
- 5) Ad utensile estratto si installa la gabbia di rinforzo nel calcestruzzo (eventualmente tramite l'ausilio di un apposito vibratore) o si introducono per gravità idonee gabbie o profilati in acciaio;

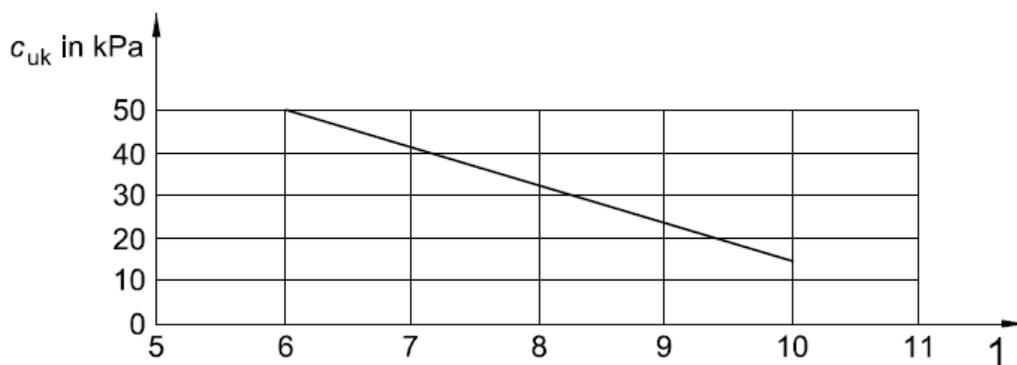
Con questa tecnologia si evitano gli eccessivi rumori e vibrazioni generalmente indotti da altre forme di palificazioni e, inoltre, si produce poco o nulla materiale di risulta.

Un'altra caratteristica molto importante per il caso progettuale specifico risulta dall'aver una registrazione continua di spinta e copia necessaria durante l'avanzamento dell'asta che permetterà in fase di direzione lavori la verifica dell'effettivo raggiungimento di strati ad elevata portata.

2.3. *Prescrizioni esecutive*

Per quanto riguarda la fase esecutiva della palificata si rimanda alla norma "EN UNI 12699 - Esecuzione di lavori geotecnici speciali Pali eseguiti con spostamento del terreno".

La disposizione dei pali dovrà sempre rispettare l'interasse minimo pari a quattro diametri, in oltre si prescrive il rispetto della distanza minima tra pali freschi in terreno molle pari a 8 diametri.



3. RIFERIMENTI

3.1. *Normativa italiana vigente*

Le analisi e le verifiche sono svolte con riferimento alla vigente normativa italiana ed, in particolare, alle leggi e alle norme elencate nel seguito:

- ✓ Ministero dei Lavori Pubblici: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica”, Legge n. 1086 del 05/11/1971, G.U. n. 321 del 21/12/1971;
- ✓ Ministero dei Lavori Pubblici: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”, Legge n. 64 del 02/02/1974, **G.U. n. 76 del 21/03/1974**;
- ✓ Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, Decreto del 17/01/2018, Suppl. Ord. n. 42 alla G.U. n. 8 del 20/02/2018;

Per tutti gli argomenti non trattati nelle normative sopra riportate o, laddove necessario, ad integrazione di esse, si fa riferimento alle disposizioni presenti nelle Norme UNI-EN armonizzate ed agli Eurocodici strutturali.

- ✓ UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole Generali.
- ✓ UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- ✓ UNI EN 12699: “Execution of special geotechnical works – Displacement piles”.
- ✓ UNI EN 206-1 Concrete – part 1: Specification, performance, production and conformity
- ✓ U.S. Army Corps of Engineers – EM 1110-2-2906 – Design of Pile Foundations.
- ✓ ASTM D 1143 “ Test methods for deep foundations under static axial compressive load.

3.2. *Documentazione di riferimento:*

- ✓ Relazione sulla fattibilità geologica – Relazione sulla risposta sismica – Relazione sulla caratterizzazione geotecnica – 05 Gennaio 2018 – Dr. Geologo Leonardo Calzolari.
- ✓ Relazione geologica – Settembre 2017 – Dr. Geologo Luca Stanzione.
- ✓ Relazione sismica – Settembre 2017 – Dr. Geologo Luca Stanzione.
- ✓ Relazione geotecnica – 24 Marzo 1989 – Dr. Geologo Rossini Flavio

4. DESCRIZIONE DELL'OPERA E DEGLI INTERVENTI

L'intervento prevede la costruzione di un nuovo edificio industriale. La figura 1 mostra la pianta delle fondazioni, con la disposizione prevista per i pali.

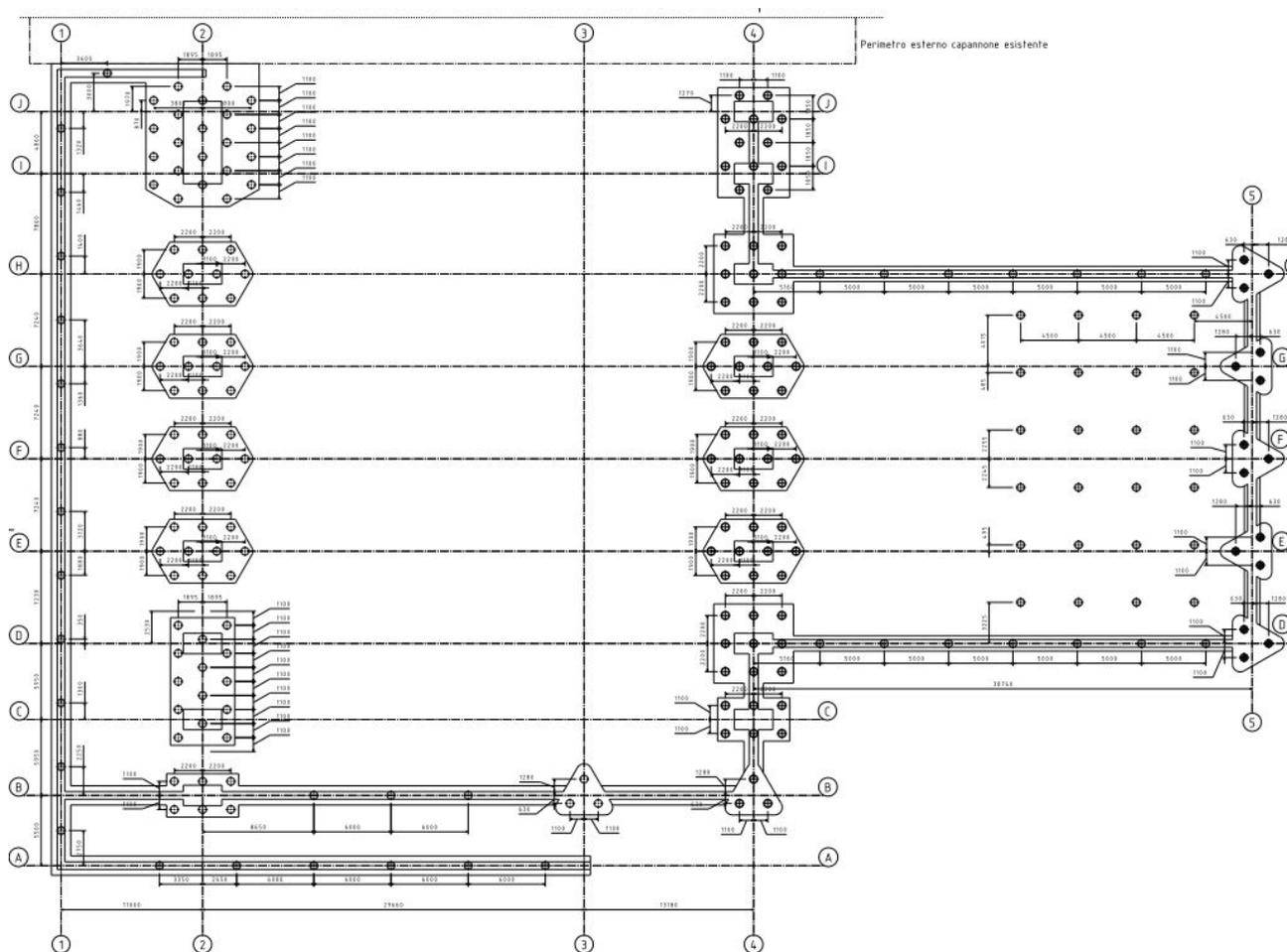
Per far fronte alle azioni trasmesse dalla struttura (calcolate mediante l'analisi della struttura e riportate in Appendice), sono previste le seguenti tipologie di palo:

Diametro nominale 620mm
 Lunghezza 15.00m

Diametro nominale 620mm
 Lunghezza 26.00m

Diametro nominale 620mm
 Lunghezza 31.00m

Diametro nominale 620mm
 Lunghezza 37.00m



5. CARATTERISTICHE MATERIALI

5.1. Calcestruzzo

Caratteristiche meccaniche assunte in fase di progetto

Per Pali:

Calcestruzzo fibrorinforzato **C 25/30 - classe 2-c** preconfezionato

Resistenza caratteristica a rottura (28 gg.)	$f_{ck} = 25 \text{ MPa} - R_{ck} = 30 \text{ MPa}$	NTC - 11.2.1
Coefficiente di sicurezza SLU	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7(0.30 f_{ck}^{2/3}) = 1.8 \text{ MPa}$	NTC - 11.2.3 a
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 31475 \text{ MPa}$	NTC - 11.2.5
Resistenza a compr. di progetto (28 gg.) - SLU	$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c = 14.2 \text{ MPa}$	NTC - 4.1.4
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.2 \text{ MPa}$	NTC - 4.1.5
Tensione limite a compressione (28 gg.) - SLE - comb. rara	$\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 15 \text{ MPa}$	NTC - 4.1.40
Tensione limite a compressione (28 gg.) - SLE - comb. quasi permanente	$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$	NTC - 4.1.41

Durabilità

Al fine di garantire il buon funzionamento delle opere per l'intera vita nominale di progetto si prescrivono le seguenti voci di capitolato:

Pali:

- ✓ Classe di esposizione ambientale: XC 1;
- ✓ Classe di resistenza a compressione minima: C 25/30;
- ✓ Copriferro netto: 75 mm

5.2. Acciaio per armature

Caratteristiche meccaniche assunte in fase di progetto

Acciaio B450C in barre / reti / tralicci		
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk\ nom} = 540\ \text{MPa}$	NTC - 11.3.2.1
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk\ nom} = 450\ \text{MPa}$	NTC - 11.3.2.1
Coefficiente di sicurezza SLU	$\gamma_s = 1.15$	
Tensione di snervamento di progetto SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3\ \text{MPa}$	NTC - 4.1.6
Tensione limite in esercizio SLE - comb. rara, frequente, quasi permanente.	$\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360\ \text{MPa}$	NTC - 4.1.42

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE

La caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione è basata sulla campagna di indagine descritta nella relazione del dott. Calzolari, che ha permesso di ricostruire la successione litologica del sottosuolo investigato mediante l'esecuzione delle seguenti prove:

- n.2 prove penetrometriche statiche elettriche con Piezocono (CPTu);
- n.1 prova dilatometrica con dilatometro piatto Marchetti (DMT);
- Esecuzione di n.1 prova sismica attiva con Cono Sismico (SCPTU);
- Esecuzione di n.10 prove sismiche passive con metodologia H.V.S.R;

La stratigrafia di progetto è la seguente:

Unità litologica	Profondità strato (in metri da p.c.)		Descrizione Unità
	Testa	Base	
A	0,00	0,50	<u>Terreno vegetale ed organico</u> ; è uno strato medio costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limosa con abbondante componente organica
B	0,40	3,40 / 4,30	<u>Limo sabbioso, Sabbia limosa e Limo</u> ; è uno strato molto spesso costituito prevalentemente da sedimenti a tessitura moderatamente di natura limoso sabbiosa con intervalli a sabbia limosa e strati sottili di sedimenti a tessitura fine di natura limoso argillosa e limosa
C	3,40 / 4,30	9,00 / 9,30	<u>Limo argilloso, Limo sabbioso e Argilla limosa</u> ; è uno strato molto spesso costituito prevalentemente da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argillosa con intercalazioni di strati sottili di argilla limosa e limo sabbioso
D	9,00 / 9,30	29,00 / 30,00	<u>Limo argilloso</u> ; è uno strato molto spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argillosa con intercalazioni di strati sottili di limo sabbioso, che nella CPTU2 presenta maggiore componente argillosa a partire da 22 metri di profondità
E	29,00 / 30,0	32,00	<u>Limo sabbioso e Sabbia limosa</u> ; è un intervallo spesso costituito da sedimenti a tessitura moderatamente fine e medio-fine di natura limoso sabbiosa e sabbiosa con presenza di sabbia grossa e ghiaietto ed intercalazioni di strati sottili limoso argillosi

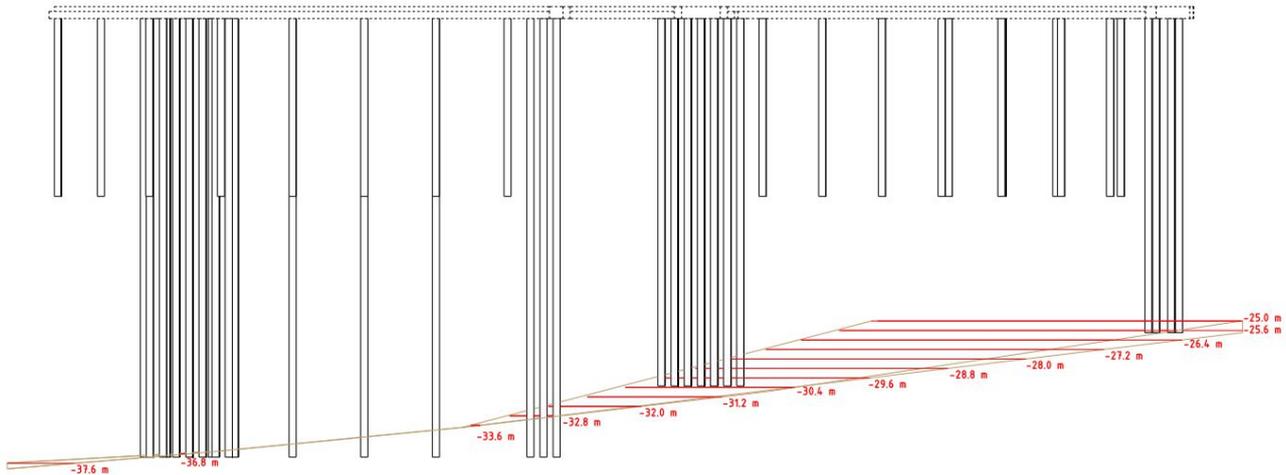
Sono state svolte in precedenza ulteriori prove in particolare svolte dal geologo Dott. Stanzone che hanno previsto, n. 2 sondaggi a carottaggio continuo con prelievo di n.5 campioni di terreno, posa di n.1 piezometro a tubo aperto, n. 2 prove penetrometriche statiche meccaniche C.P.T, n.2 prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T. Ed infine ci si può riferire alle prove condotte nel terreno in adiacenza dal dott. Geologo Rossini nel 1989 consistenti in 6 prove penetrometriche del tipo S.C.P.T.

La stratigrafia del sottosuolo, desunta dalle prove, mostra la successione di terreni compressibili a scadenti caratteristiche geotecniche, limo sciolto nei primi metri e successivamente una serie di argille limose grigie ad elevata plasticità con gradi di compattezza crescente sino al raggiungimento di sabbia limosa molto compatta. La soggiacenza dello strato compatto a maggior rigidità è risultato uniforme sull'intera area

posizionato a quote differenti , che per le zone di interesse vanno dai 24m sino i 37 m come mostrato nella figura successiva detto dall'interpretazione delle prove H.V.S.R. che ne hanno permesso l'identificazione.

Profilo Longitudinale Palificata

Scala 1:200



Tenendo in considerazione l'omogeneità della tipologia del terreno, il rilievo della profondità dello strato a maggior rigidità nelle fasi di calcolo della capacità portante del palo si terrà in conto della differente giacitura dell'unità geologica E posizionandola in funzione della profondità rilevata.

Questa assunzione permette di ottimizzare la portata della palificata e garantire il raggiungimento dello stato a rigidità tale da minimizzare i cedimenti, evitando soluzioni di palificate sospese.

7. DIMENSIONAMENTO DEI PALI DI FONDAZIONE

La progettazione dei pali di fondazione è eseguita in conformità a quanto richiesto dalle NTC 2018 al par. 6.4.3. In particolare, tenuto conto delle scelte progettuali, si sono presi in considerazione i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico:
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;

Le verifiche sono svolte secondo l'approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.4.II e 6.4.VI qui riportate per comodità.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

8. CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO

8.1. Carichi assiali

Il valore caratteristico della resistenza sarà calcolato sulla base di metodi analitici, e pertanto sarà applicata la relazione:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Dove i coefficienti ξ_3 e ξ_4 assumono i valori 1.60 e 1.48 rispettivamente (NTC 2018, n. 3 verticali indagate).

Il valore della resistenza è determinato a partire dai contributi di base e di fusto alla capacità assiale. Per il calcolo dei singoli contributi si è utilizzato il metodo diretto sfruttando i risultati delle prove C.P.T.

La capacità assiale ultima del palo è definita come, Q_{ULT} , somma di due contributi:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_b$$

La capacità di punta Q_b , è calcolata come il prodotto tra l'area A_p del palo e la capacità specifica del terreno q_p . Il carico d'attrito laterale, Q_s , è il prodotto tra l'area esterna del palo A_s moltiplicato per la resistenza ad attrito specifica f_p :

$$Q_{ult} = f_p A_s + q_p A_p$$

Ovviamente, differenti valori di resistenza specifica laterale sono presenti in funzione della litologia e della profondità, dunque il calcolo viene eseguito integrando lungo la lunghezza del fusto del palo i contributi.

Table 2.6 Values of k_c for different soil and pile types.

Nature of Soil	q_c / P_a	Value of k_c	
		Group I	Group II
Soft clay and mud	< 10	0.40	0.50
Moderately compact clay	10 to 50	0.35	0.45
Silt and loose sand	≤ 50	0.40	0.50
Compact to stiff clay and compact silt	> 50	0.45	0.55
Soft chalk	≤ 50	0.20	0.30
Moderately compact sand and gravel	50 to 120	0.40	0.50
Weathered to fragmented chalk	> 50	0.20	0.40
Compact to very compact sand and gravel	120	0.30	0.40

- P_a = reference stress = 100 kPa = 0.1 MPa = 1 tsf.
- Group I: Plain bored piles, cased bored piles, mud bored piles, hollow auger bored piles, piers, barrettes, micropiles installed with low injection pressure.
- Group II: Driven cast-in-place piles and piles in Type IIA, IIB, IIIA, and IIIB of Table 2.5.

8.1.1. LCPC CPT Method (Bustamante e Gianeselli)

Il metodo introdotto da Bustamante e Gianeselli è basato sull'analisi di 197 prove di carico su pali con un ampio range di tipologia esecutiva e caratteristiche litologiche. Il metodo utilizza per il calcolo il solo valore registrato durante la prova alla resistenza della punta, q_c , modificato con opportuni coefficienti in funzione delle correlazioni ottenute dai due autori.

La resistenza specifica alla base, q_p , è calcolata dalla definizione di una resistenza di punta q_c media equivalente, q_{ca} , moltiplicato per un coefficiente correttivo k_c .

Mentre la resistenza laterale, f_p , è calcolato a partire da q_c diviso per un coefficiente riduttivo α_{LCPC} .

$$q_p = k_c \cdot q_{ca}$$

$$f_p = q_c / \alpha_{LCPC}$$

Table 2.5 Values of k_s for different soil and pile types.

Nature of Soil	q_c / P_a	Value of k_s				Maximum q_s / P_a					
						Type					
		IA	IB	IIA	IIB	IA	IB	IIA	IIB	IIIA	IIIB
Soft clay and mud	<10	30	30	30	30	0.15	0.15	0.15	0.15	0.35	-
Moderately compact clay	10 to 50	40	80	40	80	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	≤ 1.2
Silt and loose sand	≤ 50	60	150	60	120	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	-
Compact to stiff clay and compact chalk	> 50	60	120	60	120	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	≤ 2.0
Soft chalk	≤ 50	100	120	100	120	0.35	0.35	0.35	0.35	0.8	-
Moderately compact sand and gravel	50 to 120	100	200	100	200	0.8	0.35	0.8	0.8	1.2	≤ 2.0
Weathered to fragmented chalk	> 50	60	80	60	80	1.2	0.8	1.2	1.2	1.5	≤ 2.0
Compact to very compact sand and gravel	>120	150	300	150	200	1.2	0.8	1.2	1.2	1.5	≤ 2.0

- P_a = reference stress = 100 kPa = 0.1 MPa = 1 tsf
- Type IA: Plain bored piles, mud bored piles, hollow auger bored piles, cast screwed piles, piers, barrettes, and micropiles installed with low injection pressure.
- Type IB: Bored piles with steel casing and driven cast piles.
- Type IIA: Driven or jacked precast piles and prestressed concrete piles.
- Type IIB: Driven or jacked steel piles.
- Type IIIA: Driven grouted piles and driven rammed piles.
- Type IIIB: High pressure grouted piles with diameter greater than 250 mm and micropiles installed with high injection pressure.

Il valore medio equivalente alla resistenza di punta è il valore medio misurato lungo due distanze fissate in accordo allo schema sotto riportato.

- Get the average q_c value for a zone $1.5D$ above to $1.5D$ below the pile tip.
- Eliminate the q_c values that are higher than $1.3(q_c)_{avg}$ or lower than $0.7(q_c)_{avg}$.
- Compute the $(q_c)_{eq}$ as an average of the remaining q_c values.

Briaud and Miran (1991):

$k_b = 0.6$ for clay and silt

$k_b = 0.375$ for sand and gravel

$q_{pu} = (q_c)_{eq} \cdot k_b$

Equivalent avg. \uparrow \leftarrow Empirical bearing capacity factor

$0.7 q_{c(av)}$ $1.3 q_{c(av)}$

$q_{c(av)}$

$1.5D$

$1.5D$

D

8.1.2. DMT Method (Togliani)

Il metodo proposto utilizza i valori riscontrati direttamente durante la prova dilatometrica DMT identificando i valori specifici q_s e q_b applicando dei coefficienti empirici definiti dall'autore secondo lo schema riportato di seguito.

Pile Capacity: Togliani Method (DMT based)

The pile capacity is determined by the following equations (unit kN, m):

- Shaft: $R_{shaft} = \Sigma[(\pi d h_i q_s)]$
- Toe(Base): $R_{base} = (\pi/4 d_{base}^2 q_b)$
- Total: $R_{ult} = R_{shaft} + R_{base}$

where: h_i = layer thickness; d = pile diameter; d_{base} = toe diameter

A) Unit Friction (q_s)

$$\begin{array}{ll} \text{If } I_D \geq 1.8 & q_s = \beta p_0^{0.73} K_D^{0.3} I_D^{0.25} \\ 0.6 < I_D \leq 1.8 & q_s = \beta p_0^{0.68} K_D^{0.25} \\ I_D < 0.6 & q_s = \beta p_0^{0.55} K_D^{0.1} I_D^{0.4} \end{array}$$

B) Unit Base ($q_b - s/D = 5\%$)

$$\begin{array}{ll} \text{Bored, CFA and SDP Piles} & q_b = p_{1base} \\ \text{Driven, Jacked, FDP Piles} & q_b = 1.5 * I_D^{0.3} p_{1base} \end{array}$$

$I_{D\ base}$ and p_{1base} are measured from $+ 8 d_{base}$ to $-4 d_{base}$

β and λ Values Table (CPTu & DMT Methods)

Pile Type	β	λ
Precast Driven	1.00	0.30*
Precast Jacked		
DD (Bauer, Omega, etc.)	0.90	0.25*
Pipe (Open End)	0.70	0.20*
HP	0.65	0.15*
CFA, Bored (Polymers-Bentonite Upper Bond, Cased cohesionless)	0.60	0.10*
Bored (Cased cohesive or residual)	0.55	0.10*
Bored (Bentonite, Lower Bond)	0.40	0.05*

* λ doubles when an Expander Body is present

Rimandando all'appendice per il dettaglio dei calcoli, nella seguente tabella sono mostrati i risultati ottenuti:

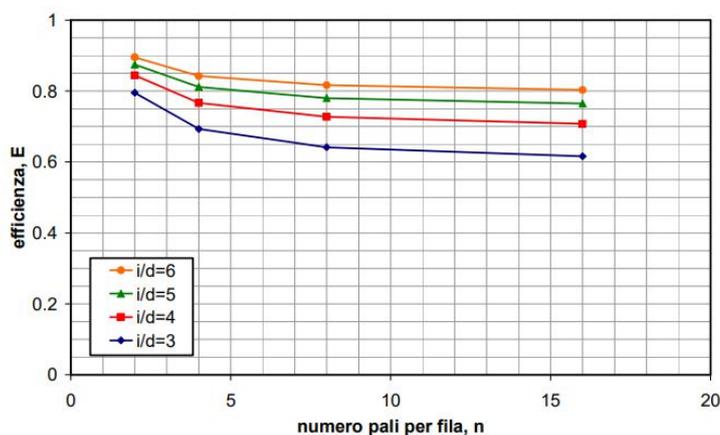
Verticale	Palo L=15m		Palo L=26m		Palo L=31m		Palo L=37m	
	Q _s (kN)	Q _b (kN)						
CPT _u 1	1018.17	93.87	1845.00	507.7	1889.90	507.70	2308.25	507.70
CPT _u 2	693.82	83.70	1533.50	507.7	1806.04	507.10	2198.58	507.7
DMT	825.78	98.55	1977.28	610.27	2177.63	610.27	2344.59	610.27
R _{,k}	468.79	56.56	1036.14	338.68	1220.29	338.68	1485.52	338.68
R _{,d}	407.64	49.18	900.99	294.50	1061.12	294.50	1291.76	294.50
W _p (kN)	105.97		183.69		219.01		261.40	
R _{c,d} (kN)	350.85		1011.80		1136.61		1324.86	
R _{t,d} (kN)	375.03		720.79		976.23		1188.41	

Per quanto concerne i valori di efficienza della palificata si assume $e=0.80$, in accordo all'approccio proposto per terreni a grana fine formula empirica di Converse Labarre essendo $i/d=4$. Nella seguente tabella sono mostrate le verifiche eseguite, vengono confrontate le azioni allo SLU ottenute dal modello strutturale con la capacità portante delle palificate.

L'efficienza è sempre minore di 1 (tipicamente pari a $E = 0.6-0.7$)

Per una palificata di $m \times n$ pali, si può calcolare con la formula empirica di Converse-Labarre:

$$E = 1 - \frac{\arctan(d/i) \left((m-1)n + (n-1)m \right)}{\pi/2 \cdot mn}$$



Dal prospetto dei carichi riportato si deducono le azioni di progetto, che vengono confrontate con la resistenza di progetto della palificata: tutte le verifiche sono soddisfatte.

Allineamento	N_{slu} (kN)	n. pali	L (m)	Efficienza (-)	N_{max} (kN)	Ratio (-)
B-2	4551.0	6	37	0.8	948.12	0.71
C-2/ D-2	16901.8	18	37	0.8	1173.73	0.88
E-2	9421.0	10	37	0.8	1177.62	0.88
F-2	9358.1	10	37	0.8	1169.7	0.88
G-2	9375.3	10	37	0.8	1171.91	0.88
H-2	9001.1	10	37	0.8	1125.13	0.88
I-2/J-2	17342.8	22	37	0.8	985.38	0.74
B-3	1382.5	3	37	0.8	575.83	0.43
B-4	1350.87	3	37	0.8	562.86	0.42
C-4	3578.8	6	31	0.8	736.37	0.64
D-4	6883.8	9	31	0.8	849.85	0.74
E-4	9104.4	10	31	0.8	1124.00	0.98
F-4	9179.5	10	31	0.8	1133.27	0.99
G-4	9068.9	10	31	0.8	1119.61	0.98
H-4	7035.7	9	31	0.8	977.18	0.85
I-4/J-4	7833.7	12	31	0.8	816.01	0.72
D-5	842.1	3	26	0.8	350.87	0.34
E-5	1348.6	3	26	0.8	561.91	0.55
F-5	1415.8	3	26	0.8	589.91	0.58
G-5	1347.2	3	26	0.8	561.33	0.55
H-5	842.1	3	26	0.8	350.87	0.34
Perimetrale	291.2	1	15	1	291.2	0.83

8.2. Carichi laterali

In ottemperanza a quanto richiesto al par. 6.4.3.1.1 delle NTC18, il valore caratteristico della resistenza sarà calcolato sulla base di metodi analitici, e pertanto sarà applicata la relazione:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Dove i coefficienti ξ_3 e ξ_4 assumono i valori 1.60 e 1.48 rispettivamente (NTC 2018, n. 3 verticali indagate).

Il valore della resistenza è determinato mediante la teoria di Broms (1965), utilizzando gli abachi mostrati nelle figure che seguono; si specifica che:

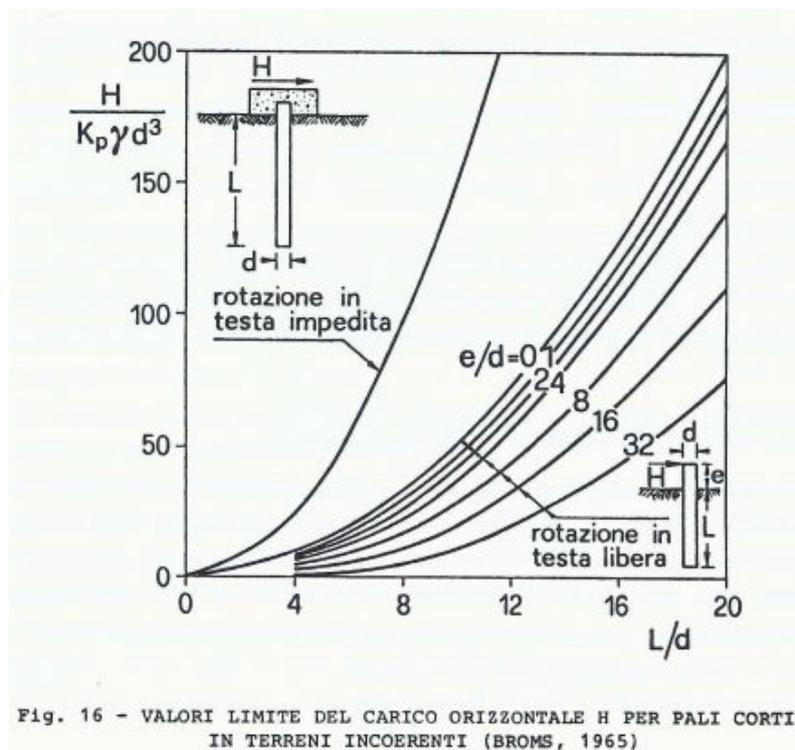
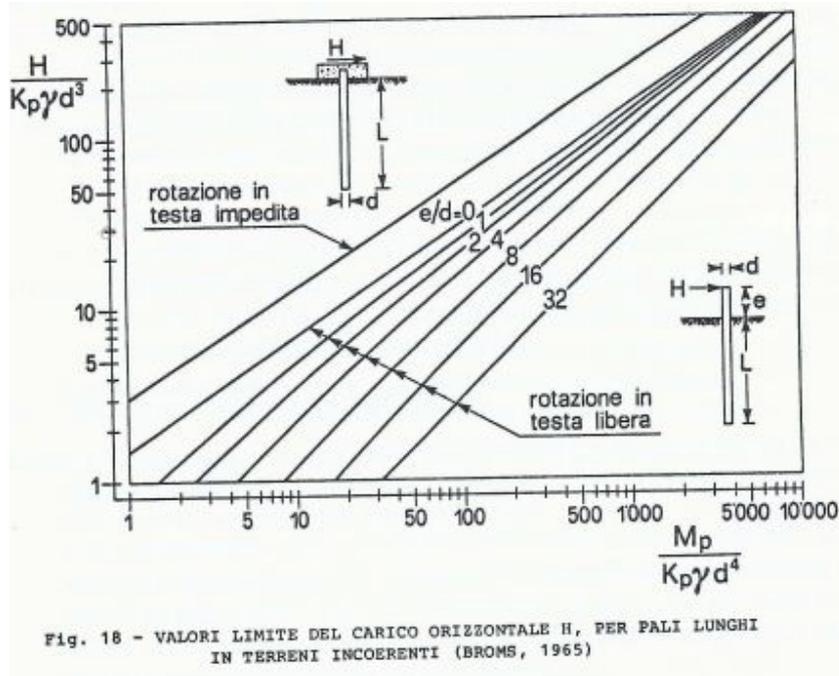
- la procedura richiede normalmente di utilizzare entrambi gli abachi (palo corto e palo lungo), tenendo conto del risultato più conservativo. Tuttavia dal momento che nel caso in esame il rapporto L/d è pari ad almeno $15m/0.6m=25$, il grafico per pali lunghi fornisce sicuramente il valore più basso;
- di conseguenza, i valori di capacità portante in direzione orizzontale sono identici per tutti i pali analizzati;
- la rotazione della testa del palo risulta bloccata ed il rapporto e/D è sempre nullo;
- il momento di rottura della sezione del palo è pari a $MP=$
- il coefficiente di spinta passiva k_P viene determinato, a favore di sicurezza, facendo riferimtno su ogni verticale indagata al più scadente tra gli strati superficiali;

Il valore di progetto della resistenza, infine, è ottenuto applicando il coefficiente parziale γ_T , ricavato dalla Tabella 6.4.VI delle NTC18 (1.60).

Rimandando all'appendice per i dettagli dei calcoli, nella seguente tabella sono mostrati i risultati ottenuti.

Verticale	$MP/k_p\gamma d^4$ (-)	$H/k_p\gamma d^3$	H_{MAX}
CPTu 1	78	50	396.90
CPTu 2	93	55	364.68
DMT	103	60	360.86
Rtr,k (kN)	233.84		
Rtr,d (kN)	179.87		

Dal prospetto dei carichi riportato in APPENDICE si evince che il palo più sollecitato è sottoposto ad una azione di progetto allo stato limite ultimo pari a 68.04 kN, pertanto la verifica è soddisfatta.



9. DIMENSIONAMENTO ARMATURA PALI

9.1. Azioni agenti – interazione palo terreno

Per dimensionare l'armatura dei pali di fondazione, sarà valutata la distribuzione delle azioni interne lungo il fusto del palo, allo scopo di valutare i valori massimi del momento flettente e del taglio; di ricorda inoltre che:

- I pali sono vincolati in testa alla fondazione;

Il calcolo delle azioni interne viene eseguito in maniera semplificata assimilando il comportamento del palo a quello di una trave su suolo elastico alla Winkler, integrando la seguente equazione differenziale:

$$EJ \cdot \frac{d^4 y(z)}{dz^4} + p(z) = 0$$

Dove

- $y(z)$ è lo spostamento laterale del palo;
- E e J sono rispettivamente il modulo elastico ed il momento di inerzia del palo;
- P è la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo, funzione della profondità z ; questa dipende dallo spostamento trasversale del palo attraverso la relazione $p(z) = k_h \cdot y(z)$;

La costante K_s è stata determinata dall'interpretazione delle prove dilatometriche che hanno permesso la definizione del modulo dilatometrico E_d . Impiegano la relazione suggerita da Bowles la costante si determina come:

$$k_s = \frac{E_d F_p}{3.7 B}$$

Dove:

E_d = modulo dilatometrico

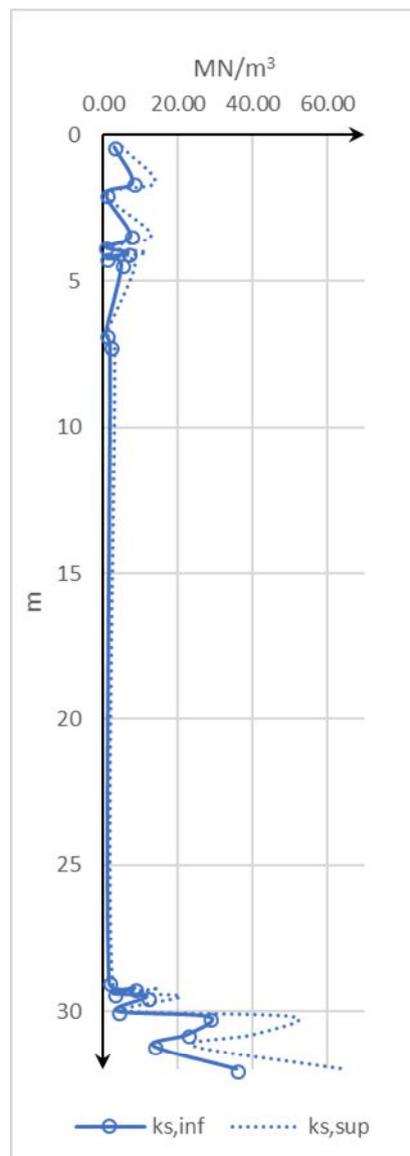
F_p = coefficiente correttivo di forma da 1.5 a 4.7 qui assunto pari ad 1.5

B = diametro del palo

Nella tabella successiva si riporta la discretizzazione lungo l'altezza del palo della rigidezza dedotta dalla prova DMT:

Z	Ed	$k_{s,inf}$	$k_{s,sup}$
[m]	[MPa]	[MN/m ³]	[MN/m ³]
0.40	4.21	2.84	5.13
1.60	11.43	7.72	13.92
2.00	0.93	0.63	1.13
3.40	10.62	7.18	12.93

3.80	0.66	0.45	0.80
4.00	9.58	6.47	11.66
4.20	0.84	0.57	1.02
4.40	7.03	4.75	8.56
6.80	0.79	0.53	0.96
7.20	2.57	1.74	3.13
29.00	2.10	1.42	2.56
29.20	12.32	8.32	15.00
29.40	3.75	2.53	4.57
29.50	17.05	11.52	20.76
30.00	5.39	3.64	6.56
30.20	41.83	28.26	50.93
30.80	33.27	22.48	40.50
31.20	19.78	13.36	24.08
32.00	52.53	35.49	63.95



In letteratura sono indicati i range di valore atteso per le varie tipologie di terreno, si veda tabella sotto riportata. Analizzando i valori di k_s è possibile affermare la corrispondenza con la litologia del sito essendo i valori riferibili ad argille da molli a compatte.

TABLE 16-4
Representative range of values of lateral modulus of subgrade reaction (value of A_s in the equation $k_s = A_s + Bz^n$)

Soil*	k_s , kcf	k_s , MN/m ³
Dense sandy gravel	1400–2500	220–400
Medium dense coarse sand	1000–2000	157–300
Medium sand	700–1800	110–280
Fine or silty, fine sand	500–1200	80–200
Stiff clay (wet)	350–1400	60–220
Stiff clay (saturated)	175–700	30–110
Medium clay (wet)	250–900	39–140
Medium clay (saturated)	75–500	10–80
Soft clay	10–250	2–40

*Either wet or dry unless otherwise indicated.

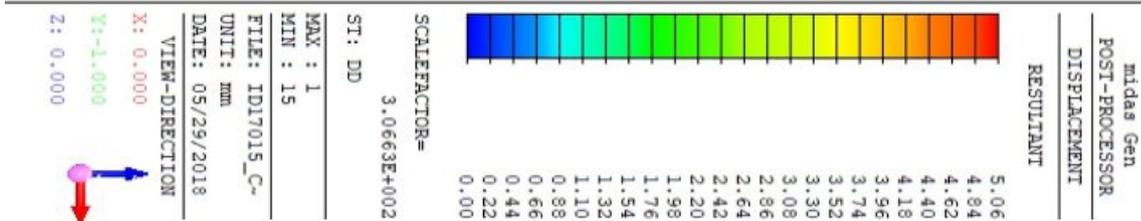
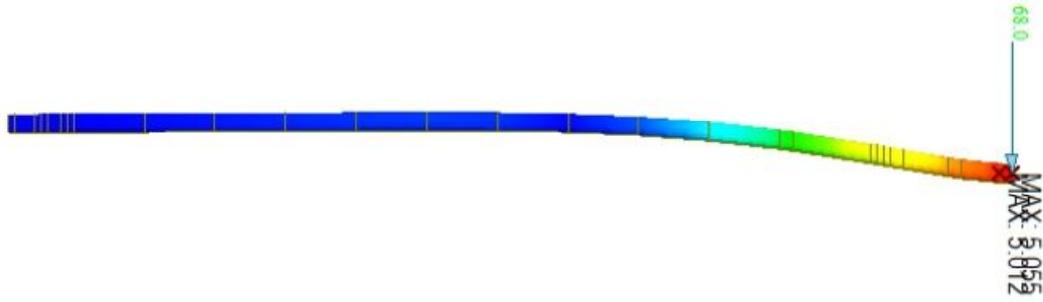
Nelle figure successive estratte dal programma ad elementi finiti MIDAS gen, sono mostrati gli andamenti della deformata del palo, del momento flettente, del taglio.

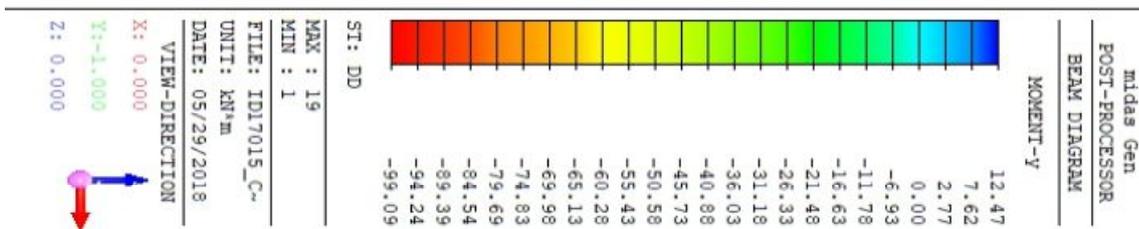
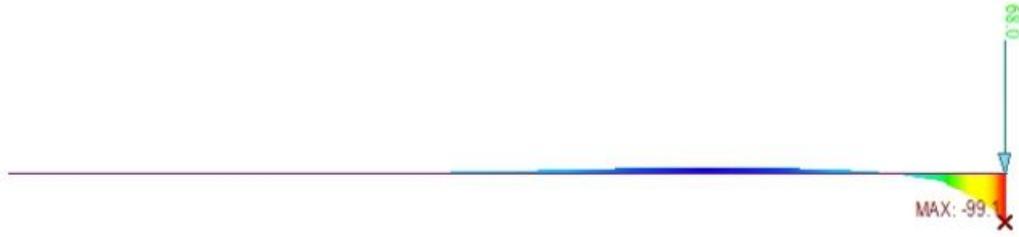
I valori massimi ottenuti sono pari a $s=5.06\text{mm}$, $M=99.09\text{kNm}$ e $T=64.5\text{kN}$.

Si nota chiaramente che l'effetto dei carichi orizzontali viene smorzato nei primi metri del palo. È evidente come a profondità superiore a 15 metri il palo risulta caricato soltanto assialmente non essendoci più valori di momento o taglio.

Questa situazione permette di considerare la parte profonda del palo adibito principalmente alla funzione di riduttore di cedimento, permettendo il raggiungimento degli strati profondi a maggior rigidità.

Si decide in questa sede di armare il palo fino ad una profondità di 24 metri ed utilizzare armatura diffusa sino al raggiungimento della punta del palo. L'armatura diffusa deve essere garantita dall'impiego di calcestruzzo fibrorinforzato di classe minima 2-c in accordo al codice modello 2010.







midas Gen
 POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

Shear-z

1.41
0.00
-4.33
-7.20
-10.06
-12.93
-15.80
-18.67
-21.53
-24.40
-27.27
-30.14
-33.00
-35.87
-38.74
-41.61
-44.47
-47.34
-50.21
-53.08
-55.94
-58.81
-61.68
-64.55

ST: DD
 MAX: 20
 MIN: 1

FILE: ID17015_C~
 UNIT: KN
 DATE: 05/29/2018

VIEW-DIRECTION
 X: 0.000
 Y: -1.000
 Z: 0.000

9.2. Verifica pressoflessione

Si assumono i seguenti dati di progetto:

- Diametro del palo = 0.40m
- Armatura longitudinale: n.10 ϕ 20
- Copriferro $c=7.5$ cm
- Materiali come di chiarato

Il valore dell'azione massima di progetto risultano essere:

$M=99.09$ kNm

$N=884$ kN

Verifica C.A. S.L.U. - File: [] [] [X]

File **Materiali** Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : **Palo - VIBICI Costruzioni S.r.l.**

Sezione circolare cava

Raggio esterno: [cm]

Raggio interno: [cm]

N° barre uguali:

Diametro barre: [cm]

Copriferro (baric.): [cm]

N° barre: Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura: **Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

Materiali

B450C	C25/30
E_{su} 67.5 ‰	E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm ²	E_{cu} 3.5
E_s 200,000 N/mm ²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
E_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 4.158 ‰

d 52.5 cm

x 23.99 x/d 0.457

δ 1

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

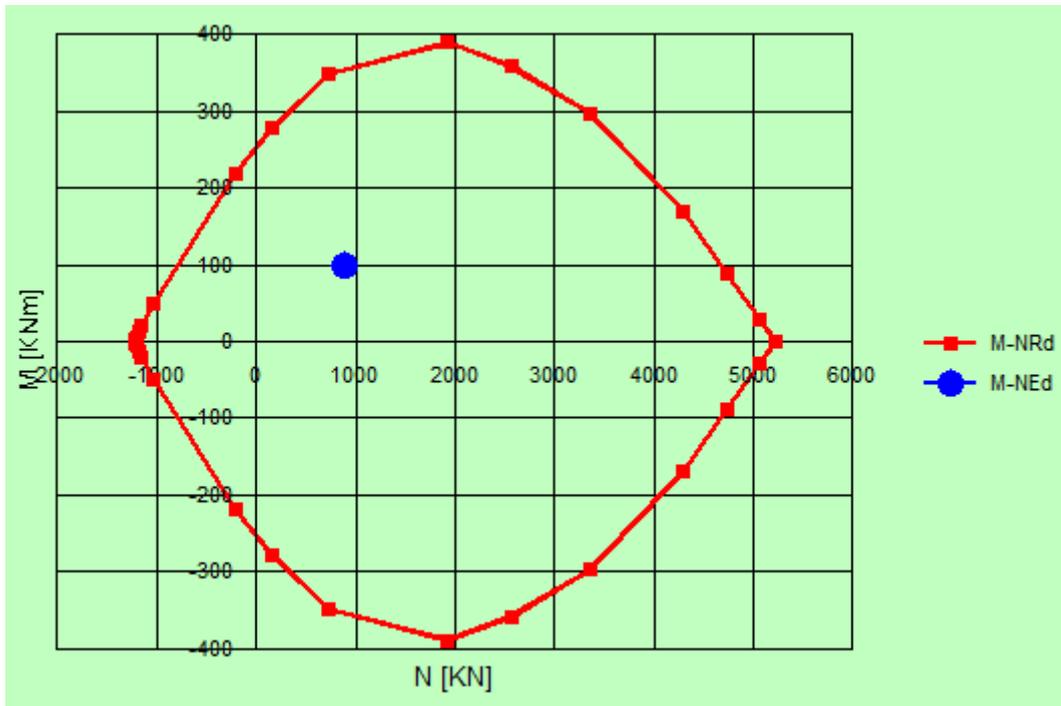
Vertici: N° rett.

Calcola MRd

L_o cm

Precompresso

Si riporta il domino M-N



9.1. Verifica a taglio

La valutazione della resistenza a taglio della sezione si è svolta in accordo alle vigenti normative e si è tenuto conto del contributo di resistenza a taglio come da specifica internazionale indicata nel Model Code 2010, in cui $V_{Rd,F}$ risulta:

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho_l \cdot \left(1 + 7.5 \cdot \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d$$

Dove

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo;

k è un fattore che tiene in conto di effetti di scala;

d è la profondità effettiva della sezione;

ρ_l è il rapporto geometrico d'armatura longitudinale;

A_{sl} è l'armatura longitudinale;

f_{Ftuk} è la resistenza residua del SFRC considerando un $w_u=1.5\text{mm}$;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo senza fibre;

f_{ck} è il valore caratteristico a compressione del calcestruzzo;

b_w è la dimensione minima della sezione nella zona tesa;

Per la verifica a taglio della sezione circolare si è utilizzato il metodo proposto da Clarke-Birjandi 1993. Ponendo d uguale alla distanza dal bordo compresso al baricentro dell'armatura longitudinale tesa e definendo:

$$A_v = r^2 [p/2 + \alpha + \sin(\alpha) \cos(\alpha)]$$
$$d = r [1 + \sin(\alpha)]$$

è possibile definire la dimensione minima della sezione tesa come:

$$b_w = A_v / d$$

Considerando un'armatura trasversale fissata in staffe 8 mm con spaziatura 200 mm e calcestruzzo fibrorinforzato classe 2 -c, tenedo conto dell'inclinazione media delle staffe e di un braccio della coppia interna pari a $4/3R$ si ha:

$$V_{rd} = V_{rd,F} + V_{rd,s} = 192.58 \text{ kN} + 121.55 \text{ kN} = 314 \text{ kN}$$

dove $V_{rd,s}$ è:

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} \cot \theta$$

$$\text{con } \theta = 30^\circ$$

Risulta: $V_{rd} = 314 \text{ kN} \geq 65 \text{ kN} = V_{sd}$

10. CONCLUSIONI

Tutte le strutture sono progettate a norma delle vigenti disposizioni di Legge.

IL PROGETTISTA - CALCOLATORE DELLE STRUTTURE
Dott. Ing. Andrea Bassani

11. ALLEGATI DI CALCOLO

Si riportano le azioni di calcolo agenti a quota palificata

Allineamento	N_{sd}	V_{sd}
	(kN)	156
B-2	4551	19
C-2	8014.6	34
D-2	8887.1	29
E-2	9421.0	24
F-2	9358.1	8
G-2	9375.3	10
H-2	9001.1	71
I-2	7772.0	60
J-2	9570.8	87
B-3	1382.5	10
B-4	1350.87	15
C-4	3578.8	15
D-4	6883.8	431
E-4	9104.4	652
F-4	9179.5	680
G-4	9068.9	668
H-4	7035.7	455
I-4	3489.7	32
J-4	4344.0	41
D-5	842.1	76
E-5	1348.6	36
F-5	1415.8	30
G-5	1347.2	39
H-5	842.1	84
Perimetrale	291.2	1.5

LOAD CAPACITY - LCPC CPT Method (Bustamante and Gianceselli)

Type of pile I
 Diameter 0.6 m
 Pile Length 15 m

Valori prove CPT 1

Z	qc	fs	α_{LCPC}	qs	Q _{s,i}	Q _s	Q _{p,i}	Q _{tot}
m	MPa	kPa			kN	kN	kN	kN
0.52	0.37	17.30	60.00	0.01	6.04	1018.17	93.87	1112.04
2.40	3.31	29.04	60.00	0.06	195.40			
2.74	0.78	13.74	60.00	0.01	8.33			
4.32	4.42	34.04	60.00	0.07	219.29			
4.64	0.55	17.94	60.00	0.01	5.53			
5.06	0.96	8.41	30.00	0.03	25.32			
5.20	0.60	7.47	30.00	0.02	5.28			
5.64	3.16	25.16	40.00	0.08	65.49			
6.12	0.57	11.51	30.00	0.02	17.18			
6.32	2.35	9.87	40.00	0.06	22.14			
6.88	0.46	10.87	30.00	0.02	16.18			
7.06	1.07	5.88	40.00	0.03	9.07			
7.46	0.67	7.55	30.00	0.02	16.83			
7.78	1.83	8.28	40.00	0.05	27.58			
9.26	0.69	7.83	30.00	0.02	64.13			
10.30	0.51	1.44	30.00	0.02	33.31			
10.40	2.26	6.15	40.00	0.06	10.64			
11.66	0.56	1.02	30.00	0.02	44.31			
11.82	1.14	2.47	40.00	0.03	8.59			
12.36	0.82	16.18	30.00	0.03	27.81			
16.00	0.83	16.18	30.00	0.03	189.73			

LOAD CAPACITY - LCPC CPT Method (Bustamante and Gianceselli)

Valori prove CPT 2

Z	qc	fs	α_{LCPC}	qs	Q _{s,i}	Q _s	Q _p	Q _{tot}
m	MPa	kPa			kN	kN	kN	kN
1.6	2.61	33.16	60.00	0.04	134.47	693.82	83.7	777.51
3.3	2.11	15.54	60.00	0.04	110.04			
3.4	1.57	24.09	60.00	0.03	3.95			
3.8	0.36	12.22	60.00	0.01	4.52			
4	1.61	8.42	60.00	0.03	11.13			
4.3	0.46	9.56	60.00	0.01	4.62			
4.5	1.6	7.38	40.00	0.04	13.57			
5.3	0.47	8.85	30.00	0.02	23.62			
5.7	0.34	1.93	30.00	0.01	7.69			
6	0.68	9.12	30.00	0.02	15.38			
6.9	0.42	3.01	30.00	0.01	23.75			
7.5	0.54	8	30.00	0.02	19.00			
7.7	0.94	3.56	30.00	0.03	14.17			
8.3	0.42	6.17	30.00	0.01	14.25			
9	0.48	1.98	30.00	0.02	21.11			
9.1	1.58	6.71	40.00	0.04	7.45			
11	0.47	1.88	30.00	0.02	47.84			
11	0.59	7.8	30.00	0.02	14.83			
14	0.58	2.01	30.00	0.02	95.48			
16	0.74	2.77	30.00	0.02	106.94			

LOAD CAPACITY - TOGLIANI

β 1
 λ 0.3
 Diameter 0.6 m
 Pile Length 15 m

Valori prove CPT 1

PROVA DMT	Z	p_0	p_1	l_D	K_D	q_s	Q_s	Q_p	Q_{TOT}
	cm	kPa	kPa			kPa	kN	kN	kN
Limo	40.00	116.73	238.00	1.06	42.24	64.881	48.92	98.55	924.33
Sabbia limosa	160.00	121.81	451.33	2.94	14.25	96.779	218.91		
Argilla limosa	200.00	91.23	118.00	0.36	5.53	9.438	7.12		
Sabbia limosa	340.00	126.14	432.29	3.22	5.10	74.620	196.92		
Argilla	380.00	126.60	145.50	0.20	3.66	8.572	6.46		
Sabbia limosa	400.00	186.85	463.00	1.86	5.56	88.939	33.53		
Argilla limosa	420.00	103.85	125.00	0.38	2.31	9.491	3.58		
Sabbia limosa	440.00	105.35	308.00	3.21	2.19	50.732	19.13		
Argilla	680.00	162.25	185.08	0.22	3.19	10.068	45.55		
Argilla limosa	720.00	203.98	278.00	0.55	2.23	15.895	11.98		
Argilla	1500.00	203.98	278.00	0.55	2.23	15.895	233.69		

LOAD CAPACITY - LCPC CPT Method (Bustamante and Gianceselli)

Type of pile I
 Diameter 0.6 m
 Pile Length 26 m

Valori prove CPT 1

Z	q _c	α _{LCPC}	q _s	Q _{s,i}	Q _s	Q _p	Q _{tot}
cm	MPa			kN	kN	kN	kN
52.00	0.37	60.00	0.01	6.04	1831.42	507.7	2339.12
240.00	3.31	60.00	0.06	195.50			
274.00	0.78	60.00	0.01	8.33			
432.00	4.42	60.00	0.07	219.40			
464.00	0.55	60.00	0.01	5.53			
506.00	0.96	60.00	0.02	12.67			
520.00	0.60	30.00	0.02	5.28			
564.00	3.16	40.00	0.08	65.52			
612.00	0.57	30.00	0.02	17.19			
632.00	2.35	40.00	0.06	22.15			
688.00	0.46	30.00	0.02	16.19			
706.00	1.07	40.00	0.03	9.08			
746.00	0.67	30.00	0.02	16.84			
778.00	1.83	40.00	0.05	27.60			
926.00	0.69	30.00	0.02	64.16			
1030.00	0.51	30.00	0.02	33.33			
1040.00	2.26	40.00	0.06	10.65			
1166.00	0.56	30.00	0.02	44.33			
1182.00	1.14	40.00	0.03	8.60			
1236.00	0.82	30.00	0.03	27.82			
2408.00	0.83	30.00	0.03	611.20			
2422.00	1.18	40.00	0.03	7.78			
24.26	1.19	40	0.0298	0.02			
24.48	5.06	40	0.1265	52.46			
24.78	2.32	40	0.058	32.7982			
25.38	9.34	60	0.1557	176.055			
25.56	4.65	60	0.0775	26.2951			
25.88	5.89	40	0.1473	88.8191			
26	3.5	40	0.0875	19.792			

LOAD CAPACITY - LCPC CPT Method (Bustamante and Gianceselli)

Valori prove CPT 2

Z	qc	α_{LCPC}	qs	Q _{s,i}	Q _s	Q _P	Q _{tot}
m	MPa			kN	kN	kN	kN
1.64	2.61	60.00	0.04	134.47	1533.50	507.7	2041.20
3.3	2.11	60.00	0.04	110.04			
3.38	1.57	60.00	0.03	3.95			
3.78	0.36	60.00	0.01	4.52			
4	1.61	60.00	0.03	11.13			
4.32	0.46	60.00	0.01	4.62			
4.5	1.6	40.00	0.04	13.57			
5.3	0.47	30.00	0.02	23.62			
5.66	0.34	30.00	0.01	7.69			
6.02	0.68	30.00	0.02	15.38			
6.92	0.42	30.00	0.01	23.75			
7.48	0.54	30.00	0.02	19.00			
7.72	0.94	30.00	0.03	14.17			
8.26	0.42	30.00	0.01	14.25			
8.96	0.48	30.00	0.02	21.11			
9.06	1.58	40.00	0.04	7.45			
10.68	0.47	30.00	0.02	47.84			
11.08	0.59	30.00	0.02	14.83			
13.7	0.58	30.00	0.02	95.48			
18.06	0.74	30.00	0.02	202.72			
24.26	1.19	40.00	0.03	347.68			
24.48	5.06	40.00	0.13	52.46			
24.78	2.32	40.00	0.06	32.80			
25.38	9.34	60.00	0.16	176.05			
25.56	4.65	60.00	0.08	26.30			
25.88	5.89	40.00	0.15	88.82			
26	3.5	40.00	0.09	19.79			

LOAD CAPACITY - TOGLIANI

β	1
λ	0.3
Diameter	0.6 m
Pile Length	26 m

Valori prove DMT

PROVA DMT	Z	p_o	p_1	l_D	K_D	q_s	Q_s	Q_p	Q_{TOT}
	cm	kPa	kPa			kPa	kN	kN	kN
Limo	40.00	116.73	238.00	1.06	42.24	64.881	48.92	610.27	2587.54
Sabbia limosa	160.00	121.81	451.33	2.94	14.25	96.779	218.91		
Argilla limosa	200.00	91.23	118.00	0.36	5.53	9.438	7.12		
Sabbia limosa	340.00	126.14	432.29	3.22	5.10	74.620	196.92		
Argilla	380.00	126.60	145.50	0.20	3.66	8.572	6.46		
Sabbia limosa	400.00	186.85	463.00	1.86	5.56	88.939	33.53		
Argilla limosa	420.00	103.85	125.00	0.38	2.31	9.491	3.58		
Sabbia limosa	440.00	105.35	308.00	3.21	2.19	50.732	19.13		
Argilla	680.00	162.25	185.08	0.22	3.19	10.068	45.55		
Argilla limosa	720.00	203.98	278.00	0.55	2.23	15.895	11.98		
Argilla	2300.00	590.29	650.71	0.14	4.55	17.715	527.59		
Limo sabbioso	2320.00	513.10	868.00	1.56	1.48	76.825	28.96		
Argilla	2340.00	714.85	823.00	0.25	2.75	23.601	8.90		
Limo sabbioso	2350.00	581.60	1073.00	1.52	1.85	88.458	16.67		
Argilla limosa	2400.00	672.60	828.00	0.41	2.37	27.407	25.83		
Sabbia limosa	2420.00	772.60	1978.00	2.53	2.95	223.838	84.38		
Limo sabbioso	2480.00	1006.02	1964.67	1.34	4.25	158.077	178.78		
Limo	2520.00	977.85	1548.00	0.85	3.96	152.338	114.86		
Sabbia limosa	2600.00	916.66	2430.50	2.49	3.45	264.733	399.21		

LOAD CAPACITY - LCPC CPT Method (Bustamante and Gianceselli)

Type of pile I
 Diameter 0.6 m
 Pile Length 30 m

Z	q _c	α _{LCPC}	q _s	Q _{s,i}	Q _s	Q _p	Q _{tot}
cm	MPa			kN	kN	kN	kN
52.00	0.37	60.00	0.01	6.04	1876.08	507.7	2383.79
240.00	3.31	60.00	0.06	195.50			
274.00	0.78	60.00	0.01	8.33			
432.00	4.42	60.00	0.07	219.40			
464.00	0.55	60.00	0.01	5.53			
506.00	0.96	60.00	0.02	12.67			
520.00	0.60	30.00	0.02	5.28			
564.00	3.16	40.00	0.08	65.52			
612.00	0.57	30.00	0.02	17.19			
632.00	2.35	40.00	0.06	22.15			
688.00	0.46	30.00	0.02	16.19			
706.00	1.07	40.00	0.03	9.08			
746.00	0.67	30.00	0.02	16.84			
778.00	1.83	40.00	0.05	27.60			
926.00	0.69	30.00	0.02	64.16			
1030.00	0.51	30.00	0.02	33.33			
1040.00	2.26	40.00	0.06	10.65			
1166.00	0.56	30.00	0.02	44.33			
1182.00	1.14	40.00	0.03	8.60			
1236.00	0.82	30.00	0.03	27.82			
2408.00	0.83	30.00	0.03	611.20			
2422.00	1.18	40.00	0.03	7.78			
2442.00	1.12	40.00	0.03	10.56			
2464.00	3.05	40.00	0.08	31.62			
29.12	1.19	40	0.0298	2.51			
29.34	5.06	40	0.1265	52.4583			
29.64	2.32	40	0.058	32.7982			
30.24	9.34	60	0.1557	176.055			
30.42	4.65	60	0.0775	26.2951			
30.74	5.89	40	0.1473	88.8191			
30.86	3.5	40	0.0875	19.792			

LOAD CAPACITY - LCPC CPT Method (Bustamante and Ganeselli)

Valori prove CPT 2							
Z	qc	α_{LCPC}	qs	Q _{s,i}	Q _s	Q _p	Q _{tot}
m	MPa			kN	kN	kN	kN
1.64	2.61	60.00	0.04	134.47	1806.04	507.7	2313.74
3.3	2.11	60.00	0.04	110.04			
3.38	1.57	60.00	0.03	3.95			
3.78	0.36	60.00	0.01	4.52			
4	1.61	60.00	0.03	11.13			
4.32	0.46	60.00	0.01	4.62			
4.5	1.6	40.00	0.04	13.57			
5.3	0.47	30.00	0.02	23.62			
5.66	0.34	30.00	0.01	7.69			
6.02	0.68	30.00	0.02	15.38			
6.92	0.42	30.00	0.01	23.75			
7.48	0.54	30.00	0.02	19.00			
7.72	0.94	30.00	0.03	14.17			
8.26	0.42	30.00	0.01	14.25			
8.96	0.48	30.00	0.02	21.11			
9.06	1.58	40.00	0.04	7.45			
10.68	0.47	30.00	0.02	47.84			
11.08	0.59	30.00	0.02	14.83			
13.7	0.58	30.00	0.02	95.48			
18.06	0.74	30.00	0.02	202.72			
29.12	1.19	40.00	0.03	620.22			
29.34	5.06	40.00	0.13	52.46			
29.64	2.32	40.00	0.06	32.80			
30.24	9.34	60.00	0.16	176.05			
30.42	4.65	60.00	0.08	26.30			
30.74	5.89	40.00	0.15	88.82			
30.86	3.5	40.00	0.09	19.79			

LOAD CAPACITY - TOGLIANI

β	1
λ	0.3
Diameter	0.6 m
Pile Length	30 m

Valori prove CPT 1

PROVA DMT	Z	p_o	p_1	l_D	K_D	q_s	Q_s	Q_p	Q_{TOT}
	cm	kPa	kPa			kPa	kN	kN	kN
Limo	40.00	116.73	238.00	1.06	42.24	64.881	48.92	610.27	2787.89
Sabbia limosa	160.00	121.81	451.33	2.94	14.25	96.779	218.91		
Argilla limosa	200.00	91.23	118.00	0.36	5.53	9.438	7.12		
Sabbia limosa	340.00	126.14	432.29	3.22	5.10	74.620	196.92		
Argilla	380.00	126.60	145.50	0.20	3.66	8.572	6.46		
Sabbia limosa	400.00	186.85	463.00	1.86	5.56	88.939	33.53		
Argilla limosa	420.00	103.85	125.00	0.38	2.31	9.491	3.58		
Sabbia limosa	440.00	105.35	308.00	3.21	2.19	50.732	19.13		
Argilla	680.00	162.25	185.08	0.22	3.19	10.068	45.55		
Argilla limosa	720.00	203.98	278.00	0.55	2.23	15.895	11.98		
Argilla	2900.00	590.29	650.71	0.14	4.55	17.715	727.94		
Limo sabbioso	2920.00	513.10	868.00	1.56	1.48	76.825	28.96		
Argilla	2940.00	714.85	823.00	0.25	2.75	23.601	8.90		
Limo sabbioso	2950.00	581.60	1073.00	1.52	1.85	88.458	16.67		
Argilla limosa	3000.00	672.60	828.00	0.41	2.37	27.407	25.83		
Sabbia limosa	3020.00	772.60	1978.00	2.53	2.95	223.838	84.38		
Limo sabbioso	3080.00	1006.02	1964.67	1.34	4.25	158.077	178.78		
Limo	3120.00	977.85	1548.00	0.85	3.96	152.338	114.86		
Sabbia limosa	3200.00	916.66	2430.50	2.49	3.45	264.733	399.21		

LOAD CAPACITY - LCPC CPT Method (Bustamante and Gianeselli)

Type of pile I
 Diameter 0.6 m
 Pile Length 37 m

Z	qc	α_{LCPC}	q _s	Q _{s,i}	Q _s	Q _P	Q _{tot}
cm	MPa			kN	kN	kN	kN
52	0.37	60.00	0.01	6.04	2308.25	507.7	2815.96
240	3.31	60.00	0.06	195.50			
274	0.78	60.00	0.01	8.33			
432	4.42	60.00	0.07	219.40			
464	0.55	60.00	0.01	5.53			
506	0.96	60.00	0.02	12.67			
520	0.6	40.00	0.02	3.96			
564	3.16	40.00	0.08	65.52			
612	0.57	40.00	0.01	12.89			
632	2.35	40.00	0.06	22.15			
688	0.46	40.00	0.01	12.14			
706	1.07	40.00	0.03	9.08			
746	0.67	40.00	0.02	12.63			
778	1.83	40.00	0.05	27.60			
926	0.69	40.00	0.02	48.12			
1030	0.51	40.00	0.01	24.99			
1040	2.26	40.00	0.06	10.65			
1166	0.56	40.00	0.01	33.25			
1182	1.14	40.00	0.03	8.60			
1236	0.82	40.00	0.02	20.87			
2408	0.83	40.00	0.02	458.40			
2422	1.18	40.00	0.03	7.78			
2442	1.12	40.00	0.03	10.56			
2464	3.05	40.00	0.08	31.62			
3612	1.19	40.00	0.03	643.77			
3634	5.06	40.00	0.13	52.46			
3664	2.32	40.00	0.06	32.80			
3724	9.34	60.00	0.16	176.05			
3742	4.65	60.00	0.08	26.30			
3774	5.89	40.00	0.15	88.82			
3786	3.5	40.00	0.09	19.79			

LOAD CAPACITY - LCPC CPT Method (Bustamante and Gianceselli)

Valori prove CPT 2

Z	qc	fs	α_{LCPC}	q _s	Q _{s,i}	Q _s	Q _p	Q _{tot}
m	MPa	kPa			kN	kN	kN	kN
1.64	2.61	33.16	60.00	0.04	134.47	2198.58	507.7	2706.28
3.3	2.11	15.54	60.00	0.04	110.04			
3.38	1.57	24.09	60.00	0.03	3.95			
3.78	0.36	12.22	60.00	0.01	4.52			
4	1.61	8.42	60.00	0.03	11.13			
4.32	0.46	9.56	60.00	0.01	4.62			
4.5	1.6	7.38	40.00	0.04	13.57			
5.3	0.47	8.85	30.00	0.02	23.62			
5.66	0.34	1.93	30.00	0.01	7.69			
6.02	0.68	9.12	30.00	0.02	15.38			
6.92	0.42	3.01	30.00	0.01	23.75			
7.48	0.54	8	30.00	0.02	19.00			
7.72	0.94	3.56	30.00	0.03	14.17			
8.26	0.42	6.17	30.00	0.01	14.25			
8.96	0.48	1.98	30.00	0.02	21.11			
9.06	1.58	6.71	40.00	0.04	7.45			
10.68	0.47	1.88	30.00	0.02	47.84			
11.08	0.59	7.8	30.00	0.02	14.83			
13.7	0.58	2.01	30.00	0.02	95.48			
18.06	0.74	2.77	30.00	0.02	202.72			
36.12	1.19	3.94	40.00	0.03	1012.76			
36.34	5.06	34.67	40.00	0.13	52.46			
36.64	2.32	45.41	40.00	0.06	32.80			
37.24	9.34	144.73	60.00	0.16	176.05			
37.42	4.65	198.75	60.00	0.08	26.30			
37.74	5.89	125.36	40.00	0.15	88.82			
37.86	3.5	157.89	40.00	0.09	19.79			

LOAD CAPACITY - TOGLIANI

β	1
λ	0.3
Diameter	0.6 m
Pile Length	37 m

Valori prove CPT 1

PROVA DMT	Z	p ₀	p ₁	l _D	K _D	q _s	Q _s	Q _p	Q _{TOT}
	cm	kPa	kPa			kPa	kN	kN	kN
Limo	40.00	116.73	238.00	1.06	42.24	64.881	48.92	610.27	2954.85
Sabbia limosa	160.00	121.81	451.33	2.94	14.25	96.779	218.91		
Argilla limosa	200.00	91.23	118.00	0.36	5.53	9.438	7.12		
Sabbia limosa	340.00	126.14	432.29	3.22	5.10	74.620	196.92		
Argilla	380.00	126.60	145.50	0.20	3.66	8.572	6.46		
Sabbia limosa	400.00	186.85	463.00	1.86	5.56	88.939	33.53		
Argilla limosa	420.00	103.85	125.00	0.38	2.31	9.491	3.58		
Sabbia limosa	440.00	105.35	308.00	3.21	2.19	50.732	19.13		
Argilla	680.00	162.25	185.08	0.22	3.19	10.068	45.55		
Argilla limosa	720.00	203.98	278.00	0.55	2.23	15.895	11.98		
Argilla	3400.00	590.29	650.71	0.14	4.55	17.715	894.90		
Limo sabbioso	3420.00	513.10	868.00	1.56	1.48	76.825	28.96		
Argilla	3440.00	714.85	823.00	0.25	2.75	23.601	8.90		
Limo sabbioso	3450.00	581.60	1073.00	1.52	1.85	88.458	16.67		
Argilla limosa	3500.00	672.60	828.00	0.41	2.37	27.407	25.83		
Sabbia limosa	3520.00	772.60	1978.00	2.53	2.95	223.838	84.38		
Limo sabbioso	3580.00	1006.02	1964.67	1.34	4.25	158.077	178.78		
Limo	3620.00	977.85	1548.00	0.85	3.96	152.338	114.86		
Sabbia limosa	3700.00	916.66	2430.50	2.49	3.45	264.733	399.21		

LOAD CAPACITY - BROMS Method

Verticale:	CPTU 1
Dati PALO	
Diametro	d 0.6 m
Lunghezza	L 15 m
Momento di plasticizzazione della sezione	MP 370.5 kNm
Altezza fuori terra	e 0 m
Rapporto e/D	e/D 0
Dati terreno	
Angolo attrito	ϕ 0.40 rad
Coefficiente di spinta passiva	k_p 2.28 -
Peso per unita di volume	γ 16.10 kN/m ³
ABACO di BROMS	
	$M_p/k_p\gamma d^4$ 78
	$H/k_p\gamma d^3$ 50
Capacità portante Laterale	H_{max} 396.90 kN

LOAD CAPACITY - BROMS Method

	CPTU 2
Verticale:	
Dati PALO	
Diametro	d 0.6 m
Lunghezza	L 15 m
Momento di plasticizzazione della sezione	MP 370.5 kNm
Altezza fuori terra	e 0 m
Rapporto e/D	e/D 0
Dati terreno	
Angolo attrito	ϕ 0.37 rad
Coefficiente di spinta passiva	k_p 2.12 -
Peso per unita di volume	γ 14.50 kN/m ³
ABACO di BROMS	$M_p/k_p\gamma d^4$ 93
	$H/k_p\gamma d^3$ 55
Capacità portante Laterale	H_{max} 364.68 kN

LOAD CAPACITY - BROMS Method

Verticale:	DMT	
Dati PALO		
Diametro	d	0.6 m
Lunghezza	L	15 m
Momento di plasticizzazione della sezione	MP	370.5 kNm
Altezza fuori terra	e	0 m
Rapporto e/D	e/D	0
Dati terreno		
Angolo attrito	ϕ	0.36 rad
Coefficiente di spinta passiva	k_p	2.08 -
Peso per unita di volume	γ	13.40 kN/m ³
ABACO di BROMS	$M_p/k_p\gamma d^4$	103
	$H/k_p\gamma d^3$	60
Capacità portante Laterale	H_{max}	360.86
		kN