

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

TANGENZIALE NORD E SUD


OPERE D'ARTE MAGGIORI

90bT - SOTTOVIA TANG.SUD RAMPA INTERC. 14+323

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

<p>IL PROGETTISTA SPECIALISTICO</p> <p>Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano n.A20155</p> <p>RESPONSABILE GEOTECNICA ALL'APERTO</p>	<p>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p> <p>Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068</p>	<p>IL DIRETTORE TECNICO</p> <p>Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N. 1154</p> <p>PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI</p>
--	---	--

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	O08	ST90S	FND00	R	APE	0832	-2	SCALA -

 <p>gruppo Atlantia</p>	PROJECT MANAGER:				SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068								n.	data
									0	DICEMBRE 2017
	REDATTO:				VERIFICATO:				1	SETTEMBRE 2019
									2	SETTEMBRE 2020
								3	-	
								4	-	

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	--	---

Sommario

1	INTRODUZIONE	3
1.1	DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI	3
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
1.3.1	<i>Strutture di nuova realizzazione</i>	5
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	6
1.5	CONVENZIONI GENERALI	6
1.5.1	<i>Unità di misura</i>	6
1.5.2	<i>Convenzioni di segno</i>	6
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
3	CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO	9
3.1	PREMESSA	9
3.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI	9
3.2.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)</i>	9
3.2.2	<i>Stima della capacità portante</i>	10
3.2.3	<i>Verifica a scorrimento</i>	13
3.3	FONDAZIONI SU PALI	13
3.3.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)</i>	13
3.3.2	<i>Resistenza di pali soggetti a carichi assiali</i>	14
3.3.3	<i>Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali</i>	16
4	FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	21
4.1	PREMESSA	21
4.2	REAZIONI VINCOLARI	21
4.3	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO PER ANALISI PALIFICATA	24
4.4	MODELLO DI CALCOLO	26
4.5	ANALISI GEOTECNICA	30
4.5.1	<i>Sollecitazioni di calcolo</i>	30
4.5.2	<i>Verifica geotecnica</i>	31
4.6	ANALISI STRUTTURALE	33
4.6.1	<i>Sollecitazioni di calcolo</i>	33
4.6.2	<i>Verifica strutturale</i>	34

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. CONVENZIONI DI SEGNO - GROUP	6
FIGURA 2-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	7
FIGURA 2-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA.....	7
FIGURA 2-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	7
FIGURA 2-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A')	7
FIGURA 2-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A'')	8
FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2018)	10
FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2018)	10
FIGURA 3-3. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI STR E GEO DI MURI DI SOSTEGNO (TAB.6.5.I DELLE NTC2018)	10
FIGURA 3-4. FONDAZIONE EFFICACE EQUIVALENTE NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE	12
FIGURA 3-5. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TAB.6.4.II DELLE NTC2018)	14
FIGURA 3-6. FATTORI DI CORRELAZIONE Ξ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (TAB.6.4.IV DELLE NTC2018).....	14
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977)	16
TABELLA 4-1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA	25
FIGURA 4-2. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE	26
FIGURA 4-3. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z	26
FIGURA 4-4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI	27
FIGURA 4-5. PARAMETRI DEI PALI IN GROUP	28
FIGURA 4-6. DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP	28
FIGURA 4-7. CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO	29
FIGURA 4-8. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE (COMBINAZIONE 3)	30
FIGURA 4-9. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI TRAZIONE (COMBINAZIONE 10).....	30
FIGURA 4-10. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI	32
FIGURA 4-11. MASSIME SOLLECITAZIONI FLESSIONALI (COMBINAZIONE 5)	33
FIGURA 4-12. MASSIME SOLLECITAZIONI DI TAGLIO (COMBINAZIONE 5)	33
FIGURA 4-13. VERIFICA FLESSIONALE	34
FIGURA 4-14. METODO DI CLARKE E BIRJANDI - CALCOLO SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE.....	35
FIGURA 4-15. VERIFICA A TAGLIO.....	36

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente al progetto del Sottovia Interconnessione 3 nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. L'opera è denominata 90BT e ubicata indicativamente alla progressiva 14+288.

In particolare, si riportano le verifiche strutturali e geotecniche delle opere fondazionali relative a:

- Ampliamento 2: ampliamento di nuova realizzazione.

Le verifiche relative all'opera esistente sono state riportate nella relazione di calcolo strutturale.

La relazione di calcolo delle sovrastrutture e delle sottostrutture è il riferimento principale per:

- le caratteristiche generali dell'opera;
- le condizioni ambientali e le classi di esposizione dei materiali;
- le caratteristiche dei materiali, con particolare attenzione ai materiali delle strutture esistenti;
- la caratterizzazione sismica;
- i criteri generali e le metodologie di verifica;
- le combinazioni di calcolo e i coefficienti di combinazione;
- il calcolo delle sollecitazioni risultanti utilizzate per il progetto e la verifica dei sistemi fondazionali.

1.1 DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI

Le fondazioni delle spalle sono così realizzate.

SPALLE:	<u>AMPLIAMENTO 2</u>	
	Fondazione indiretta	
	Lunghezza pali:	30m
	Diametro del perforo:	Ø1000mm
	<u>ORIGINARIA</u>	
	Berlinese di pali	
	Lunghezza pali	16m
	Diametro del perforo	Ø1000mm

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni previste dalle vigenti Normative italiana ed europea (Eurocodici).

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [4] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [5] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [6] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [8] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [9] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [10] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.
- [12] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.
- [13] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.
- [14] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.
- [15] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.
- [16] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.
- [17] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [18] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.
- [19] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- [20] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.
- [21] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [22] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [23] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [24] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [25] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.
- [26] Autostrade per l’Italia – Direzione sviluppo rete per l’Italia – Ingegneria, Ambiente e Sicurezza – Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate (LG 03/2020).

1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.3.1 Strutture di nuova realizzazione

Calcestruzzo per pali, micropali: C25/30

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 30\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 14.94\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 11.20\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.11\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 2.56\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447\text{MPa}$

Micropali / ancoraggi passivi: carpenteria metallica

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J2+N (per spessori nominali $t > 40$ mm)

Tipo EN 10025-2 S355 K2+N (per spessori nominali $t > 40$ mm)

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo B450C, controllate in stabilimento

$$f_{yk} \geq 450.0 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} \geq 540.0 \text{ MPa}$$

$$E_s = 210000\text{MPa}$$

$$u_s = 0.3$$

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

Il software di calcolo utilizzato per la determinazione delle sollecitazioni agenti sui pali / micropali è **Group for Windows – Version 2016**, Ensoft Inc.

Per le verifiche delle sezioni in c.a. si impiega il software di calcolo **VcaStu**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata, sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2016**. La descrizione delle modalità operative dei singoli fogli di calcolo verrà presentata di volta in volta.

1.5 CONVENZIONI GENERALI

1.5.1 Unità di misura

Salvo ove diversamente specificato, le unità di misura sono quelle relative al Sistema Internazionale, ovvero:

Lunghezze: [m]
 Forze: [kN]
 Tensioni: [MPa]

1.5.2 Convenzioni di segno

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si fa riferimento alla seguente figura.

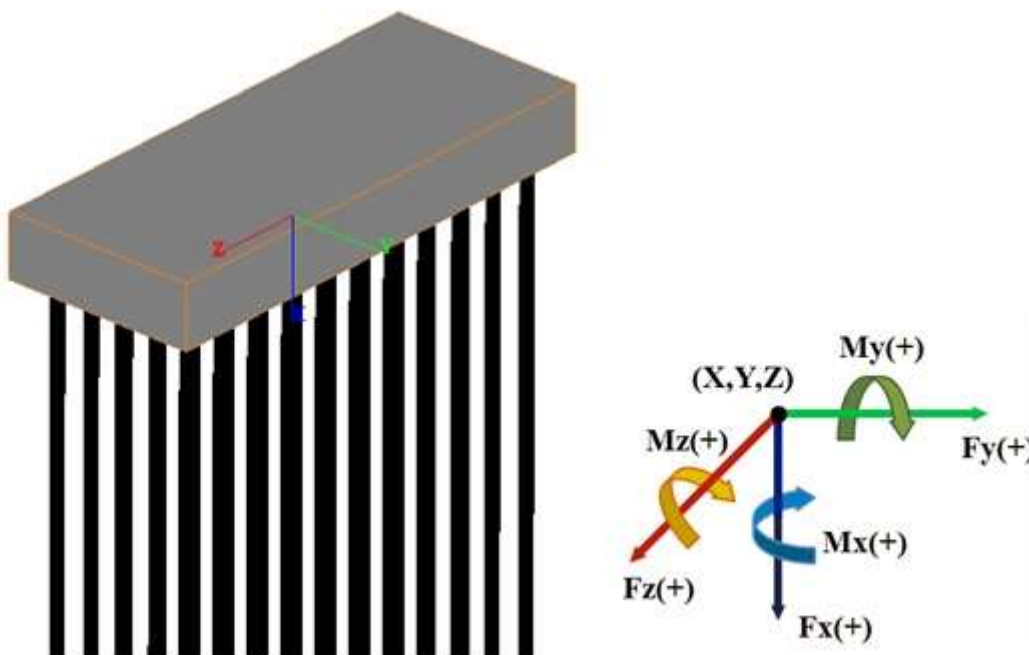


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica completa del sito ove sorge l'opera in adeguamento, si rimanda alla specifica Relazione Geologica.

Si riporta nel seguito un breve richiamo alle indagini disponibili ed alla stratigrafia di riferimento.

La quota della falda è considerata, a favore di sicurezza, in corrispondenza della testa dei pali (intradosso soletta di fondazione).

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
CPT105	2000	14+220	35.00	40.00	-
PB17-DH	2016	14+288	35.50	50.00	DH
PB17Bis	2016	14+290	35.50	50.00	TA(47)

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);
 TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);
 CH = tubo per misure Cross-hole; DH = tubo per misure Down-hole.

Figura 2-1. Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	z _w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
35.00	0.00 ÷ 3.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	3.00 ÷ 15.00	Limo argilloso	A'	?	Tabella V
	15.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A''	?	Tabella VI

Figura 2-2. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C _v m/sec ²	C _u (KPa)	E _u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	50 +3.3 z	20

Figura 2-3. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A)

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C _v m/sec ²	C _u (KPa)	E _u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	60 +(z-3)	20

Figura 2-4. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A')

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec ²	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5+0.6(z-15.0)	0.4	0.18 + 0.16	0.03+0.04	3E-07	72 +2(z-15.0)	50
γ_t	=peso di volume del terreno				CR	=angolo di resistenza al taglio				
c'	=coesione efficace				RR	=modulo di elasticità				
ϕ'	=angolo di resistenza al taglio				C_v	=coeff. di consolidazione verticale				
E'	=modulo di elasticità				C_u	=coesione non drenata				
σ'_{pre}	=tensione di preconsolid				E_u	= mod di elasticità in condiz non drenate				

Figura 2-5. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A'')

Si fa presente che l'opera in esame e le opere 90T, 90bT, 91, 92T e 93T sono limitrofe e ubicate presso l'interconnessione A13/A14. Ai fini della definizione dei coefficienti ξ_3 e ξ_4 per il calcolo della capacità portante di progetto dei pali/micropali della specifica opera, si sono considerate anche le prove geotecniche delle opere sopra citate.

3 CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO

3.1 PREMESSA

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto prescritto per i sistemi fondazionali nelle NTC2018 e successiva Circolare Esplicativa.

Le verifiche, sia per le condizioni di esercizio che per quelle in presenza di un evento sismico, sono eseguite nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{eq. 6.2.1 delle NTC2018})$$

dove

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

3.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

3.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nel caso di fondazione superficiale, l'opera è assimilabile ad un muro di sostegno.

Secondo quanto specificato al punto 6.5.3.1 delle NTC2018, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC2018.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab.6.5.I delle NTC2018 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

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_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{ci}

Figura 3-1. Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (Tab.6.2.I delle NTC2018)

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 3-2. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II delle NTC2018)

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Figura 3-3. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab.6.5.I delle NTC2018)

3.2.2 Stima della capacità portante

In condizioni “drenate” (sforzi efficaci), la valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma_c \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate di seguito:

- Fattori di capacità portante:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g(\phi')$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\phi')$$

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{2\phi' \cot g(\phi')}$$

- Fattori correttivi di forma:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L'}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \operatorname{tg}(\phi')$$

- Fattori correttivi di profondità:

$$d_c = d_q \cdot \frac{(1 - d_q)}{N_c \operatorname{tg}(\phi')}$$

$$d_q = 1 + [2 (D/B') \operatorname{tg}(\phi') (1 - \sin(\phi'))^2] \text{ per } D/B' < 1$$

$$d_q = 1 + [2 \operatorname{tg}(\phi') (1 - \sin(\phi'))^2 \operatorname{tg}(D/B')^{-1}] \text{ per } D/B' > 1$$

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

$$i_c = i_q \cdot \left(\frac{1 - i_q}{(N_c \operatorname{tg}(\phi'))} \right)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{(N + B'L'c' \cot g(\phi'))} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{(N + B'L'c' \cot g(\phi'))} \right]^m$$

dove: $m = \frac{[2 + (B'/L')]}{[1 + (B'/L')]}$

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

$$b_q = (1 - \alpha \operatorname{tg}(\phi'))^2$$

$$b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg}(\phi'))^2$$

$$b_c = b_q \cdot [(1 - b_q) / (N_c \operatorname{tg}(\phi'))]$$

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

$$g_q = (1 - \operatorname{tg}(\omega))^2$$

$$g_\gamma = (1 - \operatorname{tg}(\omega))^2$$

$$g_c = g_q \cdot [(1 - g_q) / (N_c \operatorname{tg}(\phi'))]$$

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato. La fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L', valutate mediante i criteri riportati in Figura 3-4.

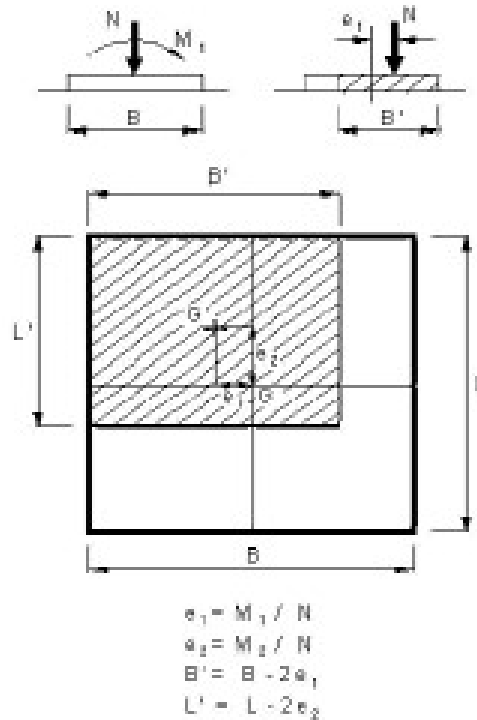


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

Nelle analisi di capacità portante in termini di tensioni totali (condizioni “non drenate”), la resistenza del terreno è definita convenzionalmente mediante il parametro c_u . In questo caso, i fattori di capacità portante valgono:

- $N_y = 0.00$
- $N_c = 5.14$
- $N_q = 1.00$

e il carico limite è dato da:

$$q_{lim} = 5.14 \times c_u \times s_{c0} \times d_{c0} \times i_{c0} \times b_{c0} \times g_{c0} + q \times g_{q0}$$

essendo $q = \gamma \times D$ la pressione totale agente sul piano di posa della fondazione, e avendo indicato con il pedice 0 i fattori correttivi per $\phi = 0$ per i quali valgono le formulazioni sotto riportate.

- Fattori correttivi di forma:

Valgono le stesse formulazioni utilizzate per le condizioni drenate

- Fattori correttivi di profondità (Vesic, 1975):

Valore di ϕ	d_c	d_q	d_r
$\phi = 0$	$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B'}$	
argilla saturata in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 0.4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1

- Fattori correttivi di inclinazione del carico (Vesic, 1975):

Terreno	i_c	i_q	i_r
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B' \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:
Date le condizioni al contorno delle opere, vengono considerati unitari.
- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:
Date le condizioni al contorno delle opere, vengono considerati unitari.

3.2.3 Verifica a scorrimento

La verifica allo scorrimento viene condotta confrontando l'azione di taglio trasmessa in fondazione con l'azione di taglio resistente del terreno. Quest'ultima è valutata come:

$$T_{lim} = N \times \operatorname{tg}\phi + c' \times B' \times L' \quad \text{in condizioni drenate}$$

$$T_{lim} = c_u \times B' \times L' \quad \text{in condizioni non drenate}$$

dove N è il carico assiale applicato nel baricentro della fondazione e ϕ l'angolo di attrito terreno – fondazione.

3.3 FONDAZIONI SU PALI

3.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Secondo quanto specificato al punto 6.4.3.1 delle NTC2018, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali sono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali;

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II delle NTC2018, seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) previsto al punto 6.4.3.1 delle NTC2018.

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

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.

Figura 3-5. Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (Tab.6.4.II delle NTC2018)

3.3.2 Resistenza di pali soggetti a carichi assiali

La resistenza dei pali soggetti a carichi assiali è calcolata come prescritto al punto 6.4.3.1.1 delle NTC2018.

La resistenza caratteristica (R_k) del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati da prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

Nelle analisi condotte si è proceduto considerando l'approccio di tipo (b) e come di seguito descritto.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione ($R_{c,k}$ ovvero $R_{t,k}$) è ottenuto come:

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{MEDIA}}{\xi_3}; \frac{R_{MIN}}{\xi_4} \right\};$$

con

R_{MEDIA} e R_{MIN} le resistenze calcolate;

ξ_3 e ξ_4 i fattori di correlazione funzione del numero n di verticali indagate riportati alla Tab.6.4.IV delle NTC2018.

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

Figura 3-6. Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (Tab.6.4.IV delle NTC2018)

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tabella 6.4.II delle NTC2018 (vedi Figura 3-5).

I criteri utilizzati per la stima delle curve di capacità portante a compressione e trazione sono illustrati nel successivo paragrafo.

3.3.2.1 Stima della resistenza dei pali e micropali soggetti a carichi assiali

La portata limite (Q_{LIM}) è calcolata in riferimento alla seguente espressione:

$$Q_{LIM} = Q_{B,LIM} + Q_{L,LIM} = q_b \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i}$$

compressione

$$Q_{LIM} = W + Q_{L,LIM} = \gamma'_{cls} \left(\sum_i \Delta H_i \right) \cdot A_B + \sum_i \pi \cdot D_i \cdot \Delta H_i \cdot \tau_{LIM,i}$$

trazione

dove:

- $Q_{B,LIM}$ = portata limite di base;
- $Q_{L,LIM}$ = portata limite laterale;
- W = peso proprio del palo;
- q_b = portata unitaria di base;
- γ'_{cls} = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato;
- A_B = area di base;
- D_i = diametro del concio i^{mo} di palo;
- ΔH_i = altezza del concio i^{mo} di palo;
- $\tau_{LIM,i}$ = attrito laterale unitario limite del concio i^{mo} di palo.

Portata di base

- Per terreni granulari:
 $q_b = 0.667 \times N_{SPT} \leq 4 \text{MPa}$
- Per terreni coesivi:
 $q_{lim} = 9 \times c_u + \sigma_{v0}$
 dove:
 c_u = coesione non drenata
 σ_{v0} = pressione geostatica verticale totale alla quota della base del palo

Portata laterale

- Per terreni granulari si ha:
 $T_{LIM} = \min [k \times \sigma'_v \times \text{tg}\varphi; T = f(N_{SPT})] < 150 \text{kPa}$
 dove:
 $k = 0.70$ nel caso di compressione e $k = 0.50$ nel caso di trazione
 σ'_v = pressione geostatica verticale efficace
 φ = angolo di attrito
 N_{SPT} = numero di colpi/piede in prova SPT
 I valori di $T = f(N_{SPT})$ si possono desumere dalla Figura 3-7:

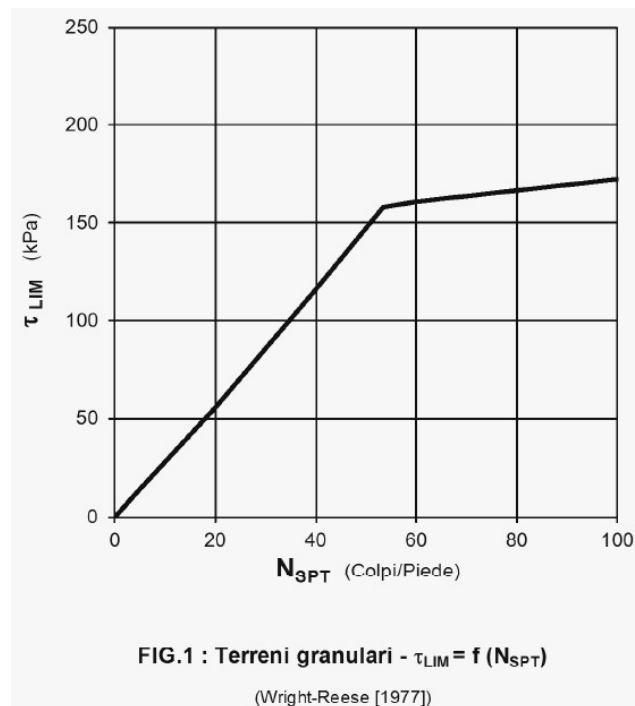


Figura 3-7. Terreni granulari – $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

$$\tau_{lim} = \alpha \times c_u < 150 \text{ kPa}$$

dove:

α = coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità, dal cedimento del palo.

α	coefficiente riduttivo (= 0.9 per $c_u \leq 25$ kPa; 0.8 per $25 < c_u \leq 50$ kPa; 0.6 per $50 < c_u \leq 75$ kPa; 0.4 per $c_u > 75$ kPa; AGI [1984])
c_u	coesione non drenata

3.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

Il comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali è indagato mediante il programma di calcolo GROUP.

Il programma di calcolo permette di analizzare il comportamento di una palificata sottoposta a carichi orizzontali e verticali modellando l'interazione terreno struttura mediante curve p-y.

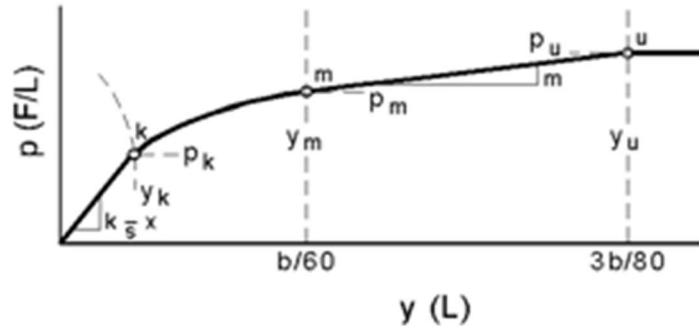
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

- Reese, Cox e Koop (1975) per sabbie
- Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto falda
- Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda
- Reese-Welch (1972) per argille dure sopra falda

Il programma permette di scegliere tra uno dei modelli sopra esposti.

I metodi di calcolo sono descritti sinteticamente nelle pagine seguenti con riferimento sia a carichi statici sia a carichi ciclici.

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



1- calcolo di $p = \min(p_{u1}; p_{u2})$

$$p_{u1} = \gamma \cdot z \cdot \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} \cdot A_1 + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D \cdot A_3 + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha \cdot A_3^2) + \gamma \cdot z \cdot [K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \cdot A_1 - K_a \cdot D]$$

$$p_{u2} = K_B \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

$$A_1 = (4 \cdot A_2^3 - 3 \cdot A_2^2 + 1)$$

$$A_2 = (\tan \beta \cdot \tan \delta) / (\tan \beta \cdot \tan \delta + 1)$$

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

- p_u resistenza laterale unitaria ultima
- y spostamento orizzontale
- γ peso di volume efficace
- z profondità da p.c.
- K_0 coefficiente di spinta a riposo
- ϕ angolo di attrito
- $\beta = 45 + \phi/2$
- $\alpha = \phi/2$
- D diametro del palo
- $K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

2- calcolo di $p_u = A_1 \cdot p$

3- calcolo di $p_{u2} = B_1 \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

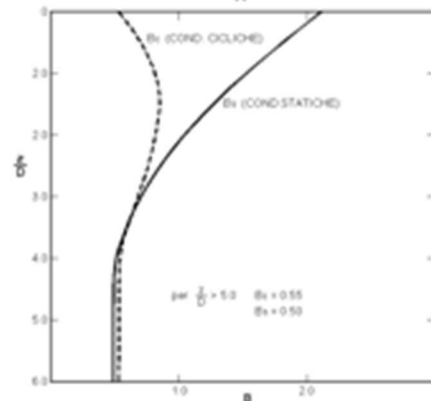
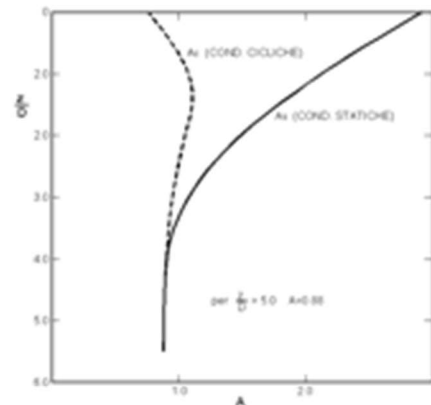
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

$$p = C y^{1/n}$$

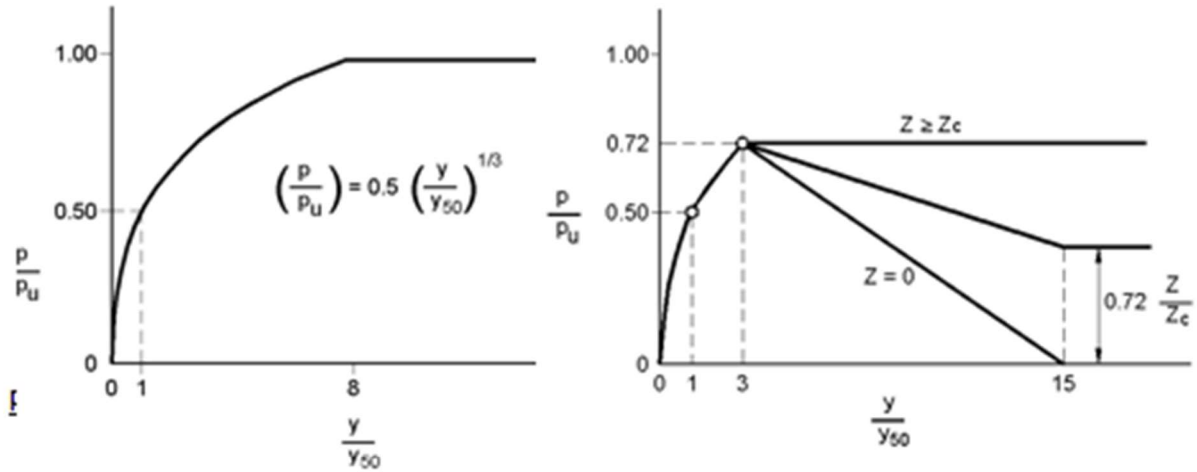
dove:

$$n = p_m / m y_{50}$$

$$C = p_m / (y_{50})^{1/n}$$



Modello Welch e Reese (1975) per argille tenere sotto falda



$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$
 $\alpha = 1/(1+\tan\delta)$
 $p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$
 $p/p_u = 0.5 (y/y_{50})^{1/3}$
 $y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D$

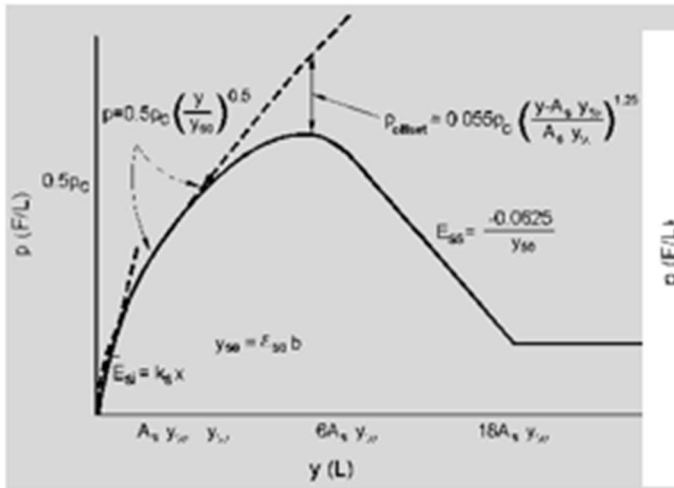
dove:

- p_{u1} resistenza laterale unitaria ultima
- σ^z pressione geostatica verticale efficace alla quota z
- c_u coesione non drenata
- z profondità da p.c.
- D diametro del palo
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale
- y spostamento orizzontale
- y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u$
- ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

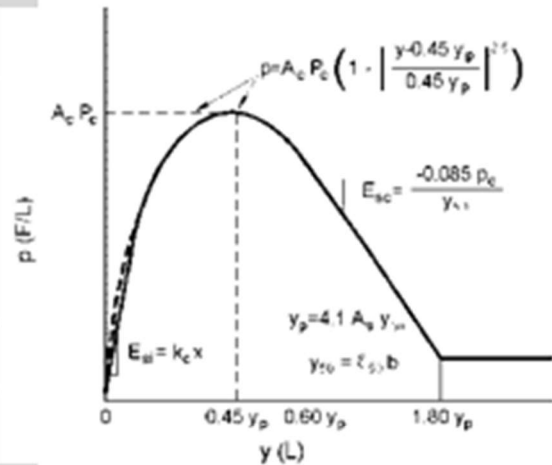
per carichi ciclici

$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$
 $\gamma' = \text{peso di volume efficace}$

Modello Reese, Cox e Koop (1975) per argille dure sotto falda



Carichi statici



Carichi ciclici

$$p_{u,1} = (3 c_u D + \sigma' D + 2.83 c_u z)$$

$$p_{u,2} = 11 c_u D \alpha$$

$$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$$

$$p_u = \min (p_{u,1}; p_{u,2})$$

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace a
 la profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

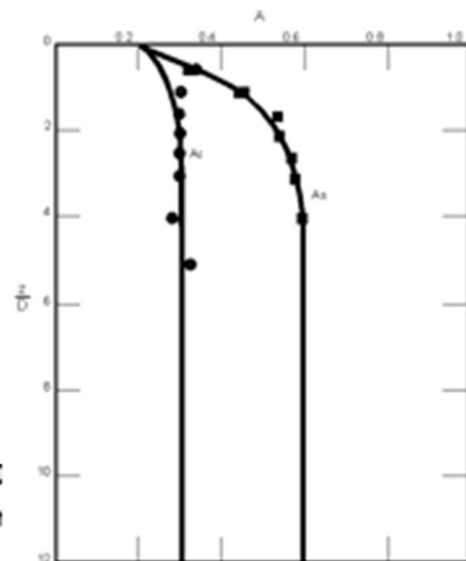
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=c$

ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una n
 pari al 50% della resistenza al taglio

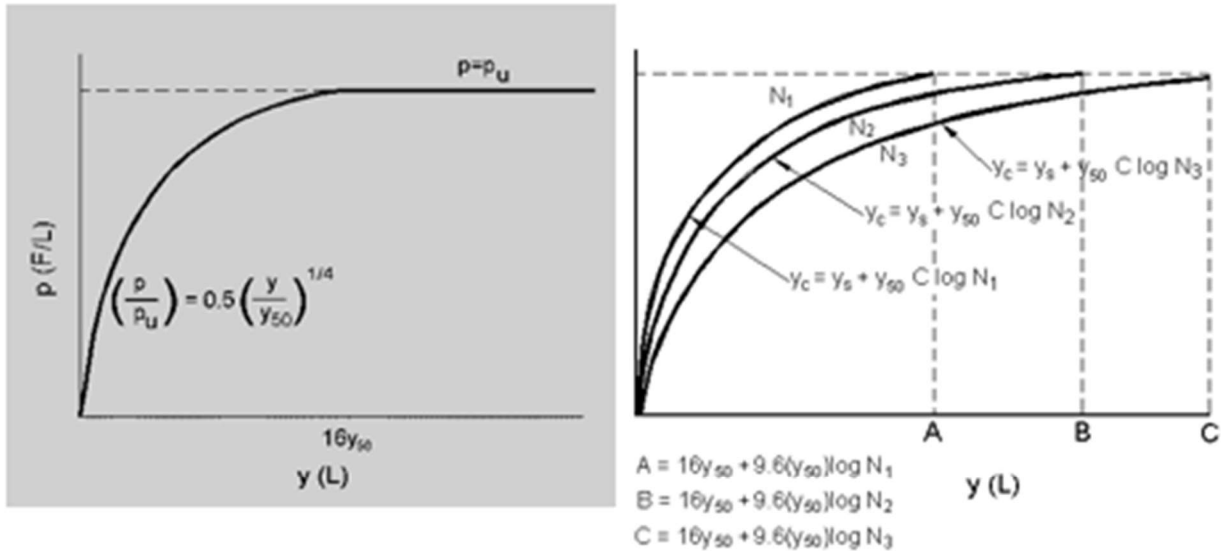
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



Modello Welch-Reese (1972) e Reese–Welch () per argille dure sopra falda



Carichi statici

$p_{u1} = [3c_u D + \gamma' D z + 2.83c_u z] \alpha$

$p_{u2} = 9 c_u D \alpha$

$\alpha = 1/(1+\tan\delta)$

$p_u = \min (p_{u1}; p_{u2})$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

y_{50} spostamento orizzontale per $p=0.5 p_u (= 2.5 \epsilon_{50} D)$

ϵ_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

4 FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

4.1 PREMESSA

Si riportano nel seguito le reazioni vincolari (valori di calcolo) alla base dei piedritti. Esse saranno utilizzate per l'analisi della palificata (verifica strutturale e geotecnica in elaborato specifico). Le azioni assiali di calcolo risultanti nei pali saranno poi usate per la verifica sezionale del plinto di fondazione.

4.2 REAZIONI VINCOLARI

La seguente tabella riporta le reazioni vincolari alla base dei piedritti. I valori sono da intendersi come di calcolo. Nello specifico:

F1 = reazione orizzontale

F3 = reazione verticale

M2 = momento flettente alla base

Appoggio sx

Comb.	F1 [kN/m]	F3 [kN/m]	M2 [kNm/m]
SLU-1	-207	905	15
SLU-2	-396	671	-331
SLU-3	-347	905	-181
SLU-4	-569	654	-1001
SLU-5	-519	888	-852
SLU-6	-506	671	-565
SLU-7	-456	905	-416
SLU-8	-405	1109	-506
SLU-9	-342	1126	-70
SLU-10	-232	1126	164
SLU-11	-93	1126	361
SLU-12	-454	1195	-700
SLU-13	-391	1212	-265
SLU-14	-281	1212	-30
SLU-15	-142	1212	166
SLU-16	-427	661	-539
SLU-17	-377	896	-390
SLU-18	-556	649	-1042
SLU-19	-507	883	-893
SLU-20	-509	661	-715
SLU-21	-460	896	-566
SLU-22	-421	1049	-634
SLU-23	-374	1062	-307
SLU-24	-458	1113	-779
SLU-25	-410	1126	-452
SLV-1	-1060	597	-3015
SLV-2	-1060	597	-3015
SLV-3	-1058	644	-3032

SLV-4	-1052	646	-2978
SLV-5	-1085	595	-3114
SLV-6	-1076	597	-3049
SLV-7	-1050	643	-2992
SLV-8	-1076	640	-3092
SLV-9	-1066	643	-3027
RARA-1	-257	671	-134
RARA-2	-385	658	-631
RARA-3	-338	671	-308
RARA-4	-300	822	-375
RARA-5	-253	834	-52
RARA-6	-172	834	122
RARA-7	-336	885	-519
RARA-8	-253	834	-52
RARA-9	-172	834	122
RARA-10	-280	664	-289
RARA-11	-375	654	-662
RARA-12	-340	664	-419
RARA-13	-312	777	-469
RARA-14	-277	786	-227
RARA-15	-339	825	-577
RARA-16	-304	834	-335
FREQ-1	-257	671	-134
FREQ-2	-353	661	-507
FREQ-3	-318	671	-265
FREQ-4	-301	755	-351
FREQ-5	-266	765	-109
FREQ-6	-205	765	22
FREQ-7	-328	803	-459
FREQ-8	-293	812	-216
FREQ-9	-232	812	-86
FREQ-10	-299	663	-350
FREQ-11	-290	665	-285
FREQ-12	-282	696	-298
FREQ-13	-273	698	-234
FREQ-14	-290	708	-327
FREQ-15	-280	711	-263
QP-1	-257	671	-134
QP-2	-282	668	-234
QP-3	-273	671	-169
QP-4	-265	701	-183
QP-5	-256	703	-118
QP-6	-273	713	-211
QP-7	-263	716	-147

Appoggio dx

Comb.	F1 [kN/m]	F3 [kN/m]	M2 [kNm/m]
SLU-1	207	905	-15
SLU-2	396	671	331
SLU-3	347	905	181
SLU-4	333	687	-105
SLU-5	284	922	-254
SLU-6	506	671	565
SLU-7	456	905	416
SLU-8	169	1143	-600
SLU-9	342	1126	70
SLU-10	232	1126	-164
SLU-11	93	1126	-361
SLU-12	218	1045	-499
SLU-13	391	1028	171
SLU-14	281	1028	-63
SLU-15	142	1028	-259
SLU-16	365	680	122
SLU-17	316	914	-27
SLU-18	318	692	-205
SLU-19	269	927	-354
SLU-20	448	680	298
SLU-21	398	914	149
SLU-22	183	1093	-613
SLU-23	312	1080	-111
SLU-24	220	1019	-538
SLU-25	349	1006	-35
SLV-1	-85	744	-1875
SLV-2	-85	744	-1875
SLV-3	-121	795	-2022
SLV-4	-92	793	-1912
SLV-5	-94	746	-1940
SLV-6	-68	744	-1840
SLV-7	-94	762	-1912
SLV-8	-104	764	-1976
SLV-9	-78	762	-1877
RARA-1	257	671	134
RARA-2	210	683	-188
RARA-3	338	671	308
RARA-4	125	847	-445
RARA-5	253	834	52
RARA-6	172	834	-122
RARA-7	162	774	-370
RARA-8	253	834	52
RARA-9	172	834	-122

RARA-10	234	677	-20
RARA-11	199	687	-262
RARA-12	295	677	110
RARA-13	136	809	-454
RARA-14	231	800	-82
RARA-15	163	755	-398
RARA-16	259	745	-26
FREQ-1	257	671	134
FREQ-2	222	680	-108
FREQ-3	318	671	265
FREQ-4	170	774	-264
FREQ-5	266	765	109
FREQ-6	205	765	-22
FREQ-7	197	720	-208
FREQ-8	293	710	165
FREQ-9	232	710	34
FREQ-10	230	678	-46
FREQ-11	256	676	53
FREQ-12	213	711	-97
FREQ-13	239	708	2
FREQ-14	221	696	-82
FREQ-15	246	694	17
QP-1	257	671	134
QP-2	247	673	70
QP-3	273	671	169
QP-4	231	706	19
QP-5	256	703	118
QP-6	238	691	34
QP-7	263	689	133

4.3 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO PER ANALISI PALIFICATA

Le reazioni vincolari tabulate sono opportunamente cambiate di segno per essere convertite in carichi agenti in fondazione.

Ad esse si aggiungono i contributi legati a:

- peso proprio del plinto di fondazione e del terreno di zavorra (opportunamente combinati);
- sollecitazioni parassite per il passaggio del punto di applicazione delle risultanti dall'asse del piedritto al baricentro della palificata.

L'analisi della palificata è condotta considerando, separatamente per appoggio sinistro e destro, l'involuppo delle sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata (e all'intradosso della stessa).

Il sistema di riferimento utilizzato coincide le convenzioni del software GROUP.

App.	Comb.1	Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]
SX	COMB1	6933	135	9522
	COMB2	6933	824	9522
	COMB3	9846	135	9522
	COMB4	9846	824	9522
	COMB5	6855	1574	1937
	COMB6	6855	1523	1937
	COMB7	6929	1574	1937
	COMB8	6929	1523	1937
DX	COMB9	6964	-733	-10060
	COMB10	6964	-135	-10060
	COMB11	9746	-733	-10060
	COMB12	9746	-135	-10060
	COMB13	7070	175	-7500
	COMB14	7070	99	-7500
	COMB15	7145	175	-7500
	COMB16	7145	99	-7500

Tabella 4-1. Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata

4.4 MODELLO DI CALCOLO

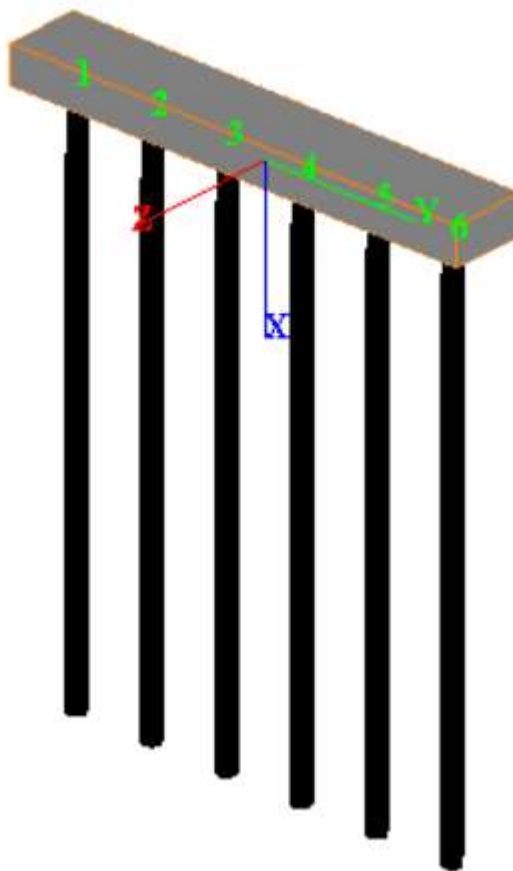


Figura 4-2. Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

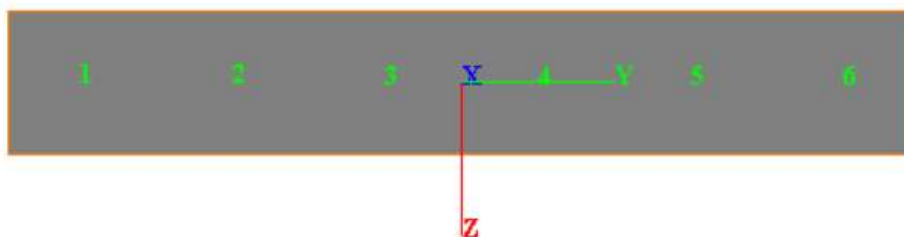


Figura 4-3. Modello di calcolo palificata: piano y-z

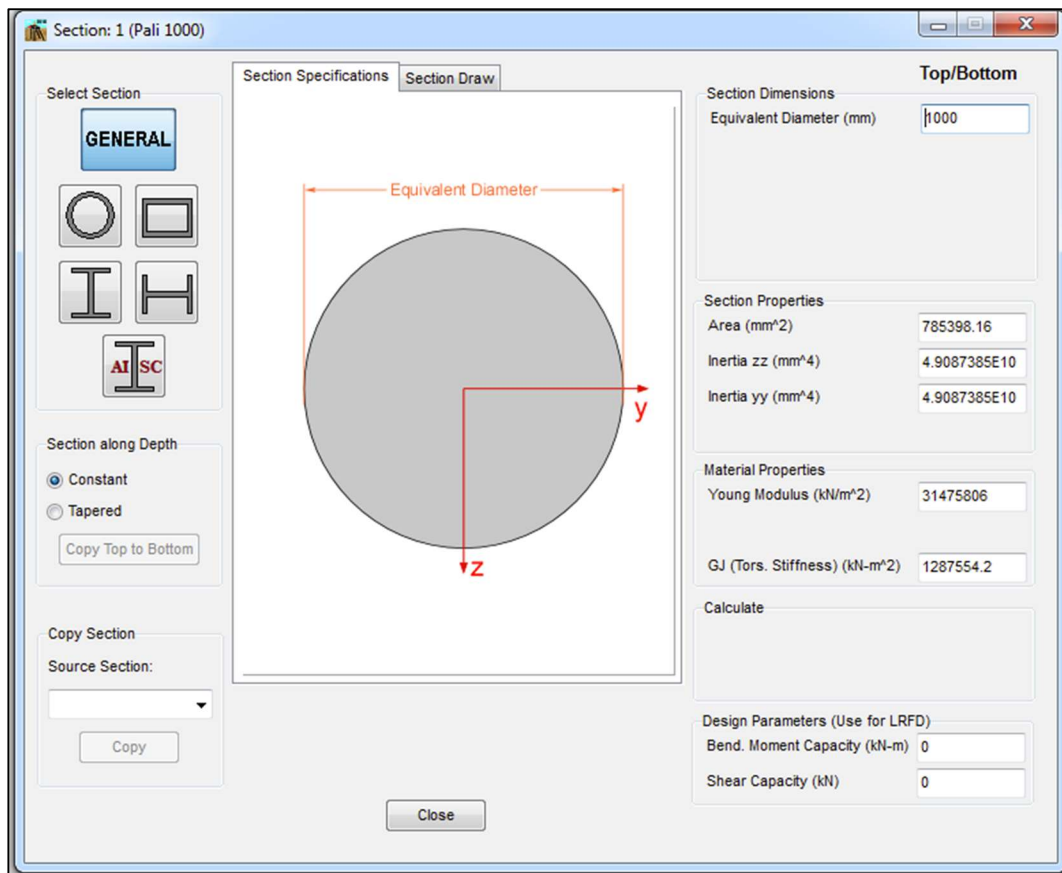
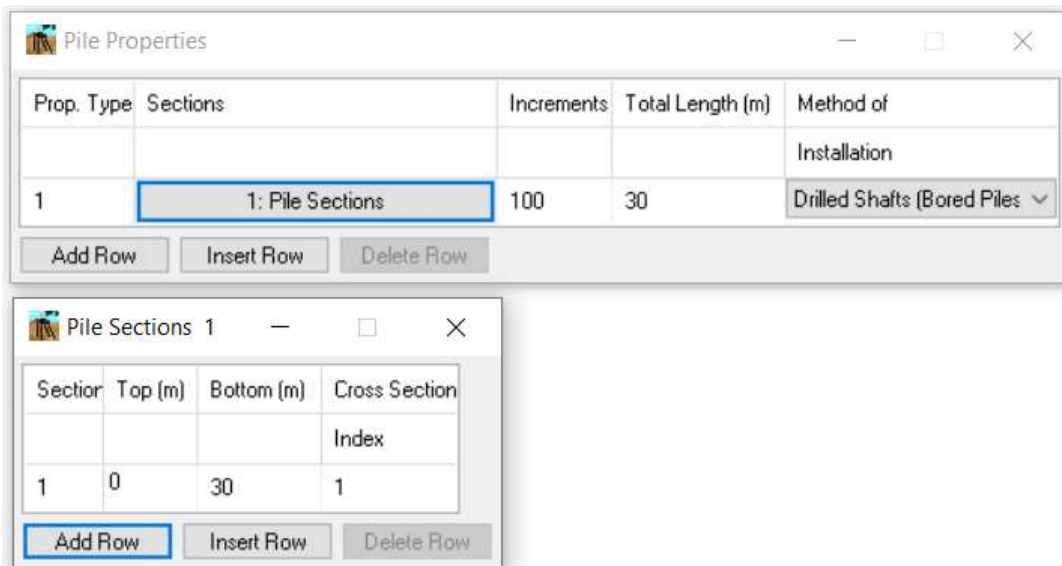


Figura 4-4. Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali



Pile #	Pile Head Connection (z-z)	Pile Head Connection (y-y)	Pile Prop. Type	Rotational Spring (z-z) (kN-m/rad)	Rotational Spring (y-y) (kN-m/rad)
1	Fixed	Fixed	1	0	0
2	Fixed	Fixed	1	0	0
3	Fixed	Fixed	1	0	0
4	Fixed	Fixed	1	0	0
5	Fixed	Fixed	1	0	0
6	Fixed	Fixed	1	0	0

Figura 4-5. Parametri dei pali in GROUP

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line****, (m)
1	0	-10.65	0	0	90	0	0
2	0	-6.39	0	0	90	0	0
3	0	-2.13	0	0	90	0	0
4	0	2.13	0	0	90	0	0
5	0	6.39	0	0	90	0	0
6	0	10.65	0	0	90	0	0

* Angle Alpha, angle from Y(+) Axis to the projection of pile on the Y-Z plane (use 0 for vertical pile)
 ** Angle Beta, angle from the projection of pile on the Y-Z plane to the pile axis (use 90 for vertical pile)
 **** Distance from pile top to ground line
 (+) positive if soil ground line is below the pile top
 (-) negative if soil ground line is above the pile top

Figura 4-6. Disposizione dei pali in GROUP

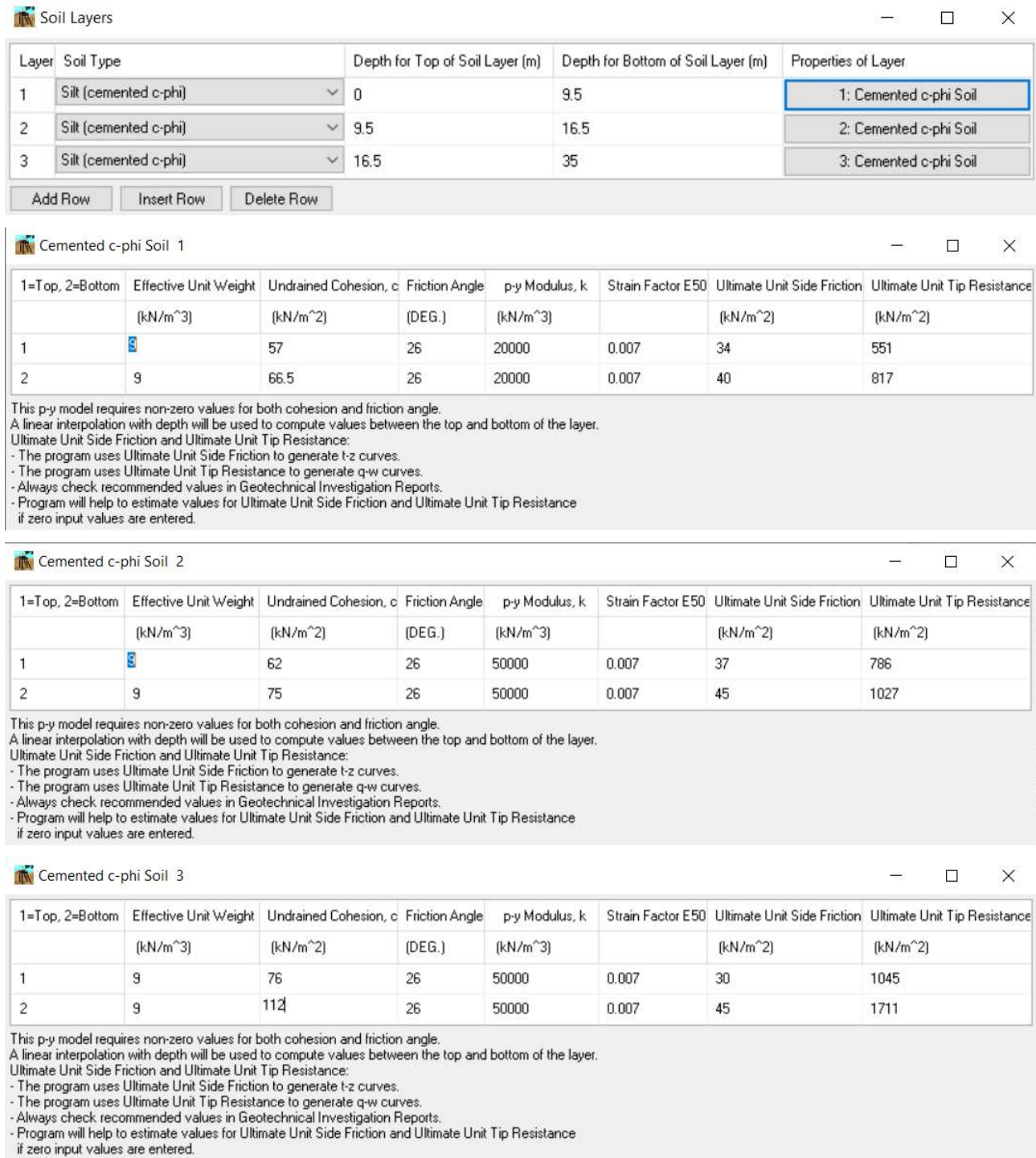


Figura 4-7. Caratteristiche meccaniche terreno

4.5 ANALISI GEOTECNICA

4.5.1 Sollecitazioni di calcolo

I seguenti grafici riportano le massime azioni assiali, compressione e trazione, agenti per le combinazioni di calcolo significative.

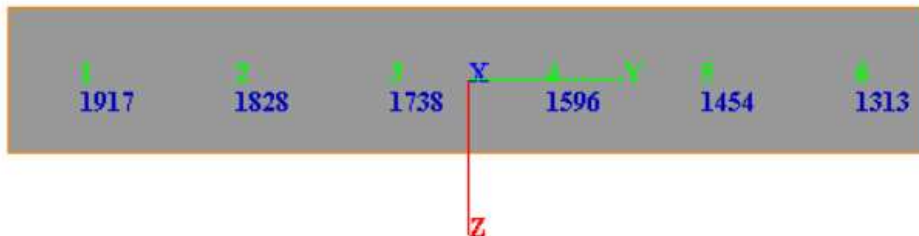


Figura 4-8. Massima sollecitazione assiale di compressione (Combinazione 3)

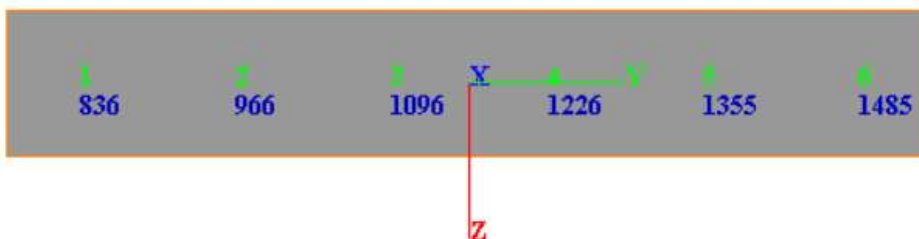


Figura 4-9. Massima sollecitazione assiale di trazione (Combinazione 10)

4.5.2 Verifica geotecnica

Verifica Carico Limite Pali/Micropali					
APPROCCIO 1	Pali Trivellati		n°Indagini	ξ_3	ξ_4
Combinazione 1					
A1 + M1 + R3	R3		1	1.7	1.7
Base	1.35		2	1.65	1.55
Laterale Compressione	1.15		3	1.60	1.48
Totale	1.30		4	1.55	1.42
Laterale Trazione	1.25		5	1.50	1.34
			7	1.45	1.28
			≥10	1.40	1.21
Caratteristiche Pali/ Micropali					
D Perforazione =	1.00	m	Numero di Verticali Indagate		
L Perforazione =	30.0	m	5		
L Bulbo =	30.0	m			
Caratteristiche Terreno					
γ =	19.0	kN/m ³	LIMO ARGILLOSO A, A', A''		
ϕ =	26.0	°			
γ =	20.0	kN/m ³	GHIAIA E SABBIA B		
ϕ =	38	°			
Azioni di Calcolo					
N _{Ed} Compressione =	1917	kN			
N _{Ed} Trazione =	0	kN			
Resistenza di Calcolo					
N _{Rd} Compressione =	2635	kN			
N _{Rd} Trazione =	1879	kN			
Esito della Verifica					
N _{Rd} > N _{Ed}					
N _{Rd}		N _{Ed}			
2635	>	2270			
1879	>	0			
La Verifica Risulta Soddisfatta					

4.6 ANALISI STRUTTURALE

4.6.1 Sollecitazioni di calcolo

I seguenti grafici riportano le massime azioni di taglio e flettenti sulla testa del palo.

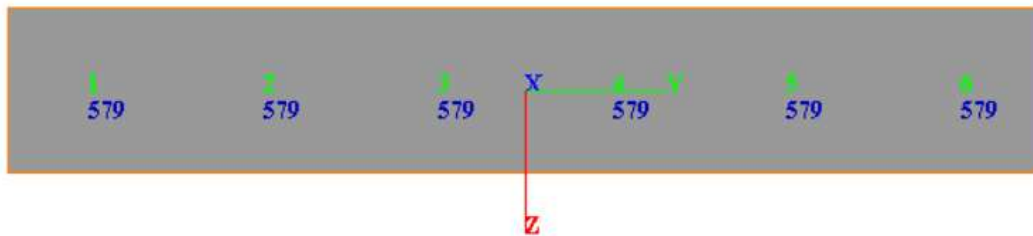


Figura 4-11. Massime sollecitazioni flessionali (Combinazione 5)

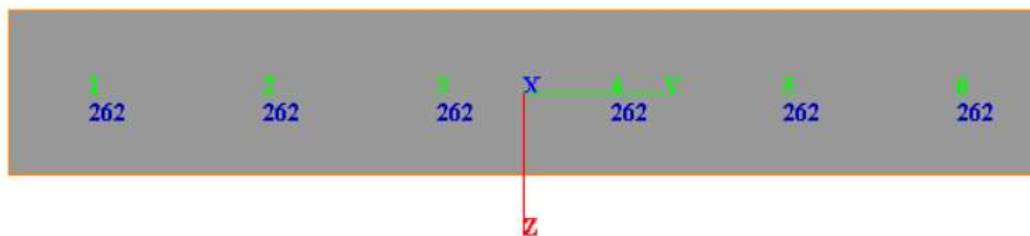


Figura 4-12. Massime sollecitazioni di taglio (Combinazione 5)

4.6.2 Verifica strutturale

- Verifica a flessione

I pali hanno un diametro pari a 100cm e sono armati con 24 barre $\Phi 24$.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Verifica flessione sezione circolare

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

Titolo: Verifica a flessione_90bT

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 24
- Diametro barre: 2.4 [cm]
- Copriferro (baric.): 8.4 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. \leftrightarrow Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 579 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{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
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

Tipi di rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipi di flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Parametri di calcolo:

- M_{xRd}: 1 512 kN m
- σ_c : -14.17 N/mm²
- σ_s : 391.3 N/mm²
- ϵ_c : 3.5 ‰
- ϵ_s : 8.75 ‰
- d: 91.6 cm
- x: 26.17 x/d: 0.2857
- δ : 0.7972

Figura 4-13. Verifica flessionale

- Verifica a taglio

L'armatura trasversale del palo è: $\Phi 12/20\text{cm}$.

METODO DI CLARKE & BIRJANDI			
r	500	mm	raggio sezione circolare
c	84	mm	copriferro
$r_s = r - c$	416	mm	raggio sezione circolare confinata
sen α	0.530	-	sen $\alpha = (2r_s)/(\pi r)$
α	0.558	rad	
A_{tot}	785398.2	mm ²	Area totale della sezione circolare
A	644568	mm ²	area della sezione rettangolare equivalente $A = r^2(\pi/2 + a + \text{sen } \alpha \cos \alpha)$
PARAMETRI DELLA SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE			
b	843	mm	larghezza equivalente $b = A/d$
h	932	mm	altezza equivalente $h = A_{tot}/b$
d	765	mm	altezza utile equivalente $d = r(1 + \text{sen } \alpha)$

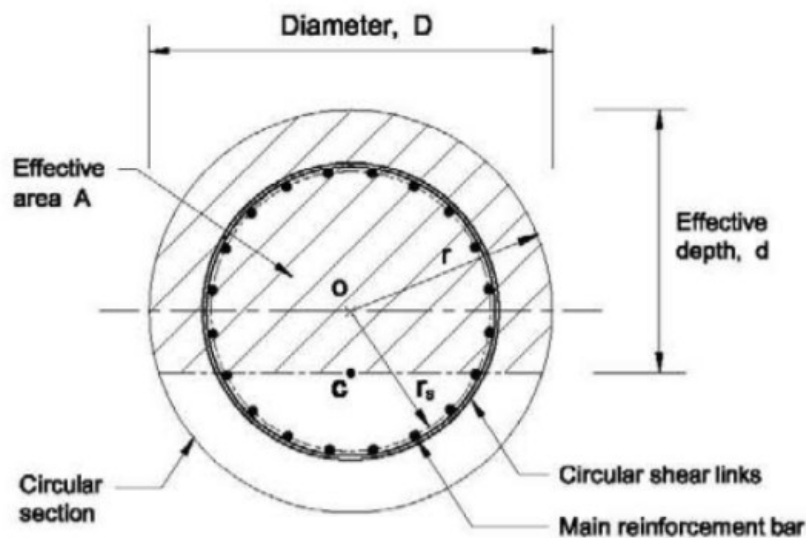


Figura 4-14. Metodo di Clarke e Birjandi - calcolo sezione rettangolare equivalente.

NTC 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	30	f_{ck} [MPa] =	25
f_{cd} [MPa] =	14.17 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ctk} [MPa] =	1.80		
f_{ctd} [MPa] =	1.20 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1.15$)		
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	932	Altezza della sezione	
d [mm] =	765	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	843	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	1416.87	Resistenza a compressione bielle $=0.9 b_w d \alpha_c f'_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	226.19	$\varnothing 12$ 2br	area staffe
s [mm] =	200		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	761.64	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	761.64	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	262.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

Figura 4-15. Verifica a Taglio