

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

84T - SOTTOVIA - VIA DELL'ARCOVEGGIO 13+478

RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano n.A20155

**RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO**

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE -- SCALA -
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	O06	ST084	FND00	R	A P E	0820	-2	



PROJECT MANAGER:

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

REDATTO:

SUPPORTO SPECIALISTICO:

VERIFICATO:

REVISIONE

n.	data
0	DICEMBRE 2017
1	SETTEMBRE 2019
2	SETTEMBRE 2020
3	-
4	-

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1	INTRODUZIONE	5
1.1	DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI.....	5
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
1.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
1.3.1	Strutture di nuova realizzazione	7
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	8
1.5	CONVENZIONI GENERALI	8
1.5.1	Unità di misura.....	8
1.5.2	Convenzioni di segno.....	8
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
3	CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO	11
3.1	PREMESSA.....	11
3.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI	11
3.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	11
3.2.2	Stima della capacità portante.....	12
3.2.3	Verifica a scorrimento.....	15
3.3	FONDAZIONI SU PALI.....	16
3.3.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	16
3.3.2	Resistenza di pali soggetti a carichi assiali	16
3.3.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.....	19
3.4	VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI.....	24
3.5	PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE	26
4	FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	27
4.1	AZIONI DI CALCOLO	28
4.2	MODELLO DI CALCOLO	29
4.3	ANALISI GEOTECNICA.....	32
4.3.1	Sollecitazioni di calcolo	32
4.3.2	Verifica geotecnica.....	33
4.4	ANALISI STRUTTURALE	34
4.4.1	Sollecitazioni di calcolo	34
4.4.2	Verifica strutturale.....	36
5	FONDAZIONE MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	37
5.1	AZIONI DI CALCOLO	38
5.2	MODELLO DI CALCOLO	39
5.3	ANALISI GEOTECNICA.....	42
5.3.1	Sollecitazioni di calcolo	42
5.3.2	Verifica geotecnica.....	43
5.4	ANALISI STRUTTURALE	44
5.4.1	Sollecitazioni di calcolo	44
5.4.2	Verifica strutturale.....	46
6	FONDAZIONE MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	47
6.1	AZIONI DI CALCOLO	48
6.2	MODELLO DI CALCOLO	49
6.3	ANALISI GEOTECNICA.....	52
6.3.1	Sollecitazioni di calcolo	52
6.3.2	Verifica geotecnica.....	53

6.4	ANALISI STRUTTURALE	54
6.4.1	<i>Sollecitazioni di calcolo</i>	54
6.4.2	<i>Verifica strutturale</i>	56
7	ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA E AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)	57
7.1	CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI-SPOSTAMENTI	57
7.1.1	<i>Azioni sui pali delle spalle con tiranti</i>	61
7.1.2	<i>Micropali di ancoraggio passivo delle spalle</i>	62
8	FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA E AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)	64
8.1	DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI E CRITERI DI VERIFICA.....	64
8.2	VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE	66
8.2.1	<i>Approccio 1 – Combinazione 1 (SLU-STR)</i>	66
8.2.2	<i>Approccio 1 – Combinazione 1 (SIS-STR).....</i>	67
8.2.3	<i>Approccio 1 – Combinazione 2 (SLU-GEO)</i>	68
8.2.4	<i>Approccio 1 – Combinazione 2 (SIS-GEO).....</i>	69
8.3	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	70
8.3.1	<i>Approccio 1 – Combinazione 1 (SLU-STR)</i>	70
8.3.2	<i>Approccio 1 – Combinazione 1 (SIS-STR).....</i>	70
8.3.3	<i>Approccio 1 – Combinazione 2 (SLU-GEO)</i>	70
8.3.4	<i>Approccio 1 – Combinazione 2 (SIS-GEO).....</i>	70

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. CONVENZIONI DI SEGNO - GROUP	8
TABELLA 2-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO.....	9
TABELLA 2-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA.....	9
TABELLA 2-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	9
TABELLA 2-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A')	9
TABELLA 2-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B).....	9
FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2018).....	12
FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2018)	12
FIGURA 3-3. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI MURI DI SOSTEGNO (TAB.6.5.I DELLE NTC2018)	12
FIGURA 3-4. FONDAZIONE EFFICACE EQUIVALENTE NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE	14
FIGURA 3-5. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TAB.6.4.II DELLE NTC2018)	16
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).....	17
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977)	18
FIGURA 3-8. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	25
FIGURA 4-1. SPALLA – PIANTE FONDAZIONI	27
TABELLA 4-1. SPALLA - SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA.....	28
FIGURA 4-2. SPALLA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE	29
FIGURA 4-3. SPALLA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z.....	30
FIGURA 4-4. SPALLA - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE MICROPALI	30
FIGURA 4-5. SPALLA - PARAMETRI DEI MICROPALI IN GROUP	31
FIGURA 4-6. SPALLA - DISPOSIZIONE DEI MICROPALI IN GROUP	31
FIGURA 4-7. SPALLA - CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO.....	31
FIGURA 4-8. SPALLA - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE	32
FIGURA 4-9. SPALLA - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI TRAZIONE	32
TABELLA 4-2. SPALLA - SOLLECITAZIONI DI VERIFICA SUL MICROPALO PIÙ SOLLECITATO	34
FIGURA 4-10. SPALLA - S.L.U. – MASSIMO MOMENTO FLETTENTE	34
FIGURA 4-11. SPALLA - S.L.U. – MASSIMA AZIONE DI TAGLIO	35
FIGURA 5-1. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD – PIANTE FONDAZIONI	37
TABELLA 5-1. MURO D'ALA NORD - SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA	38
FIGURA 5-2. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE	39
FIGURA 5-3. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z	40
FIGURA 5-4. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE MICROPALI	40
FIGURA 5-5. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - PARAMETRI DEI MICROPALI IN GROUP.....	41
FIGURA 5-6. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - DISPOSIZIONE DEI MICROPALI IN GROUP.....	41
FIGURA 5-7. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO	41
FIGURA 5-8. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE.....	42
FIGURA 5-9. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI TRAZIONE.....	42
TABELLA 5-2. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - SOLLECITAZIONI DI VERIFICA SUL MICROPALO PIÙ SOLLECITATO	44
FIGURA 5-10. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - S.L.U. – MASSIMO MOMENTO FLETTENTE.....	44
FIGURA 5-11. MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - S.L.U. – MASSIMA AZIONE DI TAGLIO.....	45
FIGURA 6-1. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD – PIANTE FONDAZIONI.....	47
TABELLA 6-1. MURO D'ALA SUD- SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA	48
FIGURA 6-2. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE.....	49
FIGURA 6-3. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z.....	50
FIGURA 6-4. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE MICROPALI.....	50
FIGURA 6-5. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - PARAMETRI DEI MICROPALI IN GROUP	51
FIGURA 6-6. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - DISPOSIZIONE DEI MICROPALI IN GROUP	51
FIGURA 6-7. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO	51
FIGURA 6-8. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE	52

FIGURA 6-9. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI TRAZIONE	52
TABELLA 6-2. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - SOLLECITAZIONI DI VERIFICA SUL MICROPALO PIÙ SOLLECITATO.....	54
FIGURA 6-10. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - S.L.U. – MASSIMO MOMENTO FLETTENTE	54
FIGURA 6-11. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - S.L.U. – MASSIMA AZIONE DI TAGLIO	55
FIGURA 7-1. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI-SPALLA	61
TABELLA 7-1. AZIONI AGENTI IN FONDAZIONE -SPALLA	61
TABELLA 7-2. RESISTENZE A SFILAMENTO DI CALCOLO, CARATTERISTICHE E DI PROGETTO	62
TABELLA 7-3. AZIONE DI SFILAMENTO SUI TIRANTI	62
TABELLA 7-4. VERIFICA DELLA GERARCHIA DELLE RESISTENZE	63
TABELLA 8-1. SPALLA ORIGINARIA - AZIONI PER VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE	64
FIGURA 8-1. STRUTTURA ORIGINARIA – PALI TIPO FRANKI SOTTO FONDAZIONE SPALLA	65

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente ai calcoli statici del sottovia autostradale esistente denominato Via dell'Arcoveggio nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. L'opera è denominata 84T e ubicata indicativamente alla progressiva km 13+470.

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

- Ampliamento 2: ampliamento di nuova realizzazione;
- Ampliamento 1: ampliamento esistente;
- Originaria: struttura esistente (di prima realizzazione).

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:

AMPLIAMENTO 2

Fondazione indiretta
Lunghezza micropali: 18m
Diametro del perforo: Ø240mm
Armatura: Ø168.30mm – sp.10mm

AMPLIAMENTO 1

Fondazione indiretta
Lunghezza pali: 20m
Diametro: Ø1000mm
Armatura: 24 barre Ø26mm in acciaio FeB44K (tratto sup.)
12 barre Ø22mm in acciaio FeB44K (tratto inf.)

ORIGINARIA

Fondazione diretta con trattamento del terreno di sottofondazione realizzato mediante pali tipo Franki Ø42
Lunghezza pali: 10m
Diametro: Ø420mm
Armatura: debolmente armato (7.6 Kg/m)

MURI D'ALA:

AMPLIAMENTO 2 – LATO CARREGGIATA NORD

Fondazione indiretta
Lunghezza micropali: 18m
Diametro del perforo: Ø240mm
Armatura: Ø168.30mm – sp.12.5mm

AMPLIAMENTO 2 – LATO CARREGGIATA SUD

Fondazione indiretta
Lunghezza micropali: 20m
Diametro del perforo: Ø240mm
Armatura: Ø168.30mm – sp.12.5mm

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 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	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447\text{MPa}$

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 $t > 40\text{ mm}$)

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

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 7.0.24**, Ensoft Inc (1985 – 2006).

Per le verifiche delle sezioni in c.a. si impiega il software di calcolo **VcaSlu**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a pressoflessione 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.

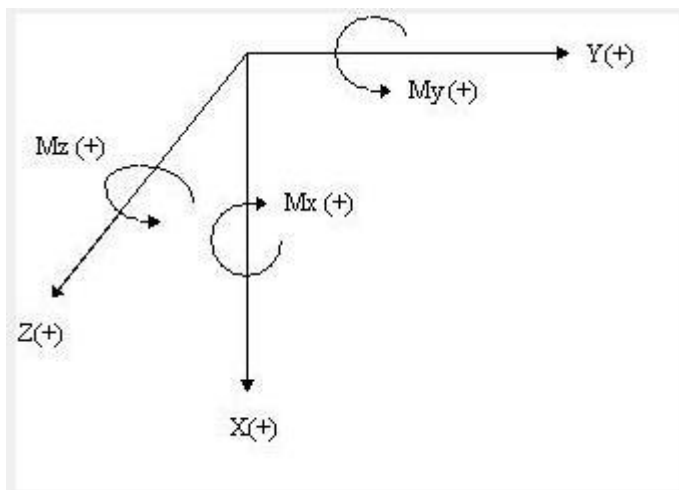


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

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.

Tabella 2-1. Indagini geognostiche di riferimento

Sigla sond./pozz./prova	Campagna di indagine	Progressiva (km)	Quota p.c. (m s.l.m.)	Lunghezza (m)	Strumentazione installata
S103	1999	13+400	33.30	10.00	-
S63	1984	13+500	33.30	21.60	-
PZ-PB6	2016	13+550	40.00	3.50	-
<i>C (....) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);</i> <i>TA (....) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);</i> <i>CH = tubo per misure Cross-hole; DH = tubo per misure Down-hole</i>					

Tabella 2-2. Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	Descrizione	Sigla	z_w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
33.30	0.0 ÷ 8.10	Limo argilloso	A	-	Tabella 2-3
	8.10 ÷ 13.60	Limo argilloso	A'	-	Tabella 2-4
	13.60 ÷ 25.00	Ghiaia e sabbia	B	-	Tabella 2-5

Tabella 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	50 +3.3 z	20

Tabella 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	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	60 +(z-3)	20

Tabella 2-5. Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

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)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---
γ =	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				

Come indicato in Tabella 2-2, la stratigrafia è definita con riferimento ad un piano campagna posto a q.ta +33.30 m s.l.m.m..

Le fondazioni delle spalle e dei muri d'ala risultano impostate intorno a q.ta +31.30 m s.l.m.m., vale a dire circa 2 m al di sotto del piano campagna e quindi nell'ambito del primo strato limo argilloso (A): ne consegue nelle analisi lo spessore dello strato A viene congruentemente ridotto.

La quota di falda viene assunta, cautelativamente, coincidente alla quota di imposta delle fondazioni (testa micropali di sottofondazione).

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_{G1}

Figura 3-1. Coefficienti parziali per le azioni o per 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 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:

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma_c \cdot B' \cdot N_r \cdot s_r \cdot i_r \cdot b_r \cdot g_r + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

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:

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

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

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

- Fattori correttivi di forma:

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

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

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

- Fattori correttivi di profondità:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

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

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

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

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

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

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.

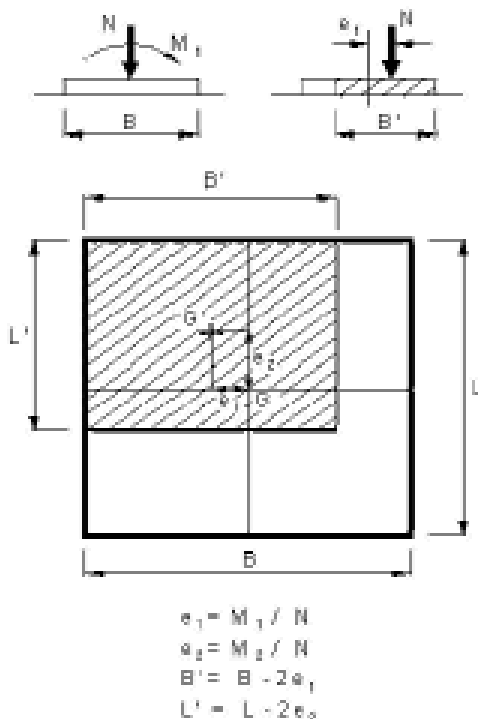


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

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:

- $N_\gamma = 0.00$
- $N_c = 5.14$
- $N_q = 1.00$

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_γ
$\phi = 0$	$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B'}$	
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_γ
$\phi = 0$ 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:

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

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

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:

- a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- b) 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.);
- c) 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 ammissibile (Q_{amm}) è calcolata in riferimento alla seguente espressione:

$$Q_{amm} = Q_{B,lim} + Q_{L,lim} = (q_{lim} \times A_b) + \sum_i [(\pi \times d \times \Delta H_i \times \tau_{lim,i})]$$

dove

$Q_{B,lim}$ portata limite di base (calcolata)

$Q_{L,lim}$ portata limite laterale (calcolata)

q_{lim} portata unitaria limite di base

A_b area di base

ΔH_i altezza del concio unitario di palo

$\tau_{lim,i}$ attrito laterale unitario limite del concio i -esimo di palo

Portata di base

- Per terreni granulari:

$$q_{lim} = 0.667 \times N_{SPT} \leq 4 \text{ MPa}$$

- 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:

$$\tau_{lim} = \min [k \times \sigma'_v \times \tan \phi; \tau = f(N_{SPT})] < 150 \text{ kPa}$$

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 $\tau = f(N_{SPT})$ si possono desumere dalla Figura 3-7:

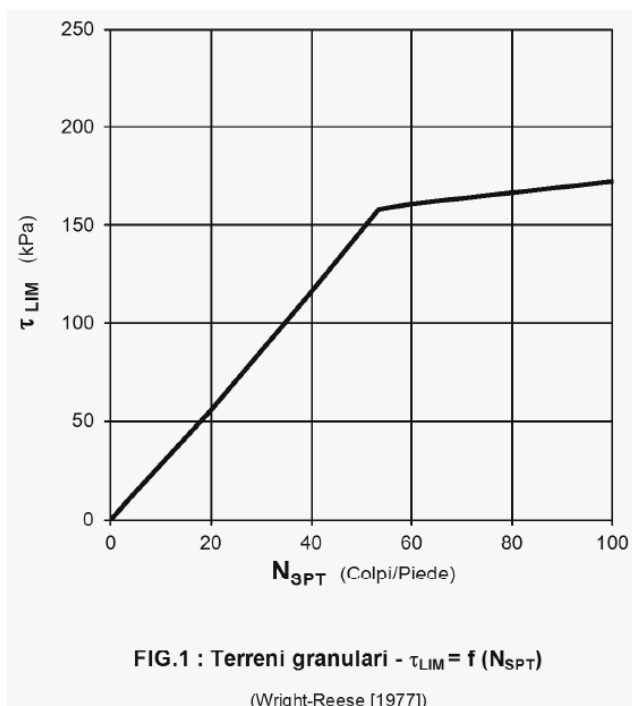


Figura 3-7. Terreni granulari – $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

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

dove:

α	coefficiente 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.

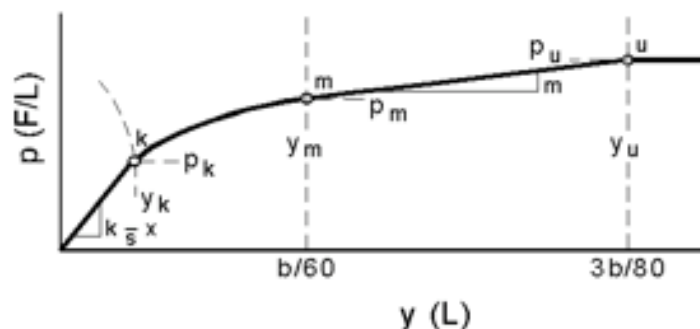
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

- 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

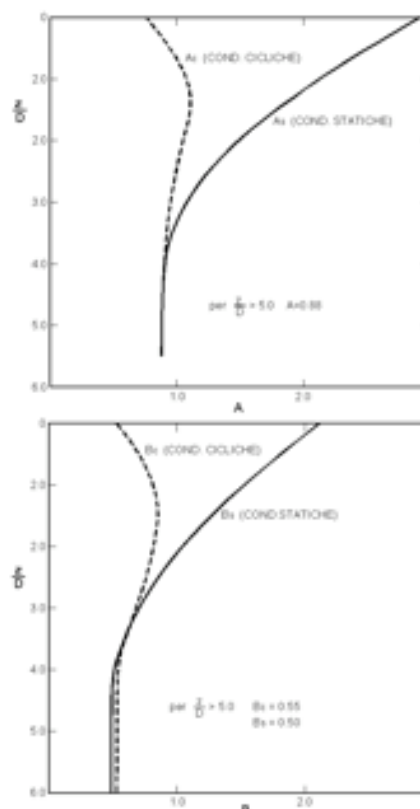
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

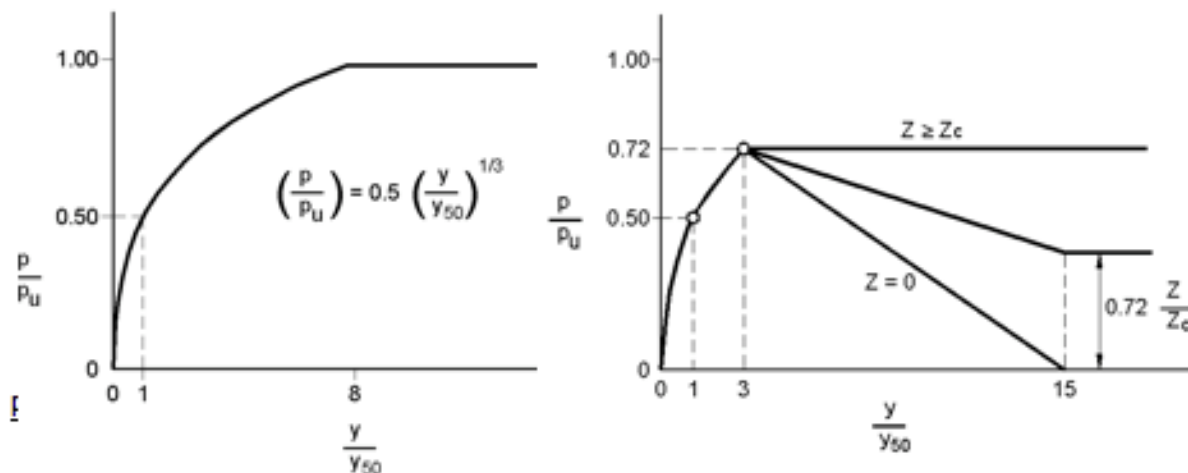
dove:

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

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



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



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

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

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

$$p/p_u = 0.5 (y/y_{50})^{1/3}$$

$$y_{50} = 2.5 \varepsilon_{50} D$$

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

σ' 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 $p=0.5 p_u$

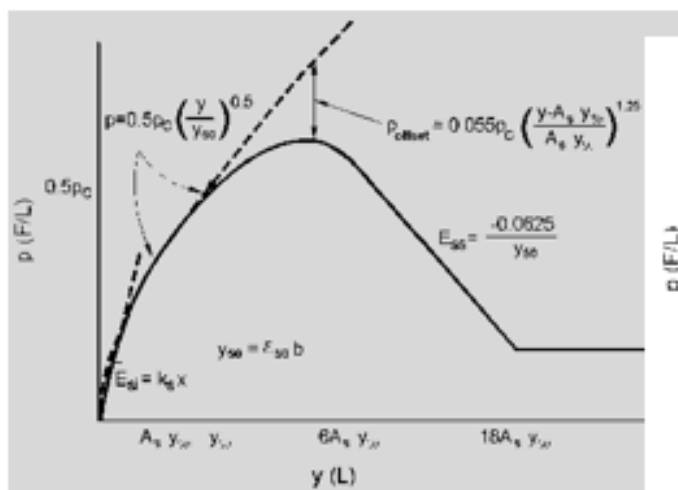
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

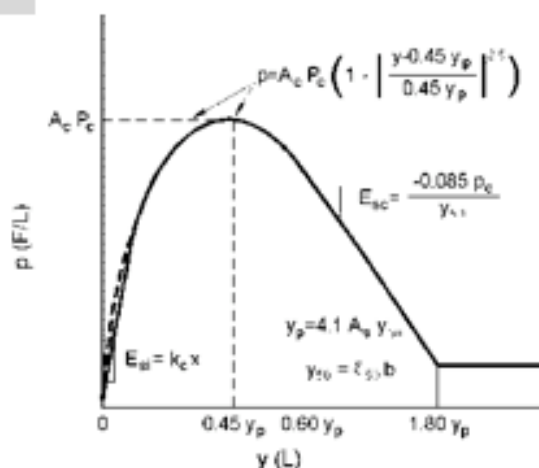
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

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



Carichi statici



Carichi ciclici

$$p_{u1} = (3 c_u D + \sigma' D + 2.83 c_u z)$$

$$p_{u2} = 11 c_u D \alpha$$

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

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

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace alla profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

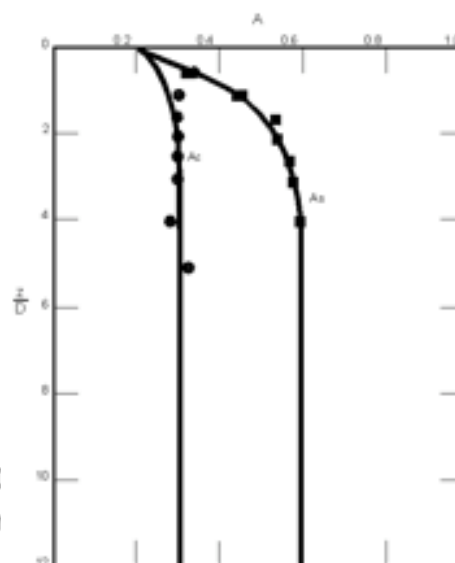
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D$ = spostamento orizzontale per $p=c$

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

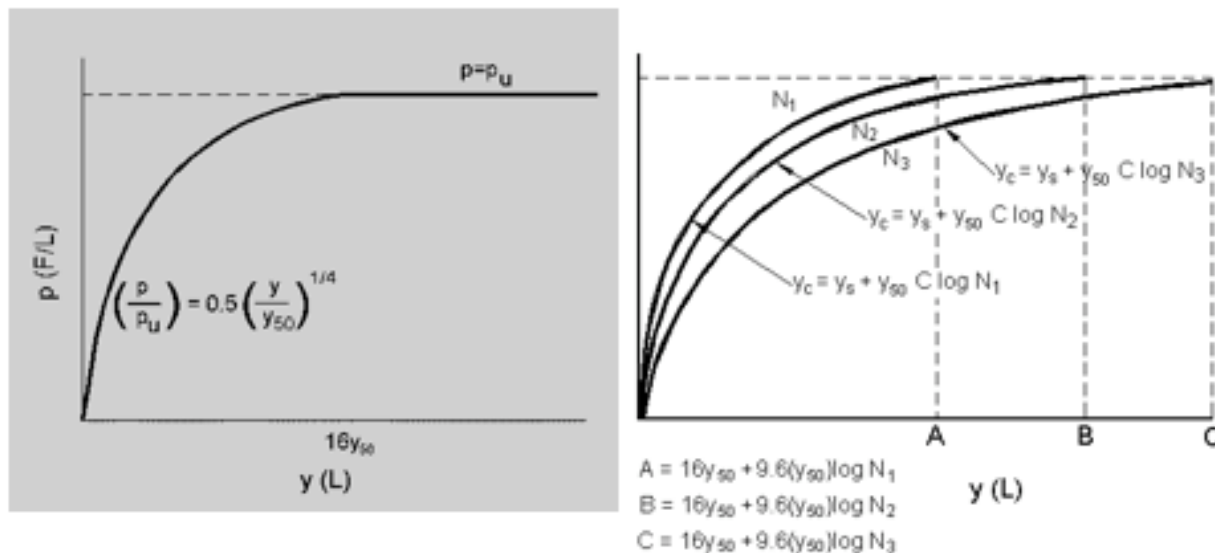
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_s 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_a pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

3.4 VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI

La valutazione del tiro agente sui tiranti passivi nelle varie combinazioni di carico viene eseguita applicando un metodo del tipo “a curve caratteristiche”, tenendo conto dell’effettiva interazione tra spalla e tiranti, assicurando la congruenza degli spostamenti previsti.

Più nel dettaglio, ipotizzando di intervenire sul paramento della spalla con una tirantatura passiva realizzata con micropali, note:

- la tipologia e la tecnica di esecuzione dell’intervento di consolidamento;
- la natura e la caratterizzazione geotecnica dei terreni;

è possibile tracciare una curva di rigidezza della tirantatura sul piano δ_h -T, dove:

δ_h = spostamento orizzontale della testa del micropalo (considerato “assiale” per micropali suborizzontali con deviazione fino a $15^\circ \div 20^\circ$);

T = tiro nei micropali di ancoraggio, al m di paramento.

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

$$T_{\max} = R_{ad}$$

dove

R_{ad} è la resistenza di progetto calcolata al paragrafo precedente

Per ottenere il valore massimo del tiro disponibile per ciascun metro di paramento è sufficiente dividere T_{\max} per l’interasse dei micropali.

Successivamente, note le sollecitazioni agenti in fondazione per ogni combinazione di carico, è possibile determinare una curva di rigidezza della struttura nel modo di seguito descritto.

La spalla esistente, per effetto dei soli carichi permanenti, subisce una traslazione rigida orizzontale (δ_o) ed una rotazione rigida (θ_o); in questo caso, indicando con h_{tir} la distanza verticale tra l’intradosso della fondazione e la testa dei micropali, lo spostamento orizzontale della spalla in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti risulta:

$$\delta_{o,htir} = \delta_o + h_{tir} \tan (\theta_o)$$

Ipotizzando di realizzare i tiranti quando sulla struttura agiscono i soli carichi permanenti, per diverse combinazioni di carico di progetto (stato limite di esercizio, stato limite ultimo o sisma), è possibile costruire per punti le curve di rigidezza della fondazione in presenza di una generica tirantatura di consolidamento, disposta ad una specificata altezza da intradosso fondazione (h_{tir}).

Considerando infatti il caso in cui la spalla sia soggetta, ad esempio, alle sollecitazioni derivanti dal sisma, si possono calcolare i valori di sollecitazioni di taglio e momento agenti in fondazione, per ciascun i-esimo ipotetico valore T_i dell’azione agente nei tiranti disposti ad altezza h_{tir} .

Si avrà infatti:

$$\begin{aligned} N_i &= N \\ H_i &= H - T_i \\ M_i &= M - (h_{tir} T_i) \end{aligned}$$

dove N_i , H_i , M_i sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione nella i-esima ipotesi di efficacia della tirantatura, mentre N , H ed M sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione in assenza di tirantatura.

Tali sollecitazioni (N_i , H_i , M_i) danno luogo ad uno spostamento orizzontale (δ_i) e ad una rotazione della fondazione (θ_i). Per effetto di tali spostamenti, in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti, lo spostamento orizzontale della spalla risulterà pari a:

$$\delta_{i,htir} = \delta_i + h_{tir} \tan (\theta_i)$$

Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

$$\Delta\delta_{h,i} = \delta_{o,htir} - \delta_{i,h\ tir}$$

La coppia di valori avente coordinate $(T_i, \Delta\delta_{h,i})$ rappresenta un punto della curva di rigidezza della fondazione.

Il punto di incontro tra le curve di rigidezza della tirantatura, costituita da tiranti specificati ad interasse specificato, e la curva di rigidezza della fondazione, determinata come descritto sopra, verifica la congruenza degli spostamenti e indica il tiro a cui è soggetta la tirantatura nella specifiche condizioni di carico analizzata.

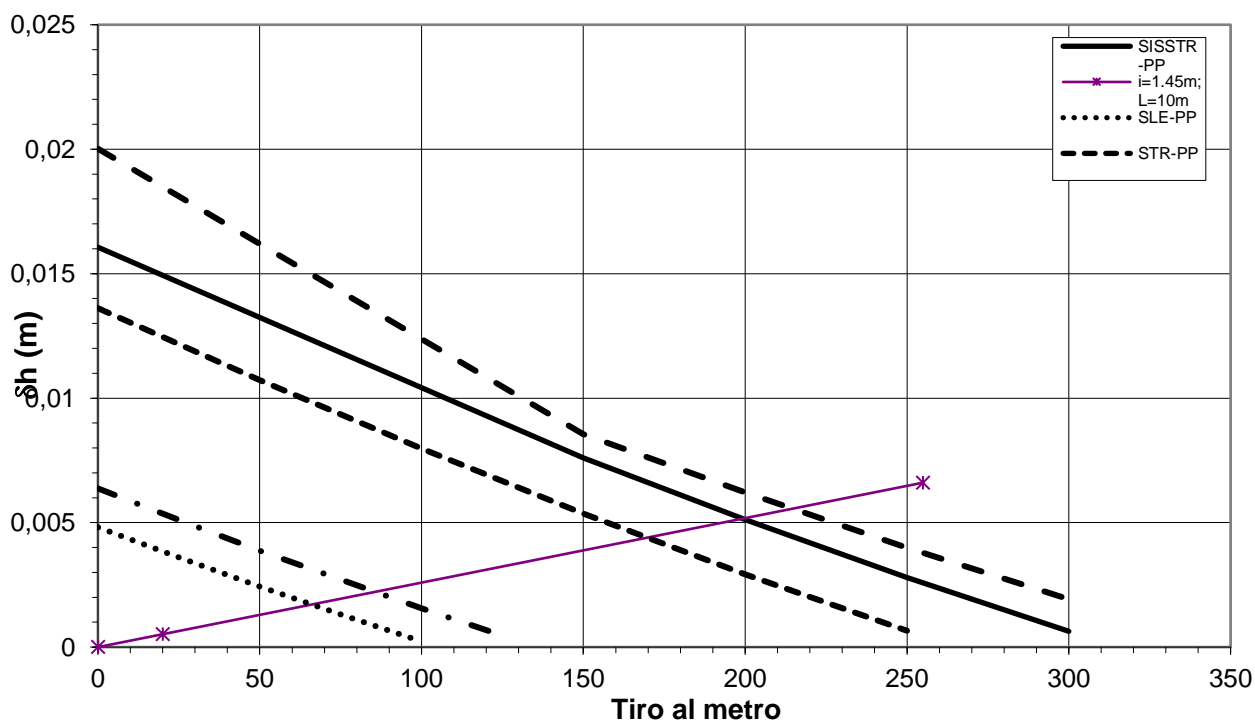


Figura 3-8. Curve caratteristiche tiranti passivi

3.5 PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE

La verifica a sfilamento del tirante viene svolta in accordo a quanto riportato nel Paragrafo C6.6.2 delle Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 Gennaio 2018.

Il valore di calcolo della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio ($R_{a,c}$) nel caso specifico, è stato dedotto con metodi analitici, a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici (risultati di prove in sito e/o di laboratorio):

$$R_{a,c} = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau$$

dove:

$D = \alpha \cdot \phi_{\text{perf}}$	diametro efficace ottenuto a seguito dell'iniezione (nel caso in esame è stato considerato un valore di α pari a 1.0);
ϕ_{perf}	diametro nominale della perforazione;
L	lunghezza del bulbo di ancoraggio;
τ	aderenza limite bulbo-terreno.

In base al § 6.6.2 della NTC la resistenza caratteristica allo sfilamento dell'ancoraggio è pari a:

$$R_{ak} = \frac{R_{a,c}}{\max(\xi_{a3}; \xi_{a4})}$$

dove:

ξ_{a3} e ξ_{a4} sono desunti dalla tabella 6.6.III al § 6.6.2 della NTC.

Al valore caratteristico così ottenuto è stato quindi applicato il coefficiente $\gamma_{\text{Rap}}=1.2$ come da Tab.6.6.I del D.M. 17/01/2018, al fine di ottenere la resistenza a sfilamento di progetto con cui condurre le verifiche:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{\text{Rap}}}$$

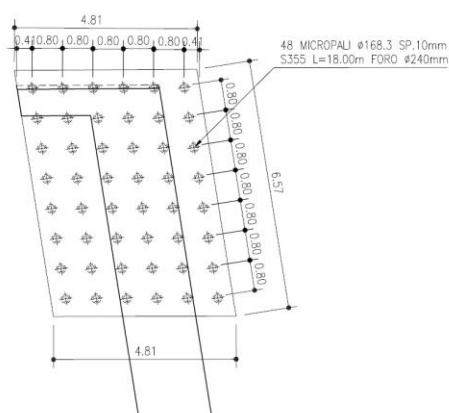
Si sottolinea quanto già prescritto in sede di progetto definitivo e nella norma vigente ovvero la necessità di conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto (campo prove) e di collaudo.

4 FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

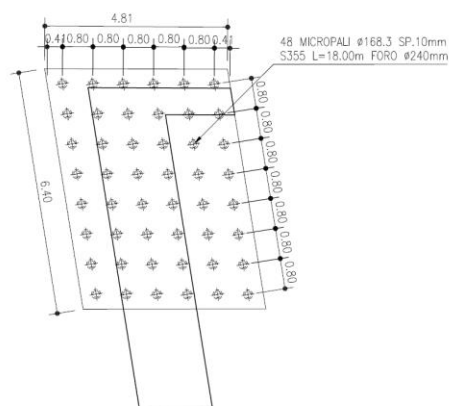
La palificata di fondazione delle spalle presenta le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza micropali: 18m
- Diametro del perforo: Ø240mm
- Armatura: Ø168.30mm – sp.10mm
- Numero file micropali in direzione trasversale 12 (carr. Sud) – 8 (carr. Nord)
- Interasse micropali in direzione trasversale 0.80m
- Numero file micropali in direzione longitudinale 6
- Interasse micropali in direzione longitudinale 0.80m

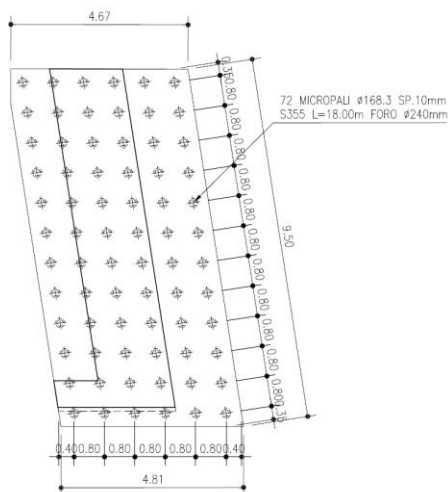
SPALLA LATO RIMINI NORD



SPALLA LATO RIMINI NORD



SPALLA LATO BOLOGNA SUD



SPALLA LATO RIMINI SUD

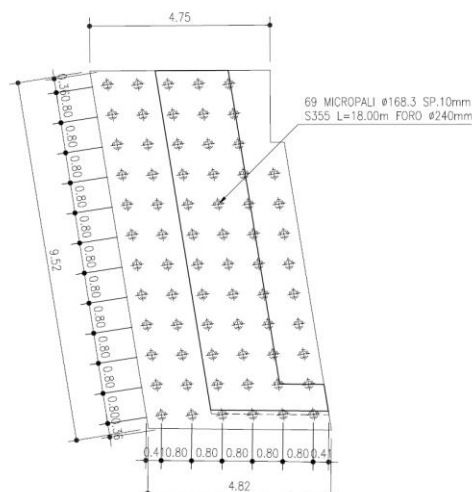


Figura 4-1. Spalla – Pianta Fondazioni

Dato che le spalle presentano rigidità nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale, in analogia a quanto già esposto per la verifica degli elementi in elevazione, anche le verifiche della palificata di fondazione vengono condotte solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale. Dato inoltre che l'interasse tra le file di micropali in direzione trasversale è costante (0.80 m) l'analisi viene condotta su una larghezza di palificata pari all'interasse tra i micropali (0.80 m).

4.1 AZIONI DI CALCOLO

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di calcolo agenti nel baricentro della palificata.

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

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

Azioni di calcolo per metro lineare di sviluppo del paramento (da foglio di calcolo analisi carichi spalle)

DESCRIZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N_{ed} [kN/m]	913	1115	1049	932	728	929	863	747	868	644
V_{ed} [kN/m]	433	433	448	448	433	433	448	448	668	633
M_{ed} [kNm/m]	-1147	-1252	-1315	-1254	-1098	-1204	-1267	-1206	-2192	-2097

Interasse micropali = 0.80 [m]

Azioni di calcolo per analisi Group

DESCRIZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N_{ed} [kN]	731	892	839	746	582	744	691	597	694	515
V_{ed} [kN]	347	347	359	359	347	347	359	359	534	506
M_{ed} [kNm]	-918	-1002	-1052	-1003	-878	-963	-1014	-965	-1754	-1678

4.2 MODELLO DI CALCOLO

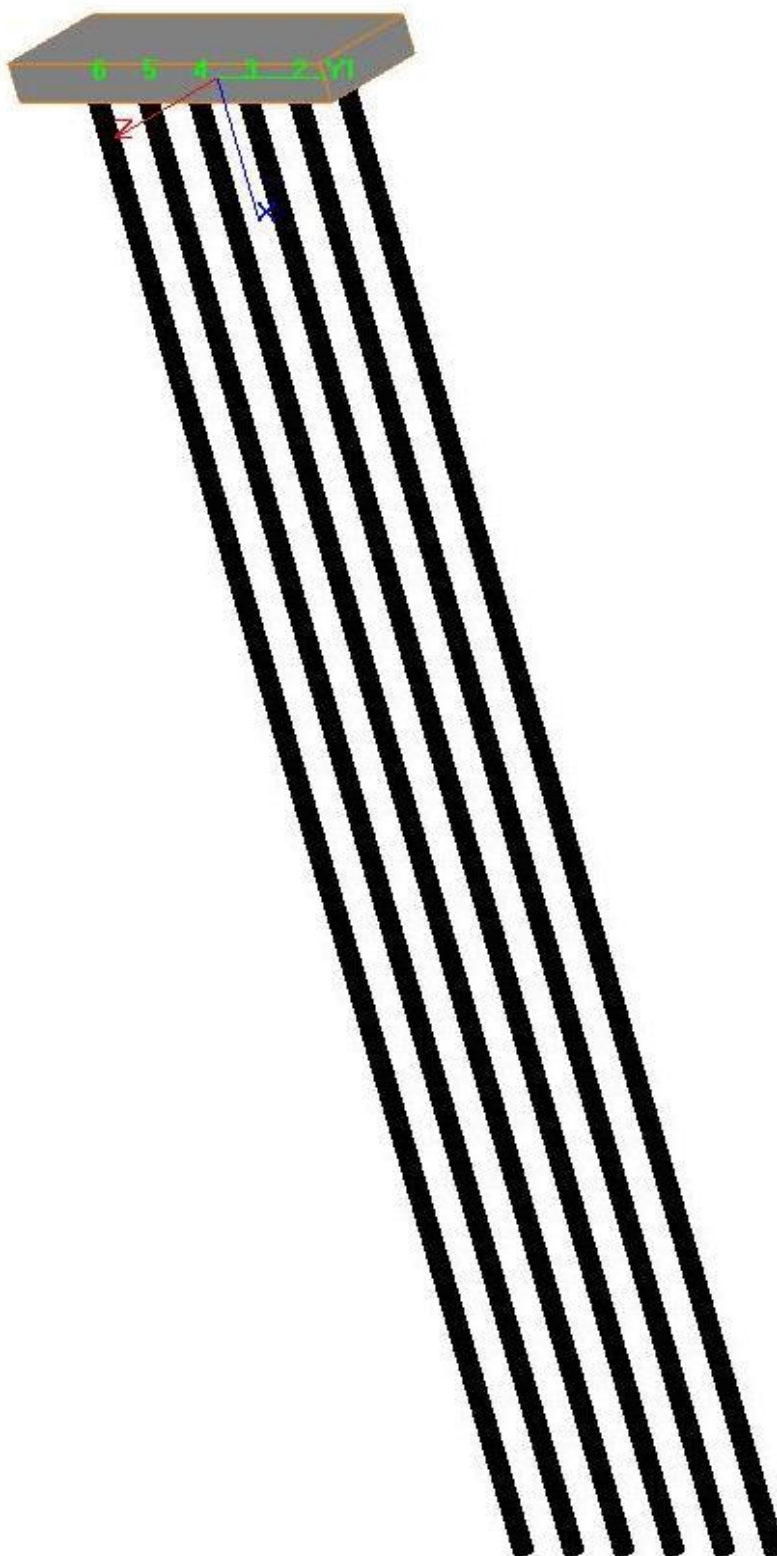


Figura 4-2. Spalla - Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

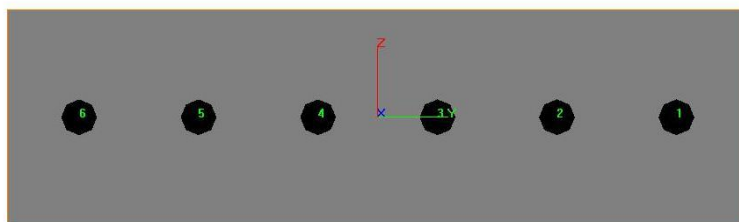


Figura 4-3. Spalla - Modello di calcolo palificata: piano y-z

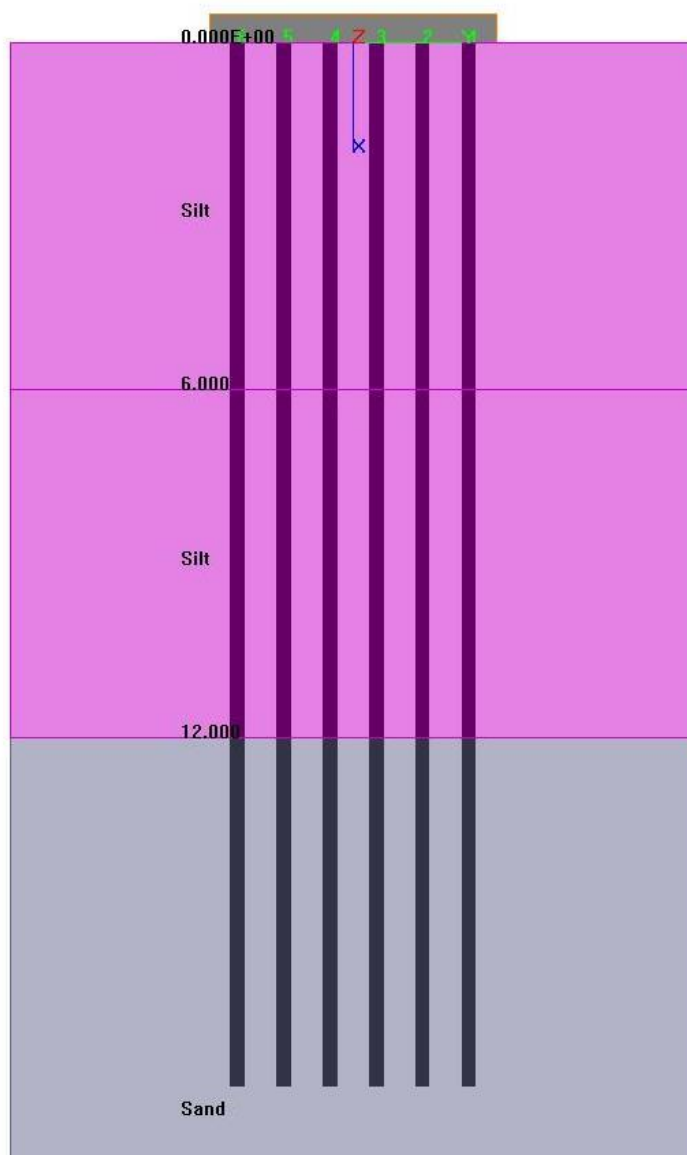


Figura 4-4. Spalla - Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale micropali

Pile Sections 1

Section	Top (m)	Bottom (m)	Diameter (m)	Area (m ²)	Moment of Inertia zz (m ⁴)
1	0	18	0.24	0.1149	0.0003818

Add Row Insert Row Delete Row

Pile Properties

Prop. Type	Sections	Increments	Total Length (m)	Young's Modulus (kN/m ²)	Method of Installation
1	1: Pile Sections	100	18	31475806	Drilled Shafts (Bored Piles)

Add Row Insert Row Delete Row

Figura 4-5. Spalla - Parametri dei micropali in GROUP

Pile Sub-Groups

Sub-Group	Pile-Head Connection	Number of Piles	Pile Prop. Type	Spring Constant (kN-m)
1	Fixed	1	1	0
2	Fixed	1	1	0
3	Fixed	1	1	0
4	Fixed	1	1	0
5	Fixed	1	1	0
6	Fixed	1	1	0

Add Row Insert Row Delete Row

Pile-Head Coordinates (2-D)

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Batter Angle (from X-Axis to Pile Axis) Use "+" for Counter-clockwise, (RADIAN)	Dist. from Pile Top to Ground Line (*), (m)
1	0	2	0	0
2	0	1.2	0	0
3	0	0.4	0	0
4	0	-0.4	0	0
5	0	-1.2	0	0
6	0	-2	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

* 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. Spalla - Disposizione dei micropali in GROUP

Soil Weight

Point	Depth (m)	Unit Weight (kN/m ³)
1	0	9
2	6	9
3	6	9
4	12	9
5	12	10
6	25	10

Add Row Insert Row Delete Row

Please always enter soil parameters at the top and the bottom of each layer. The program will linearly interpret the data for depths between the top and bottom of each layer.

Soil Layers

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) (kN/m ³)
1	Silt	0	6	83333
2	Silt	6	12	83333
3	Sand	12	25	208333

Add Row Insert Row Delete Row

Soil Strength Parameters

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m ²)	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	RQD(%)
1	0	55	26	0	0	521	0
2	6	75	26	0	45	753	0
3	6	65	26	0	39	680	0
4	12	70	26	0	42	770	0
5	12	0	38	0	80	4000	0
6	25	0	38	0	118	4000	0

Add Row Insert Row Delete Row

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:
 - The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves
 - The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves
 - Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

Figura 4-7. Spalla - Caratteristiche meccaniche terreno

4.3 ANALISI GEOTECNICA

4.3.1 Sollecitazioni di calcolo

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

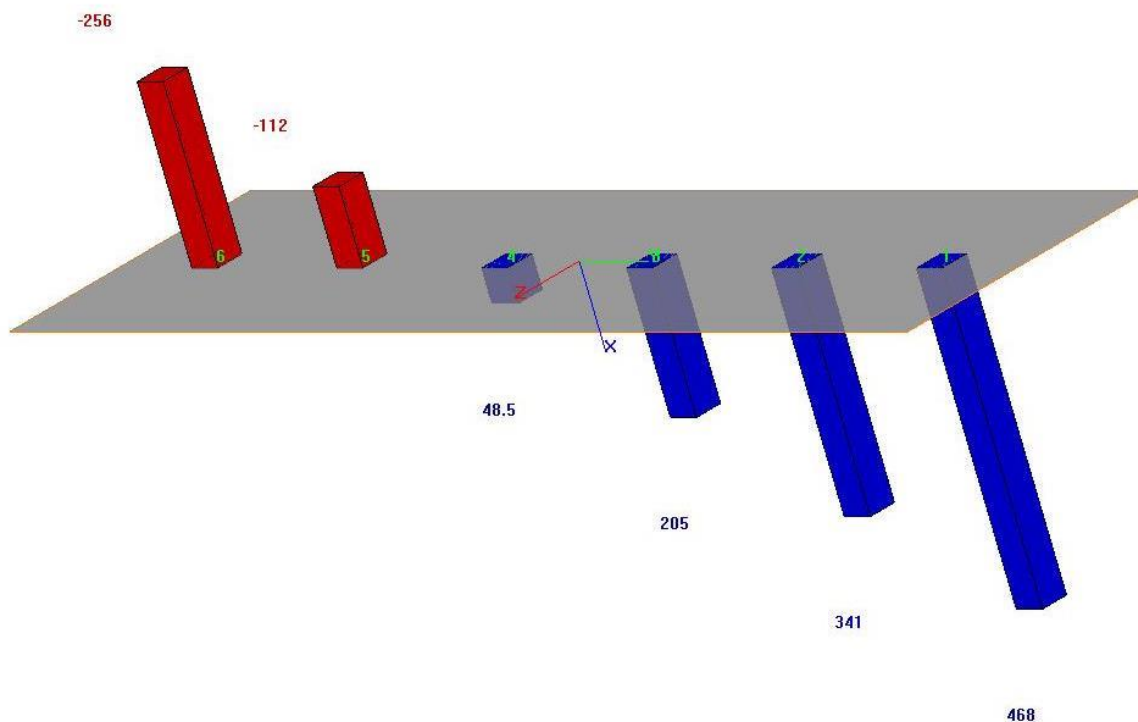


Figura 4-8. Spalla - S.L.U. – Massima azione assiale di compressione

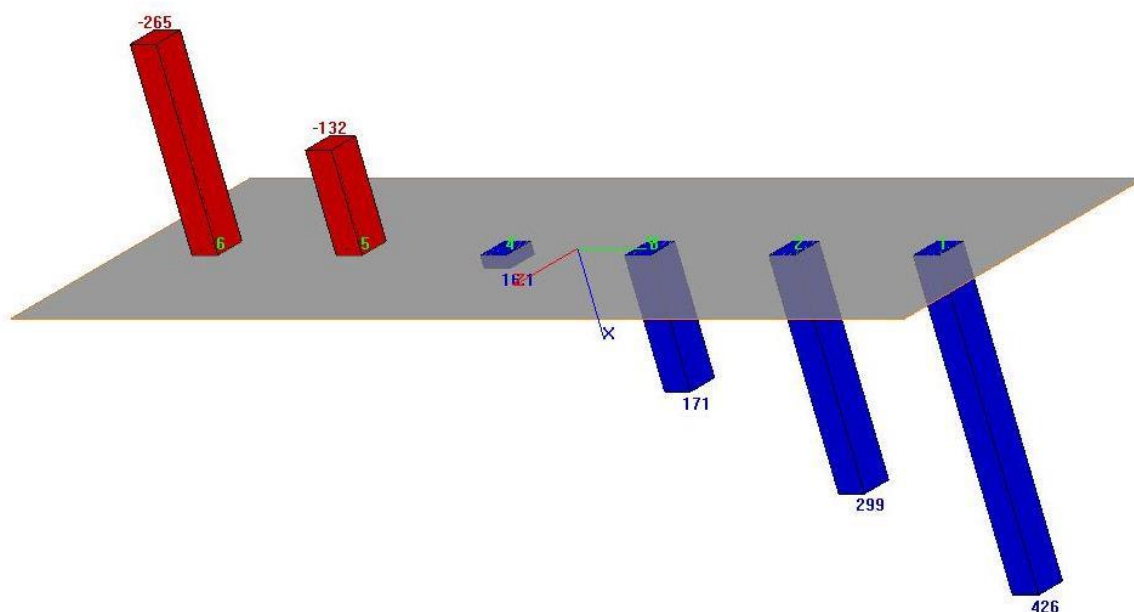


Figura 4-9. Spalla - S.L.U. – Massima azione assiale di trazione

4.3.2 Verifica geotecnica

OPERA: **SOTTOVIA ARCOVEGGIO**
PARTE D'OPERA: **SPALLE**

Diametro Palo **0.24** m
Amplificazione Diametro **1.00**
Frazione utile portata di base **1.00**
Coefficiente $\zeta =$ **1.60**

Approccio 2 (A1-M1-R3)			
R3	R3		R3
Lat, comp	Base		Lat, traz
1.15	1.35		1.25

NOME STRATO	TIPO TERRENO	PROF PALO (m)	LIV P.C. (m)	γ' (kN/m ³)	σ'_{vo} P.C. (kPa)	σ'_{vo} t.palo (kPa)	DN PALO (m)	Φ' (°)	Ks comp (-)	Ks traz (-)	Nspt	f(Nspt) (Kpa)	QCR (Mpa)	α (-)	cu (kPa)	TAUlim Comp (kPa)	TAUlim Traz (kPa)	Qo S Base (kPa)
-------------	--------------	---------------	--------------	--------------------------------	---------------------------	-----------------------------	-------------	-------------	-------------	-------------	------	---------------	-----------	--------------	----------	-------------------	-------------------	-----------------

Profondità testa palo da P.C. (m)	1.45
o/a testa palo (kPa)	27.55

Strato A	coesivo	0.00	1.5	9.00	27.55	27.55	0.240	0.00					0.00	0.60	54.79	0	0	521
Strato A	coesivo	1.00	2.5	9.00	36.55	36.55	0.240	0.00					0.00	0.60	58.09	35	35	559
Strato A	coesivo	2.00	3.5	9.00	45.55	45.55	0.240	0.00					0.00	0.60	61.39	37	37	598
Strato A	coesivo	3.00	4.5	9.00	54.55	54.55	0.240	0.00					0.00	0.60	64.69	39	39	637
Strato B	coesivo	4.00	5.5	9.00	63.55	63.55	0.240	0.00					0.00	0.60	67.99	41	41	675
Strato A	coesivo	5.00	6.5	9.00	72.55	72.55	0.240	0.00					0.00	0.60	71.29	43	43	714
Strato A	coesivo	6.00	7.5	9.00	81.55	81.55	0.240	0.00					0.00	0.60	74.59	45	45	753
Strato A'	coesivo	7.00	8.5	9.00	90.55	90.55	0.240	0.00					0.00	0.60	65.45	39	39	680
Strato A'	coesivo	8.00	9.5	9.00	99.55	99.55	0.240	0.00					0.00	0.60	66.45	40	40	698
Strato A'	coesivo	9.00	10.5	9.00	108.55	108.55	0.240	0.00					0.00	0.60	67.45	40	40	716
Strato A'	coesivo	10.00	11.5	9.00	117.55	117.55	0.240	0.00					0.00	0.60	68.45	41	41	734
Strato A'	coesivo	11.00	12.5	9.00	126.55	126.55	0.240	0.00					0.00	0.60	69.45	42	42	752
Strato A'	coesivo	12.00	13.5	9.00	135.55	135.55	0.240	0.00					0.00	0.60	70.45	42	42	770
Strato B	non coesivo	13.00	14.5	10.00	145.55	145.55	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			80	57	4000
Strato B	non coesivo	14.00	15.5	10.00	155.55	155.55	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			85	61	4000
Strato B	non coesivo	15.00	16.5	10.00	165.55	165.55	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			90	65	4000
Strato B	non coesivo	16.00	17.5	10.00	175.55	175.55	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			96	69	4000
Strato B	non coesivo	17.00	18.5	10.00	185.55	185.55	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			101	72	4000
Strato B	non coesivo	18.00	19.5	10.00	195.55	195.55	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			107	76	4000
Strato B	non coesivo	19.00	20.5	10.00	205.55	205.55	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			112	80	4000
Strato B	non coesivo	20.00	21.5	10.00	215.55	215.55	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	84	4000
Strato B	non coesivo	21.00	22.5	10.00	225.55	225.55	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	88	4000
Strato B	non coesivo	22.00	23.5	10.00	235.55	235.55	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	92	4000
Strato B	non coesivo	23.00	24.5	10.00	245.55	245.55	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	96	4000
Strato B	non coesivo	24.00	25.5	10.00	255.55	255.55	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	100	4000
Strato B	non coesivo	25.00	26.5	10.00	265.55	265.55	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	104	4000

NOME STRATO	TIPO TERRENO	PROF PALO (m)	Valori di calcolo			Valori caratteristici, $\zeta = 1.60$				Valori di verifica			
			Qs,ult lat (kN)	Qb,ult base (kN)	Tall (No Wp) (kN)	Qs,K lat (kN)	Qb,K base (kN)	Qtot,k totale (kN)	Tall,k (kN)	Qs,d lat (kN)	Qb,d base (kN)	Qtot,d totale (kN)	Tall,d (kN)

Strato A	coesivo	0.00	0	24	0	0	15	15	0	0	11	11	0
Strato A	coesivo	1.00	26	25	26	16	16	32	16	14	12	26	13
Strato A	coesivo	2.00	54	27	54	34	17	51	34	29	13	42	27
Strato A	coesivo	3.00	83	29	83	52	18	70	52	45	13	59	42
Strato B	coesivo	4.00	114	31	114	71	19	90	71	62	14	76	57
Strato A	coesivo	5.00	146	32	146	91	20	112	91	79	15	94	73
Strato A	coesivo	6.00	180	34	180	112	21	134	112	98	16	114	90
Strato A'	coesivo	7.00	210	31	210	131	19	150	131	114	14	128	105
Strato A'	coesivo	8.00	240	32	240	150	20	169	150	130	15	145	120
Strato A'	coesivo	9.00	270	32	270	169	20	189	169	147	15	162	135
Strato A'	coesivo	10.00	301	33	301	188	21	209	188	164	15	179	151
Strato A'	coesivo	11.00	332	34	332	208	21	229	208	181	16	196	166
Strato A'	coesivo	12.00	364	35	364	228	22	249	228	198	16	214	182
Strato B	non coesivo	13.00	424	181	407	265	113	378	254	231	84	314	204
Strato B	non coesivo	14.00	488	181	453	305	113	418	283	265	84	349	226
Strato B	non coesivo	15.00	557	181	502	348	113	461	313	302	84	386	251
Strato B	non coesivo	16.00	629	181	553	393	113	506	346	342	84	425	277
Strato B	non coesivo	17.00	705	181	608	441	113	554	380	383	84	467	304
Strato B	non coesivo	18.00	786	181	665	491	113	604	416	427	84	511	333
Strato B	non coesivo	19.00	870	181	726	544	113	657	454	473	84	557	363
Strato B	non coesivo	20.00	959	181	789	599	113	713	493	521	84	605	395
Strato B	non coesivo	21.00	1048	181	856	655	113	768	535	570	84	653	428
Strato B	non coesivo	22.00	1137	181	925	711	113	824	578	618	84	702	462
Strato B	non coesivo	23.00	1226	181	997	766	113	879	623	666	84	750	499
Strato B	non coesivo	24.00	1315	181	1072	822	113	935	670	715	84	798	536
Strato B	non coesivo	25.00	1404	181	1150	877	113	990	719	763	84	847	575

Per un micropalo di lunghezza L=18 m (peso P' = 17 kN) le verifiche sono soddisfatte risultando:

$$Q_{TOT,RD} = 511 \text{ kN} > N_{COMP,SD} = 468 \text{ kN} + 17 \text{ kN} = 485 \text{ kN (in compressione)}$$

$$T_{ALL,RD} = 333 \text{ kN} > N_{TRAZ,SD} = 265 \text{ kN} - 17 \text{ kN} = 248 \text{ kN (in trazione)}$$

4.4 ANALISI STRUTTURALE

4.4.1 Sollecitazioni di calcolo

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di verifica agenti in ciascuna combinazione di carico sul micropalo più sollecitato.

Tabella 4-2. Spalla - Sollecitazioni di verifica sul micropalo più sollecitato

Risultati analisi Group

DESCRIZIONE COMBINAZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Massima Compressione - Nmax	313	355	355	331	282	323	324	301	468	426
Massima Trazione - Nmin	-83	-73	-91	-97	-99	-89	-108	-113	-256	-265
Massimo Momento - Mmax	33	33	34	34	34	33	34	35	49	48
Massimo Taglio - Vmax	58	58	60	60	58	58	60	60	90	85

Involuppo

	S.L.U. statico		S.L.U. sismico		S.L.U.	
Massima Compressione - Nmax	355	[kN]	468	[kN]	468	[kN]
Massima Trazione - Nmin	-113	[kN]	-265	[kN]	-265	[kN]
Massimo Momento - Mmax	35	[kNm]	49	[kNm]	49	[kNm]
Massimo Taglio - Vmax	60	[kN]	90	[kN]	90	[kN]

I seguenti grafici riportano le massime azioni di taglio e flettenti agenti per le combinazioni di calcolo significative.

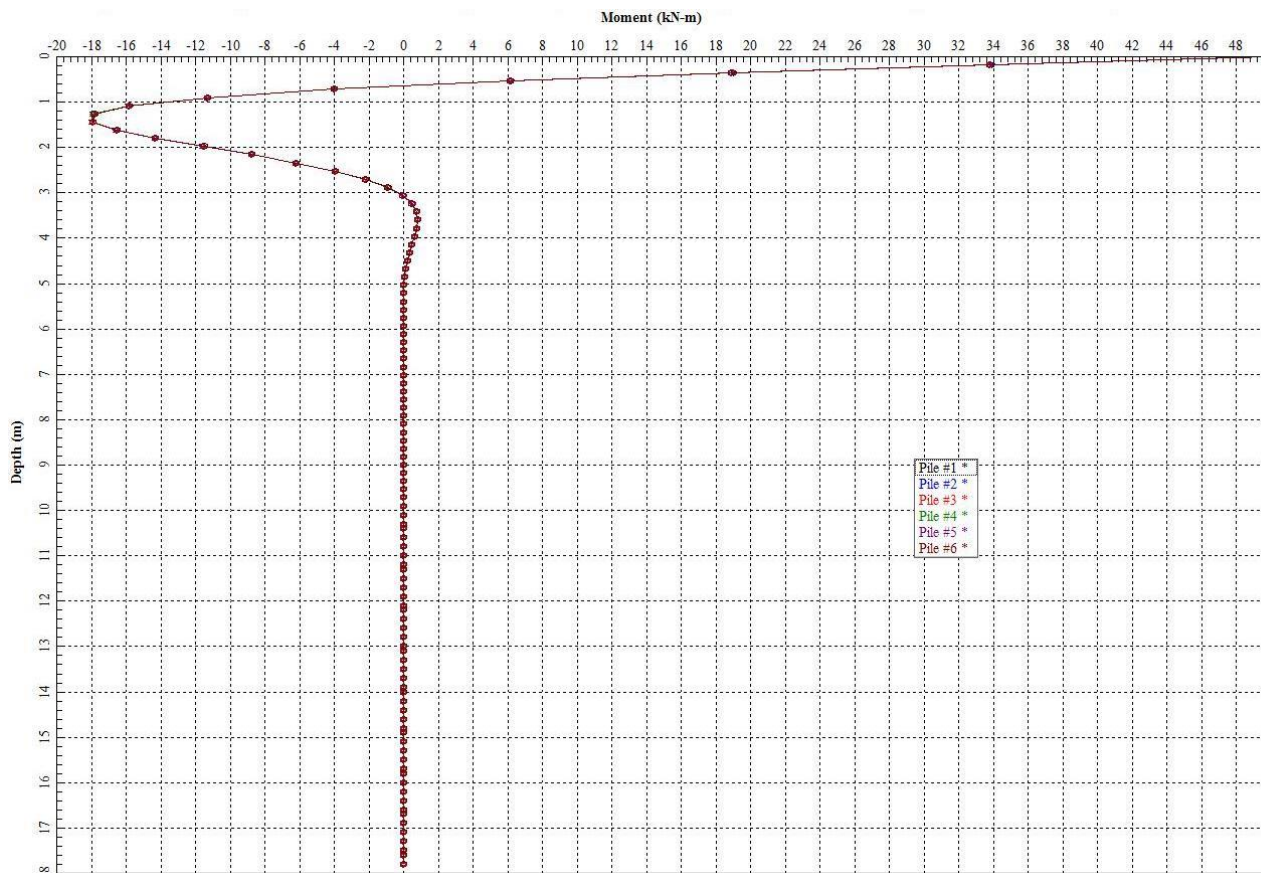


Figura 4-10. Spalla - S.L.U. – Massimo momento flettente

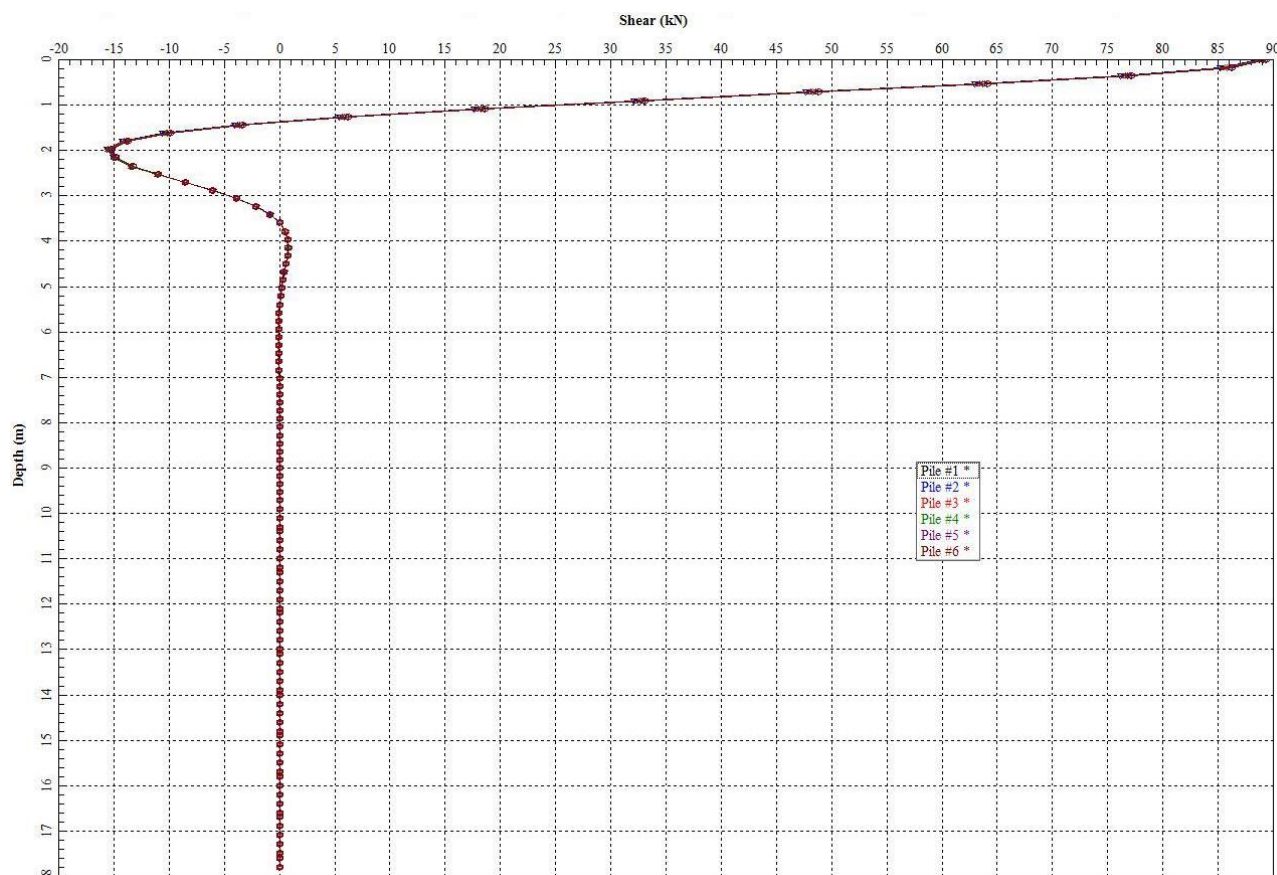


Figura 4-11. Spalla - S.L.U. – Massima azione di taglio

4.4.2 Verifica strutturale

Si riporta nel seguito la verifica strutturale allo S.L.U. del micropalo armato con un tubolare DN168.3 sp. 10 mm sottoposto alle sollecitazioni di verifica.

Tipo di acciaio utilizzato S 355

Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.10 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25 [-]

Caratteristiche del profilo

Sezione trasversale del tubolare	Ø168.3/10	
Diametro esterno del profilo tubolare (UTENTE)	d_{ext}	0.00 [mm]
Spessore del profilo tubolare (UTENTE)	t	0.00 [mm]
Diametro esterno del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		168.3 [mm]
Spessore del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		10 [mm]

Geometria della membratura

Lunghezza geometrica della membratura	L	1.00 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1.00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1.00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	1000.00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	1000.00 [mm]

Coefficienti di momento equivalente

Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my} , C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".

Coefficienti di momento equivalente

Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y C_{my}	1.000 [-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z C_{mz}	1.000 [-]

Caratteristiche di sollecitazione

Nota: la forza assiale è POSITIVA se di compressione

Calcola

Svuota

Comb. [n°]	N_{Ed} [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	T_{Ed} [kNm]	Verifica [-]
1	313.00	58.00		33.00			✓ 0.59
2	355.00	58.00		33.00			✓ 0.61
3	355.00	60.00		34.00			✓ 0.63
4	331.00	60.00		34.00			✓ 0.61
5	282.00	58.00		34.00			✓ 0.58
6	323.00	58.00		33.00			✓ 0.59
7	324.00	60.00		34.00			✓ 0.61
8	301.00	60.00		35.00			✓ 0.60
9	468.00	90.00		49.00			✓ 0.88
10	426.00	85.00		48.00			✓ 0.84

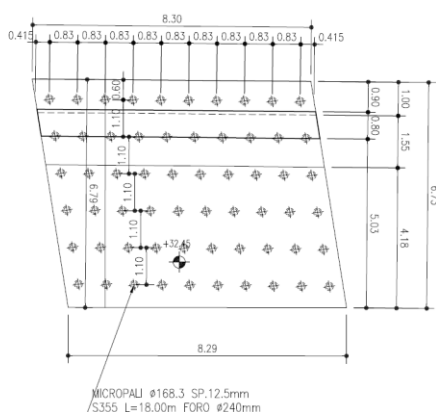
Le verifiche risultano soddisfatte.

5 FONDAZIONE MURI D'ALA CARREGGIATA NORD - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

La palificata di fondazione dei muri d'ala presenta le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza micropali: 18m
- Diametro del perforo: Ø240mm
- Armatura: Ø168.30mm – sp.12.5mm
- Numero file micropali in direzione trasversale 32 (Lato Bologna) – 9 (Lato Rimini)
- Interasse micropali in direzione trasversale 0.83m
- Numero file micropali in direzione longitudinale 6
- Interasse micropali in direzione longitudinale 1.10m

LATO RIMINI NORD



LATO BOLOGNA NORD

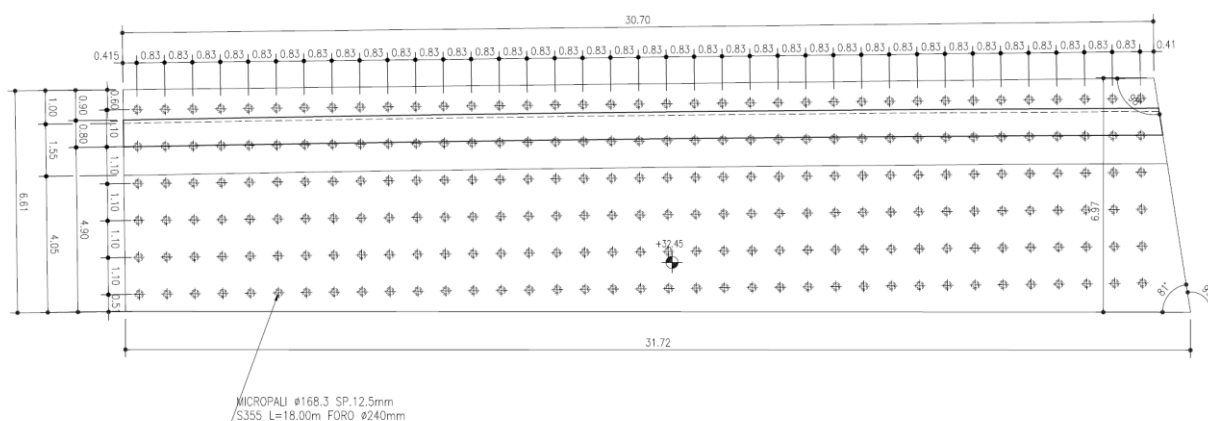


Figura 5-1. Muri d'ala carreggiata nord – Pianta Fondazioni

Dato che i muri d'ala presentano rigidezza nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale, in analogia a quanto già esposto per la verifica degli elementi in elevazione, anche le verifiche della palificata di fondazione vengono condotte solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale. Dato inoltre che l'interasse tra le file di micropali in direzione trasversale è costante (0.83 m) l'analisi viene condotta su una larghezza di palificata pari all'interasse tra i micropali (0.83 m).

5.1 AZIONI DI CALCOLO

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di calcolo agenti nel baricentro della palificata.

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

Tabella 5-1. Muro d'ala nord - Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata

Azioni di calcolo per metro lineare di sviluppo del paramento (da foglio di calcolo analisi carichi spalle)

DESCRIZIONE COMBINAZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N_{ed} [kN/m]	1570	1199	1570	1199	1198	1065	1198	1065	1222	907
V_{ed} [kN/m]	494	494	490	490	494	494	490	490	774	734
M_{ed} [kNm/m]	-1090	-1430	-1042	-1381	-1192	-1314	-1144	-1265	-2392	-2312

Interasse micropali = 0.83 [m]

Azioni di calcolo per analisi Group

DESCRIZIONE COMBINAZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N_{ed} [kN]	1303	995	1303	995	994	884	994	884	1015	753
V_{ed} [kN]	410	410	407	407	410	410	407	407	643	609
M_{ed} [kNm]	-905	-1187	-865	-1147	-989	-1090	-949	-1050	-1985	-1919

5.2 MODELLO DI CALCOLO

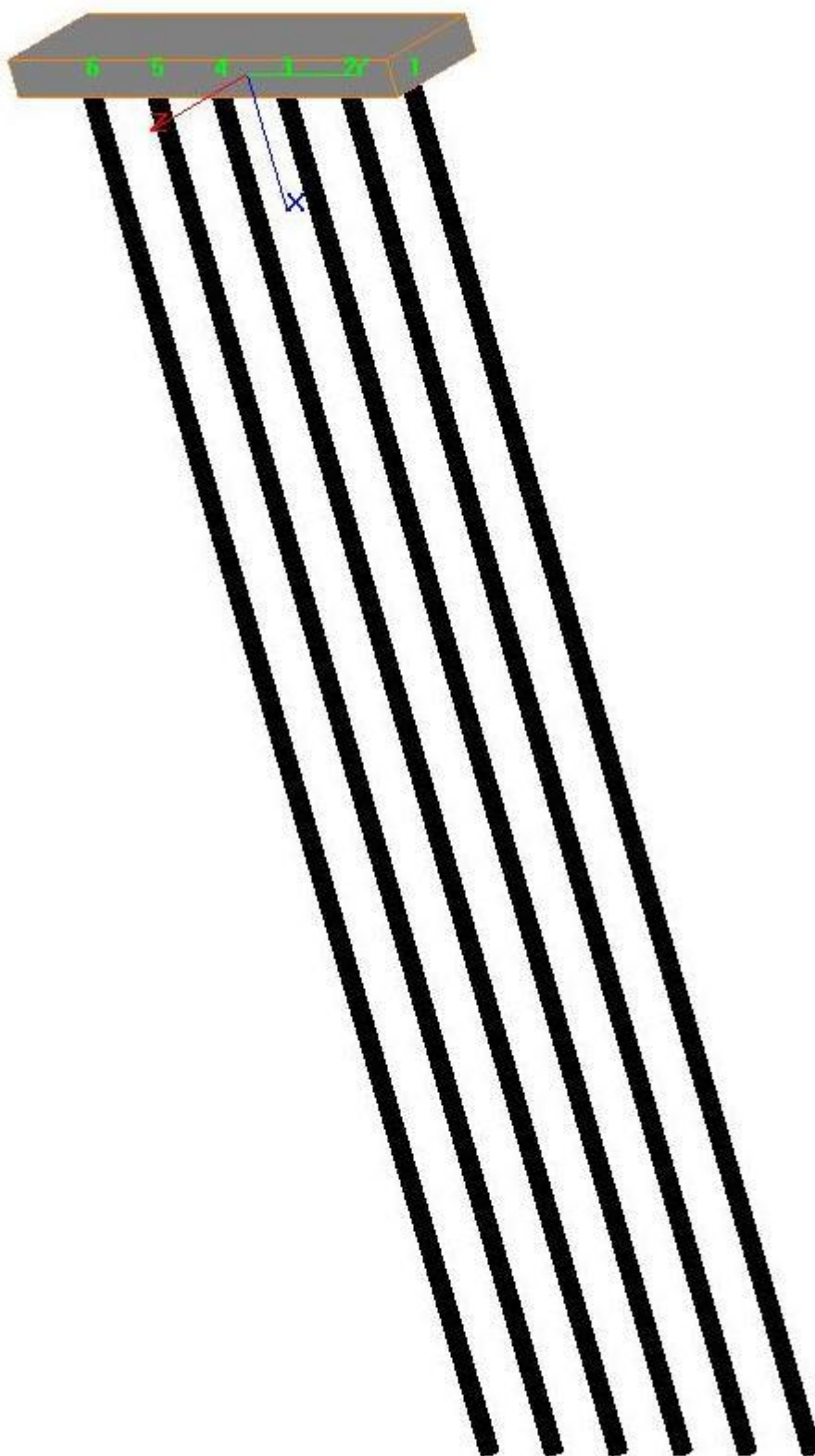


Figura 5-2. Muri d'ala carreggiata nord - Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

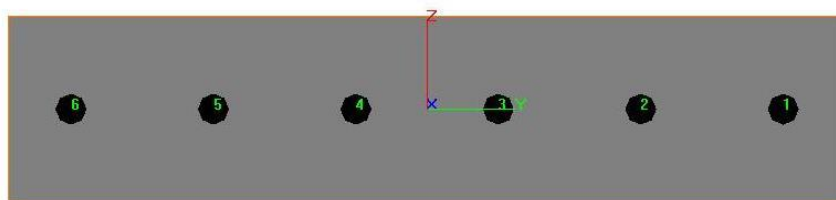


Figura 5-3. Muri d'ala carreggiata nord - Modello di calcolo palificata: piano y-z

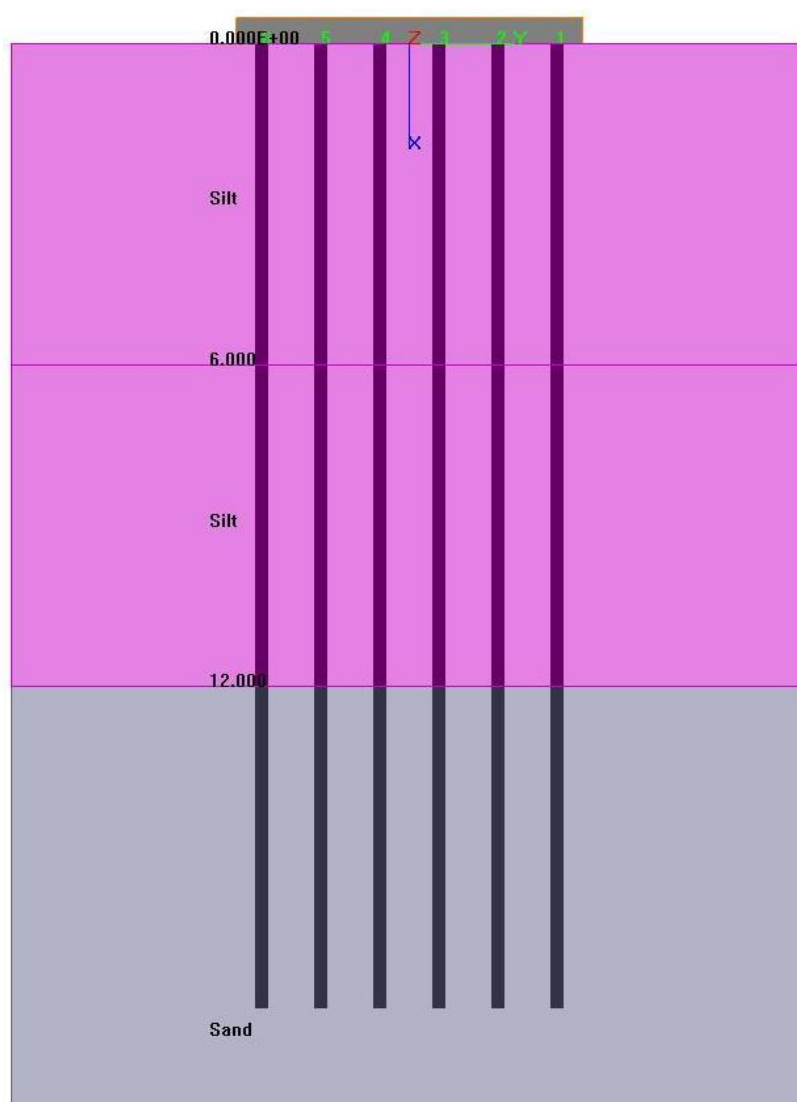


Figura 5-4. Muri d'ala carreggiata nord - Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale micropali

Pile Sections 1

Section	Top (m)	Bottom (m)	Diameter (m)	Area (m ²)	Moment of Inertia zz (m ⁴)
1	0	18	0.24	0.1309	0.0004244

Add Row Insert Row Delete Row

Pile Properties

Prop. Type	Sections	Increments	Total Length (m)	Young's Modulus (kN/m ²)	Method of Installation
1	1: Pile Sections	100	18	31475806	Drilled Shafts (Bored Piles)

Add Row Insert Row Delete Row

Figura 5-5. Muri d'ala carreggiata nord - Parametri dei micropali in GROUP

Pile Sub-Groups

Sub-Group	Pile-Head Connection	Number of Piles	Pile Prop. Type	Spring Constant (kN-m)
1	Fixed	1	1	0
2	Fixed	1	1	0
3	Fixed	1	1	0
4	Fixed	1	1	0
5	Fixed	1	1	0
6	Fixed	1	1	0

Add Row Insert Row Delete Row

Pile-Head Coordinates (2-D)

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Batter Angle (from X-Axis to Pile Axis) Use "+" for Counter-clockwise, (RADIAN)	Dist. from Pile Top to Ground Line (*), (m)
1	0	2.75	0	0
2	0	1.65	0	0
3	0	0.55	0	0
4	0	-0.55	0	0
5	0	-1.65	0	0
6	0	-2.75	0	0

* 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 5-6. Muri d'ala carreggiata nord - Disposizione dei micropali in GROUP

Soil Weight

Point	Depth (m)	Unit Weight (kN/m ³)
1	0	9
2	6	9
3	6	9
4	12	9
5	12	10
6	25	10

Add Row Insert Row Delete Row

Please always enter soil parameters at the top and the bottom of each layer. The program will linearly interpret the data for depths between the top and bottom of each layer.

Soil Layers

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) (kN/m ³)
1	Silt	0	6	83333
2	Silt	6	12	83333
3	Sand	12	25	208333

Add Row Insert Row Delete Row

Soil Strength Parameters

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m ²)	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	RQD(%)
1	0	56	26	0	0	535	0
2	6	76	26	0	45	767	0
3	6	66	26	0	39	688	0
4	12	71	26	0	42	778	0
5	12	0	38	0	83	4000	0
6	25	0	38	0	118	4000	0

Add Row Insert Row Delete Row

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:
 - The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves
 - The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves
 - Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

Figura 5-7. Muri d'ala carreggiata nord - Caratteristiche meccaniche terreno

5.3 ANALISI GEOTECNICA

5.3.1 Sollecitazioni di calcolo

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

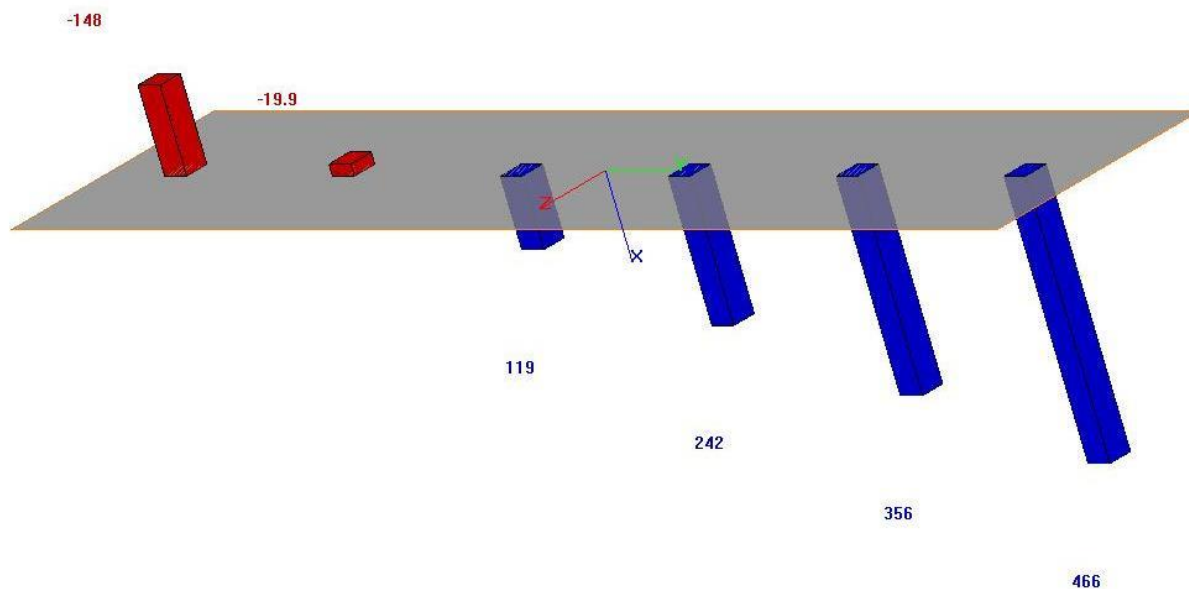


Figura 5-8. Muri d'ala carreggiata nord - S.L.U. – Massima azione assiale di compressione

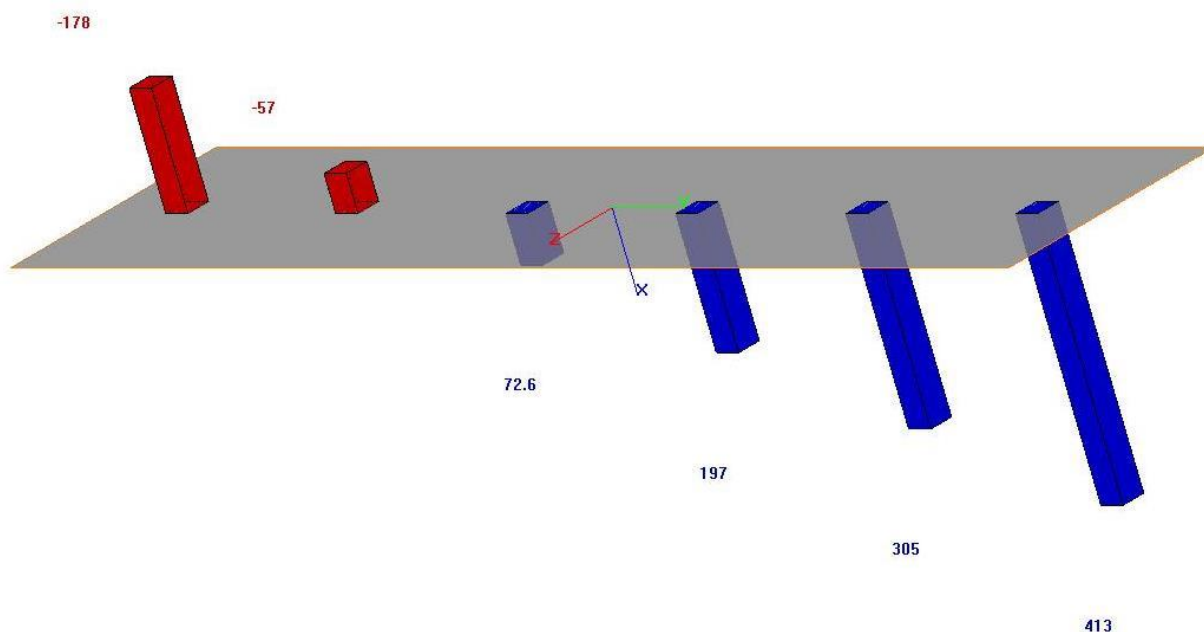


Figura 5-9. Muri d'ala carreggiata nord - S.L.U. – Massima azione assiale di trazione

5.3.2 Verifica geotecnica

OPERA: **SOTTOVIA ARCOVEGGIO**
PARTE D'OPERA: **MURI D'ALA CARREGGIATA NORD**

Diametro Palo **0.24** m
Amplificazione Diametro **1.00**
Frazione utile portata di base **1.00**
Coefficiente $\zeta =$ **1.60**

Approccio 2 (A1-M1-R3)			
R3	R3		R3
Lat. comp	Base		Lat. traz
1.15	1.35		1.25

NOME STRATO	TIPO TERRENO	PROF PALO (m)	LIV P.C. (m)	γ' (kN/m ³)	σ'_{vo} P.C. (kPa)	σ'_{vo} t.palo (kPa)	DN PALO (m)	Φ' (°)	Ks comp (-)	Ks traz (-)	Nspt	f(Nspt) (Kpa)	QCR (Mpa)	α (-)	cu (kPa)	TAUlim Comp (kPa)	TAUlim Traz (kPa)	Qo S Base (kPa)
-------------	--------------	---------------	--------------	--------------------------------	---------------------------	-----------------------------	-------------	-------------	-------------	-------------	------	---------------	-----------	--------------	----------	-------------------	-------------------	-----------------

Profondità testa palo da P.C. (m)	1.75
cu a testa palo (kPa)	33.25

Strato A	coesivo	0.00	1.8	9.00	33.25	33.25	0.240	0.00					0.00	0.60	55.78	0	0	535
Strato A	coesivo	1.00	2.8	9.00	42.25	42.25	0.240	0.00					0.00	0.60	59.08	35	35	574
Strato A	coesivo	2.00	3.8	9.00	51.25	51.25	0.240	0.00					0.00	0.60	62.38	37	37	613
Strato A	coesivo	3.00	4.8	9.00	60.25	60.25	0.240	0.00					0.00	0.60	65.68	39	39	651
Strato B	coesivo	4.00	5.8	9.00	69.25	69.25	0.240	0.00					0.00	0.60	68.98	41	41	690
Strato A	coesivo	5.00	6.8	9.00	78.25	78.25	0.240	0.00					0.00	0.60	72.28	43	43	729
Strato A	coesivo	6.00	7.8	9.00	87.25	87.25	0.240	0.00					0.00	0.60	75.58	45	45	767
Strato A'	coesivo	7.00	8.8	9.00	96.25	96.25	0.240	0.00					0.00	0.60	78.88	39	39	688
Strato A'	coesivo	8.00	9.8	9.00	105.25	105.25	0.240	0.00					0.00	0.60	82.18	40	40	706
Strato A'	coesivo	9.00	10.8	9.00	114.25	114.25	0.240	0.00					0.00	0.60	85.48	41	41	724
Strato A'	coesivo	10.00	11.8	9.00	123.25	123.25	0.240	0.00					0.00	0.60	88.78	41	41	742
Strato A'	coesivo	11.00	12.8	9.00	132.25	132.25	0.240	0.00					0.00	0.60	92.08	42	42	760
Strato A'	coesivo	12.00	13.8	9.00	141.25	141.25	0.240	0.00					0.00	0.60	95.38	42	42	778
Strato B	non coesivo	13.00	14.8	10.00	151.25	151.25	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			83	59	4000
Strato B	non coesivo	14.00	15.8	10.00	161.25	161.25	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			88	63	4000
Strato B	non coesivo	15.00	16.8	10.00	171.25	171.25	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			94	67	4000
Strato B	non coesivo	16.00	17.8	10.00	181.25	181.25	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			99	71	4000
Strato B	non coesivo	17.00	18.8	10.00	191.25	191.25	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			105	75	4000
Strato B	non coesivo	18.00	19.8	10.00	201.25	201.25	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			110	79	4000
Strato B	non coesivo	19.00	20.8	10.00	211.25	211.25	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			115	82	4000
Strato B	non coesivo	20.00	21.8	10.00	221.25	221.25	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	86	4000
Strato B	non coesivo	21.00	22.8	10.00	231.25	231.25	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	90	4000
Strato B	non coesivo	22.00	23.8	10.00	241.25	241.25	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	94	4000
Strato B	non coesivo	23.00	24.8	10.00	251.25	251.25	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	98	4000
Strato B	non coesivo	24.00	25.8	10.00	261.25	261.25	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	102	4000
Strato B	non coesivo	25.00	26.8	10.00	271.25	271.25	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	106	4000

NOME STRATO	TIPO TERRENO	PROF PALO (m)	Valori di calcolo			Valori caratteristici, $\zeta = 1.60$				Valori di verifica			
			Qs-ult lat (kN)	Qb-ult base (kN)	Tall (No Wp) (kN)	Qs,K lat (kN)	Qb,K base (kN)	Qtot,k totale (kN)	Tall,k (kN)	Qs,d lat (kN)	Qb,d base (kN)	Qtot,d totale (kN)	Tall, d (kN)

Strato A	coesivo	0.00	0	24	0	0	15	15	0	0	11	11	0
Strato A	coesivo	1.00	27	26	27	17	16	33	17	15	12	27	13
Strato A	coesivo	2.00	55	28	55	34	17	52	34	30	13	43	27
Strato A	coesivo	3.00	85	29	85	53	18	71	53	46	14	60	42
Strato B	coesivo	4.00	116	31	116	72	20	92	72	63	14	77	58
Strato A	coesivo	5.00	148	33	148	93	21	113	93	81	15	96	74
Strato A	coesivo	6.00	183	35	183	114	22	136	114	99	16	115	91
Strato A'	coesivo	7.00	212	31	212	133	19	152	133	115	14	130	106
Strato A'	coesivo	8.00	243	32	243	152	20	172	152	132	15	147	121
Strato A'	coesivo	9.00	273	33	273	171	20	191	171	148	15	164	137
Strato A'	coesivo	10.00	304	34	304	190	21	211	190	165	16	181	152
Strato A'	coesivo	11.00	336	34	336	210	21	231	210	183	16	198	168
Strato A'	coesivo	12.00	368	35	368	230	22	252	230	200	16	216	184
Strato B	non coesivo	13.00	430	181	412	269	113	382	258	234	84	317	206
Strato B	non coesivo	14.00	497	181	460	310	113	423	287	270	84	354	230
Strato B	non coesivo	15.00	567	181	510	354	113	467	319	308	84	392	255
Strato B	non coesivo	16.00	642	181	563	401	113	514	352	349	84	432	282
Strato B	non coesivo	17.00	720	181	620	450	113	563	387	392	84	475	310
Strato B	non coesivo	18.00	803	181	679	502	113	615	424	437	84	520	339
Strato B	non coesivo	19.00	890	181	741	556	113	670	463	484	84	568	371
Strato B	non coesivo	20.00	979	181	806	612	113	725	504	532	84	616	403
Strato B	non coesivo	21.00	1068	181	874	668	113	781	546	581	84	664	437
Strato B	non coesivo	22.00	1157	181	945	723	113	836	591	629	84	713	473
Strato B	non coesivo	23.00	1246	181	1019	779	113	892	637	677	84	761	510
Strato B	non coesivo	24.00	1335	181	1096	834	113	947	685	726	84	809	548
Strato B	non coesivo	25.00	1424	181	1176	890	113	1003	735	774	84	858	588

Per un micropalo di lunghezza L=18 m (peso P' = 18 kN) le verifiche sono soddisfatte risultando:

$$Q_{TOT,RD} = 520 \text{ kN} > N_{COMP,SD} = 466 \text{ kN} + 18 \text{ kN} = 484 \text{ kN (in compressione)}$$

$$T_{ALL,RD} = 339 \text{ kN} > N_{TRAZ,SD} = 178 \text{ kN} - 18 \text{ kN} = 160 \text{ kN (in trazione)}$$

5.4 ANALISI STRUTTURALE

5.4.1 Sollecitazioni di calcolo

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di verifica agenti in ciascuna combinazione di carico sul micropalo più sollecitato.

Tabella 5-2. Muri d'ala carreggiata nord - Sollecitazioni di verifica sul micropalo più sollecitato

DESCRIZIONE COMBINAZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Massima Compressione - Nmax	364	346	359	341	321	315	316	310	466	413
Massima Trazione - Nmin	61	-28	66	-23	-3	-33	3	-28	-148	-178
Massimo Momento - Mmax	43	42	42	42	42	42	42	42	66	62
Massimo Taglio - Vmax	69	69	68	68	69	69	68	68	108	102

Inviluppo

	S.L.U. statico		S.L.U. sismico		S.L.U.	
Massima Compressione - Nmax	364	[kN]	466	[kN]	466	[kN]
Massima Trazione - Nmin	-33	[kN]	-178	[kN]	-178	[kN]
Massimo Momento - Mmax	43	[kNm]	66	[kNm]	66	[kNm]
Massimo Taglio - Vmax	69	[kN]	108	[kN]	108	[kN]

I seguenti grafici riportano le massime azioni di taglio e flettenti agenti per le combinazioni di calcolo significative.

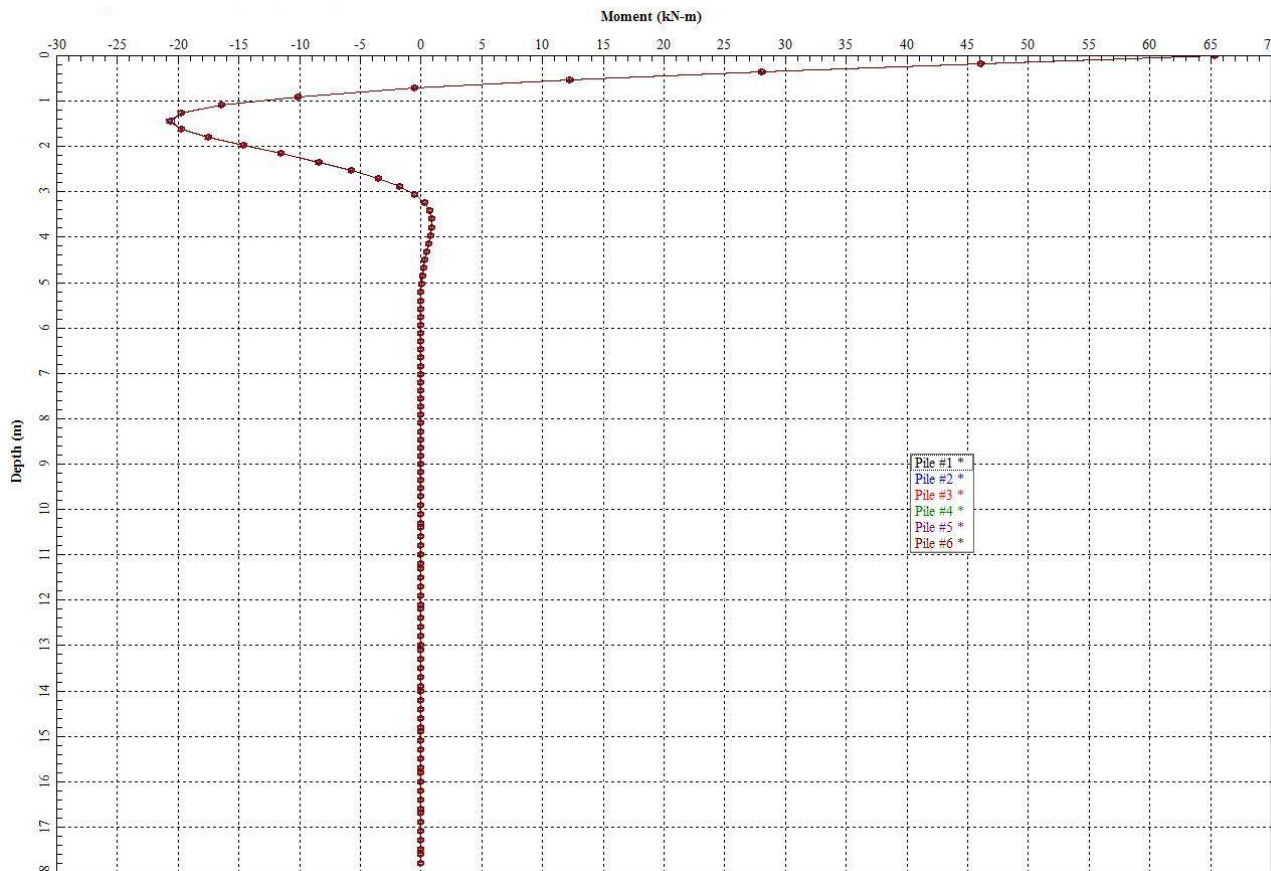


Figura 5-10. Muri d'ala carreggiata nord - S.L.U. – Massimo momento flettente

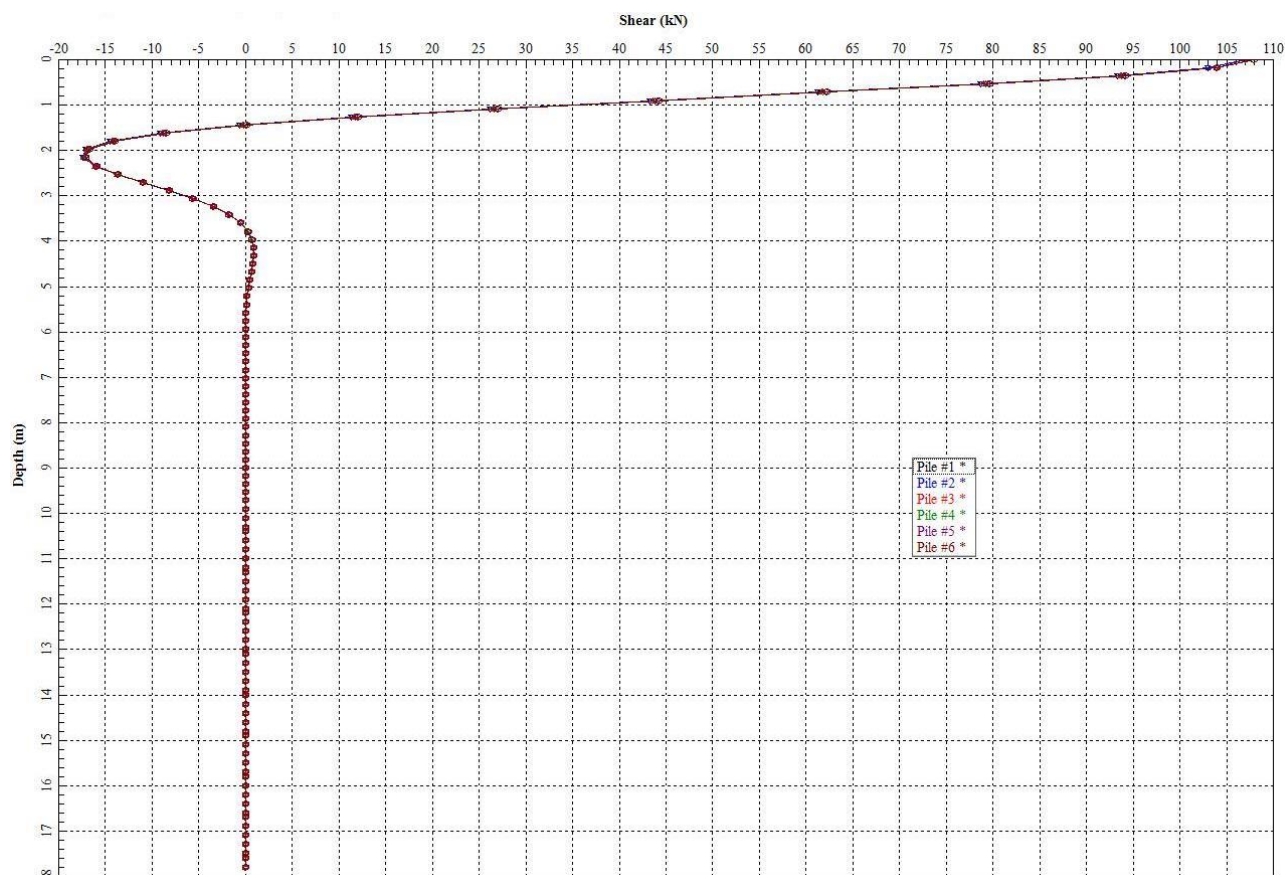


Figura 5-11. Muri d'ala carreggiata nord - S.L.U. – Massima azione di taglio

5.4.2 Verifica strutturale

Si riporta nel seguito la verifica strutturale allo S.L.U. del micropalo armato con un tubolare DN168.3 sp. 12.5 mm sottoposto alle sollecitazioni di verifica.

Tipo di acciaio utilizzato S 355

Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.10 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25 [-]

Caratteristiche del profilo

Sezione trasversale del tubolare	Ø168.3/12.5	
Diametro esterno del profilo tubolare (UTENTE)	d_{ext}	0.00 [mm]
Spessore del profilo tubolare (UTENTE)	t	0.00 [mm]
Diametro esterno del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		168.3 [mm]
Spessore del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		12.5 [mm]

Geometria della membratura

Lunghezza geometrica della membratura	L	1.00 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1.00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1.00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	1000.00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	1000.00 [mm]

Coefficienti di momento equivalente

Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my} , C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".

Coefficienti di momento equivalente

Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y C_{my}	1.000 [-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z C_{mz}	1.000 [-]

Caratteristiche di sollecitazione

Nota: la forza assiale è POSITIVA se di compressione

Calcola

Svuota

Comb.	N_{Ed}	$V_{z,Ed}$	$V_{y,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	T_{Ed}	Verifica
[n°]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]
1	364.00	69.00		43.00			✓ 0.61
2	346.00	69.00		42.00			✓ 0.59
3	359.00	68.00		42.00			✓ 0.59
4	341.00	68.00		42.00			✓ 0.59
5	321.00	69.00		42.00			✓ 0.57
6	315.00	69.00		42.00			✓ 0.57
7	316.00	68.00		42.00			✓ 0.57
8	310.00	68.00		42.00			✓ 0.57
9	466.00	108.00		66.00			✓ 0.89
10	413.00	102.00		62.00			✓ 0.82

Le verifiche risultano soddisfatte.

6 FONDAZIONE MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

La palificata di fondazione dei muri d'ala presenta le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza micropali: 20m
- Diametro del perforo: Ø240mm
- Armatura: Ø168.30mm – sp.12.5mm
- Numero file micropali in direzione trasversale 10
- Interasse micropali in direzione trasversale 0.77 (lato BO) – 0.80 (lato Rimini)
- Numero file micropali in direzione longitudinale 4
- Interasse micropali in direzione longitudinale 1.10m

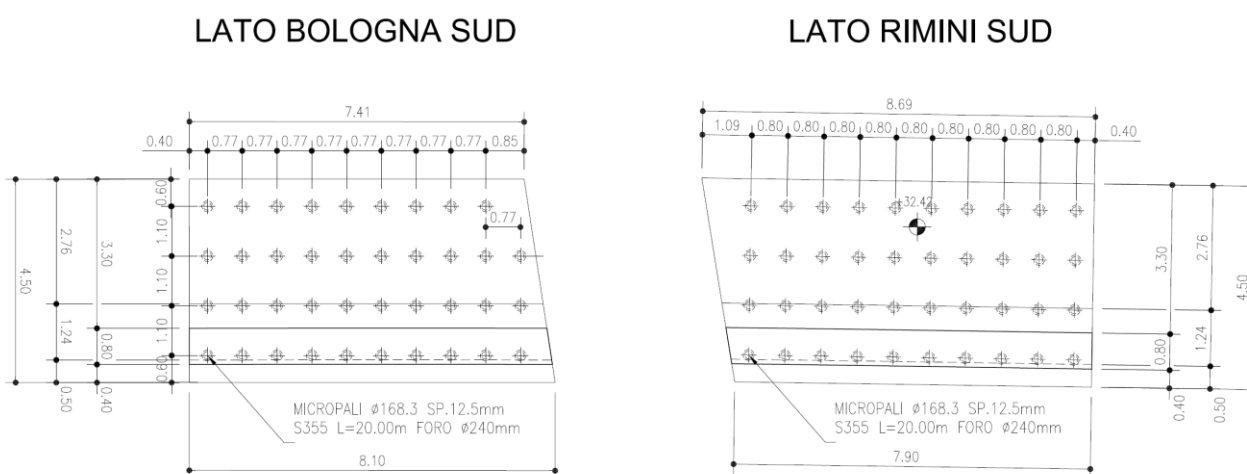


Figura 6-1. Muri d'ala carreggiata sud – Pianta Fondazioni

Dato che i muri d'ala presentano rigidità nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale, in analogia a quanto già esposto per la verifica degli elementi in elevazione, anche le verifiche della palificata di fondazione vengono condotte solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale. Dato inoltre che l'interasse tra le file di micropali in direzione trasversale è costante (0.77 m lato Bologna e 0.80 m lato Rimini) l'analisi viene condotta su una larghezza di palificata pari all'interasse tra i micropali (si assume cautelativamente 0.80 m).

6.1 AZIONI DI CALCOLO

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di calcolo agenti nel baricentro della palificata.

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

Tabella 6-1. Muro d'ala sud- Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della palificata

Azioni di calcolo per metro lineare di sviluppo del paramento (da foglio di calcolo analisi carichi spalle)

DESCRIZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N_{ed} [kN/m]	981	759	981	759	749	663	749	663	762	565
V_{ed} [kN/m]	402	402	401	401	402	402	401	401	567	534
M_{ed} [kNm/m]	-985	-1132	-969	-1116	-1010	-1066	-994	-1050	-1691	-1593

Interasse micropali = 0.80 [m]

Azioni di calcolo per analisi Group

DESCRIZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N_{ed} [kN]	785	607	785	607	599	531	599	531	609	452
V_{ed} [kN]	322	322	320	320	322	322	320	320	453	427
M_{ed} [kNm]	-788	-905	-775	-893	-808	-853	-795	-840	-1353	-1274

6.2 MODELLO DI CALCOLO

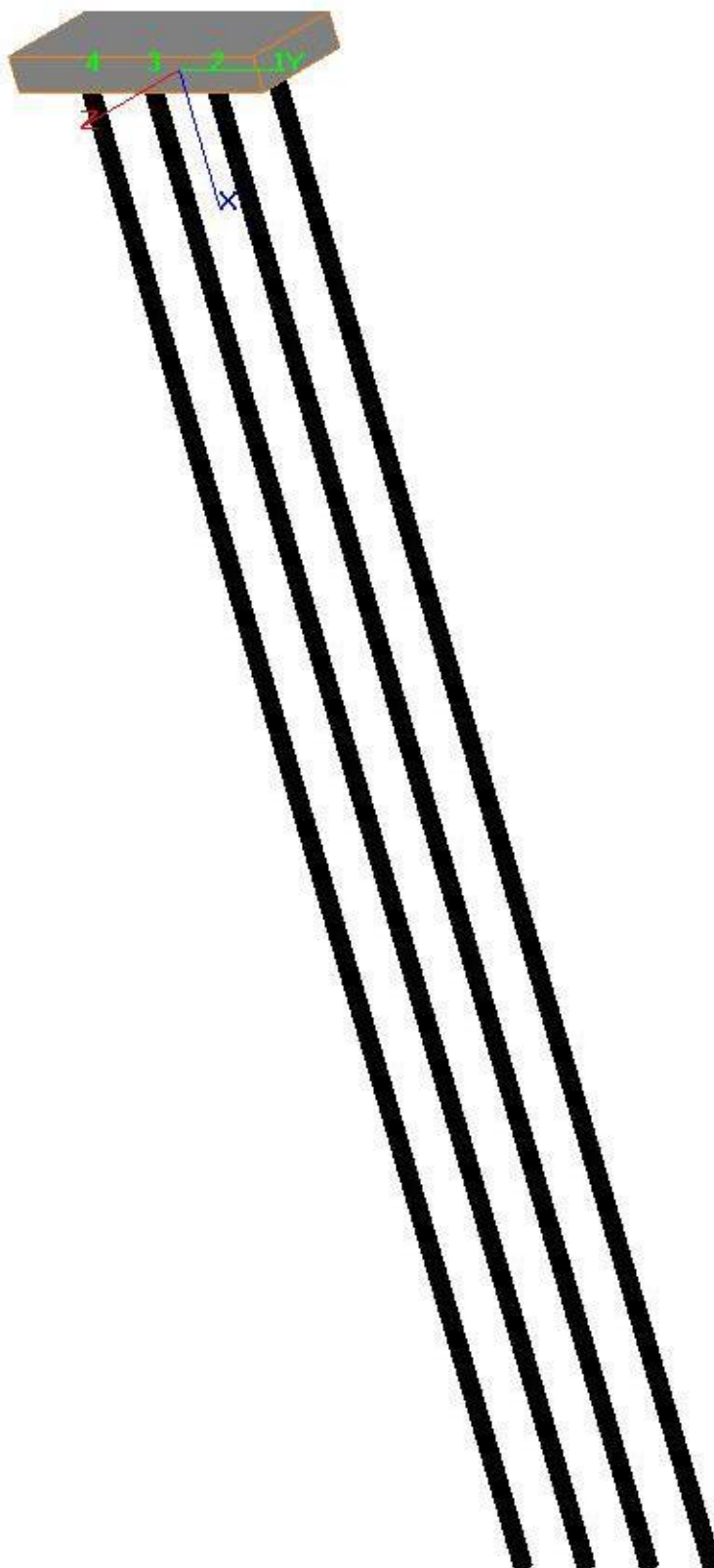


Figura 6-2. Muri d'ala carreggiata sud - Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

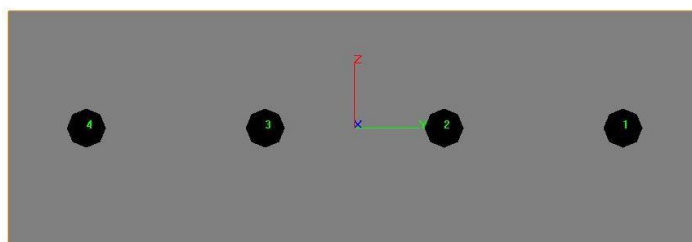


Figura 6-3. Muri d'ala carreggiata sud - Modello di calcolo palificata: piano y-z

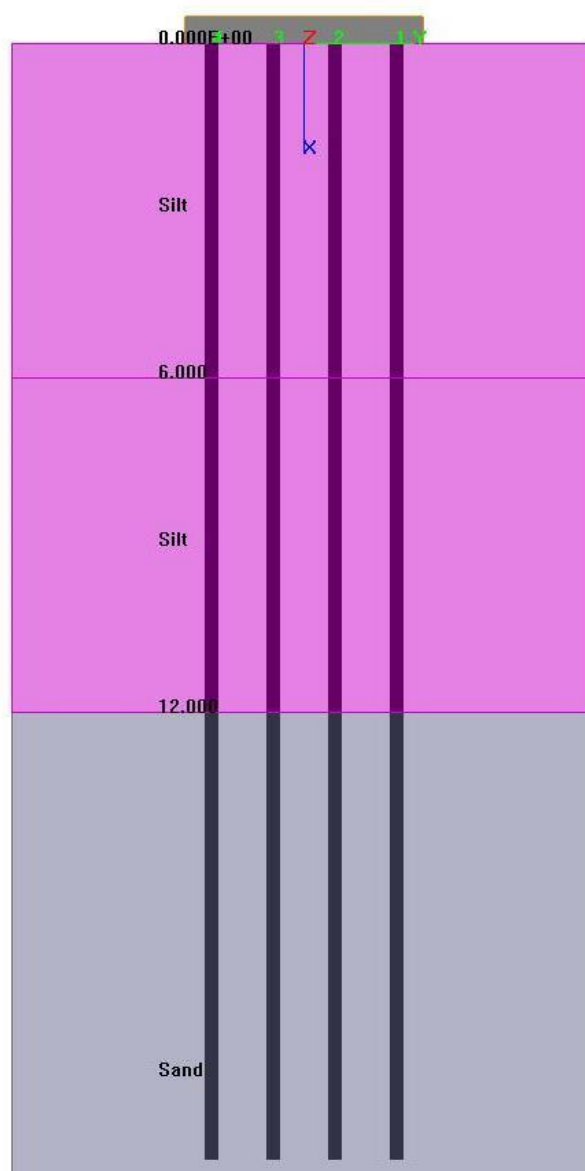


Figura 6-4. Muri d'ala carreggiata sud - Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale micropali

Pile Sections 1

Section	Top (m)	Bottom (m)	Diameter (m)	Area (m ²)	Moment of Inertia I _{zz} (m ⁴)
1	0	20	0.24	0.1309	0.0004244

Add Row Insert Row Delete Row

Pile Properties

Prop. Type	Sections	Increments	Total Length (m)	Young's Modulus (kN/m ²)	Method of Installation
1	1: Pile Sections	100	20	31475806	Drilled Shafts (Bored Piles)

Add Row Insert Row Delete Row

Figura 6-5. Muri d'ala carreggiata sud - Parametri dei micropali in GROUP

Pile Sub-Groups

Sub-Group	Pile-Head Connection	Number of Piles	Pile Prop. Type	Spring Constant (kN-m)
1	Fixed	1	1	0
2	Fixed	1	1	0
3	Fixed	1	1	0
4	Fixed	1	1	0

Add Row Insert Row Delete Row

Pile-Head Coordinates (2-D)

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates (m)	Batter Angle (from X-Axis to Pile Axis) Use "+" for Counter-clockwise, (RADIAN)	Dist. from Pile Top to Ground Line (*), (m)
1	0	1.65	0	0
2	0	0.55	0	0
3	0	-0.55	0	0
4	0	-1.65	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

* 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 6-6. Muri d'ala carreggiata sud - Disposizione dei micropali in GROUP

Soil Weight

Point	Depth (m)	Unit Weight (kN/m ³)
1	0	9
2	6	9
3	6	9
4	12	9
5	12	10
6	25	10

Add Row Insert Row Delete Row

Please always enter soil parameters at the top and the bottom of each layer. The program will linearly interpret the data for depths between the top and bottom of each layer.

Soil Layers

Layer	Soil Type	Top (m)	Bottom (m)	K Value (Eir for weak rock) (kN/m ³)
1	Silt	0	6	83333
2	Silt	6	12	83333
3	Sand	12	25	208333

Add Row Insert Row Delete Row

Soil Strength Parameters

Point	Depth (m)	Shear Strength (kN/m ²)	Angle of Internal Friction (Degrees)	Strain at 50% Stress	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)	RQD(%) only for weak rock
1	0	55	26	0	0	530	0
2	6	75	26	0	45	763	0
3	6	66	26	0	39	685	0
4	12	71	26	0	42	775	0
5	12	0	38	0	82	4000	0
6	25	0	38	0	118	4000	0

Add Row Insert Row Delete Row

Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance:
 · The program uses Ultimate Unit Side Friction to generate t-z curves
 · The program uses Ultimate Unit Tip Resistance to generate q-w curves
 · Always check recommended values in Geotechnical Investigation Reports.

Figura 6-7. Muri d'ala carreggiata sud - Caratteristiche meccaniche terreno

6.3 ANALISI GEOTECNICA

6.3.1 Sollecitazioni di calcolo

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

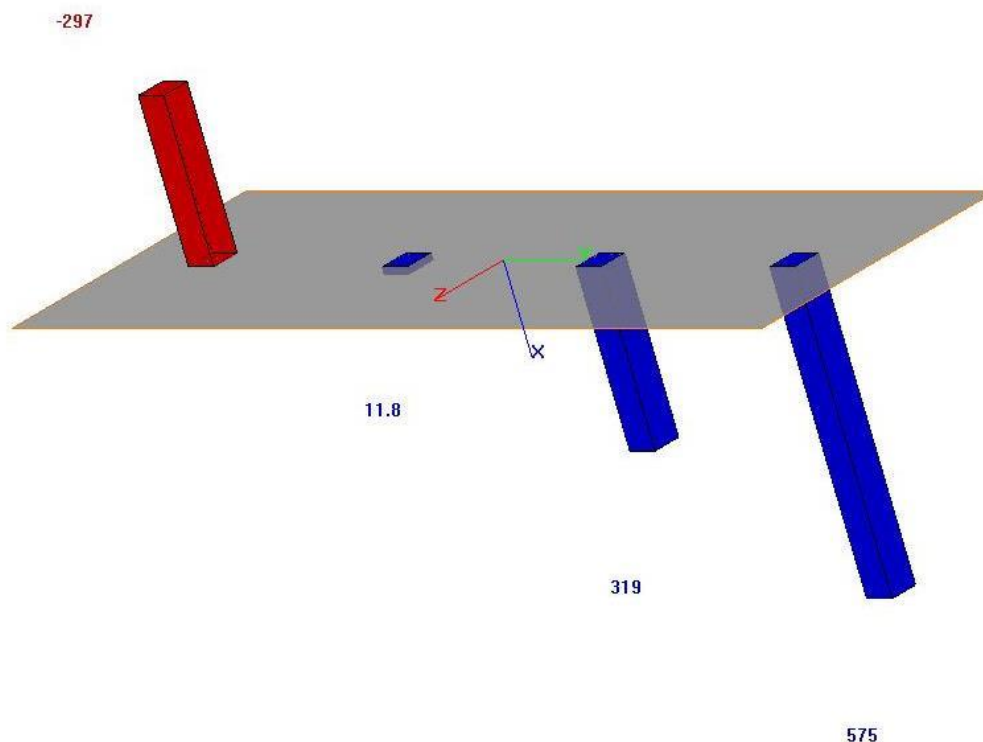


Figura 6-8. Muri d'ala carreggiata sud - S.L.U. – Massima azione assiale di compressione

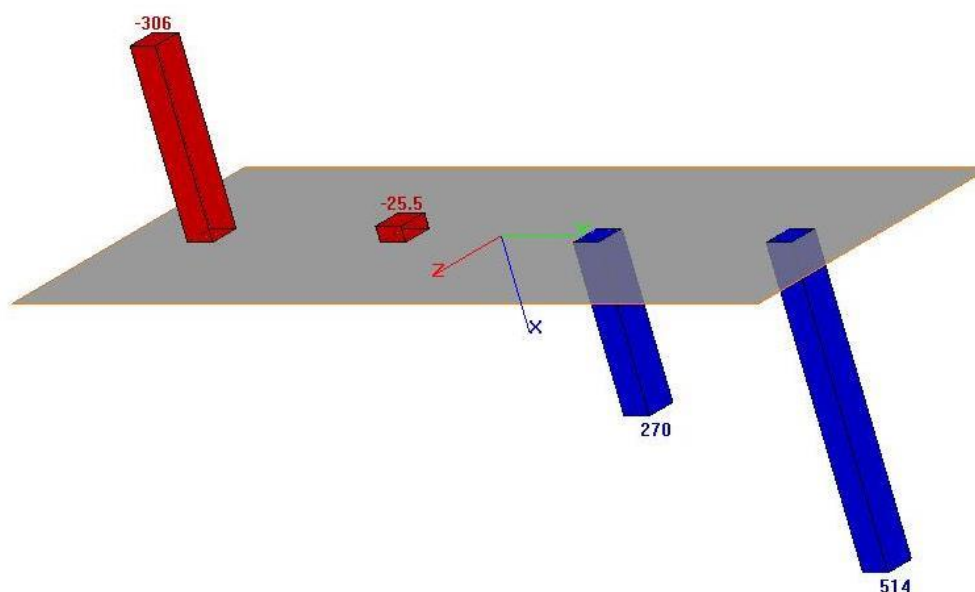


Figura 6-9. Muri d'ala carreggiata sud - S.L.U. – Massima azione assiale di trazione

6.3.2 Verifica geotecnica

OPERA: SOTTOVIA ARCOVEGGIO
PARTE D'OPERA: MURI D'ALA CARREGGIATA SUD

Diametro Palo 0.24 m
Amplificazione Diametro 1.00
Frazione utile portata di base 1.00
Coefficiente $\zeta = 1.60$

Approccio 2 (A1-M1-R3)			
R3	R3		R3
Lat, comp	Base		Lat, traz
1.15	1.35		1.25

NOME STRATO	TIPO TERRENO	PROF PALO (m)	LIV P.C. (m)	γ' (kN/m ³)	σ'_{vo} P.C. (kPa)	σ'_{vo} t.palo (kPa)	DN PALO (m)	Φ' (°)	Ks comp (-)	Ks traz (-)	Nspt	f(Nspt) (Kpa)	QCR (Mpa)	α (-)	cu (kPa)	TAUlim Comp (kPa)	TAUlim Traz (kPa)	Qo S Base (kPa)
-------------	--------------	---------------	--------------	--------------------------------	---------------------------	-----------------------------	-------------	-------------	-------------	-------------	------	---------------	-----------	--------------	----------	-------------------	-------------------	-----------------

Profondità testa palo da P.C. (m)	1.65
cu a testa palo (kPa)	31.35

Strato A	coesivo	0.00	1.7	9.00	31.35	31.35	0.240	0.00					0.00	0.60	55.45	0	0	530
Strato A	coesivo	1.00	2.7	9.00	40.35	40.35	0.240	0.00					0.00	0.60	58.75	35	35	569
Strato A	coesivo	2.00	3.7	9.00	49.35	49.35	0.240	0.00					0.00	0.60	62.05	37	37	608
Strato A	coesivo	3.00	4.7	9.00	58.35	58.35	0.240	0.00					0.00	0.60	65.35	39	39	646
Strato B	coesivo	4.00	5.7	9.00	67.35	67.35	0.240	0.00					0.00	0.60	68.65	41	41	685
Strato A	coesivo	5.00	6.7	9.00	76.35	76.35	0.240	0.00					0.00	0.60	71.95	43	43	724
Strato A	coesivo	6.00	7.7	9.00	85.35	85.35	0.240	0.00					0.00	0.60	75.25	45	45	763
Strato A'	coesivo	7.00	8.7	9.00	94.35	94.35	0.240	0.00					0.00	0.60	65.65	39	39	685
Strato A'	coesivo	8.00	9.7	9.00	103.35	103.35	0.240	0.00					0.00	0.60	66.65	40	40	703
Strato A'	coesivo	9.00	10.7	9.00	112.35	112.35	0.240	0.00					0.00	0.60	67.65	41	41	721
Strato A'	coesivo	10.00	11.7	9.00	121.35	121.35	0.240	0.00					0.00	0.60	68.65	41	41	739
Strato A'	coesivo	11.00	12.7	9.00	130.35	130.35	0.240	0.00					0.00	0.60	69.65	42	42	757
Strato A'	coesivo	12.00	13.7	9.00	139.35	139.35	0.240	0.00					0.00	0.60	70.65	42	42	775
Strato B	non coesivo	13.00	14.7	10.00	149.35	149.35	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			82	58	4000
Strato B	non coesivo	14.00	15.7	10.00	159.35	159.35	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			87	62	4000
Strato B	non coesivo	15.00	16.7	10.00	169.35	169.35	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			93	66	4000
Strato B	non coesivo	16.00	17.7	10.00	179.35	179.35	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			98	70	4000
Strato B	non coesivo	17.00	18.7	10.00	189.35	189.35	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			103	74	4000
Strato B	non coesivo	18.00	19.7	10.00	199.35	199.35	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			109	78	4000
Strato B	non coesivo	19.00	20.7	10.00	209.35	209.35	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			114	82	4000
Strato B	non coesivo	20.00	21.7	10.00	219.35	219.35	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	86	4000
Strato B	non coesivo	21.00	22.7	10.00	229.35	229.35	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	90	4000
Strato B	non coesivo	22.00	23.7	10.00	239.35	239.35	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	93	4000
Strato B	non coesivo	23.00	24.7	10.00	249.35	249.35	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	97	4000
Strato B	non coesivo	24.00	25.7	10.00	259.35	259.35	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	101	4000
Strato B	non coesivo	25.00	26.7	10.00	269.35	269.35	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	105	4000

NOME STRATO	TIPO TERRENO	PROF PALO (m)	Valori di calcolo			Valori caratteristici, $\zeta = 1.60$				Valori di verifica			
			Qs,ult lat (kN)	Qb,ult base (kN)	Tall (No Wp) (kN)	Qs,K lat (kN)	Qb,K base (kN)	Qtot,k totale (kN)	Tall,k (kN)	Qs,d lat (kN)	Qb,d base (kN)	Qtot,d totale (kN)	Tall, d (kN)

Strato A	coesivo	0.00	0	24	0	0	15	15	0	0	11	11	0
Strato A	coesivo	1.00	27	26	27	17	16	33	17	14	12	26	13
Strato A	coesivo	2.00	55	27	55	34	17	51	34	30	13	42	27
Strato A	coesivo	3.00	84	29	84	53	18	71	53	46	14	59	42
Strato B	coesivo	4.00	115	31	115	72	19	91	72	63	14	77	58
Strato A	coesivo	5.00	148	33	148	92	20	113	92	80	15	95	74
Strato A	coesivo	6.00	182	34	182	114	22	135	114	99	16	115	91
Strato A'	coesivo	7.00	211	31	211	132	19	152	132	115	14	129	106
Strato A'	coesivo	8.00	242	32	242	151	20	171	151	131	15	146	121
Strato A'	coesivo	9.00	272	33	272	170	20	190	170	148	15	163	136
Strato A'	coesivo	10.00	303	33	303	190	21	210	190	165	15	180	152
Strato A'	coesivo	11.00	335	34	335	209	21	231	209	182	16	198	167
Strato A'	coesivo	12.00	367	35	367	229	22	251	229	199	16	215	183
Strato B	non coesivo	13.00	428	181	411	268	113	381	257	233	84	316	205
Strato B	non coesivo	14.00	494	181	457	309	113	422	286	268	84	352	229
Strato B	non coesivo	15.00	564	181	507	352	113	465	317	306	84	390	254
Strato B	non coesivo	16.00	637	181	560	398	113	511	350	346	84	430	280
Strato B	non coesivo	17.00	715	181	616	447	113	560	385	389	84	473	308
Strato B	non coesivo	18.00	797	181	674	498	113	611	421	433	84	517	337
Strato B	non coesivo	19.00	884	181	736	552	113	665	460	480	84	564	368
Strato B	non coesivo	20.00	973	181	801	608	113	721	500	529	84	612	400
Strato B	non coesivo	21.00	1062	181	868	663	113	777	542	577	84	661	434
Strato B	non coesivo	22.00	1150	181	938	719	113	832	586	625	84	709	469
Strato B	non coesivo	23.00	1239	181	1012	775	113	888	632	674	84	757	506
Strato B	non coesivo	24.00	1328	181	1088	830	113	943	680	722	84	806	544
Strato B	non coesivo	25.00	1417	181	1167	886	113	999	730	770	84	854	584

Per un micropalo di lunghezza L=20 m (peso P' = 20 kN) le verifiche sono soddisfatte risultando:

$$Q_{TOT, RD} = 612 \text{ kN} > N_{COMP, SD} = 575 \text{ kN} + 20 \text{ kN} = 595 \text{ kN (in compressione)}$$

$$T_{ALL, RD} = 400 \text{ kN} > N_{TRAZ, SD} = 306 \text{ kN} - 20 \text{ kN} = 286 \text{ kN (in trazione)}$$

6.4 ANALISI STRUTTURALE

6.4.1 Sollecitazioni di calcolo

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di verifica agenti in ciascuna combinazione di carico sul micropalo più sollecitato.

Tabella 6-2. Muri d'ala carreggiata sud - Sollecitazioni di verifica sul micropalo più sollecitato

Risultati analisi Group

DESCRIZIONE COMBINAZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. sismico	
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Massima Compressione - Nmax	451	437	448	434	410	405	406	401	575	514
Massima Trazione - Nmin	-80	-154	-77	-150	-129	-157	-126	-154	-297	-306
Massimo Momento - Mmax	47	46	47	46	47	47	47	46	64	60
Massimo Taglio - Vmax	81	81	80	80	81	81	80	80	114	107

Involuppo

	S.L.U. statico		S.L.U. sismico		S.L.U.	
Massima Compressione - Nmax	451	[kN]	575	[kN]	575	[kN]
Massima Trazione - Nmin	-157	[kN]	-306	[kN]	-306	[kN]
Massimo Momento - Mmax	47	[kNm]	64	[kNm]	64	[kNm]
Massimo Taglio - Vmax	81	[kN]	114	[kN]	114	[kN]

I seguenti grafici riportano le massime azioni di taglio e flettenti agenti per le combinazioni di calcolo significative.

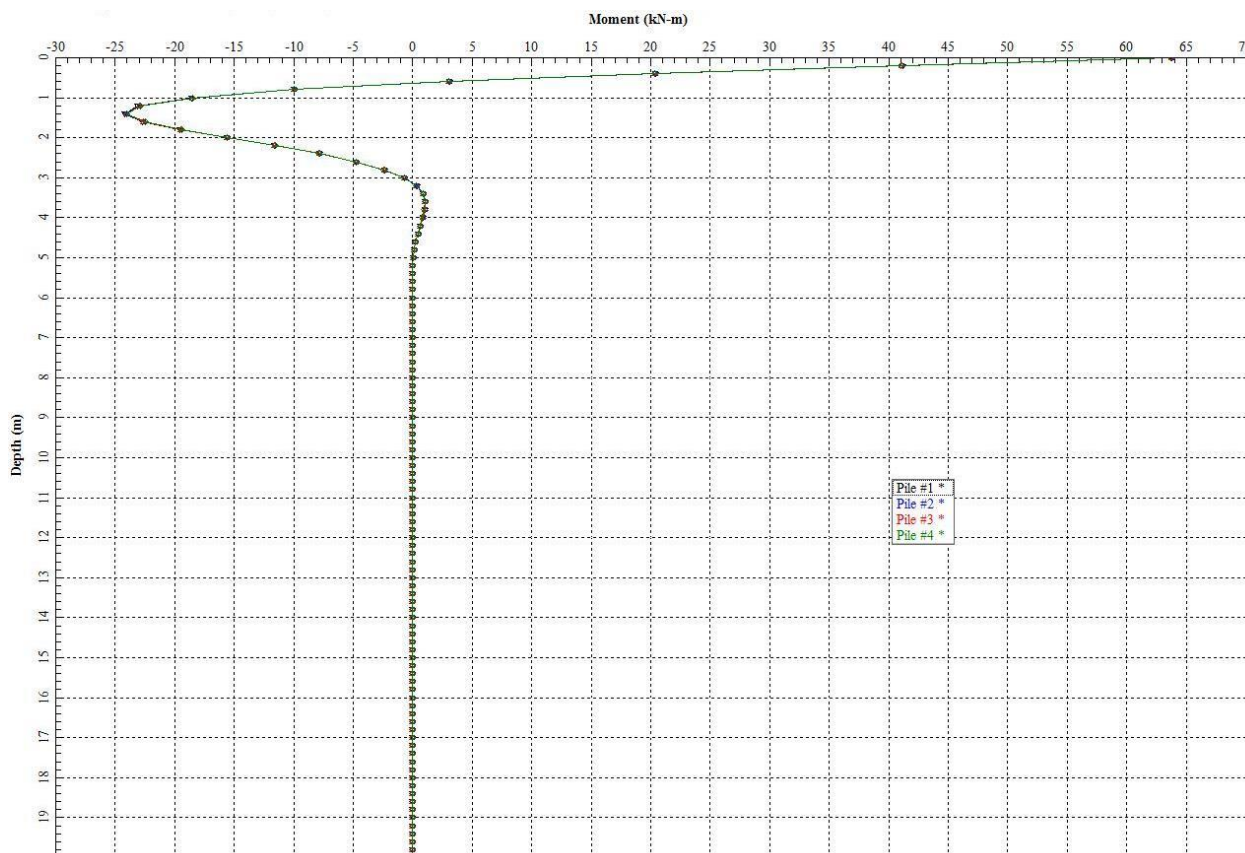


Figura 6-10. Muri d'ala carreggiata sud - S.L.U. – Massimo momento flettente

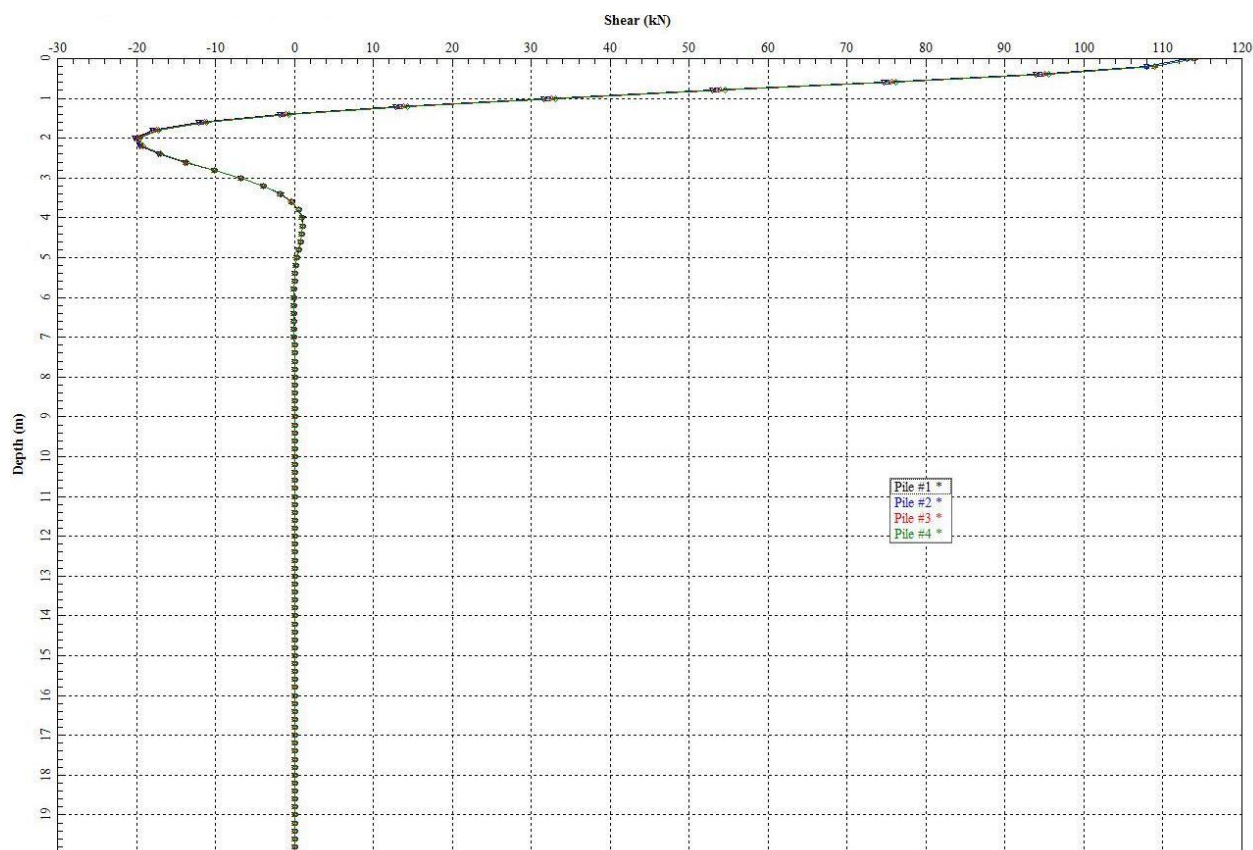


Figura 6-11. Muri d'ala carreggiata sud - S.L.U. – Massima azione di taglio

6.4.2 Verifica strutturale

Si riporta nel seguito la verifica strutturale allo S.L.U. del micropalo armato con un tubolare DN168.3 sp. 12.5 mm sottoposto alle sollecitazioni di verifica.

Tipo di acciaio utilizzato S 355

Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1.10 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1.25 [-]

Caratteristiche del profilo

Sezione trasversale del tubolare	Ø168.3/12.5	
Diametro esterno del profilo tubolare (UTENTE)	d_{ext}	0.00 [mm]
Spessore del profilo tubolare (UTENTE)	t	0.00 [mm]
Diametro esterno del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		168.3 [mm]
Spessore del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		12.5 [mm]

Geometria della membratura

Lunghezza geometrica della membratura	L	1.00 [m]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	β_y	1.00 [-]
Coefficiente di lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	β_z	1.00 [-]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse y - y	$L_{cr,y}$	1000.00 [mm]
Lunghezza di libera inflessione attorno all'asse z - z	$L_{cr,z}$	1000.00 [mm]

Coefficienti di momento equivalente

Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my} , C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".

Coefficienti di momento equivalente

Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y C_{my}	1.000 [-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z C_{mz}	1.000 [-]

Caratteristiche di sollecitazione

Nota: la forza assiale è POSITIVA se di compressione

Calcola

Svuota

Comb. [n°]	N_{Ed} [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	T_{Ed} [kNm]	Verifica [-]
1	451.00	81.00		47.00			✓ 0.69
2	437.00	81.00		46.00			✓ 0.67
3	448.00	80.00		47.00			✓ 0.69
4	434.00	80.00		46.00			✓ 0.67
5	410.00	81.00		47.00			✓ 0.67
6	405.00	81.00		47.00			✓ 0.67
7	406.00	80.00		47.00			✓ 0.67
8	401.00	80.00		46.00			✓ 0.66
9	575.00	114.00		64.00			✓ 0.92
10	514.00	107.00		60.00			✓ 0.85

Le verifiche risultano soddisfatte.

7 ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA E AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)

Nel seguito si presentano le verifiche di resistenza e di ancoraggio dei tiranti passivi di nuova costruzione previsti come intervento di consolidamento delle spalle esistenti.

7.1 CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI-SPOSTAMENTI

Come descritto nel paragrafo 3.4 sono state costruite, sulla base dei dati di input riportati nella relazione di calcolo strutturale, le curve tiro-spostamenti di seguito rappresentate.

Per quanto concerne lo Stato Limite Ultimo, le condizioni indicate con la nomenclatura SLU-STR e SIS-STR fanno riferimento, rispettivamente per il caso statico e per quello sismico, alla Combinazione 1 dell'Approccio 1, mentre le condizioni indicate con la nomenclatura SLU-GEO e SIS-GEO fanno riferimento, anche in questo caso rispettivamente per il caso statico e per quello sismico, alla Combinazione 2 dell'Approccio 1.

Dim. fondazione Dimensione Trasversale L = 24.00 m
Modulo del terreno Dimensione Longitudinale B = 4.30 m
E = 20000 Kpa

Sollecitazioni Statica solo permanenti (STR)			
N	=	581	KN/m
H	=	165	KN/m
M	=	195	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
13949	3957	4674	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp}$
	1.80E-02	1.48E-03	2.36E-02

Sollecitazioni Statica solo permanenti (GEO)			
N	=	581	KN/m
H	=	209	KN/m
M	=	309	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
13949	5015	7424	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp}$
	2.29E-02	2.35E-03	3.17E-02

Sollecitazioni (al m) SLE			
N	=	592	KN/m
H	=	229	KN/m
M	=	505	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
14218	5492	12120	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp+acc}$
	2.51E-02	3.83E-03	3.94E-02

Sollecitazioni (al m) SLU STR			
N	=	787	KN/m
H	=	309	KN/m
M	=	755	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
18883	7415	18131	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp+acc}$
	3.38E-02	5.73E-03	5.53E-02

Sollecitazioni (al m) SIS STR			
N	=	624	KN/m
H	=	281	KN/m
M	=	667	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
14975	6746	15998	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sis}$
	3.08E-02	5.06E-03	4.97E-02

Sollecitazioni (al m) SLU GEO			
N	=	637	KN/m
H	=	296	KN/m
M	=	713	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
15281	7093	17101	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp+acc}$
	3.24E-02	5.41E-03	5.26E-02

Sollecitazioni (al m) SIS GEO			
N	=	624	KN/m
H	=	334	KN/m
M	=	814	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
14975	8005	19533	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sis}$
	3.65E-02	6.17E-03	5.97E-02

Da pp a SLE

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp)}$
0	0	14218.11	5492.33	12119.58	2.51E-02	3.83E-03	1.44E-02	3.94E-02	0.00E+00	0.01583
10	240	14218.11	5252.33	11219.58	2.40E-02	3.55E-03	1.33E-02	3.73E-02	-2.16E-03	0.01367
25	600	14218.11	4892.33	9869.58	2.23E-02	3.12E-03	1.17E-02	3.40E-02	-5.40E-03	0.01043
60	1440	14218.11	4052.33	6719.58	1.85E-02	2.12E-03	7.96E-03	2.64E-02	-1.30E-02	0.00286
100	2400	14218.11	3092.33	3119.58	1.41E-02	9.86E-04	3.70E-03	1.78E-02	-2.16E-02	-0.00579

Da pp a SLU-STR

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp)}$
0	0	18882.81	7414.6492	18131.39	3.38E-02	5.73E-03	2.15E-02	5.53E-02	1.59E-02	0.03172
25	600	18882.81	6814.6492	15881.39	3.11E-02	5.02E-03	1.88E-02	4.99E-02	1.05E-02	0.02632
50	1200	18882.81	6214.6492	13631.39	2.83E-02	4.31E-03	1.62E-02	4.45E-02	5.09E-03	0.02092
100	2400	18882.81	5014.6492	9131.39	2.29E-02	2.89E-03	1.08E-02	3.37E-02	-5.72E-03	0.01011
120	2880	18882.81	4534.6492	7331.39	2.07E-02	2.32E-03	8.69E-03	2.94E-02	-1.00E-02	0.00579
180	4320	18882.81	3094.6492	1931.39	1.41E-02	6.10E-04	2.29E-03	1.64E-02	-2.30E-02	-0.00718

Condizione SIS-STR

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp)}$
0	0	14975.45	6745.67	15998.36	3.08E-02	5.06E-03	1.90E-02	4.97E-02	1.03E-02	0.02614
100	2400	14975.45	4345.67	6998.36	1.98E-02	2.21E-03	8.30E-03	2.81E-02	-1.13E-02	0.00453
150	3600	14975.45	3145.67	2498.36	1.43E-02	7.90E-04	2.96E-03	1.73E-02	-2.21E-02	-0.00628
180	4320	14975.45	2425.67	-201.64	1.11E-02	-6.37E-05	-2.39E-04	1.08E-02	-2.86E-02	-0.01276
180	4320	14975.45	2425.67	-201.64	1.11E-02	-6.37E-05	-2.39E-04	1.08E-02	-2.86E-02	-0.01276

Da pp a SLU-GEO

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp)}$
0	0	15281.05	7093	17101.35	3.24E-02	5.41E-03	2.03E-02	5.26E-02	1.32E-02	0.02095
50	1200	15281.05	5893	12601.35	2.69E-02	3.98E-03	1.49E-02	4.18E-02	2.40E-03	0.01014
100	2400	15281.05	4693	8101.35	2.14E-02	2.56E-03	9.60E-03	3.10E-02	-8.41E-03	-0.00067
110	2640	15281.05	4453	7201.35	2.03E-02	2.28E-03	8.54E-03	2.88E-02	-1.06E-02	-0.00283
120	2880	15281.05	4213	6301.35	1.92E-02	1.99E-03	7.47E-03	2.67E-02	-1.27E-02	-0.00499
150	3600	15281.05	3493	3601.35	1.59E-02	1.14E-03	4.27E-03	2.02E-02	-1.92E-02	-0.01148

Condizione SIS-geo

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp)}$
0	0	14975.45	8004.54	19532.67	3.65E-02	6.17E-03	2.32E-02	5.97E-02	2.02E-02	0.02799
50	1200	14975.45	6804.54	15032.67	3.10E-02	4.75E-03	1.78E-02	4.89E-02	9.44E-03	0.01718
100	2400	14975.45	5604.54	10532.67	2.56E-02	3.33E-03	1.25E-02	3.80E-02	-1.37E-03	0.00637
120	2880	14975.45	5124.54	8732.67	2.34E-02	2.76E-03	1.04E-02	3.37E-02	-5.69E-03	0.00205
150	3600	14975.45	4404.54	6032.67	2.01E-02	1.91E-03	7.15E-03	2.72E-02	-1.22E-02	-0.00443

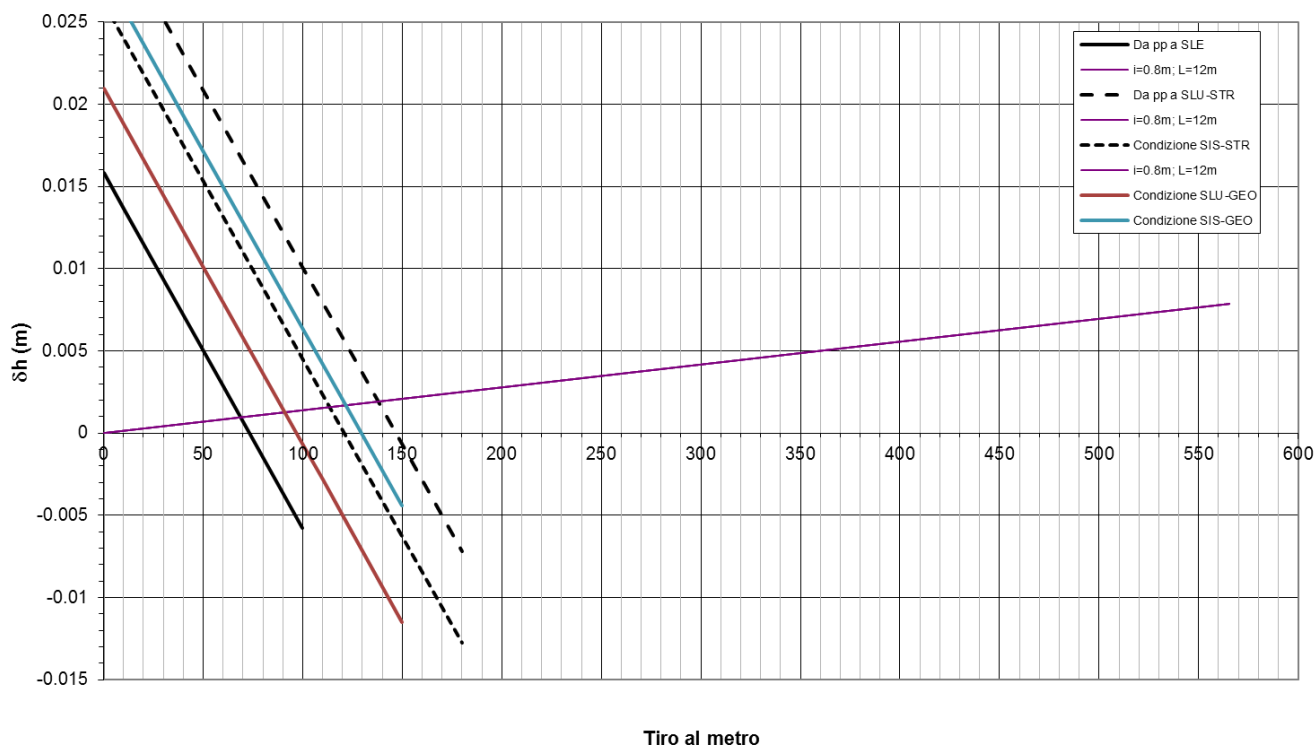


Figura 7-1. Curve caratteristiche tiranti passivi-Spalla

7.1.1 Azioni sui pali delle spalle con tiranti

Le azioni in fondazioni ridotte dalle azioni dei tiranti passivi sono le seguenti

Tabella 7-1. Azioni agenti in fondazione -Spalla

	Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	Tiro (kN)
SLE	70	1680	14218	3812	5820	56
SLU-STR	140	3360	18883	4055	5531	112
SIS-STR	115	2760	14975	3986	5648	92
SLU-GEO	90	2160	15281	4933	9001	72
SIS-GEO	125	3000	14975	5005	8283	100

e le azioni conseguenti sul terreno di fondazione risultano essere:

	SLE-STR	SLU-STR	SIS-STR	SLU-GEO	SIS-GEO
$\sigma \text{ max[kN/m}^2\text{]}$	216	258	221	270	257
$\sigma \text{ min[kN/m}^2\text{]}$	59	108	69	26	33
$\sigma \text{ 1[kN/m}^2\text{]}$	162	206	168	185	179

7.1.2 Micropali di ancoraggio passivo delle spalle

Si riportano nel presente paragrafo le verifiche geotecniche e strutturali dei tiranti di ancoraggio della spalla esistente.

7.1.2.1 Verifica a sfilamento degli ancoraggi

La verifica a sfilamento del tirante viene svolta in accordo a quanto riportato nel par.3.5 con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio (R_{ak}), nel caso specifico, è stato dedotto con metodi analitici a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

In particolare, in accordo con quanto proposto da *Bustamante e Doix*, la resistenza di calcolo è stata valutata mediante la formula:

$$R_{ac} = \pi \cdot D \cdot L_A \cdot q_s$$

avendo assunto:

$D = \alpha \cdot \Phi_{perf}$ (diametro efficace ottenuto a seguito della perforazione);

$\alpha = 1.0$;

$\Phi_{perf} = 0.18$ m (diametro nominale di perforazione);

$L_A =$ lunghezza del bulbo di ancoraggio del tirante.

$q_s = 100$ kPa (fattore di aderenza valutato cautelativamente sulla base della caratterizzazione geotecnica);

Per il caso in esame i coefficienti ξ_{a3} e ξ_{a4} sono stati assunti pari a 1.75.

Calcolata la resistenza caratteristica R_{ak} , la resistenza di progetto R_{ad} si ottiene fattorizzando i valori di R_{ak} mediante il coefficiente $\gamma_{Rad} = 1.2$ definito dal D.M. 17/01/2018 nell'ipotesi di tiranti permanenti.

In Tabella 7-2 si riportano le resistenze a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio R_{ac} , le resistenze caratteristiche e di progetto analiticamente valutate al cap. 5.4.6 della relazione di calcolo strutturale.

Tabella 7-2. Resistenze a sfilamento di calcolo, caratteristiche e di progetto

L_A [m]	R_{ac} [kN]	R_{ak} [kN]	R_{ad} [kN]
12	388	388	323

L'azione di sfilamento di progetto sul singolo tirante si ottiene moltiplicando il tiro precedentemente calcolato per l'interasse; essendo in condizioni sismiche, tale valore viene poi direttamente confrontato con la resistenza R_{ad} .

Tabella 7-3. Azione di sfilamento sui tiranti

Tiro/m [kN/ml]	interasse [m]	Tiro [kN]	γ_G [-]	Inclinazione [°]	P_d [kN]	R_{ad} [kN]	Verifica
140	0.80	112	1	10°	125	323	OK

7.1.2.2 Verifica della resistenza strutturale dell'ancoraggio

Tale verifica viene eseguita in base a quanto riportato nel par.3.5. Nel caso in esame, si veda la tabella seguente, la verifica risulta soddisfatta.

Tabella 7-4. Verifica della gerarchia delle resistenze

R_{yk} [kN]	R_{ac} [kN]
1108	388

8 FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA E AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)

Nel seguito si presentano le verifiche di capacità portante della fondazione diretta delle spalle esistenti (struttura originaria e ampliamento 1).

8.1 DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI E CRITERI DI VERIFICA

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni agenti sulla fondazione nelle combinazioni più gravose ottenute con il metodo delle 'curve caratteristiche'.

Tabella 8-1. Spalla originaria - Azioni per verifica capacità portante

	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
SLU-STR	18883	4055	5531
SIS-STR	14975	3986	5648
SLU-GEO	15281	4933	9001
SIS-GEO	14975	5005	8283

Le condizioni indicate con la nomenclatura SLU-STR e SIS-STR fanno riferimento, rispettivamente per il caso statico e per quello sismico, alla Combinazione 1 (A1+M1+R1) dell'Approccio 1, mentre le condizioni indicate con la nomenclatura SLU-GEO e SIS-GEO fanno riferimento, anche in questo caso rispettivamente per il caso statico e per quello sismico, alla Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1.

Come indicato al precedente cap. 2, la quota di imposta delle fondazioni delle spalle esistenti risultano a circa 2.0 m dal piano campagna e quindi all'interno dello strato limo argilloso "A" che presenta i seguenti parametri geotecnici:

- Peso specifico $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito $\Phi' = 26^\circ$
- Coesione non drenata $C_u = 50 + 3.3 \times z \text{ KPa}$.

La quota di falda viene inoltre assunta coincidente con la quota di imposta delle fondazioni.

Sotto queste ipotesi la verifica di capacità portante del terreno di fondazione (fondazione diretta rettangolare) allo S.L.U. non risulterebbe soddisfatta.

In accordo alle indicazioni contenute nella Relazione Geologica Generale il valore di coesione non drenata viene posto pari a $C_u = 130 \text{ KPa}$ (valore valido per gli stati superficiali).

Al di sotto delle fondazioni della struttura originaria sono presenti pali tipo FRANKI di diametro 42 cm di lunghezza $L = 10 \text{ m}$ disposti su due file con passo longitudinale di 2.55 m (24 pali sotto ciascuna fondazione di dimensioni $B \times L = 4.30 \text{ m} \times 24.10 \text{ m}$) come rappresentato nella figura seguente estratta dalla documentazione as-built della struttura originaria.

La presenza di pali di piccolo diametro tipo FRANKI al di sotto della fondazione esistente potrebbe essere quindi tenuta in considerazione come un miglioramento dei parametri di resistenza del terreno.

In particolar modo, i pali FRANKI di piccolo diametro permetterebbero di considerare al di sotto della fondazione una coesione non drenata "equivalente" $C_{U_{EQ}}$ superiore a quella effettiva del terreno naturale.

Il valore di tale parametro equivalente potrebbe essere determinato attraverso una media pesata tra le resistenze a taglio del calcestruzzo dei pali e quella del terreno, lungo l'ipotetica superficie di rottura del plinto di fondazione.

La resistenza a taglio dei potrebbe essere assunta pari a 2110 kPa, ossia pari alla tensione tangenziale del calcestruzzo, mentre quella del terreno naturale pari a 130 kPa come indicato per gli strati superficiali nella Relazione Geologica Generale.

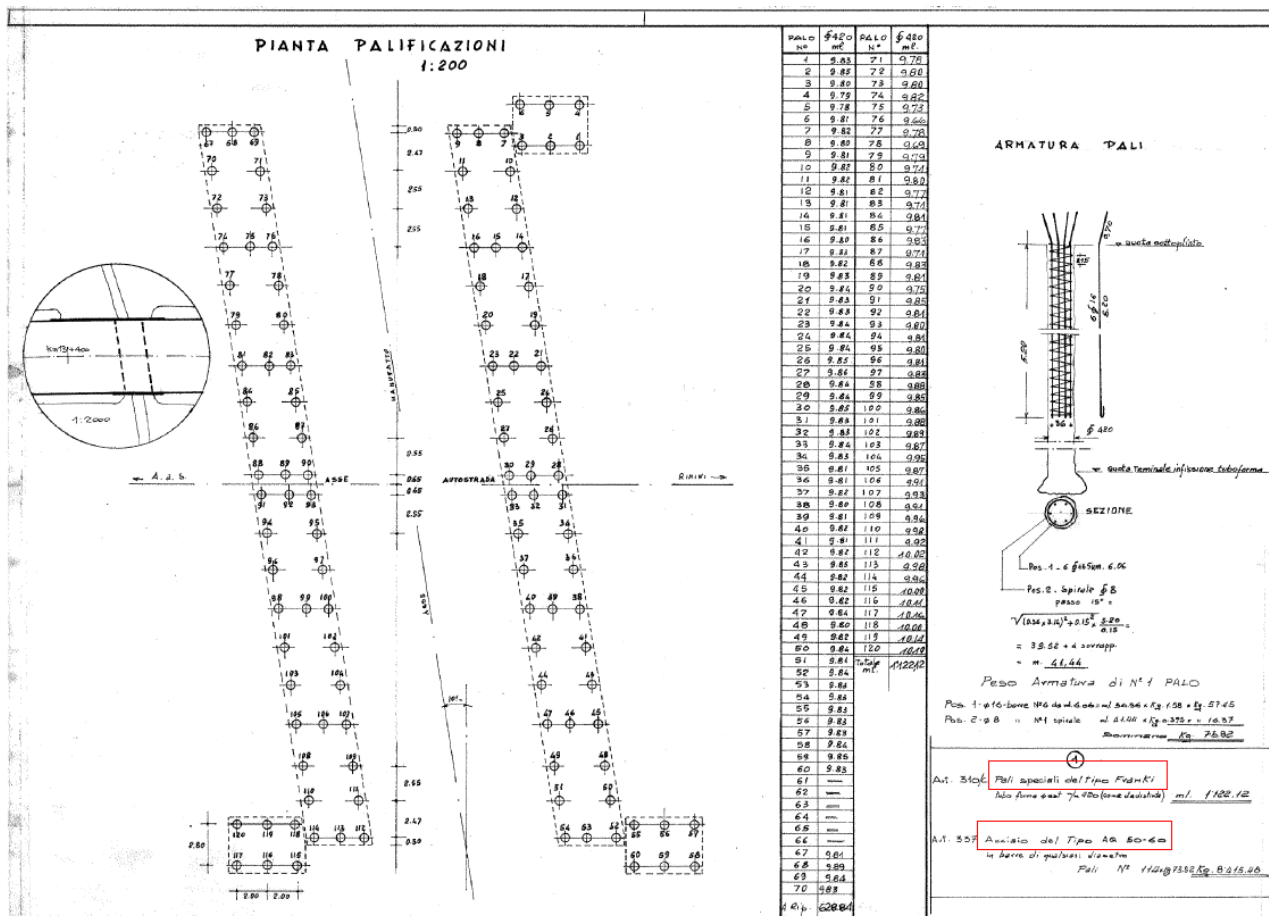


Figura 8-1. Struttura originaria – Pali tipo FRANKI sotto fondazione spalla

Per la presenza del giunto in mezzaria occorrerebbe considerare solo metà del plinto di fondazione: al di sotto di tale plinto si avrebbero in totale n.° 24 pali FRANKI di diametro Φ420 mm disposti secondo la maglia riportata in figura su una fondazione di dimensioni in pianta B x L = 4.30 m x 24.10 m.

Ragionando in questo modo si otterrebbe una coesione non drenata "equivalente" $CU_{EQ} = 194 \text{ kPa} > CU = 130 \text{ KPa}$.

In favore di sicurezza, le verifiche di capacità portante vengono condotte trascurando la presenza dei pali tipo FRANKI e adottando un valore di coesione non drenata pari a $CU = 130 \text{ KPa}$.

Si riportano nel seguito le verifiche di capacità portante in condizioni non drenate per le combinazioni di carico più critiche allo S.L.U. ed allo S.L.V.

8.2 VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

8.2.1 Approccio 1 – Combinazione 1 (SLU-STR)

Approccio 1 - Comb 1	(A1 + M1 + R1)	azioni incrementate, parametrici geotecnici invariati, resistenze invariate	=>	$\gamma_{M,CU} = 1.00$
				$\gamma_R = 1.00$

Caratteristiche geotecniche terreno

Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	γ'_{ric} (kN/m ³) =	19
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	γ' (kN/m ³) =	9
	C_{Ueq} (kN/m ²) =	130.00
Coesione non drenata del terreno di fondazione	$C_{ueq,VER}$ (kN/m ²) =	130.00

Geometria della fondazione

Dimensione minore fondazione	B (m) =	4.30
Dimensione maggiore fondazione	L (m) =	24.10
Affondamento della fondazione	D (m) =	1.80
Inclinazione intradosso fondazione	α (°) =	0.00
Inclinazione piano campagna	β (°) =	0.00

Carichi di verifica

Carico verticale agente su	N (kN) =	18883
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	4055
Momento flettente in direzione B	M_B (kNm) =	5531
Momento flettente in direzione L	M_L (kNm) =	0.00
Eccentricità in direzione B	E_B (m) =	0.29
Eccentricità in direzione L	E_L (m) =	0.00

Dati di calcolo

Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	3.71
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	24.10
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m ²) =	34.20

Coefficienti correttivi

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)

$m = 1.86$	$= [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$
$ic0 = 0.874$	

Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione

$sc0 = 1.030$

Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)

$D/B' = 0.485$	
$dc0 = 1.194$	per $D/B' \leq 1$
$dc0 = 1.181$	per $D/B' > 1$
quindi $dc0 = 1.194$	

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna

$gc0 = 1.000$	$gq0 = 1.000$
---------------	---------------

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione

$bc = 1.000$

CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$Q_{lim} = 752$	kN/mq	=>	67334	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R = 1.00$				
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	$Q_{RD} = 752$	kN/mq	=>	67334	kN

VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

8.2.2 Approccio 1 – Combinazione 1 (SIS-STR)

Approccio 1 - Comb 1	(A1 + M1 + R1)	azioni incrementate, parametrici geotecnici invariati, resistenze invariate		=>	$\gamma_{M,CU} = 1.00$
					$\gamma_R = 1.00$

Caratteristiche geotecniche terreno

Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	γ'_{ric} (kN/m ³) =	19
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	γ' (kN/m ³) =	9
Coesione non drenata del terreno di fondazione	C_{Ueq} (kN/m ²) =	130.00
	$C_{Ueq,VER}$ (kN/m ²) =	130.00

Geometria della fondazione

Dimensione minore fondazione	B (m) =	4.30
Dimensione maggiore fondazione	L (m) =	24.10
Affondamento della fondazione	D (m) =	1.80
Inclinazione intradosso fondazione	α (°) =	0.00
Inclinazione piano campagna	β (°) =	0.00

Carichi di verifica

Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	14975
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	3986
Momento flettente in direzione B	M_B (kNm) =	5648
Momento flettente in direzione L	M_L (kNm) =	0.00
Eccentricità in direzione B	E_B (m) =	0.38
Eccentricità in direzione L	E_L (m) =	0.00

Dati di calcolo

Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	3.55
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	24.10
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m ²) =	34.20

Coefficienti correttivi

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)

$m = 1.87$	$= [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$
$ic0 = 0.869$	

Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione

$sc0 = 1.029$

Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)

$D/B' = 0.508$	
$dc0 = 1.203$ per $D/B' \leq 1$	quindi $dc0 = 1.203$
$dc0 = 1.188$ per $D/B' > 1$	

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna

$gc0 = 1.000$	$gq0 = 1.000$
---------------	---------------

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione

$bc = 1.000$

CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$Q_{lim} = 753$ kN/mq	=>	64357 kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R = 1.00$		
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	$Q_{RD} = 753$ kN/mq	=>	64357 kN

VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

8.2.3 Approccio 1 – Combinazione 2 (SLU-GEO)

Approccio 1 - Comb 2	(A2 + M2 + R2)	azioni incrementate, parametri geotecnici ridotti, resistenze ridotte		=>	$\gamma_{M,CU} = 1.40$
					$\gamma_R = 1.00$

Caratteristiche geotecniche terreno

Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	γ'_{ric} (kN/m ³) =	19
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	γ' (kN/m ³) =	9
Coesione non drenata del terreno di fondazione	C_{Ueq} (kN/m ²) =	130.00
	$C_{Ueq,VER}$ (kN/m ²) =	92.86

Geometria della fondazione

Dimensione minore fondazione	B (m) =	4.30
Dimensione maggiore fondazione	L (m) =	24.10
Affondamento della fondazione	D (m) =	1.80
Inclinazione intradosso fondazione	α (°) =	0.00
Inclinazione piano campagna	β (°) =	0.00

Carichi di verifica

Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	15281
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	4933
Momento flettente in direzione B	M_B (kNm) =	9001
Momento flettente in direzione L	M_L (kNm) =	0.00
Eccentricità in direzione B	E_B (m) =	0.59
Eccentricità in direzione L	E_L (m) =	0.00

Dati di calcolo

Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	3.12
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	24.10
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m ²) =	34.20

Coefficienti correttivi

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)

$m = 1.88$	$= [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$
$ic0 = 0.742$	

Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione

$sc0 = 1.025$

Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)

$D/B' = 0.577$	
$dc0 = 1.231$ per $D/B' \leq 1$	quindi $dc0 = 1.231$
$dc0 = 1.209$ per $D/B' > 1$	

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna

$gc0 = 1.000$	$gq0 = 1.000$
---------------	---------------

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione

$bc = 1.000$

CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$Q_{lim} = 481$ kN/mq	=>	36179 kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R = 1.00$		
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	$Q_{RD} = 481$ kN/mq	=>	36179 kN

VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

8.2.4 Approccio 1 – Combinazione 2 (SIS-GEO)

Approccio 1 - Comb 2	(A2 + M2 + R2)	azioni incrementate, parametri geotecnici ridotti, resistenze ridotte	=>	$\gamma_{M,CU} = 1.40$
				$\gamma_R = 1.00$

Caratteristiche geotecniche terreno

Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento	γ'_{ric} (kN/m ³) =	19
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	γ' (kN/m ³) =	9
Coesione non drenata del terreno di fondazione	C_{Ueq} (kN/m ²) =	130.00
	$C_{Ueq,VER}$ (kN/m ²) =	92.86

Geometria della fondazione

Dimensione minore fondazione	B (m) =	4.30
Dimensione maggiore fondazione	L (m) =	24.10
Affondamento della fondazione	D (m) =	1.80
Inclinazione intradosso fondazione	α (°) =	0.00
Inclinazione piano campagna	β (°) =	0.00

Carichi di verifica

Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	14975
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	5005
Momento flettente in direzione B	M_B (kNm) =	8283
Momento flettente in direzione L	M_L (kNm) =	0.00
Eccentricità in direzione B	E_B (m) =	0.55
Eccentricità in direzione L	E_L (m) =	0.00

Dati di calcolo

Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	3.19
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	24.10
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m ²) =	34.20

Coefficienti correttivi

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)

$m = 1.88$	$= [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$
$ic0 = 0.744$	

Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione

$sc0 = 1.026$

Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)

$D/B' = 0.564$	
$dc0 = 1.225$	per $D/B' \leq 1$
$dc0 = 1.205$	per $D/B' > 1$
quindi $dc0 = 1.225$	

Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna

$gc0 = 1.000$	$gq0 = 1.000$
---------------	---------------

Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione

$bc = 1.000$

CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$Q_{lim} = 480$	kN/mq	=>	36983	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R = 1.00$				
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	$Q_{RD} = 480$	kN/mq	=>	36983	kN

VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

8.3 VERIFICA A SCORRIMENTO

8.3.1 Approccio 1 – Combinazione 1 (SLU-STR)

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	4055	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	11637	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	11637	kN
VERIFICA SODDISFATTA!!			

La verifica risulta soddisfatta.

8.3.2 Approccio 1 – Combinazione 1 (SIS-STR)

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	3986	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	11109	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	11109	kN
VERIFICA SODDISFATTA!!			

La verifica risulta soddisfatta.

8.3.3 Approccio 1 – Combinazione 2 (SLU-GEO)

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	4933	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	6986	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	6986	kN
VERIFICA SODDISFATTA!!			

La verifica risulta soddisfatta.

8.3.4 Approccio 1 – Combinazione 2 (SIS-GEO)

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	5005	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	7147	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	7147	kN
VERIFICA SODDISFATTA!!			

La verifica risulta soddisfatta.