

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

83 T - SOTTOVIA - VIA ERBOSA - 13+199

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	O05	ST083	FND00	R	A P E	0815	-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	4
1.1	DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI.....	4
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
1.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
1.3.1	Strutture di nuova realizzazione	6
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	7
1.5	CONVENZIONI GENERALI	7
1.5.1	Unità di misura.....	7
1.5.2	Convenzioni di segno.....	7
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	8
3	CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO	10
3.1	PREMESSA	10
3.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	10
3.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	10
3.2.2	Stima della capacità portante.....	11
3.2.3	Verifica a scorrimento.....	14
3.3	FONDAZIONI SU PALI.....	14
3.3.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU).....	14
3.3.2	Resistenza di pali soggetti a carichi assiali	15
3.3.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali.....	17
3.4	VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI	22
3.5	PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE	24
4	FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	25
4.1	AZIONI DI CALCOLO	26
4.2	MODELLO DI CALCOLO	27
4.3	ANALISI GEOTECNICA.....	30
4.3.1	Sollecitazioni di calcolo	30
4.3.2	Verifica geotecnica.....	31
4.4	ANALISI STRUTTURALE	31
4.4.1	Sollecitazioni di calcolo	31
4.4.2	Verifica strutturale.....	34
5	FONDAZIONE MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	35
5.1	AZIONI DI CALCOLO	36
5.2	MODELLO DI CALCOLO	37
5.3	ANALISI GEOTECNICA.....	40
5.3.1	Sollecitazioni di calcolo	40
5.3.2	Verifica geotecnica.....	41
5.4	ANALISI STRUTTURALE	42
5.4.1	Sollecitazioni di calcolo	42
5.4.2	Verifica strutturale.....	44
6	ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA E AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)	45
6.1	CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI-SPOSTAMENTI	45
6.1.1	Azioni sui pali delle spalle con tiranti	48
6.1.2	Micropali di ancoraggio passivo delle spalle	49
7	FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA E AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)	51

7.1	DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI E CRITERI DI VERIFICA.....	51
7.2	VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE	56
7.2.1	Approccio 1 – Combinazione 1 (SLU-STR)	56
7.2.2	Approccio 1 – Combinazione 1 (SIS-STR).....	57
7.2.3	Approccio 1 – Combinazione 2 (SLU-GEO)	58
7.2.4	Approccio 1 – Combinazione 2 (SIS-GEO).....	59
7.3	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	60
7.3.1	Approccio 1 – Combinazione 1 (SLU-STR)	60
7.3.2	Approccio 1 – Combinazione 1 (SIS-STR).....	60
7.3.3	Approccio 1 – Combinazione 2 (SLU-GEO)	61
7.3.4	Approccio 1 – Combinazione 2 (SIS-GEO).....	61

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. CONVENZIONI DI SEGNO - GROUP	7
TABELLA 2-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO.....	8
TABELLA 2-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA	8
TABELLA 2-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	8
TABELLA 2-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B).....	8
FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2018).....	11
FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2018)	11
FIGURA 3-3. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI MURI DI SOSTEGNO (TAB.6.5.I DELLE NTC2018)	11
FIGURA 3-4. FONDAZIONE EFFICACE EQUIVALENTE NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE	13
FIGURA 3-5. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TAB.6.4.II DELLE NTC2018)	15
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)	15
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977)	17
FIGURA 3-8. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	23
FIGURA 4-1. SPALLA – PIANTE FONDAZIONI	25
TABELLA 4-1. SPALLA - SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA.....	26
FIGURA 4-2. SPALLA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE	27
FIGURA 4-3. SPALLA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z.....	28
FIGURA 4-4. SPALLA - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE MICROPALI	28
FIGURA 4-5. SPALLA - PARAMETRI DEI MICROPALI IN GROUP	29
FIGURA 4-6. SPALLA - DISPOSIZIONE DEI MICROPALI IN GROUP	29
FIGURA 4-7. SPALLA - CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO.....	29
FIGURA 4-8. SPALLA - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE	30
FIGURA 4-9. SPALLA - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI TRAZIONE	30
TABELLA 4-2. SPALLA - SOLLECITAZIONI DI VERIFICA SUL MICROPALO PIÙ SOLLECITATO	32
FIGURA 4-10. SPALLA - S.L.U. – MASSIMO MOMENTO FLETTENTE	32
FIGURA 4-11. SPALLA - S.L.U. – MASSIMA AZIONE DI TAGLIO	33
FIGURA 5-1. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD – PIANTE FONDAZIONI	35
TABELLA 5-1. MURO D'ALA SUD- SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA	36
FIGURA 5-2. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE.....	37
FIGURA 5-3. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z.....	38
FIGURA 5-4. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE MICROPALI.....	38
FIGURA 5-5. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - PARAMETRI DEI MICROPALI IN GROUP	39
FIGURA 5-6. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - DISPOSIZIONE DEI MICROPALI IN GROUP	39
FIGURA 5-7. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO	39
FIGURA 5-8. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE	40
FIGURA 5-9. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - S.L.U. – MASSIMA AZIONE ASSIALE DI TRAZIONE	40
TABELLA 5-2. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - SOLLECITAZIONI DI VERIFICA SUL MICROPALO PIÙ SOLLECITATO.....	42
FIGURA 5-10. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - S.L.U. – MASSIMO MOMENTO FLETTENTE	42
FIGURA 5-11. MURI D'ALA CARREGGIATA SUD - S.L.U. – MASSIMA AZIONE DI TAGLIO	43
FIGURA 6-1. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI-SPALLA	48
TABELLA 6-1. AZIONI AGENTI IN FONDAZIONE – SPALLA	48
TABELLA 6-2. RESISTENZE A SFILAMENTO DI CALCOLO, CARATTERISTICHE E DI PROGETTO	49
TABELLA 6-3. AZIONE DI SFILAMENTO SUI TIRANTI	49
TABELLA 6-4. VERIFICA DELLA GERARCHIA DELLE RESISTENZE.....	50
TABELLA 7-1. SPALLA ORIGINARIA - AZIONI PER VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE	51

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente al progetto del sottovia autostradale esistente denominato Via Erbosa nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. L'opera è denominata 83T e ubicata indicativamente alla progressiva km 13+169.

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).

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

- 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: 20m

Diametro del perforo: Ø240mm

Armatura: Ø168.30mm – sp.12.5mm

AMPLIAMENTO 1

Fondazione diretta

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 SUD

Fondazione indiretta

Lunghezza micropali: 20m

Diametro del perforo: Ø240mm

Armatura: Ø168.30mm – sp.16mm

AMPLIAMENTO 2 – LATO CARREGGIATA NORD

Fondazione diretta

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 2016**, Ensoft Inc.

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.

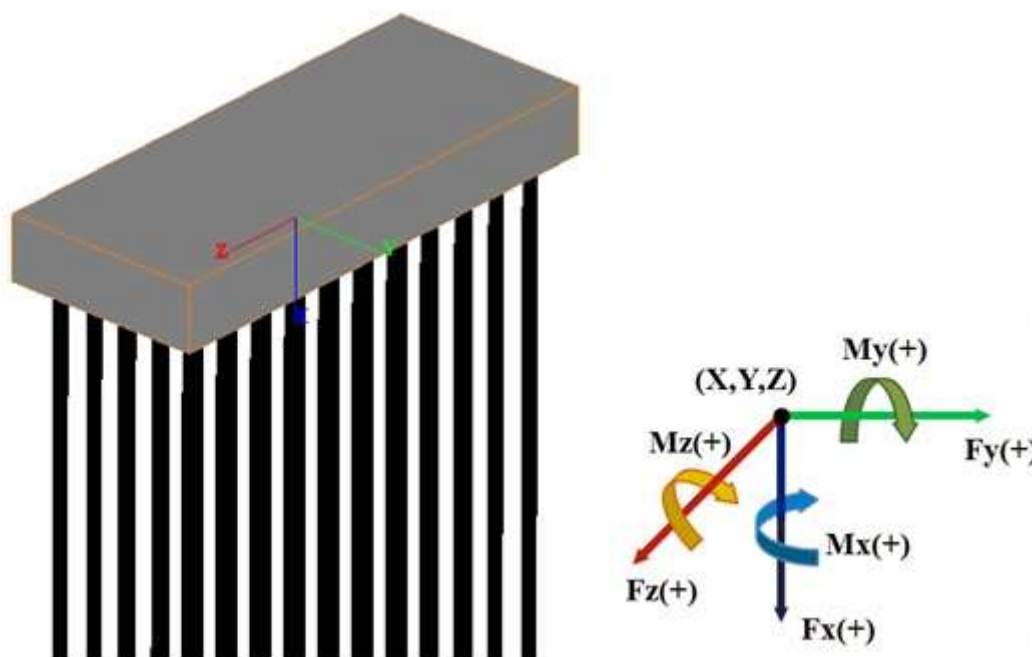


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

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
CPT6	1999	13+170	?	?	-
P8	1999	13+220	29.00	3.50	-
PB14	2016	13+200	28.90	25.00	C(25)-TA(22)

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

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
27.00	0.0 ÷ 6.00	Limo argilloso	A	-	Tabella 2-3
	6.00 ÷ 25.00	Ghiaia e sabbia	B	-	Tabella 2-4

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 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
c' = coesione efficace
 ϕ = angolo di resistenza al taglio
E' = modulo di elasticità
 σ'_{pre} = tensione di preconsolid.
CR = angolo di resistenza al taglio
RR = modulo di elasticità
C_v = coeff. di consolidazione verticale
C_u = coesione non drenata
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 +27.00 m s.l.m.m..

Le fondazioni delle spalle sono impostate a q.ta +26.66 m s.l.m.m., vale a dire circa alla stessa quota in cui risulta il piano campagna nei punti in cui sono stati effettuati i sondaggi; ne consegue che nelle analisi si considera l'estremità superiore dello strato limo argilloso “A” come coincidente con la quota di imposta della fondazione (testa micropali di sottofondazione).

La quota di falda viene assunta 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:

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

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

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

- Fattori correttivi di forma:

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

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

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

- Fattori correttivi di profondità:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

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

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

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

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

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

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

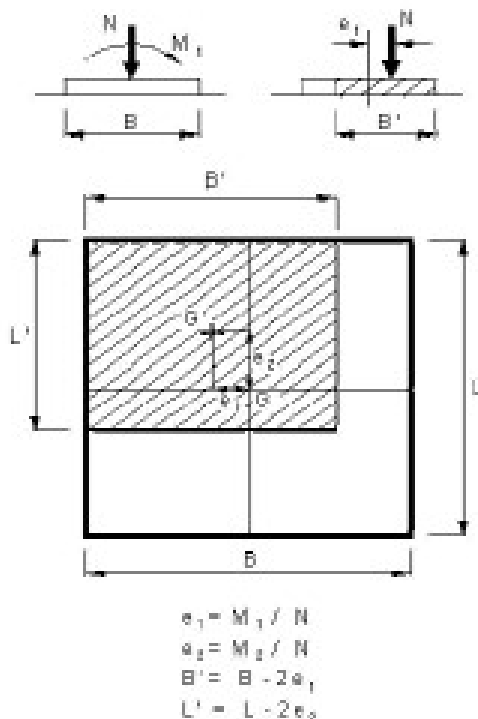


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

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

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

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:

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

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

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

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

con

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

compressione

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

trazione

dove:

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

Portata di base

- Per terreni granulari:

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

- Per terreni coesivi:

$$q_{lim} = 9 \times c_u + \sigma_{v0}$$

dove:

c_u = coesione non drenata

σ_{v0} = pressione geostatica verticale totale alla quota della base del palo

Portata laterale

- Per terreni granulari si ha:

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

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:

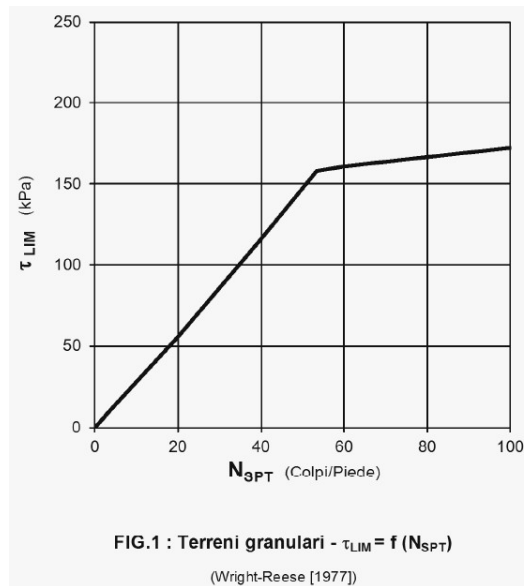


Figura 3-7. Terreni granulari – $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

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

dove:

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

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

3.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

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

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

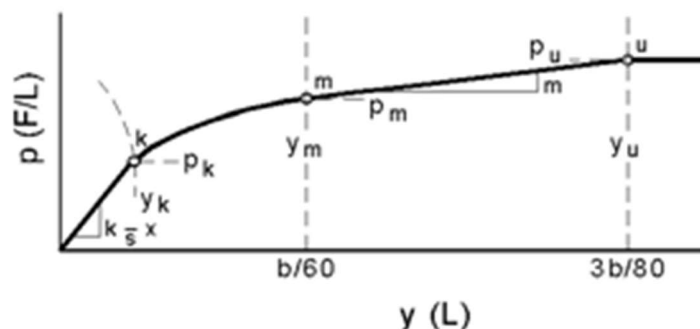
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

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

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

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

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



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

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

$$+ \gamma \cdot z \cdot [K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \cdot A_1 - K_a \cdot D]$$

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

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

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

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

3- calcolo di $p_m = B_1 \cdot p$

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

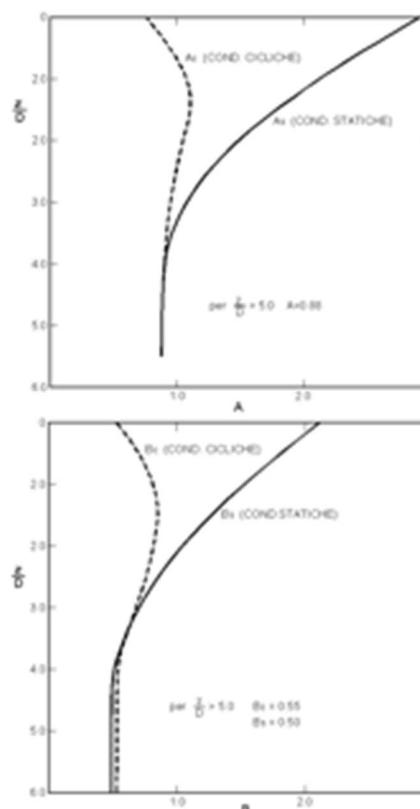
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

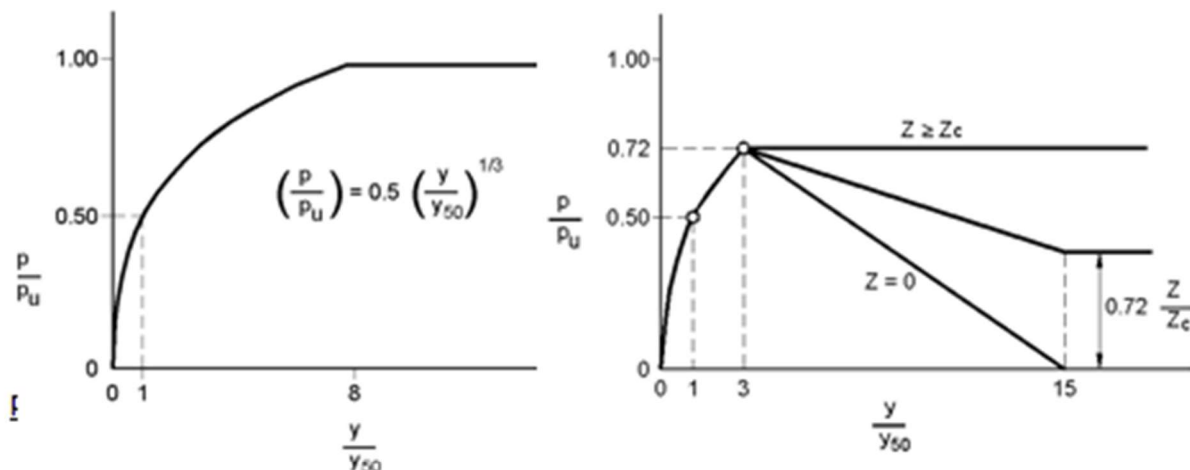
dove:

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

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



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_{u1} 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 $p=0.5 p_u$

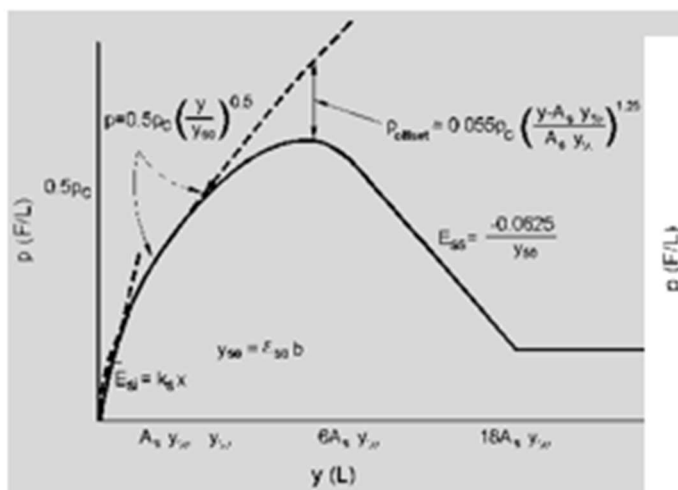
ε_{50} deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

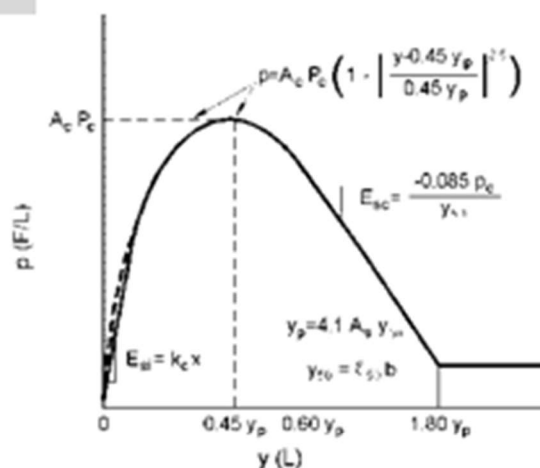
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

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

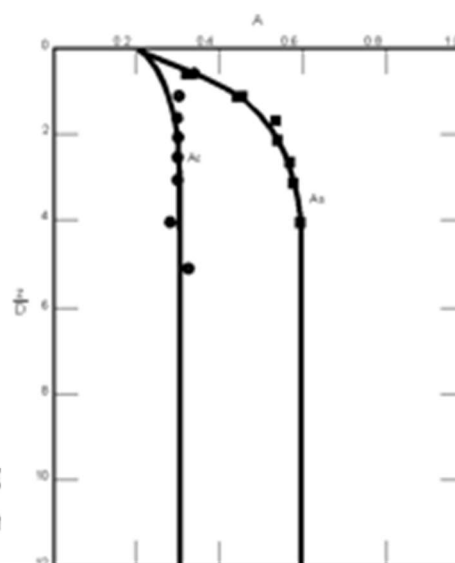
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D$ = spostamento orizzontale per $p=c$

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

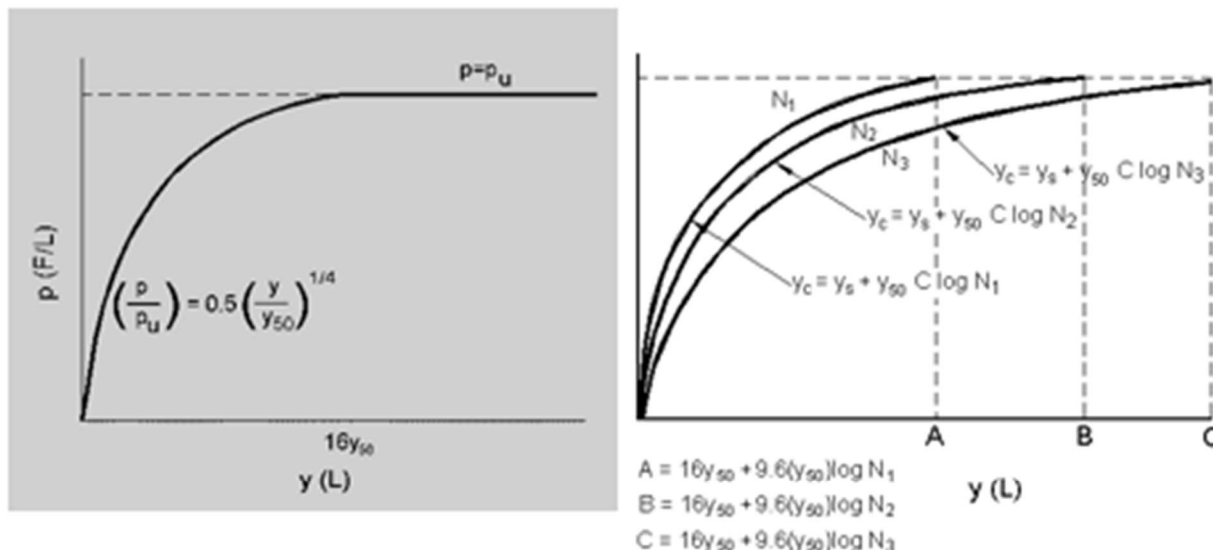
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



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



Carichi statici

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

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

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

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

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

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

K_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:

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

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:

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

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.

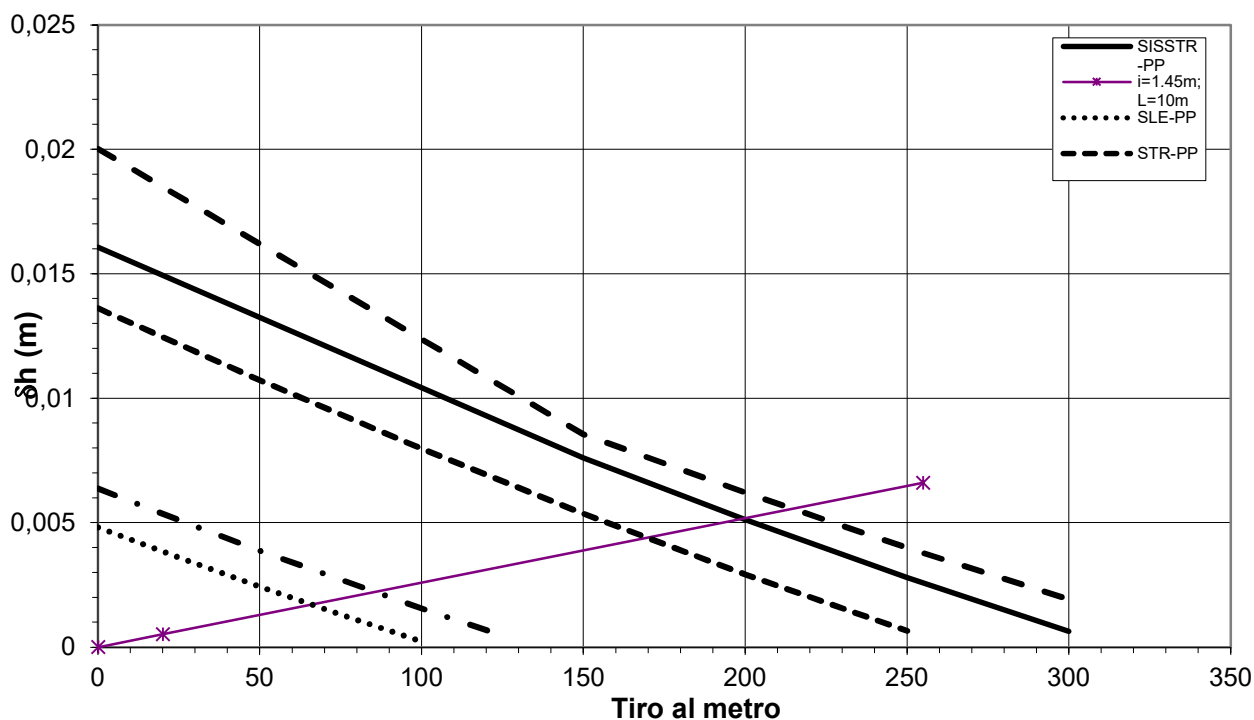


Figura 3-8. Curve caratteristiche tiranti passivi

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:

$$\xi_{a4} = \xi_{34} = 1.75 \quad \text{tabella 6.6.III al § 6.6.2 della NTC}$$

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 secondo la norma vigente 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: 20m
- Diametro del perforo: Ø240mm
- Armatura: Ø168.30mm – sp.12.5mm
- Numero file micropali in direzione trasversale 11 (carr. Sud) – 8 (carr. Nord)
- Interasse micropali in direzione trasversale 0.80m
- Numero file micropali in direzione longitudinale 5
- Interasse micropali in direzione longitudinale 0.80m

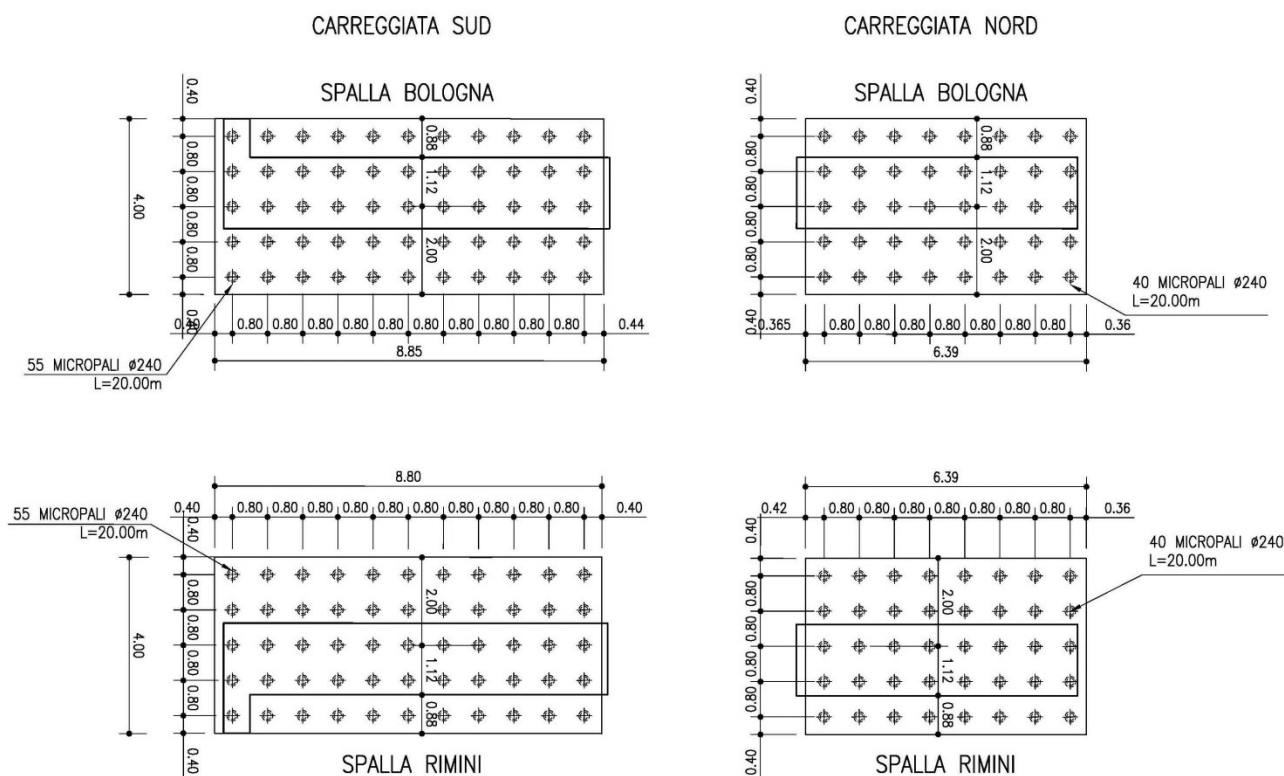


Figura 4-1. Spalla – Pianta Fondazioni

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]	766	948	893	779	601	783	728	614	721	535
V_{ed} [kN/m]	508	508	524	524	508	508	524	524	693	650
M_{ed} [kNm/m]	-1307	-1252	-1386	-1420	-1325	-1270	-1404	-1438	-2235	-2134

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]	613	759	714	623	481	627	582	491	577	428
V_{ed} [kN]	406	406	419	419	406	406	419	419	554	520
M_{ed} [kNm]	-1046	-1002	-1109	-1136	-1060	-1016	-1123	-1151	-1788	-1708

4.2 MODELLO DI CALCOLO

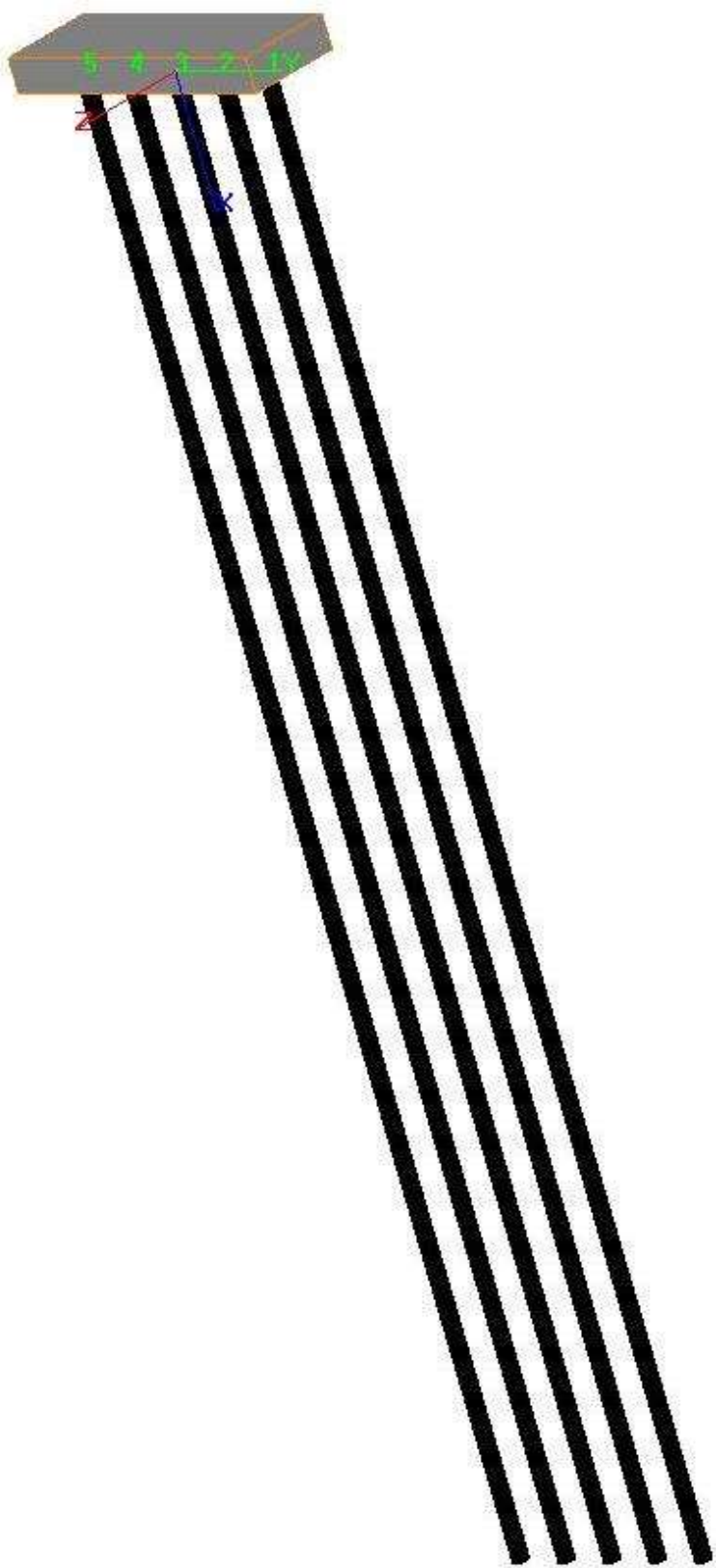


Figura 4-2. Spalla - Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

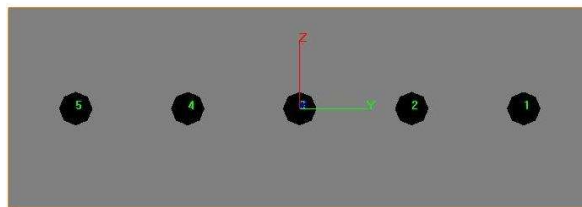


Figura 4-3. Spalla - Modello di calcolo palificata: piano y-z

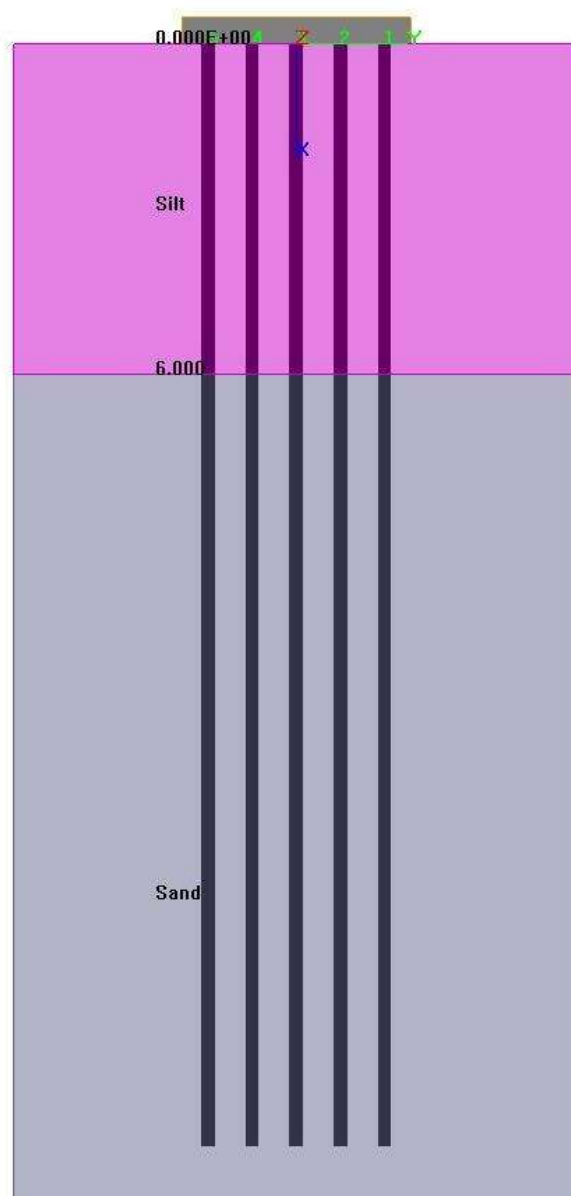


Figura 4-4. Spalla - Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale micropali

Pile Sections 1

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

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	1.6	0	0
2	0	0.8	0	0
3	0	0	0	0
4	0	-0.8	0	0
5	0	-1.6	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	10
4	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	Sand	6	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	58.25	26	0	0	572	0
2	6	78.05	26	0	31	804	0
3	6	0	38	0	61	4000	0
4	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.

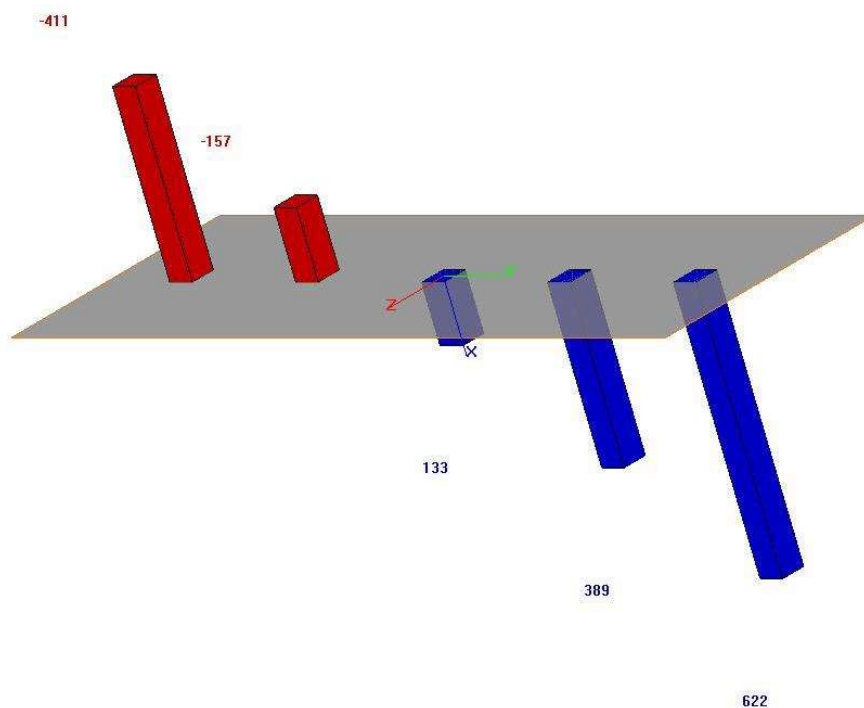


Figura 4-8. Spalla - S.L.U. – Massima azione assiale di compressione

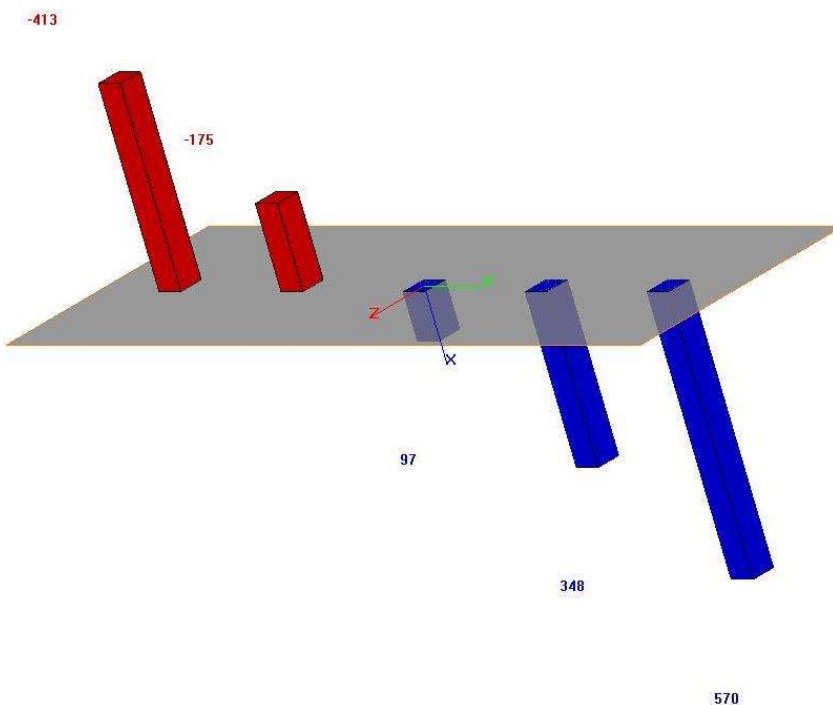


Figura 4-9. Spalla - S.L.U. – Massima azione assiale di trazione

4.3.2 Verifica geotecnica

OPERA: **SOTTOVIA ERBOSA**
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)	2.50
σ'_{vo} a testa palo (kPa)	47.50

Strato A	coesivo	0.00	2.5	9.00	47.50	47.50	0.240	0.00					0.00	0.60	58.25	0	0	572
Strato A	coesivo	1.00	3.5	9.00	56.50	56.50	0.240	0.00					0.00	0.60	61.55	37	37	610
Strato A	coesivo	2.00	4.5	9.00	65.50	65.50	0.240	0.00					0.00	0.60	64.85	39	39	649
Strato A	coesivo	3.00	5.5	9.00	74.50	74.50	0.240	0.00					0.00	0.60	68.15	41	41	688
Strato A	coesivo	4.00	6.5	9.00	83.50	83.50	0.240	0.00					0.00	0.60	71.45	43	43	727
Strato A	coesivo	5.00	7.5	9.00	92.50	92.50	0.240	0.00					0.00	0.60	74.75	45	45	765
Strato A	coesivo	6.00	8.5	9.00	101.50	101.50	0.240	0.00					0.00	0.40	78.05	31	31	804
Strato B	non coesivo	7.00	9.5	10.00	111.50	111.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			61	44	4000
Strato B	non coesivo	8.00	10.5	10.00	121.50	121.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			66	47	4000
Strato B	non coesivo	9.00	11.5	10.00	131.50	131.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			72	51	4000
Strato B	non coesivo	10.00	12.5	10.00	141.50	141.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			77	55	4000
Strato B	non coesivo	11.00	13.5	10.00	151.50	151.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			83	59	4000
Strato B	non coesivo	12.00	14.5	10.00	161.50	161.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			88	63	4000
Strato B	non coesivo	13.00	15.5	10.00	171.50	171.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			94	67	4000
Strato B	non coesivo	14.00	16.5	10.00	181.50	181.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			99	71	4000
Strato B	non coesivo	15.00	17.5	10.00	191.50	191.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			105	75	4000
Strato B	non coesivo	16.00	18.5	10.00	201.50	201.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			110	79	4000
Strato B	non coesivo	17.00	19.5	10.00	211.50	211.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			116	83	4000
Strato B	non coesivo	18.00	20.5	10.00	221.50	221.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	86	4000
Strato B	non coesivo	19.00	21.5	10.00	231.50	231.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	90	4000
Strato B	non coesivo	20.00	22.5	10.00	241.50	241.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	94	4000
Strato B	non coesivo	21.00	23.5	10.00	251.50	251.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	98	4000
Strato B	non coesivo	22.00	24.5	10.00	261.50	261.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	102	4000
Strato B	non coesivo	23.00	25.5	10.00	271.50	271.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	106	4000
Strato B	non coesivo	24.00	26.5	10.00	281.50	281.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	110	4000
Strato B	non coesivo	25.00	27.5	10.00	291.50	291.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	114	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	26	0	0	16	16	0	0	12	12	0
Strato A	coesivo	1.00	28	28	28	17	17	35	17	15	13	28	14
Strato A	coesivo	2.00	57	29	57	36	18	54	36	31	14	45	29
Strato A	coesivo	3.00	88	31	88	55	19	74	55	48	14	62	44
Strato A	coesivo	4.00	120	33	120	75	21	96	75	65	15	81	60
Strato A	coesivo	5.00	154	35	154	96	22	118	96	84	16	100	77
Strato A	coesivo	6.00	178	36	178	111	23	134	111	97	17	113	89
Strato B	non coesivo	7.00	224	181	210	140	113	253	132	121	84	205	105
Strato B	non coesivo	8.00	274	181	246	171	113	284	154	149	84	232	123
Strato B	non coesivo	9.00	328	181	285	205	113	318	178	178	84	262	142
Strato B	non coesivo	10.00	386	181	326	241	113	354	204	210	84	294	163
Strato B	non coesivo	11.00	448	181	371	280	113	393	232	244	84	327	186
Strato B	non coesivo	12.00	515	181	419	322	113	435	262	280	84	364	209
Strato B	non coesivo	13.00	586	181	469	366	113	479	293	318	84	402	234
Strato B	non coesivo	14.00	660	181	522	413	113	526	326	359	84	443	261
Strato B	non coesivo	15.00	739	181	579	462	113	575	362	402	84	485	289
Strato B	non coesivo	16.00	822	181	638	514	113	627	399	447	84	531	319
Strato B	non coesivo	17.00	909	181	700	568	113	681	438	494	84	578	350
Strato B	non coesivo	18.00	998	181	765	624	113	737	478	542	84	626	383
Strato B	non coesivo	19.00	1087	181	833	679	113	792	521	591	84	675	417
Strato B	non coesivo	20.00	1176	181	905	735	113	848	565	639	84	723	452
Strato B	non coesivo	21.00	1265	181	979	791	113	904	612	687	84	771	489
Strato B	non coesivo	22.00	1354	181	1055	846	113	959	660	736	84	820	528
Strato B	non coesivo	23.00	1443	181	1135	902	113	1015	710	784	84	868	568
Strato B	non coesivo	24.00	1532	181	1218	957	113	1070	761	832	84	916	609
Strato B	non coesivo	25.00	1621	181	1304	1013	113	1126	815	881	84	965	652

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

$$Q_{TOT,RD} = 723 \text{ kN} > N_{COMP,SD} = 622 \text{ kN} + 20 \text{ kN} = 642 \text{ kN (in compressione)}$$

$$T_{ALL,RD} = 452 \text{ kN} >> N_{TRAZ,SD} = 413 \text{ kN} - 20 \text{ kN} = 393 \text{ kN (in trazione)}$$

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	429	448	466	454	407	425	443	432	622	570
Massima Trazione - Nmin	-202	-164	-201	-225	-230	-192	-229	-253	-411	-413
Massimo Momento - Mmax	46	46	48	47	46	46	48	47	61	57
Massimo Taglio - Vmax	82	82	84	84	82	82	84	84	112	105

Involuppo

	S.L.U. statico		S.L.U. sismico		S.L.U.	
Massima Compressione - Nmax	466	[kN]	622	[kN]	622	[kN]
Massima Trazione - Nmin	-253	[kN]	-413	[kN]	-413	[kN]
Massimo Momento - Mmax	48	[kNm]	61	[kNm]	61	[kNm]
Massimo Taglio - Vmax	84	[kN]	112	[kN]	112	[kN]

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

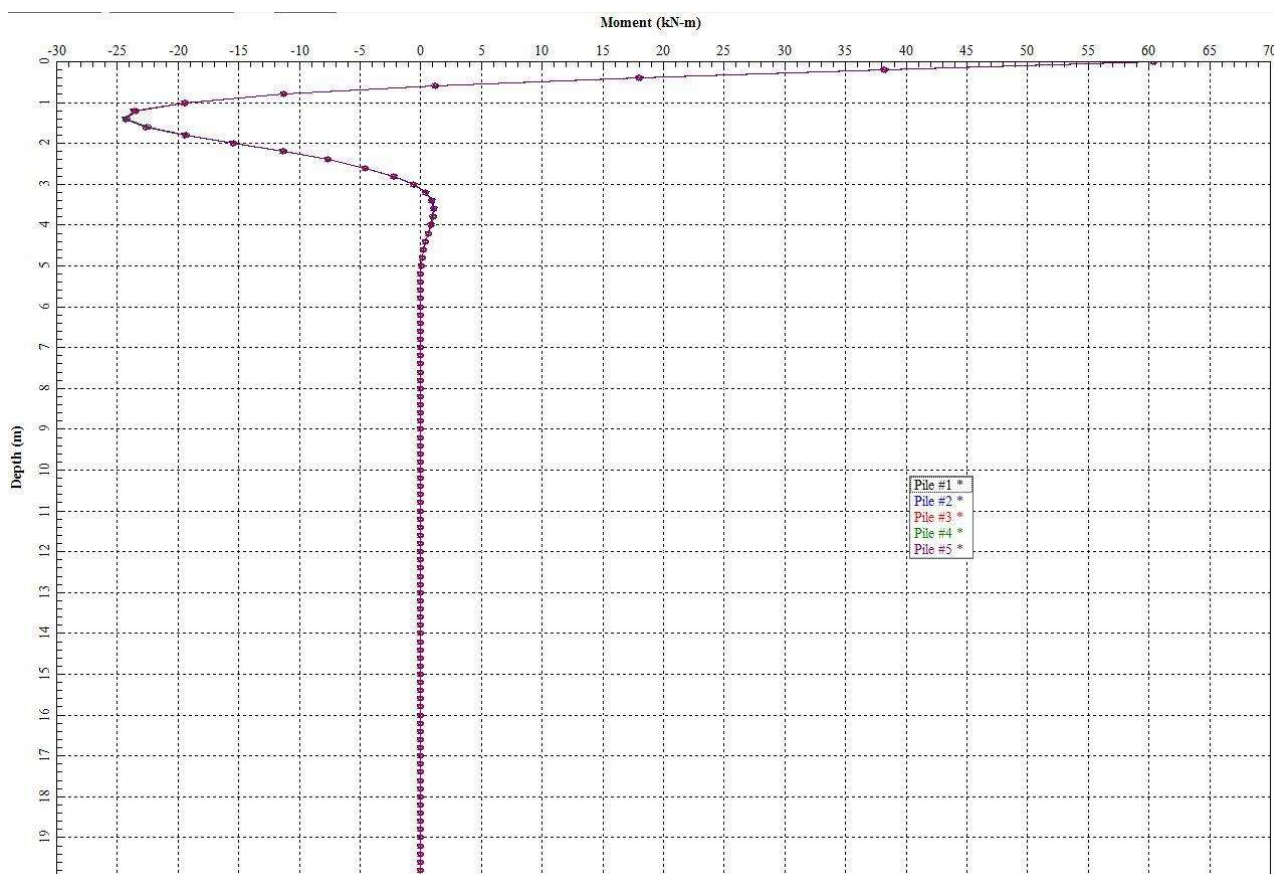


Figura 4-10. Spalla - S.L.U. – Massimo momento flettente

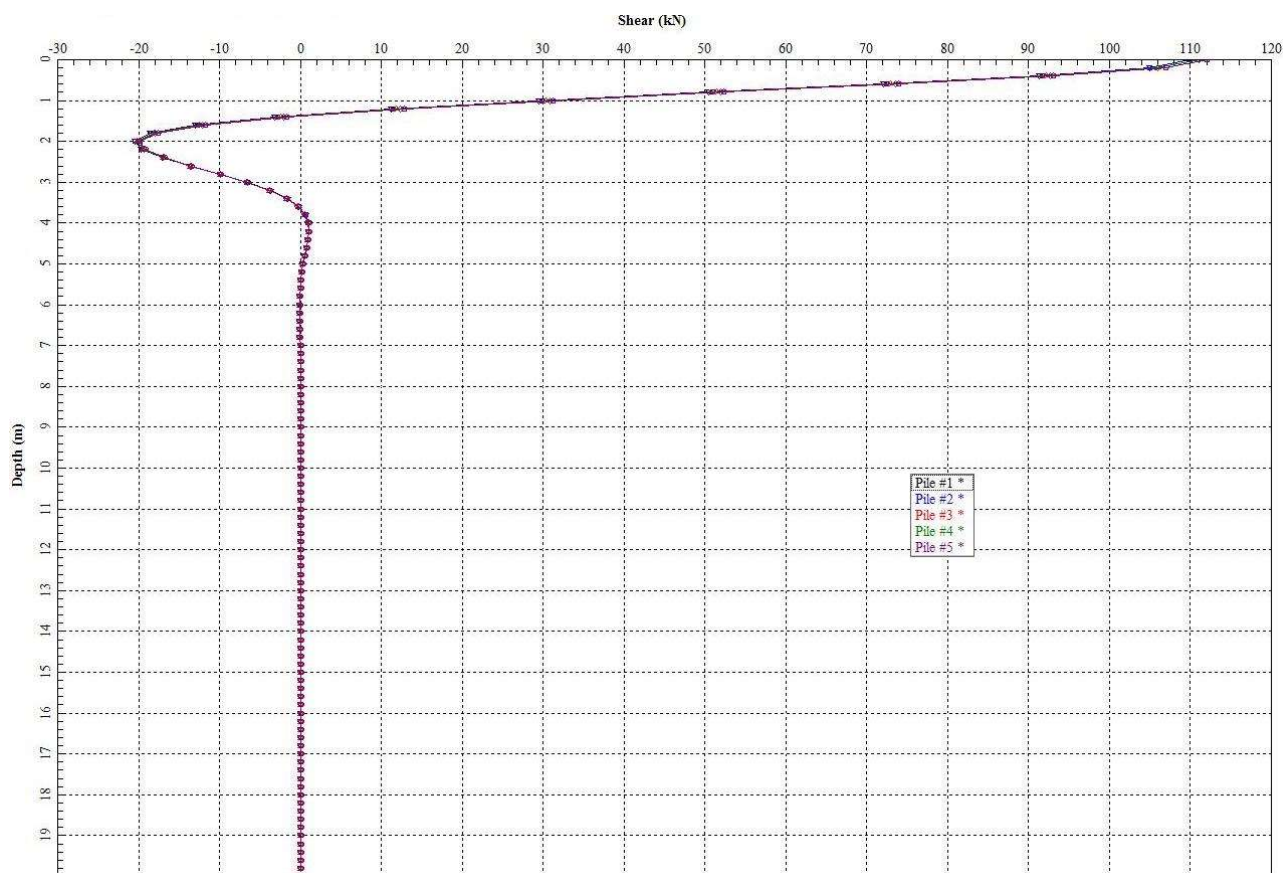


Figura 4-11. Spalla - S.L.U. – Massima azione di taglio

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. 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}	[mm]
Spessore del profilo tubolare (UTENTE)	t	[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	429.00	82.00		46.00			✓ 0.67
2	448.00	82.00		46.00			✓ 0.68
3	466.00	84.00		48.00			✓ 0.71
4	454.00	84.00		47.00			✓ 0.69
5	407.00	82.00		46.00			✓ 0.66
6	425.00	82.00		46.00			✓ 0.67
7	443.00	84.00		48.00			✓ 0.70
8	432.00	84.00		47.00			✓ 0.68
9	622.00	112.00		61.00			✓ 0.92
10	570.00	105.00		57.00			✓ 0.85

Le verifiche risultano soddisfatte.

5 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.16mm
- Numero file micropali in direzione trasversale 9
- Interasse micropali in direzione trasversale 1.00m
- Numero file micropali in direzione longitudinale 6
- Interasse micropali in direzione longitudinale 1.00m

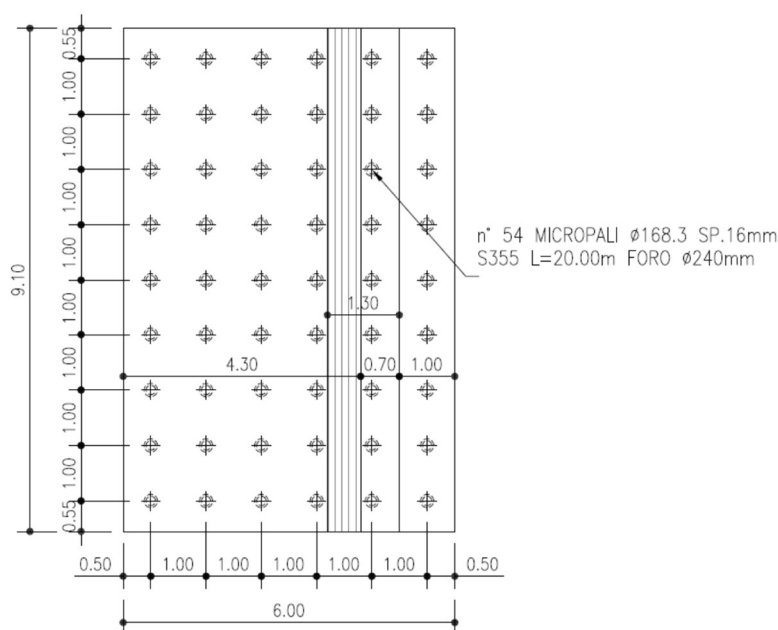


Figura 5-1. Muri d'ala carreggiata sud – Pianta Fondazioni

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 (1.00 m) l'analisi viene condotta su una larghezza di palificata pari all'interasse tra i micropali (1.00 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 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)

COMBINAZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. sismico	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N_{ed} [kN/m]	1431	1117	1431	1117	1088	979	1088	979	1124	834
V_{ed} [kN/m]	519	519	518	518	519	519	518	518	781	738
M_{ed} [kNm/m]	-1234	-1540	-1217	-1522	-1317	-1424	-1300	-1406	-2539	-2425

Interasse micropali = 1.00 [m]

Azioni di calcolo per analisi Group

COMBINAZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. sismico	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N_{ed} [kN]	1431	1117	1431	1117	1088	979	1088	979	1124	834
V_{ed} [kN]	519	519	518	518	519	519	518	518	781	738
M_{ed} [kNm]	-1234	-1540	-1217	-1522	-1317	-1424	-1300	-1406	-2539	-2425

5.2 MODELLO DI CALCOLO

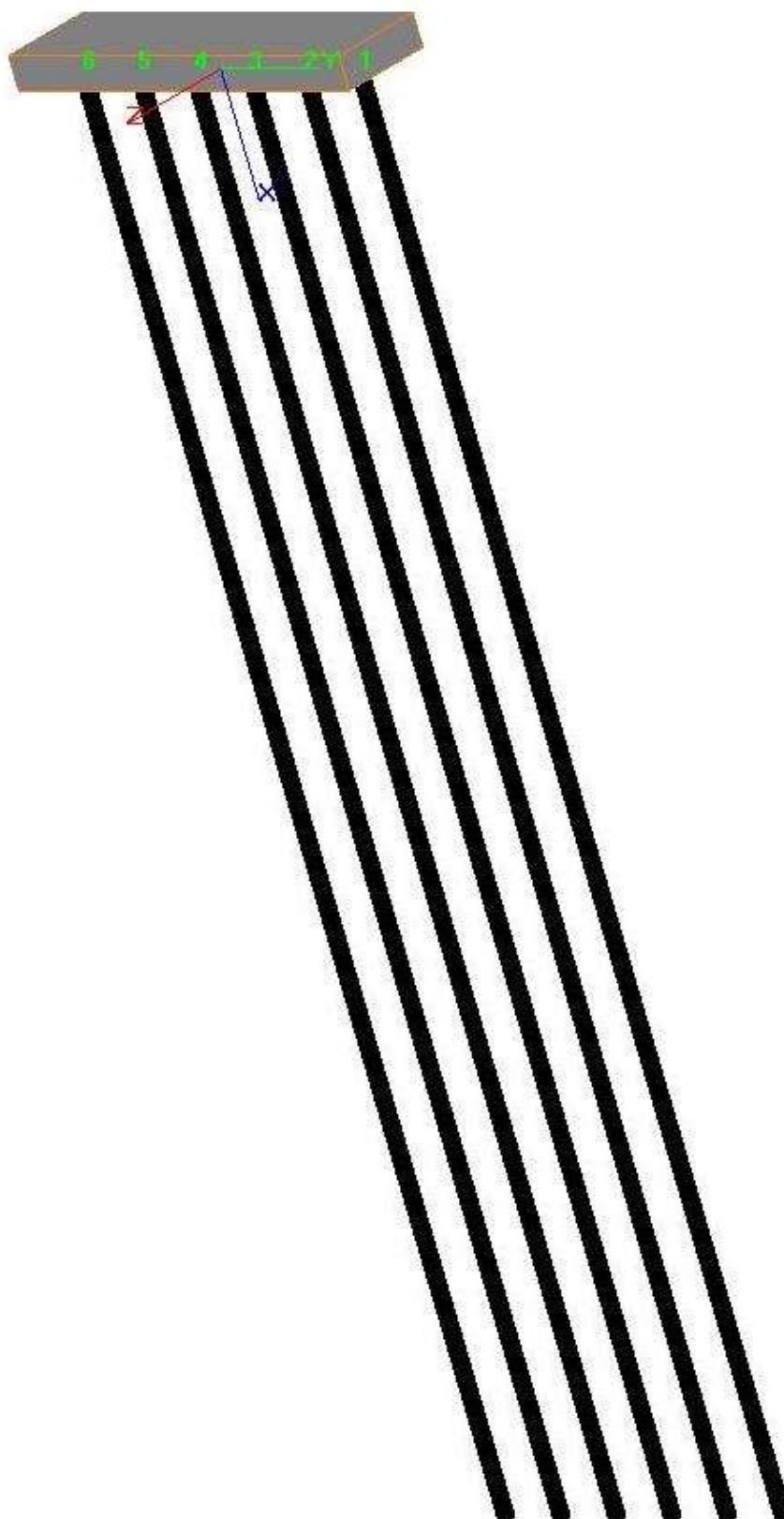


Figura 5-2. Muri d'ala carreggiata sud - Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

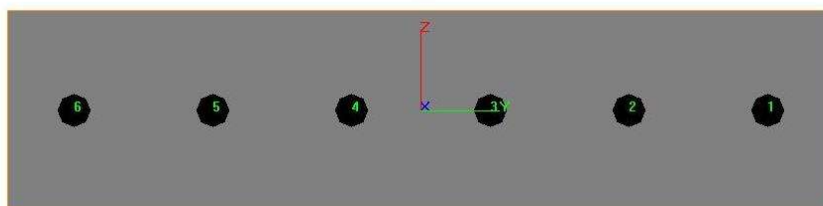


Figura 5-3. Muri d'ala carreggiata sud - Modello di calcolo palificata: piano y-z

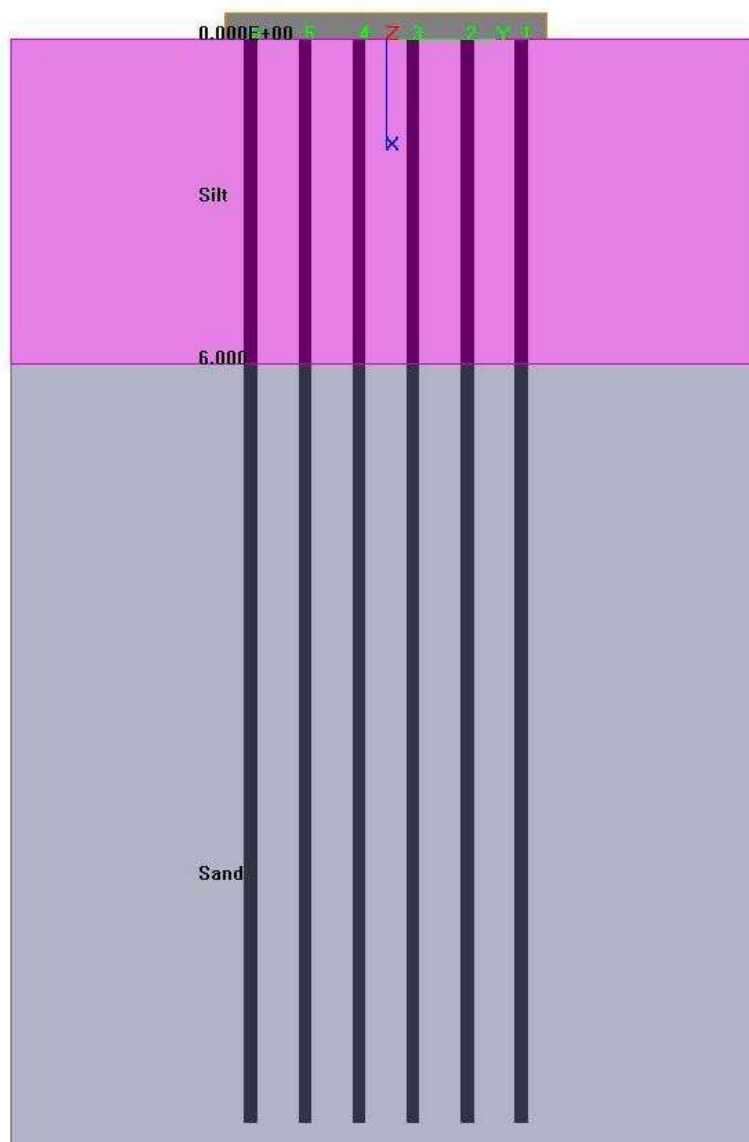


Figura 5-4. Muri d'ala carreggiata sud - Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale micropali

Pile Sections 1

Section	Top (m)	Bottom (m)	Diameter (m)	Area (m ²)	Moment of Inertia zz (m ⁴)
1	0	20	0.24	0.1524	0.000477

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 5-5. 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
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	2.5	0	0
2	0	1.5	0	0
3	0	0.5	0	0
4	0	-0.5	0	0
5	0	-1.5	0	0
6	0	-2.5	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 5-6. 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	10
4	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	Sand	6	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	58.25	26	0	0	572	0
2	6	78.05	26	0	31	804	0
3	6	0	38	0	61	4000	0
4	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 sud - 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.

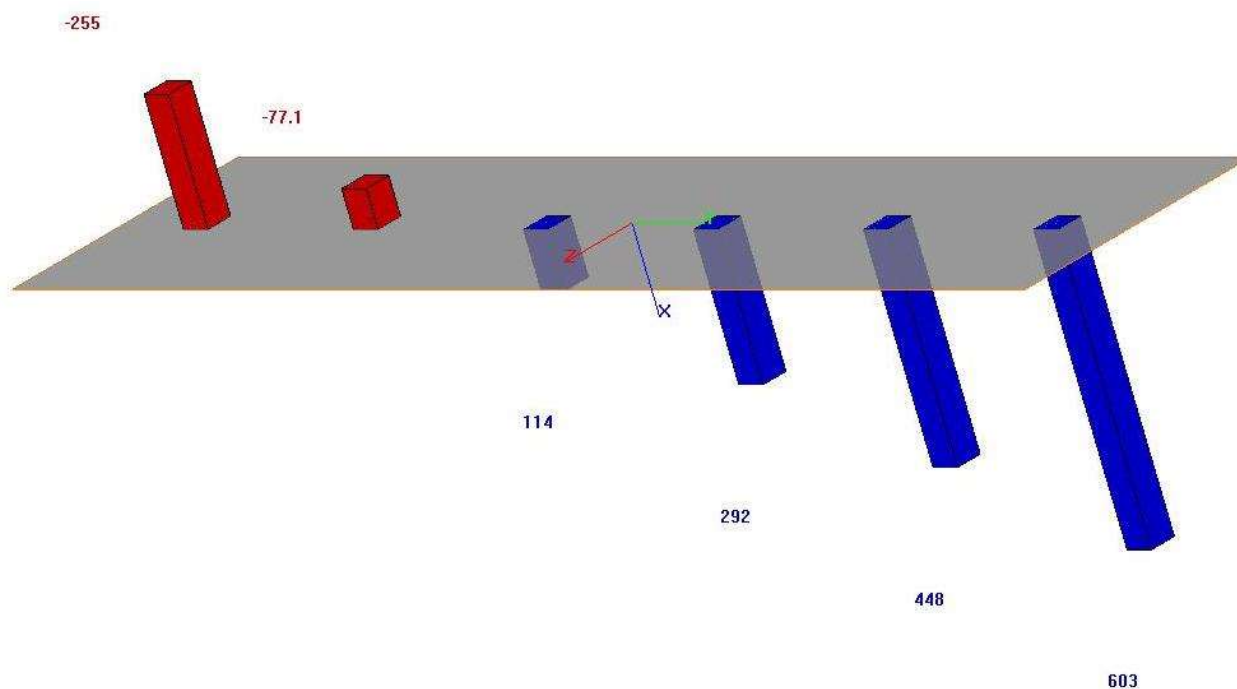


Figura 5-8. Muri d'ala carreggiata sud - S.L.U. – Massima azione assiale di compressione

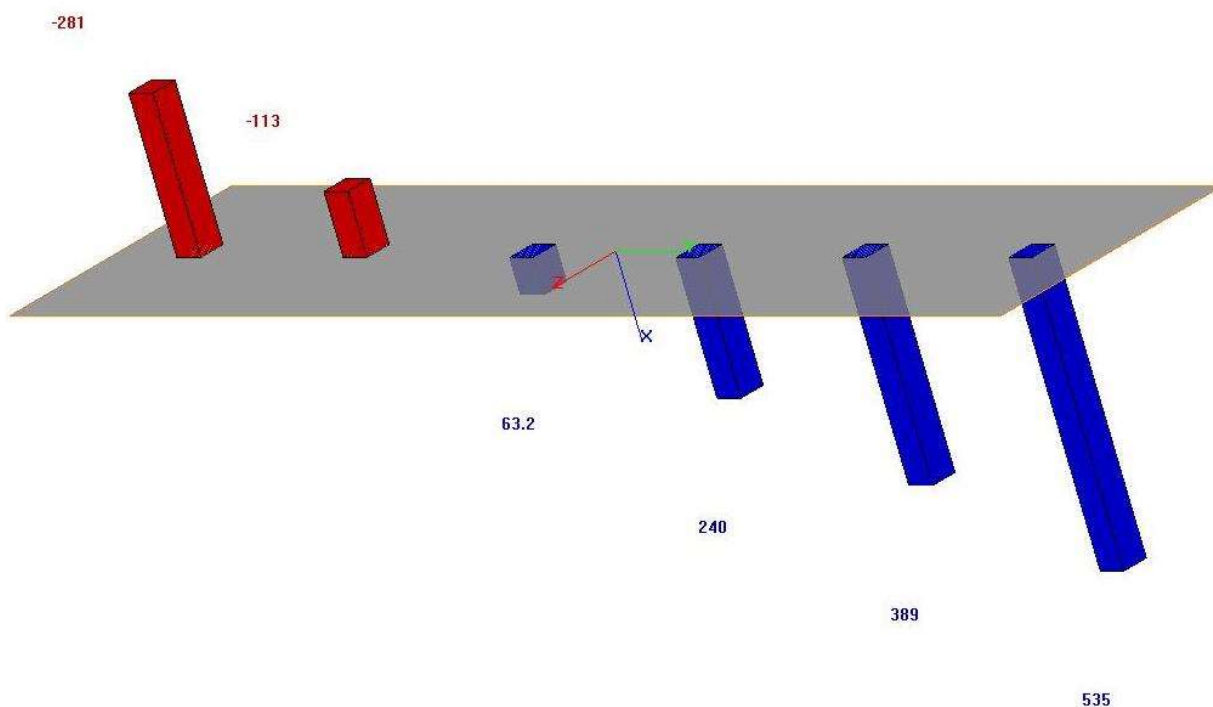


Figura 5-9. Muri d'ala carreggiata sud - S.L.U. – Massima azione assiale di trazione

5.3.2 Verifica geotecnica

OPERA: SOTTOVIA ERBOSA
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)	2.50
σ'_{vo} a testa palo (kPa)	47.50

Strato A	coesivo	0.00	2.5	9.00	47.50	47.50	0.240	0.00					0.00	0.60	58.25	0	0	572
Strato A	coesivo	1.00	3.5	9.00	56.50	56.50	0.240	0.00					0.00	0.60	61.55	37	37	610
Strato A	coesivo	2.00	4.5	9.00	65.50	65.50	0.240	0.00					0.00	0.60	64.85	39	39	649
Strato A	coesivo	3.00	5.5	9.00	74.50	74.50	0.240	0.00					0.00	0.60	68.15	41	41	688
Strato A	coesivo	4.00	6.5	9.00	83.50	83.50	0.240	0.00					0.00	0.60	71.45	43	43	727
Strato A	coesivo	5.00	7.5	9.00	92.50	92.50	0.240	0.00					0.00	0.60	74.75	45	45	765
Strato A	coesivo	6.00	8.5	9.00	101.50	101.50	0.240	0.00					0.00	0.40	78.05	31	31	804
Strato B	non coesivo	7.00	9.5	10.00	111.50	111.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			61	44	4000
Strato B	non coesivo	8.00	10.5	10.00	121.50	121.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			66	47	4000
Strato B	non coesivo	9.00	11.5	10.00	131.50	131.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			72	51	4000
Strato B	non coesivo	10.00	12.5	10.00	141.50	141.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			77	55	4000
Strato B	non coesivo	11.00	13.5	10.00	151.50	151.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			83	59	4000
Strato B	non coesivo	12.00	14.5	10.00	161.50	161.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			88	63	4000
Strato B	non coesivo	13.00	15.5	10.00	171.50	171.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			94	67	4000
Strato B	non coesivo	14.00	16.5	10.00	181.50	181.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			99	71	4000
Strato B	non coesivo	15.00	17.5	10.00	191.50	191.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			105	75	4000
Strato B	non coesivo	16.00	18.5	10.00	201.50	201.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			110	79	4000
Strato B	non coesivo	17.00	19.5	10.00	211.50	211.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			116	83	4000
Strato B	non coesivo	18.00	20.5	10.00	221.50	221.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	86	4000
Strato B	non coesivo	19.00	21.5	10.00	231.50	231.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	90	4000
Strato B	non coesivo	20.00	22.5	10.00	241.50	241.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	94	4000
Strato B	non coesivo	21.00	23.5	10.00	251.50	251.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	98	4000
Strato B	non coesivo	22.00	24.5	10.00	261.50	261.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	102	4000
Strato B	non coesivo	23.00	25.5	10.00	271.50	271.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	106	4000
Strato B	non coesivo	24.00	26.5	10.00	281.50	281.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	110	4000
Strato B	non coesivo	25.00	27.5	10.00	291.50	291.50	0.240	38.00	0.70	0.50	40	118	26.68			118	114	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	26	0	0	16	16	0	0	12	12	0
Strato A	coesivo	1.00	28	28	17	17	35	17	15	13	28	14	14
Strato A	coesivo	2.00	57	29	57	36	18	54	36	31	14	45	29
Strato A	coesivo	3.00	88	31	88	55	19	74	55	48	14	62	44
Strato A	coesivo	4.00	120	33	120	75	21	96	75	65	15	81	60
Strato A	coesivo	5.00	154	35	154	96	22	118	96	84	16	100	77
Strato A	coesivo	6.00	178	36	178	111	23	134	111	97	17	113	89
Strato B	non coesivo	7.00	224	181	210	140	113	253	132	121	84	205	105
Strato B	non coesivo	8.00	274	181	246	171	113	284	154	149	84	232	123
Strato B	non coesivo	9.00	328	181	285	205	113	318	178	178	84	262	142
Strato B	non coesivo	10.00	386	181	326	241	113	354	204	210	84	294	163
Strato B	non coesivo	11.00	448	181	371	280	113	393	232	244	84	327	186
Strato B	non coesivo	12.00	515	181	419	322	113	435	262	280	84	364	209
Strato B	non coesivo	13.00	586	181	469	366	113	479	293	318	84	402	234
Strato B	non coesivo	14.00	660	181	522	413	113	526	326	359	84	443	261
Strato B	non coesivo	15.00	739	181	579	462	113	575	362	402	84	485	289
Strato B	non coesivo	16.00	822	181	638	514	113	627	399	447	84	531	319
Strato B	non coesivo	17.00	909	181	700	568	113	681	438	494	84	578	350
Strato B	non coesivo	18.00	998	181	765	624	113	737	478	542	84	626	383
Strato B	non coesivo	19.00	1087	181	833	679	113	792	521	591	84	675	417
Strato B	non coesivo	20.00	1176	181	905	735	113	848	565	639	84	723	452
Strato B	non coesivo	21.00	1265	181	979	791	113	904	612	687	84	771	489
Strato B	non coesivo	22.00	1354	181	1055	846	113	959	660	736	84	820	528
Strato B	non coesivo	23.00	1443	181	1135	902	113	1015	710	784	84	868	568
Strato B	non coesivo	24.00	1532	181	1218	957	113	1070	761	832	84	916	609
Strato B	non coesivo	25.00	1621	181	1304	1013	113	1126	815	881	84	965	652

Per un micropalo di lunghezza L=20 m (peso P' = 22 kN) le verifiche sono soddisfatte risultando:

$$Q_{TOT, RD} = 723 \text{ kN} > N_{COMP, SD} = 603 \text{ kN} + 22 \text{ kN} = 625 \text{ kN} \text{ (in compressione)}$$

$$T_{ALL, RD} = 452 \text{ kN} > N_{TRAZ, SD} = 281 \text{ kN} - 22 \text{ kN} = 259 \text{ kN} \text{ (in trazione)}$$

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 sud - Sollecitazioni di verifica sul micropalo più sollecitato

COMBINAZIONE	S.L.U. statico								S.L.U. sismico	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Massima Compressione - Nmax	453	441	450	438	406	403	403	400	603	535
Massima Trazione - Nmin	6	-89	8	-86	-61	-93	-59	-90	-255	-281
Massimo Momento - Mmax	55	54	54	54	55	54	54	54	81	76
Massimo Taglio - Vmax	87	87	87	87	87	87	87	87	131	124

Involuppo

	S.L.U. statico		S.L.U. sismico		S.L.U.	
Massima Compressione - Nmax	453	[kN]	603	[kN]	603	[kN]
Massima Trazione - Nmin	-93	[kN]	-281	[kN]	-281	[kN]
Massimo Momento - Mmax	55	[kNm]	81	[kNm]	81	[kNm]
Massimo Taglio - Vmax	87	[kN]	131	[kN]	131	[kN]

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

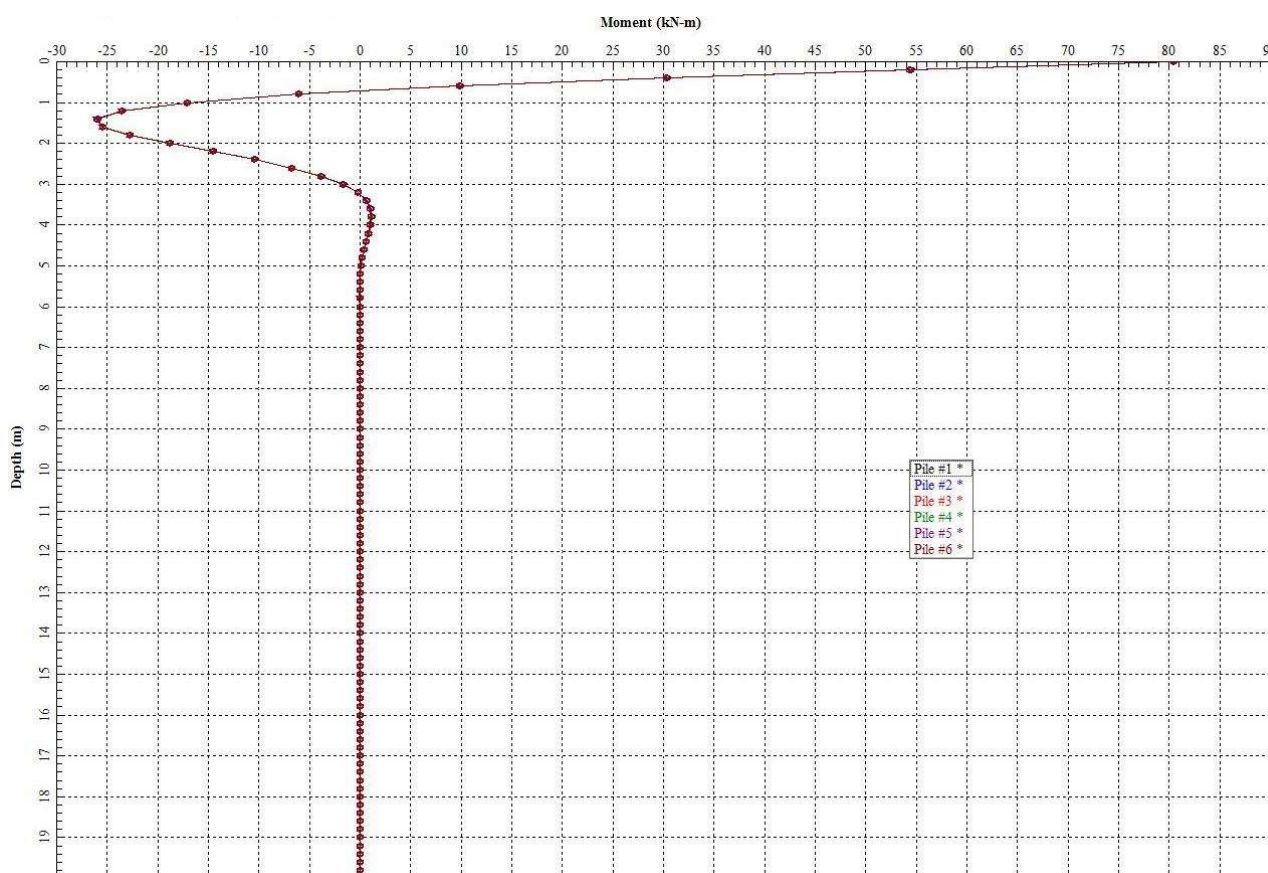


Figura 5-10. Muri d'ala carreggiata sud - S.L.U. – Massimo momento flettente

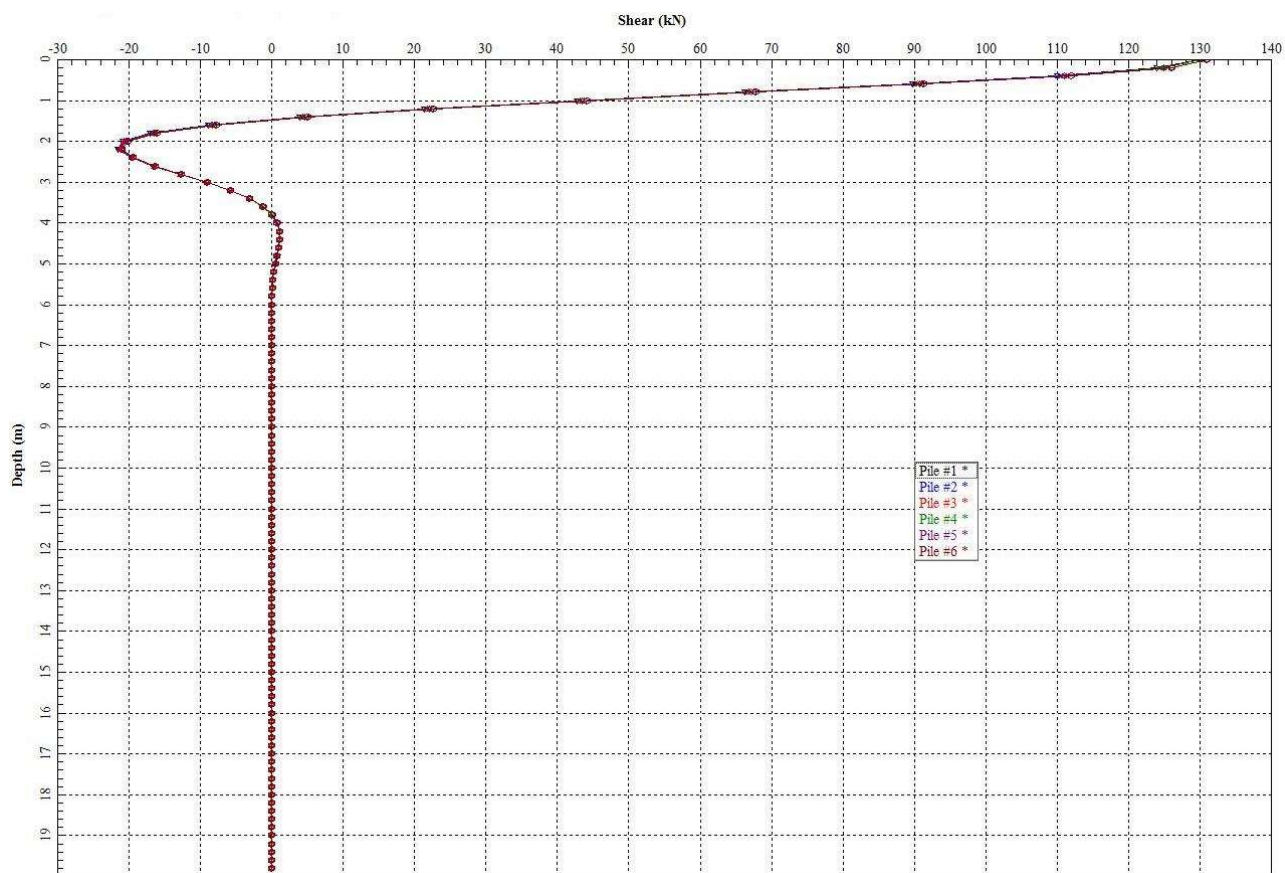


Figura 5-11. Muri d'ala carreggiata sud - S.L.U. – Massima azione di taglio

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. 16 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

UTENTE

Diametro esterno del profilo tubolare (UTENTE)	d_{ext}	168.30 [mm]
Spessore del profilo tubolare (UTENTE)	t	16.00 [mm]
Diametro esterno del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		168.3 [mm]
Spessore del profilo tubolare utilizzato nelle verifiche		16 [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	453.00	87.00		55.00			✓ 0.63
2	441.00	87.00		54.00			✓ 0.61
3	450.00	87.00		54.00			✓ 0.62
4	438.00	87.00		54.00			✓ 0.61
5	406.00	87.00		55.00			✓ 0.61
6	403.00	87.00		54.00			✓ 0.60
7	403.00	87.00		54.00			✓ 0.60
8	400.00	87.00		54.00			✓ 0.60
9	603.00	131.00		81.00			✓ 0.90
10	535.00	124.00		76.00			✓ 0.83

Le verifiche risultano soddisfatte.

6 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.

6.1 CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI-SPOSTAMENTI

Come descritto nel paragrafo 3.4, sono state costruite, sulla base dei dati di input riportati nella “Relazione di calcolo impalcato e spalle”, 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 = 4.00 m
E = 20000 Kpa

Sollecitazioni Statica solo permanenti (STR)			
N	=	605	KN/m
H	=	210	KN/m
M	=	374	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
14509	5037	8969	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp}$
	2.36E-02	3.23E-03	3.73E-02

Sollecitazioni Statica solo permanenti (GEO)			
N	=	605	KN/m
H	=	266	KN/m
M	=	538	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
14509	6383	12919	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp}$
	2.99E-02	4.65E-03	4.97E-02

Sollecitazioni (al m) SLE			
N	=	612	KN/m
H	=	277	KN/m
M	=	732	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
14686	6646	17561	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp+acc}$
	3.12E-02	6.32E-03	5.80E-02

Sollecitazioni (al m) SLU STR			
N	=	803	KN/m
H	=	374	KN/m
M	=	1067	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
19264	8972	25602	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp+acc}$
	4.21E-02	9.22E-03	8.13E-02

Sollecitazioni (al m) SIS STR			
N	=	646	KN/m
H	=	335	KN/m
M	=	923	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
15510	8035	22163	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sis}$
	3.77E-02	7.98E-03	7.16E-02

Sollecitazioni (al m) SLU GEO			
N	=	655	KN/m
H	=	358	KN/m
M	=	1004	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
15728	8586	24095	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sta, pp+acc}$
	4.03E-02	8.68E-03	7.71E-02

Sollecitazioni (al m) SIS GEO			
N	=	646	KN/m
H	=	401	KN/m
M	=	1134	KN m/m
B	=	24	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
15510	9629	27204	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sis}$
	4.52E-02	9.80E-03	8.68E-02

Da pp a SLE

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
0	0	14685.80	6645.67	17561.30
10	240	14685.80	6405.67	16541.30
25	600	14685.80	6045.67	15011.30
60	1440	14685.80	5205.67	11441.30
100	2400	14685.80	4245.67	7361.30

δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp)}$
3.12E-02	6.32E-03	2.69E-02	5.80E-02	0.00E+00	0.02070
3.00E-02	5.96E-03	2.53E-02	5.54E-02	-2.69E-03	0.01801
2.84E-02	5.41E-03	2.30E-02	5.13E-02	-6.72E-03	0.01398
2.44E-02	4.12E-03	1.75E-02	4.19E-02	-1.61E-02	0.00458
1.99E-02	2.65E-03	1.13E-02	3.12E-02	-2.69E-02	-0.00617

Da pp a SLU-STR

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
0	0	19263.99	8971.6591	25602.13
25	600	19263.99	8371.6591	23052.13
50	1200	19263.99	7771.6591	20502.13
100	2400	19263.99	6571.6591	15402.13
120	2880	19263.99	6091.6591	13362.13
180	4320	19263.99	4651.6591	7242.13

δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp)}$
4.21E-02	9.22E-03	3.92E-02	8.13E-02	2.32E-02	0.04391
3.93E-02	8.30E-03	3.53E-02	7.45E-02	1.65E-02	0.03720
3.65E-02	7.38E-03	3.14E-02	6.78E-02	9.78E-03	0.03048
3.08E-02	5.55E-03	2.36E-02	5.44E-02	-3.65E-03	0.01705
2.86E-02	4.81E-03	2.05E-02	4.90E-02	-9.03E-03	0.01167
2.18E-02	2.61E-03	1.11E-02	3.29E-02	-2.51E-02	-0.00445

Condizione SIS-STR

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
0	0	15510.40	8034.57	22163.42
100	2400	15510.40	5634.57	11963.42
150	3600	15510.40	4434.57	6863.42
180	4320	15510.40	3714.57	3803.42
180	4320	15510.40	3714.57	3803.42

δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp)}$
3.77E-02	7.98E-03	3.39E-02	7.16E-02	1.36E-02	0.03426
2.64E-02	4.31E-03	1.83E-02	4.47E-02	-1.33E-02	0.00739
2.08E-02	2.47E-03	1.05E-02	3.13E-02	-2.67E-02	-0.00605
1.74E-02	1.37E-03	5.82E-03	2.32E-02	-3.48E-02	-0.01411
1.74E-02	1.37E-03	5.82E-03	2.32E-02	-3.48E-02	-0.01411

Da pp a SLU-GEO

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
0	0	15727.83	8586	24094.69
50	1200	15727.83	7386	18994.69
100	2400	15727.83	6186	13894.69
110	2640	15727.83	5946	12874.69
120	2880	15727.83	5706	11854.69
150	3600	15727.83	4986	8794.69

δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp)}$
4.03E-02	8.68E-03	3.69E-02	7.71E-02	1.91E-02	0.02743
3.46E-02	6.84E-03	2.91E-02	6.37E-02	5.66E-03	0.01400
2.90E-02	5.00E-03	2.13E-02	5.03E-02	-7.77E-03	0.00057
2.79E-02	4.64E-03	1.97E-02	4.76E-02	-1.05E-02	-0.00212
2.68E-02	4.27E-03	1.81E-02	4.49E-02	-1.31E-02	-0.00481
2.34E-02	3.17E-03	1.35E-02	3.68E-02	-2.12E-02	-0.01287

Condizione SIS-geo

Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
0	0	15510.40	9629.07	27204.27
50	1200	15510.40	8429.07	22104.27
100	2400	15510.40	7229.07	17004.27
120	2880	15510.40	6749.07	14964.27
150	3600	15510.40	6029.07	11904.27

δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot, (sis-sta, pp)}$
4.52E-02	9.80E-03	4.16E-02	8.68E-02	2.88E-02	0.03709
3.95E-02	7.96E-03	3.38E-02	7.34E-02	1.53E-02	0.02365
3.39E-02	6.12E-03	2.60E-02	5.99E-02	1.88E-03	0.01022
3.17E-02	5.39E-03	2.29E-02	5.46E-02	-3.49E-03	0.00485
2.83E-02	4.29E-03	1.82E-02	4.65E-02	-1.16E-02	-0.00321

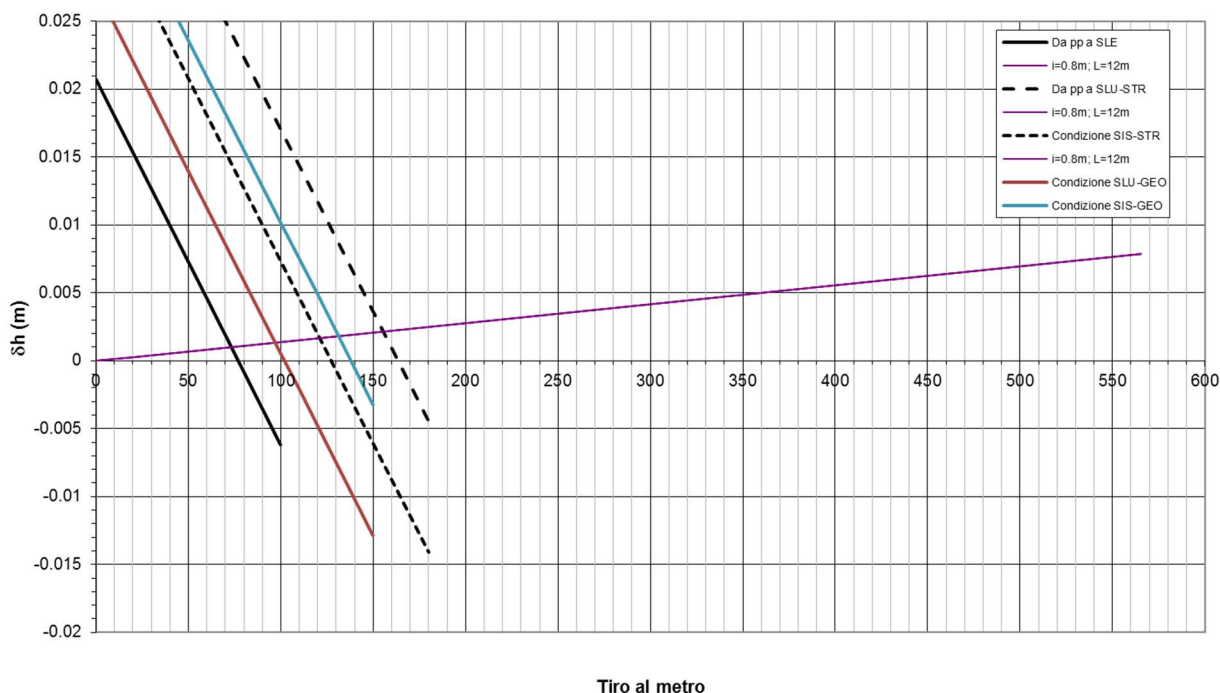


Figura 6-1. Curve caratteristiche tiranti passivi-Spalla

6.1.1 Azioni sui pali delle spalle con tiranti

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

Tabella 6-1. Azioni agenti in fondazione – Spalla

	Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)	Tiro (kN)
SLE	75	1800	14686	4846	9911	60
SLU-STR	155	3720	19264	5252	9792	124
SIS-STR	120	2880	15510	5155	9923	96
SLU-GEO	95	2280	15728	6306	14405	76
SIS-GEO	130	3120	15510	6509	13944	104

e le azioni conseguenti sul terreno di fondazione risultano essere:

	SLE-STR	SLU-STR	SIS-STR	SLU-GEO	SIS-GEO
$\sigma_{\max}[\text{kN/m}^2]$	308	354	317	403	391
$\sigma_{\min}[\text{kN/m}^2]$	0	48	7	0	0
$\sigma_1[\text{kN/m}^2]$	192	239	200	252	245

6.1.2 Micropali di ancoraggio passivo delle spalle

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

6.1.2.1 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 $\gamma_{Rad} = 1.2$ riportato in Tab.6.6.I del D.M. 17/01/2018 nell'ipotesi di tiranti permanenti.

In Tabella 6-2 si riportano la resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio R_{ac} , le resistenze caratteristiche e di progetto analiticamente valutate al cap. 5.4.6 della relazione STR

Tabella 6-2. 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 6-3. Azione di sfilamento sui tiranti

Tiro/m [kN/ml]	interasse [m]	Tiro [kN]	γ_G [-]	Inclinazione [°]	P_d [kN]	R_{ad} [kN]	Verifica
155	0.80	124	1	10°	130	323	OK

6.1.2.2 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 6-4. Verifica della gerarchia delle resistenze

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

7 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).

7.1 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 7-1. Spalla originaria - Azioni per verifica capacità portante

	N (kN)	H (kN)	M (kNm)
SLU-STR	19264	5252	9792
SIS-STR	15510	5155	9923
SLU-GEO	15728	6306	14405
SIS-GEO	15510	6509	13944

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 risulta coincidente con l'estremità superiore 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).

Dall'esame di tutta la documentazione disponibile relativa alle strutture esistenti del sottovia risulta che, a differenza di quanto indicato negli elaborati grafici in cui la fondazione delle spalle sembra essere esclusivamente di tipo diretto, nella relazione di calcolo a firma dell'ing. Zorzi (documento "calc. stat2.13+166.pdf") è dichiarata la presenza, al di sotto delle spalle, di pali tipo FRANKI di diametro 42 cm disposti a passo 1.50 m in direzione trasversale ed a passo 2.0 m in direzione longitudinale (36 pali sotto ciascuna fondazione di dimensioni B x L = 4.00 m x 24.10 m).

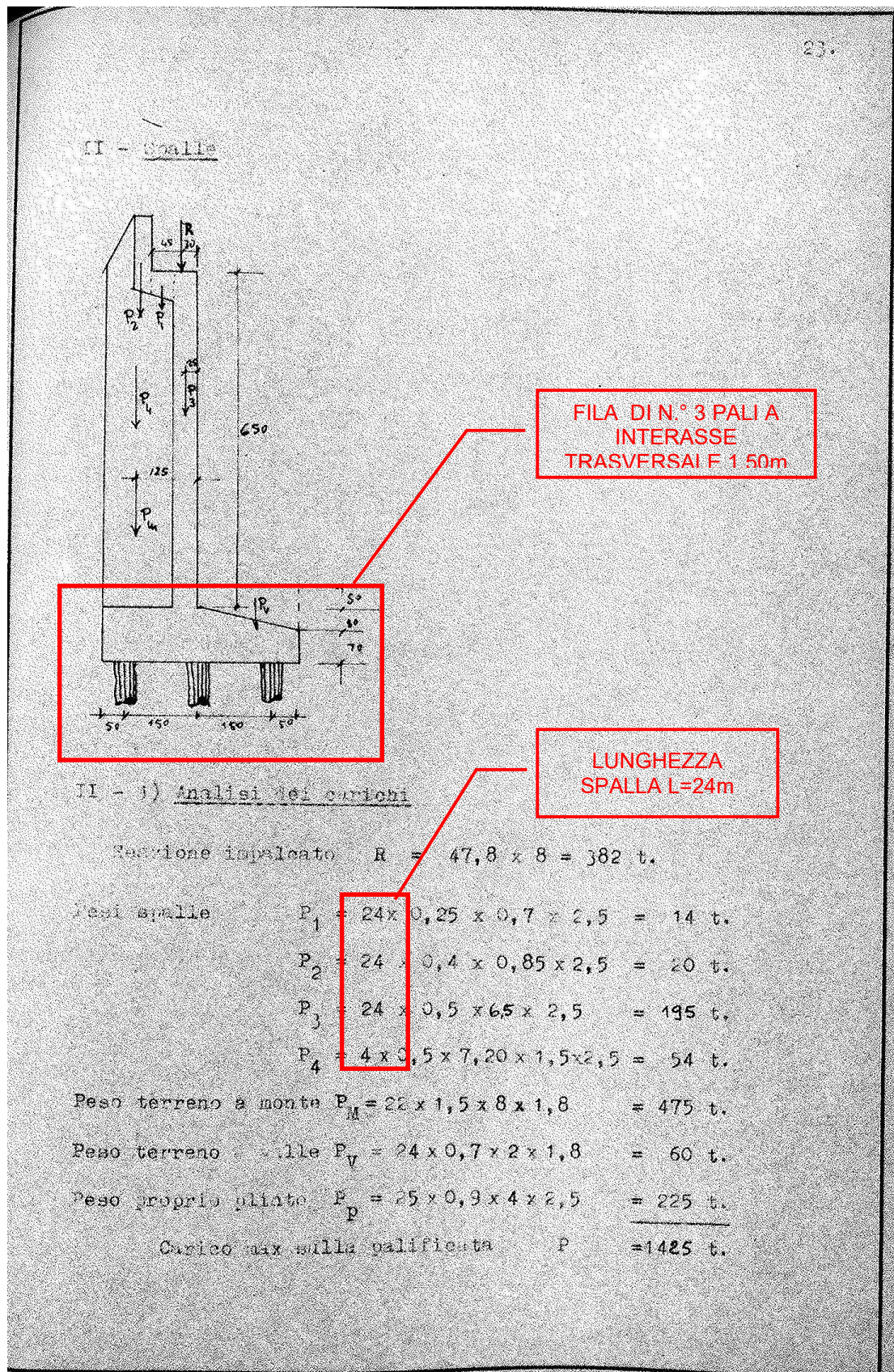
Nel seguito si riportano gli stralci del sopra citato documento da cui si evince la presenza al di sotto delle spalle dei pali tipo FRANKI,

autostrade
CONCESSIONI E COSTRUZIONI AUTOSTRADE S.p.A. ROMA

AUTOSTRADA
BOLOGNA – CANOSA
TANGENZIALE NORD BOLOGNA
SOTTOVIA DELLA VIA ERBOSA
CALCOLI STATICI

LOTTO N. 4

DIREZIONE LAVORI S P E A Società Progettazioni Edili Autostradali MILANO Via Albricci 10	ZONA DI BOLOGNA Viale Mazzini 18	SEZIONE DI
IMPRESA "COGECO" COMPAGNIA GENERALE COSTRUZIONI S.p.A. Largo Chigi 19 Roma	AGGIORNAMENTI N DATA ESEGUITO DA VISTO DA	
STUDIO TECNICO Ing. A. MACCHI - Ing. S. ZORZI IL PROGETTISTA Dott. Ing. Silvano Zorzi	C/A	



$M_{\text{tot}} = -182 \times 2,40 - 195 \times 0,75 - 14 \times 0,625 - 10 \times 0,33 - (34 + 475) \times 0,05$
 $= -60 \times 1 = -794 \text{ tm.}$

II - 2) Spinta del terreno ($\gamma_s = 1,8 \text{ t/m}^3$, $A = 1,8 \text{ m}^2$)
 sovrapposizione alla spinta $q = 2 \text{ t/2m}$, $q' = 0,34 \text{ t/m}$
 $P_{\text{sp}} = 0,34 \times 0,70 \times 1,8 = 0,272 = 3,34 \text{ t/m.}$
 altezza della spinta
 $h_{\text{sp}} = \frac{1}{3} \frac{2q + P_{\text{sp}}}{P_{\text{sp}}} = 3,3 \text{ m.}$
 $S = \frac{P_{\text{sp}} \cdot P}{2} \times d > 24 = 600 \text{ G.}$

II - 3) Forza frenante
 $F_f = \frac{1}{3} \times 18 = 6 \text{ t.}$
 $M_f = 6 \times 9 = 54 \text{ tm.}$

II - 4) momento risultante rispetto al centro pali
 $M = 1260 + 54 - 795 = 1239 \text{ tm.}$

II - 5) Spinta del terreno ($\gamma_s = 1,8 \text{ t/m}^3$, $A = 1,8 \text{ m}^2$)
 Area pallinizzata $A = 36 \text{ pali } \phi 42 \text{ circa } 1,8 \text{ m}^2$
 $q = \frac{2 \times 26 + 1,5}{3} = 16 \text{ t/m}^2$
 Circolo massiccio di cui pali file interna
 $Q_{\text{max}} = \frac{1425}{36} + \frac{1239}{36} = 74 \text{ t/palo}$

N.° 36 PALI TIPO
 FRANKI $\phi 42$ SU
 FONDAZIONE LUNGA
 24m => INTERASSE
 LONGITUDINALE 2m

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” CU_{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.

Per la presenza del giunto in mezzzeria occorrerebbe considerare solo metà del plinto di fondazione: al di sotto di tale plinto si avrebbero in totale n.° 36 pali FRANKI di diametro $\Phi 420$ mm disposti secondo una maglia regolare $i_B \times i_L = 1.50 \text{ m} \times 2.00 \text{ m}$ su una fondazione di dimensioni in pianta $B \times L = 4.00 \text{ m} \times 24.10 \text{ m}$.

Ragionando in questo modo si otterrebbe una coesione non drenata “equivalente” $CU_{EQ} = 232 \text{ kPa} \gg Cu = 130 \text{ KPa}$.

Dato però che, per quanto prima riportato, la documentazione “As Built” disponibile per la struttura originaria del sottovia risulta poco chiara in merito all'effettiva presenza dei pali tipo FRANKI, nel seguito la loro presenza viene cautelativamente trascurata: le verifiche vengono pertanto condotte con riferimento ad un valore di coesione non drenata pari a $Cu = 130 \text{ KPa}$.

In tale ipotesi, le verifiche risultano quindi sicuramente valide anche per la fondazione della spalla dell'ampliamento 1 per il quale il trattamento con pali tipo FRANKI non è stato previsto.

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.

7.2 VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

7.2.1 Approccio 1 – Combinazione 1 (SLU-STR)

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI			
CONDIZIONI NON DRENATE		$Q_{lim} = 5.14 \cdot CU \cdot sc0 \cdot dc0 \cdot ic0 \cdot bc0 \cdot gc0 + q \cdot gq0$	
D.M. 14/01/2008: Verifica a lungo termine in condizioni non drenate			
Approccio 1 - Comb 1	(A1 + M1 + R1)	azioni incrementate, parametri geotecnici invariati, resistenze invariate	=> $\gamma_{M,CU} = 1.00$ $\gamma_R = 1.00$
<u>Caratteristiche geotecniche terreno</u>			
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	CU_{eq} (kN/m ²) =	130.00	
	$Cueq_{VER}$ (kN/m ²) =	130.00	
<u>Geometria della fondazione</u>			
Dimensione minore fondazione	B (m) =	4.00	
Dimensione maggiore fondazione	L (m) =	24.10	
Affondamento della fondazione	D (m) =	2.50	
Inclinazione intradosso fondazione	α (°) =	0.00	
Inclinazione piano campagna	β (°) =	0.00	
<u>Carichi di verifica</u>			
Carico verticale agente su	N (kN) =	19264	
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	5252	
Momento flettente in direzione B	M_B (kNm) =	9792	
Momento flettente in direzione L	M_L (kNm) =	0.00	
Eccentricità in direzione B	EB (m) =	0.51	
Eccentricità in direzione L	EL (m) =	0.00	
<u>Dati di calcolo</u>			
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	2.98	
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	24.10	
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m ²) =	47.50	
<u>Coefficienti correttivi</u>			
<u>Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)</u>			
m =	1.88	= $[2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$	
ic0 =	0.794		
<u>Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione</u>			
sc0 =	1.024		
<u>Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)</u>			
D/B' =	0.838		
dc0 =	1.335	per D/B' ≤ 1	
dc0 =	1.279	per D/B' > 1	quindi dc0 = 1.335
<u>Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna</u>			
gc0 =	1.000	gq0 =	1.000
<u>Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione</u>			
bc =	1.000		
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$Q_{lim} =$	773	kN/mq => 55606 kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R =$	1.00	
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	$Q_{RD} =$	773	kN/mq => 55606 kN VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

7.2.2 Approccio 1 – Combinazione 1 (SIS-STR)

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI									
CONDIZIONI NON DRENATE		$Q_{lim} = 5.14 \cdot CU \cdot sc0 \cdot dc0 \cdot ic0 \cdot bc0 \cdot gc0 + q \cdot gq0$							
<i>D.M. 14/01/2008: Verifica a lungo termine in condizioni non drenate</i>									
Approccio 1 - Comb 1	(A1 + M1 + R1)	azioni incrementate, parametri geotecnici invariati, resistenze invariate	=>						
			<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>$\gamma_{M,CU}$</td> <td>=</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>γ_R</td> <td>=</td> <td>1.00</td> </tr> </table>	$\gamma_{M,CU}$	=	1.00	γ_R	=	1.00
$\gamma_{M,CU}$	=	1.00							
γ_R	=	1.00							
<i>Caratteristiche geotecniche terreno</i>									
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	CU_{eq} (kN/m ²) =	130.00							
	$C_{ueq,VER}$ (kN/m ²) =	130.00							
<i>Geometria della fondazione</i>									
Dimensione minore fondazione	B (m) =	4.00							
Dimensione maggiore fondazione	L (m) =	24.10							
Affondamento della fondazione	D (m) =	2.50							
Inclinazione intradosso fondazione	α (°) =	0.00							
Inclinazione piano campagna	β (°) =	0.00							
<i>Carichi di verifica</i>									
Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN) =	15510							
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN) =	5155							
Momento flettente in direzione B	MB (kNm) =	9923							
Momento flettente in direzione L	ML (kNm) =	0.00							
Eccentricità in direzione B	EB (m) =	0.64							
Eccentricità in direzione L	EL (m) =	0.00							
<i>Dati di calcolo</i>									
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m) =	2.72							
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m) =	24.10							
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m ²) =	47.50							
<i>Coefficienti correttivi</i>									
<i>Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)</i>									
$m = 1.89 = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$									
$ic0 = 0.778$									
<i>Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione</i>									
$sc0 = 1.022$									
<i>Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)</i>									
$D/B' = 0.919$									
$dc0 = 1.368$ per $D/B' \leq 1$									
quindi $dc0 = 1.368$									
$dc0 = 1.297$ per $D/B' > 1$									
<i>Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna</i>									
$gc0 = 1.000$ $gq0 = 1.000$									
<i>Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione</i>									
$bc = 1.000$									
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$Q_{lim} =$	774 kN/mq	=> 50726 kN						
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R =$	1.00							
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	$Q_{RD} =$	774 kN/mq	=> 50726 kN						
VERIFICA SODDISFATTA!!									

La verifica risulta soddisfatta.

7.2.3 Approccio 1 – Combinazione 2 (SLU-GEO)

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI									
CONDIZIONI NON DRENATE		$Q_{lim} = 5.14 \cdot CU \cdot sc0 \cdot dc0 \cdot ic0 \cdot bc0 \cdot gc0 + q \cdot gq0$							
<i>D.M. 14/01/2008: Verifica a lungo termine in condizioni non drenate</i>									
Approccio 1 - Comb 2	(A2 + M2 + R2)	azioni incrementate, parametri geotecnici ridotti, resistenze ridotte	=>						
			<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>$\gamma_{M,CU}$</td> <td>=</td> <td>1.40</td> </tr> <tr> <td>γ_R</td> <td>=</td> <td>1.00</td> </tr> </table>	$\gamma_{M,CU}$	=	1.40	γ_R	=	1.00
$\gamma_{M,CU}$	=	1.40							
γ_R	=	1.00							
<i>Caratteristiche geotecniche terreno</i>									
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	CU_{eq} (kN/m ²)	=	130.00						
	$C_{ueq,VER}$ (kN/m ²)	=	92.86						
<i>Geometria della fondazione</i>									
Dimensione minore fondazione	B (m)	=	4.00						
Dimensione maggiore fondazione	L (m)	=	24.10						
Affondamento della fondazione	D (m)	=	2.50						
Inclinazione intradosso fondazione	α (°)	=	0.00						
Inclinazione piano campagna	β (°)	=	0.00						
<i>Carichi di verifica</i>									
Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN)	=	15728						
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN)	=	6306						
Momento flettente in direzione B	MB (kNm)	=	14405						
Momento flettente in direzione L	ML (kNm)	=	0.00						
Eccentricità in direzione B	EB (m)	=	0.92						
Eccentricità in direzione L	EL (m)	=	0.00						
<i>Dati di calcolo</i>									
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m)	=	2.17						
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m)	=	24.10						
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m ²)	=	47.50						
<i>Coefficienti correttivi</i>									
<i>Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)</i>									
$m = 1.91 = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$									
$ic0 = 0.517$									
<i>Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione</i>									
$sc0 = 1.018$									
<i>Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)</i>									
$D/B' = 1.153$									
$dc0 = 1.461$ per $D/B' \leq 1$									
quindi $dc0 = 1.343$									
$dc0 = 1.343$ per $D/B' > 1$									
<i>Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna</i>									
$gc0 = 1.000$		$gq0 = 1.000$							
<i>Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione</i>									
$bc = 1.000$									
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$Q_{lim} =$	385 kN/mq	=> 20098 kN						
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R =$	1.00							
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	$Q_{RD} =$	385 kN/mq	=> 20098 kN						
VERIFICA SODDISFATTA!!									

La verifica risulta soddisfatta.

7.2.4 Approccio 1 – Combinazione 2 (SIS-GEO)

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI									
CONDIZIONI NON DRENATE		$Q_{lim} = 5.14 \cdot CU \cdot sc0 \cdot dc0 \cdot ic0 \cdot bc0 \cdot gc0 + q \cdot gq0$							
<i>D.M. 14/01/2008: Verifica a lungo termine in condizioni non drenate</i>									
Approccio 1 - Comb 2	(A2 + M2 + R2)	azioni incrementate, parametri geotecnici ridotti, resistenze ridotte	=>						
			<table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>$\gamma_{M,CU}$</td> <td>=</td> <td>1.40</td> </tr> <tr> <td>γ_R</td> <td>=</td> <td>1.00</td> </tr> </table>	$\gamma_{M,CU}$	=	1.40	γ_R	=	1.00
$\gamma_{M,CU}$	=	1.40							
γ_R	=	1.00							
<i>Caratteristiche geotecniche terreno</i>									
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	CU_{eq} (kN/m ²)	=	130.00						
	$C_{ueq,VER}$ (kN/m ²)	=	92.86						
<i>Geometria della fondazione</i>									
Dimensione minore fondazione	B (m)	=	4.00						
Dimensione maggiore fondazione	L (m)	=	24.10						
Affondamento della fondazione	D (m)	=	2.50						
Inclinazione intradosso fondazione	α (°)	=	0.00						
Inclinazione piano campagna	β (°)	=	0.00						
<i>Carichi di verifica</i>									
Carico verticale agente sulla fondazione	N (kN)	=	15510						
Carico orizzontale agente sulla fondazione	H (kN)	=	6509						
Momento flettente in direzione B	MB (kNm)	=	13944						
Momento flettente in direzione L	ML (kNm)	=	0.00						
Eccentricità in direzione B	EB (m)	=	0.90						
Eccentricità in direzione L	EL (m)	=	0.00						
<i>Dati di calcolo</i>									
Dim. minore fondazione efficace equivalente	B' (m)	=	2.20						
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	L' (m)	=	24.10						
Azione laterale stabilizzante	q (kN/m ²)	=	47.50						
<i>Coefficienti correttivi</i>									
<i>Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)</i>									
$m = 1.91 = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$									
$ic0 = 0.509$									
<i>Fattore correttivo dipendente dalla forma della fondazione</i>									
$sc0 = 1.018$									
<i>Fattore correttivo dipendente dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)</i>									
$D/B' = 1.135$									
$dc0 = 1.454$ per $D/B' \leq 1$									
quindi $dc0 = 1.339$									
$dc0 = 1.339$ per $D/B' > 1$									
<i>Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna</i>									
$gc0 = 1.000$ $gq0 = 1.000$									
<i>Fattore correttivo dipendente dall'inclinazione dell'intradosso fondazione</i>									
$bc = 1.000$									
CAPACITA' PORTANTE LIMITE		$Q_{lim} = 379$ kN/mq	=> 20101 kN						
COEFFICIENTE DI SICUREZZA		$\gamma_R = 1.00$							
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO		$Q_{RD} = 379$ kN/mq	=> 20101 kN VERIFICA SODDISFATTA!!						

La verifica risulta soddisfatta.

7.3 VERIFICA A SCORRIMENTO

7.3.1 Approccio 1 – Combinazione 1 (SLU-STR)

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	5252	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	9347	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	9347	kN
VERIFICA SODDISFATTA!!			

La verifica risulta soddisfatta.

7.3.2 Approccio 1 – Combinazione 1 (SIS-STR)

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	5155	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	8523	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	8523	kN
VERIFICA SODDISFATTA!!			

La verifica risulta soddisfatta.

7.3.3 Approccio 1 – Combinazione 2 (SLU-GEO)

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	6306	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	4852	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	4852	kN
			VERIFICA NON SODDISFATTA

La verifica non risulta soddisfatta. Come previsto al cap. 6.5.3.1.1 del D.M. 17/01/2018, tenuto conto del forte affondamento della fondazione rispetto al piano campagna, ed alla conseguente effettiva permanenza del corrispondente contributo resistente, si considera nella verifica un'aliquota pari al 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro.

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	6306	kN
SPINTA PASSIVA TERRENO ANTISTANTE			
Peso specifico efficace el terreno antistante	γ'_{ric} =	19	kN/m ³
Angolo di attrito del terreno antistante	$\phi' =$	35	°
	$\phi'_{VER} =$	29.26	°
Coefficiente di spinta passiva	$K_p =$	2.91	
Altezza di spinta (affondamento fondazione)	H =	2.50	m
Spinta passiva totale	$S_p =$	4166	kN
Aliquota spinta passiva assunta	A =	50%	%
Coefficiente parziale per le azioni (A2-GEO)	$\gamma_{E,G1} =$	1.00	
Spinta passiva considerata nella verifica	$S_{p,VER} =$	2083	kN
AZIONE ORIZZONTALE DI VERIFICA	H_{VER} (kN) =	4223	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	4852	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	4852	kN
			VERIFICA SODDISFATTA!!

La verifica risulta soddisfatta.

7.3.4 Approccio 1 – Combinazione 2 (SIS-GEO)

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	6509	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	4928	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	4928	kN
			VERIFICA NON SODDISFATTA

La verifica non risulta soddisfatta. Come previsto al cap. 6.5.3.1.1 del D.M. 14/01/2008, tenuto conto del forte affondamento della fondazione rispetto al piano campagna, ed alla conseguente effettiva permanenza del corrispondente contributo resistente, si considera nella verifica un'aliquota pari al 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro.

VERIFICA A SCORRIMENTO			
CARICO ORIZZONTALE AGENTE	H (kN) =	6509	kN
SPINTA PASSIVA TERRENO ANTISTANTE			
Peso specifico efficace el terreno antistante	γ'_{ric} =	19	kN/m ³
Angolo di attrito del terreno antistante	Φ' =	35	°
	Φ'_{VER} =	29.26	°
Coefficiente di spinta passiva	K_p =	2.91	
Altezza di spinta (affondamento fondazione)	H =	2.50	m
Spinta passiva totale	S_p =	4166	kN
Aliquota spinta passiva assunta	A =	0.50	
Coefficiente parziale per le azioni (A2-GEO)	$\gamma_{F,G}$ =	1.00	
Spinta passiva considerata nella verifica	$S_{p,VER}$ =	2083	kN
AZIONE ORIZZONTALE DI VERIFICA	H_{VER} (kN) =	4426	kN
AZIONE DI TAGLIO LIMITE	T lim =	4928	kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	γ_R =	1.00	
TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO	T RD =	4928	kN
VERIFICA SODDISFATTA!!			

La verifica risulta soddisfatta.