

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

69 T - SOTTOVIA - VIA ZANARDI - 10+828

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										ORDINATORE	
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	O04	ST069	FND00	R	APE	0812	-2	SCALA -

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

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

Sommario

1	INTRODUZIONE	5
1.1	DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI	5
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
1.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
1.3.1	Strutture di nuova realizzazione	7
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	8
1.5	CONVENZIONI GENERALI	8
1.5.1	Unità di misura	8
1.5.2	Convenzioni di segno	8
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
3	CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO	11
3.1	PREMESSA	11
3.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI	11
3.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	11
3.2.2	Stima della capacità portante	12
3.2.3	Verifica a scorrimento	15
3.3	FONDAZIONI SU PALI	15
3.3.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	15
3.3.2	Resistenza di pali soggetti a carichi assiali	16
3.3.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali	18
3.4	VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI	23
3.5	PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE	25
4	FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	26
4.1	AZIONI DI CALCOLO	26
4.2	MODELLO DI CALCOLO	27
4.3	ANALISI GEOTECNICA	31
4.3.1	Sollecitazioni di calcolo	31
4.3.2	Verifica geotecnica	31
4.4	ANALISI STRUTTURALE	34
4.4.1	Sollecitazioni di calcolo	34
4.4.2	Verifica strutturale	35
5	FONDAZIONE PILA – AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	39
5.1	AZIONI DI CALCOLO	40
5.1.1	Pila lato Nord	40
5.1.2	Pila lato Sud	44
5.2	MODELLO DI CALCOLO	48
5.3	ANALISI GEOTECNICA	53
5.3.1	Sollecitazioni di calcolo	53
5.3.2	Verifica geotecnica	54
5.4	ANALISI STRUTTURALE	56
5.4.1	Sollecitazioni di calcolo	56
5.4.2	Verifica strutturale	57
6	ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	58
6.1	CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI-SPOSTAMENTI	58
6.1.1	Azioni agenti sui tiranti e in fondazione	61
6.1.2	Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle	61

7	FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	63
7.1	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	63
7.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	64
8	FONDAZIONE PILA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	65
8.1	AZIONI DI CALCOLO	66
8.1.1	<i>Pila lato Nord</i>	66
8.1.2	<i>Pila lato Sud</i>	70
8.2	MODELLO DI CALCOLO	74
8.3	ANALISI GEOTECNICA	79
8.3.1	<i>Sollecitazioni di calcolo</i>	79
8.3.2	<i>Verifica geotecnica</i>	80
8.4	ANALISI STRUTTURALE	82
8.4.1	<i>Sollecitazioni di calcolo</i>	82
8.4.2	<i>Verifica strutturale</i>	83
9	ANALISI GEOTECNICA MURI ANDATORI CARREGGIATA NORD - (NUOVA REALIZZAZIONE)	84

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. CONVENZIONI DI SEGNO - GROUP	8
TABELLA 2-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO.....	9
TABELLA 2-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA.....	9
TABELLA 2-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	9
TABELLA 2-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B).....	9
TABELLA 2-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A')	10
FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2018)	12
FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2018)	12
FIGURA 3-3. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI STR E GEO DI MURI DI SOSTEGNO (TAB.6.5.I DELLE NTC2018)	12
FIGURA 3-4. FONDAZIONE EFFICACE EQUIVALENTE NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE	14
FIGURA 3-5. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TAB.6.4.II DELLE NTC2018)	16
FIGURA 3-6. FATTORI DI CORRELAZIONE Ξ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (TAB.6.4.IV DELLE NTC2018).....	16
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977)	18
FIGURA 3-8. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	24
TABELLA 4-1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA	26
FIGURA 4-1. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE	27
FIGURA 4-2. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z	27
FIGURA 4-3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI	28
FIGURA 4-4. PARAMETRI DEI PALI IN GROUP	29
FIGURA 4-5. DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP	29
FIGURA 4-6. CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO	30
FIGURA 4-7. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE (COMBINAZIONE 9)	31
FIGURA 4-8. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI TRAZIONE (COMBINAZIONE 10).....	31
FIGURA 4-9. RIEPILOGO STRATIGRAFIA PER VERIFICA CARICO LIMITE	31
FIGURA 4-10. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI	33
FIGURA 4-11. MASSIME SOLLECITAZIONI FLESSIONALI (COMBINAZIONE 9)	34
FIGURA 4-12. MASSIME SOLLECITAZIONI DI TAGLIO (COMBINAZIONE 9)	34
FIGURA 4-13. VERIFICA TENSO-FLESSIONALE _SLV	35
FIGURA 4-14. METODO DI CLARKE E BIRJANDI - CALCOLO SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE.	36
FIGURA 4-15. VERIFICA A TAGLIO.....	37
FIGURA 5-1. PILA – PIANTE FONDAZIONI	39
FIGURA 5-2. PILA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE.....	48
FIGURA 5-3. PILA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z.....	48
FIGURA 5-4. PILA - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE MICROPALI.....	49
FIGURA 5-5. PILA - PARAMETRI DEI MICROPALI IN GROUP	49
FIGURA 5-6. PILA - DISPOSIZIONE DEI MICROPALI IN GROUP	50
FIGURA 5-7. PILA - CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO.....	52
FIGURA 5-8. AZIONI ASSIALI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA – SLU	53
FIGURA 5-9. AZIONI ASSIALI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA - SLV	53
FIGURA 5-10. AZIONI FLETTENTI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA – SLU.....	56
FIGURA 5-11. AZIONI TAGLIANTI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA – SLU	56
FIGURA 6-1. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI-SPALLA	60
FIGURA 8-1. PILA – PIANTE FONDAZIONI	65
FIGURA 8-2. PILA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-X.....	74
FIGURA 8-3. PILA - MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z.....	75
FIGURA 8-4. PILA - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI.....	75
FIGURA 8-5. PILA - PARAMETRI DEI PALI IN GROUP	75
FIGURA 8-6. PILA - DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP	76

FIGURA 8-7. PILA - CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO.....	78
FIGURA 8-8. AZIONI ASSIALI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA – SLU	79
FIGURA 8-9. AZIONI ASSIALI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA - SLV	79
FIGURA 8-10. AZIONI FLETTENTI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA – SLV.....	82
FIGURA 8-11. AZIONI TAGLIANTI DI CALCOLO SULLA PALIFICATA – SLV	82

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 Agucchi nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. L'opera è denominata 66T e ubicata indicativamente alla progressiva km 10+500.

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

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

Non vengono riportate verifiche in merito all'Ampliamento 1 (eseguito negli anni 2003-2004) in quanto nell'ambito di tale intervento venne ampliato unicamente l'impalcato (per una larghezza di 0.32 m per ciascuna carreggiata) senza necessità di interventi sulle strutture di fondazione e sottofondazione di pila e spalle.

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

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

1.1 DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI

Le fondazioni delle spalle sono così realizzate.

SPALLE:

AMPLIAMENTO 2

Fondazione indiretta
 Lunghezza pali: 28m
 Diametro del perforo: Ø1000mm

AMPLIAMENTO 1

Nessun intervento sulle spalle

ORIGINARIA

Fondazione diretta

PILA:

AMPLIAMENTO 2

Fondazione indiretta
 Lunghezza micropali: 27m
 Diametro del perforo: Ø240mm
 Armatura: Ø177.80mm – sp.12.50mm

AMPLIAMENTO 1

Nessun intervento sulla pila

ORIGINARIA

Fondazione diretta

Rinforzo con fondazione indiretta
 Lunghezza micropali: 20m
 Diametro del perforo: Ø240mm
 Armatura: Ø177.80mm – sp.16mm

MURI D'ALA: AMPLIAMENTO 2
 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 pali/micropali: C25/30

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

Micropali / ancoraggi passivi: carpenteria metallica

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

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

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

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

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

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

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

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

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

$$u_s = 0.3$$

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

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

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

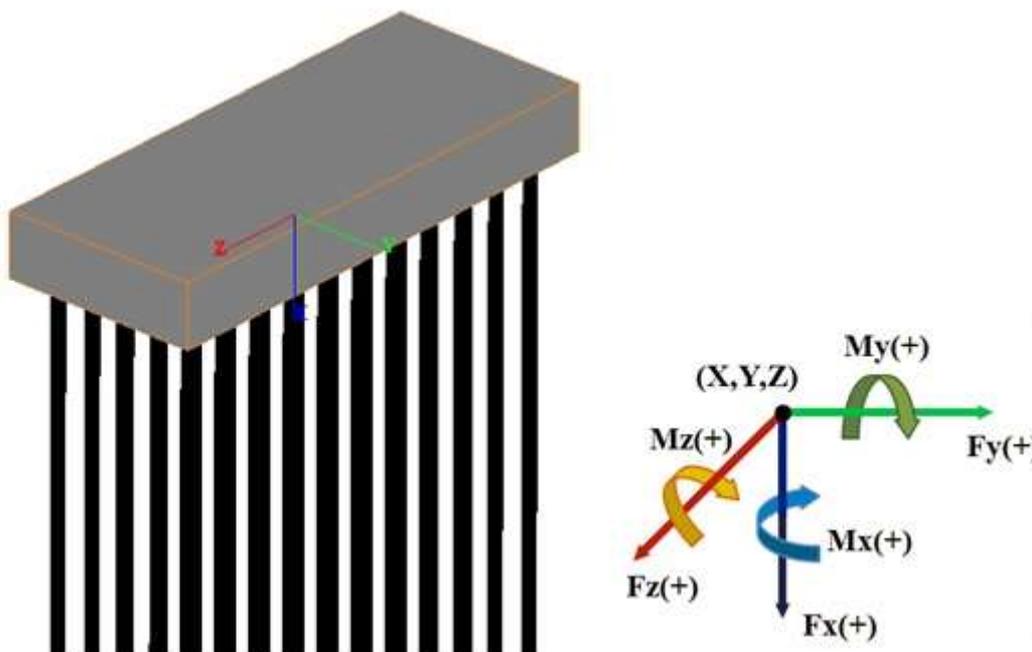


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

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.

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

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
S101pz	1986	10+463	36.90	20.00	-
PZ-PB2	2016	10+525	36.50	3.50	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);
TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante).
CH = tubo per misure Cross-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
36.90	0.0 ÷ 4.40	Limo argilloso	A	-	Tabella 2-3
	4.40 ÷ 8.50	Ghiaia e sabbia	B	-	Tabella 2-4
	8.50 ÷ 11.30	Limo argilloso	A'	-	Tabella 2-5
	11.30 ÷ 20.00	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	---	---	---	---	---	---

Tabella 2-5. 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	30 +(z-3)	20
γ	=	peso di volume del terreno			CR	=	angolo di resistenza al taglio			
c'	=	coesione efficace			RR	=	modulo di elasticità			
ϕ	=	angolo di resistenza al taglio			C_v	=	coeff. di consolidazione verticale			
E'	=	modulo di elasticità			C_u	=	coesione non drenata			
σ'_{pre}	=	tensione di preconsolid.			E_u	=	mod. di elasticità in condiz. non drenate			

3 CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO

3.1 PREMESSA

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

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

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

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

dove

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

R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

3.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

3.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.2.2 Stima della capacità portante

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

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

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

- Fattori di capacità portante:

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

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

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

- Fattori correttivi di forma:

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

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

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

- Fattori correttivi di profondità:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

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

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

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

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

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

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

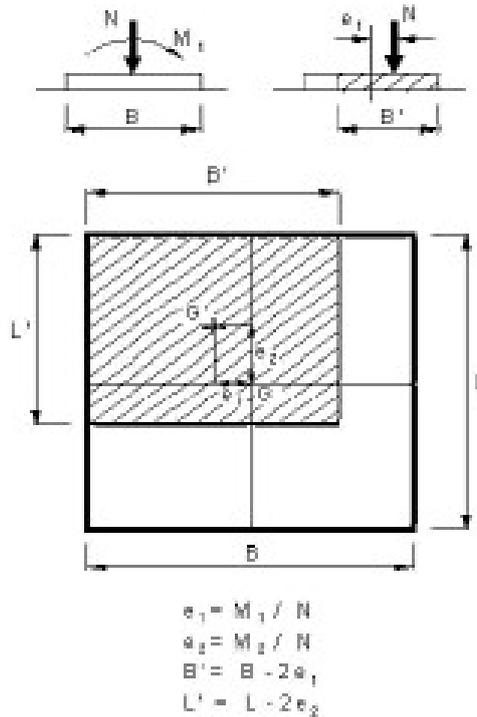


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

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

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

e il carico limite è dato da:

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

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

- Fattori correttivi di forma:

Valgono le stesse formulazioni utilizzate per le condizioni drenate

- Fattori correttivi di profondità (Vesic, 1975):

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

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

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

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

3.2.3 Verifica a scorrimento

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

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

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

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

3.3 FONDAZIONI SU PALI

3.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.3.2 Resistenza di pali soggetti a carichi assiali

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

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

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

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

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

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

con

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

compressione

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

trazione

dove:

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

Portata di base

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

Portata laterale

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

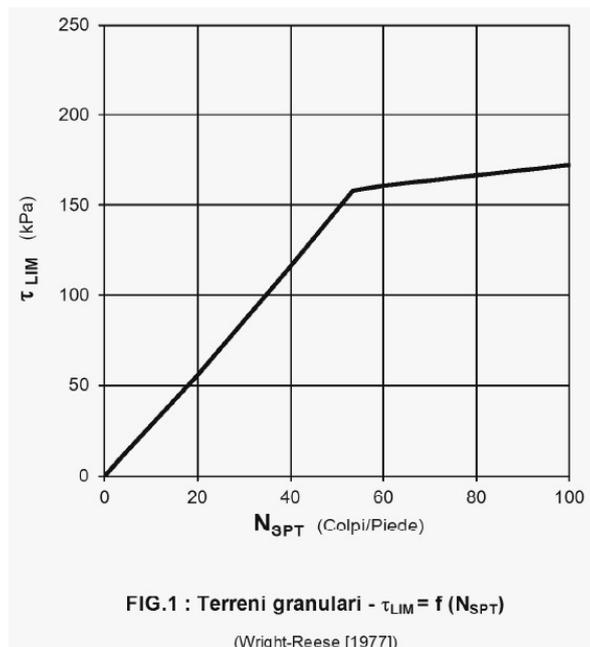


Figura 3-7. Terreni granulari – $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

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

dove:

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

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

3.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

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

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

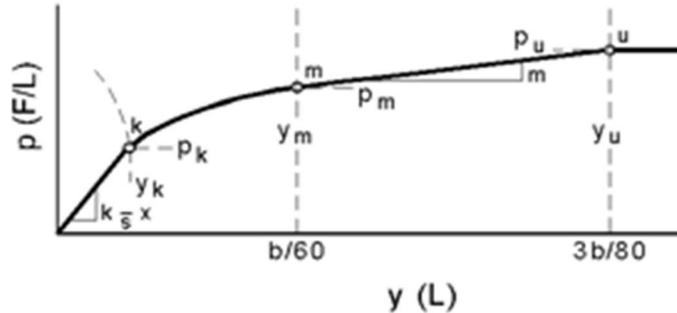
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

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

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

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

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



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

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

$$p_{u2} = K_B \cdot D \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^2 \beta - 1) + K_0 \cdot D \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

- Q_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
- β $45 + \phi/2$
- α $\phi/2$
- D diametro del palo
- K_a $\tan^2(45 + \phi/2)$
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

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

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

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

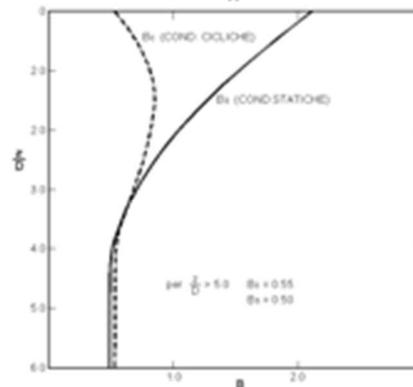
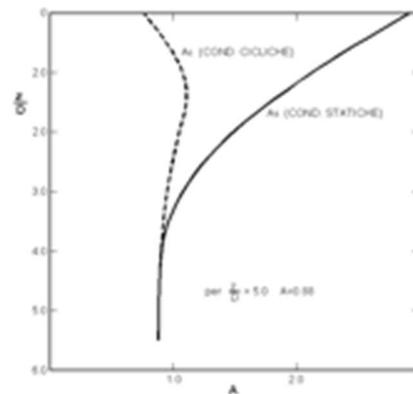
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

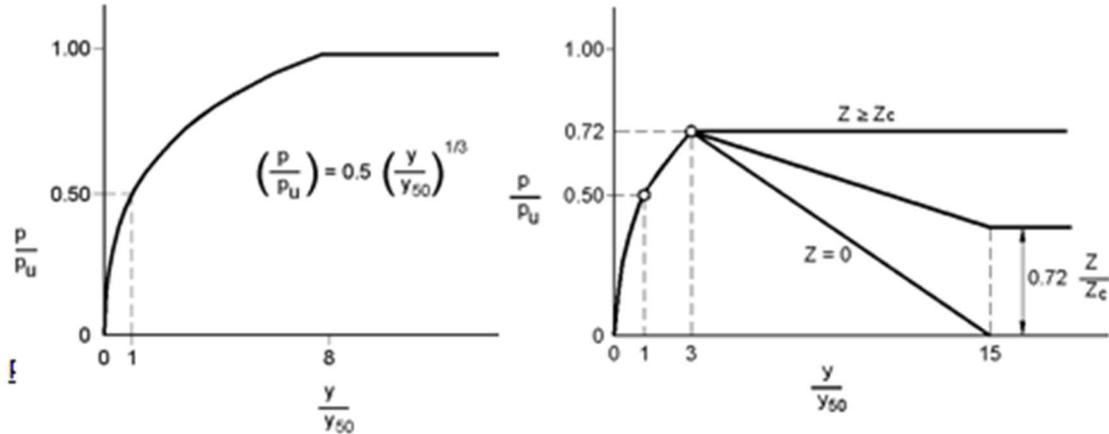
dove:

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

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



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



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

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

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

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

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

dove:

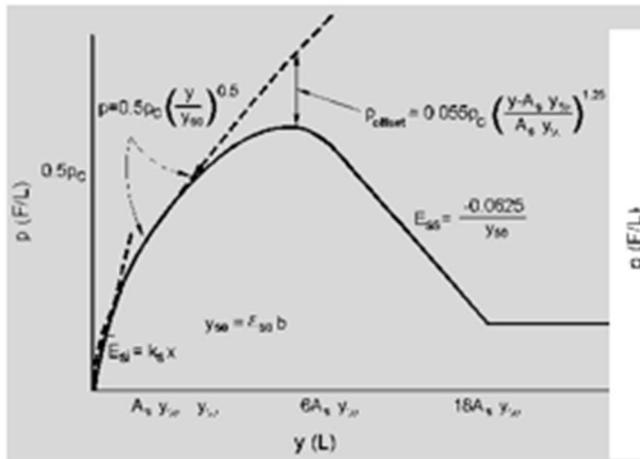
- p_{u1} resistenza laterale unitaria ultima
- σ' pressione geostatica verticale efficace alla quota z
- c_u coesione non drenata
- z profondità da p.c.
- D diametro del palo
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale
- y spostamento orizzontale
- y_{50} spostamento orizzontale per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

per carichi ciclici

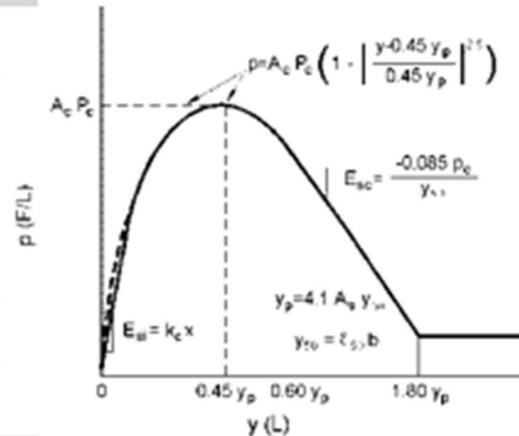
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

$$\gamma' = \text{peso di volume efficace}$$

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



Carichi statici



Carichi ciclici

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

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

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

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

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

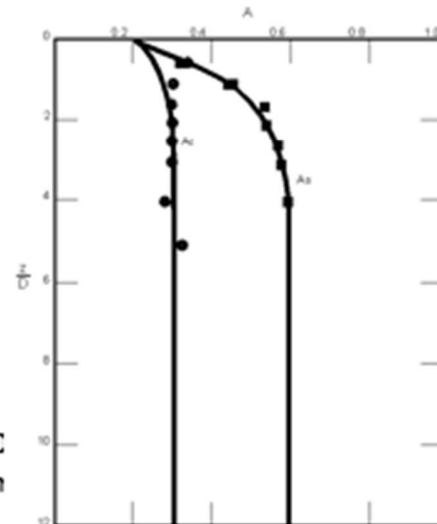
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=C$

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

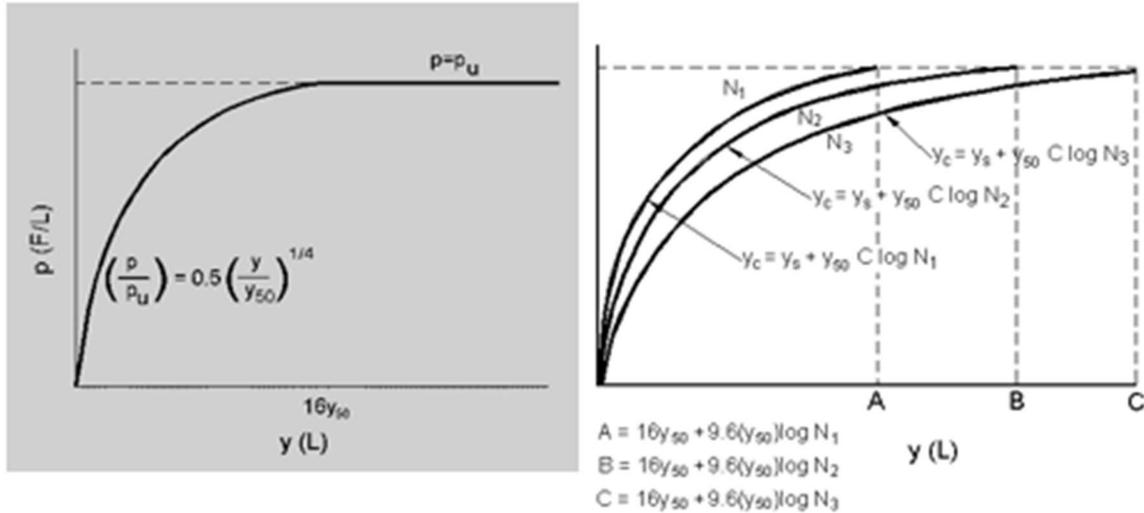
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

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:

c_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_u pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

3.4 VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI

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

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

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

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

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

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

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

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

dove

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

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

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

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

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

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

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

Si avrà infatti:

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

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

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

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

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

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

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

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

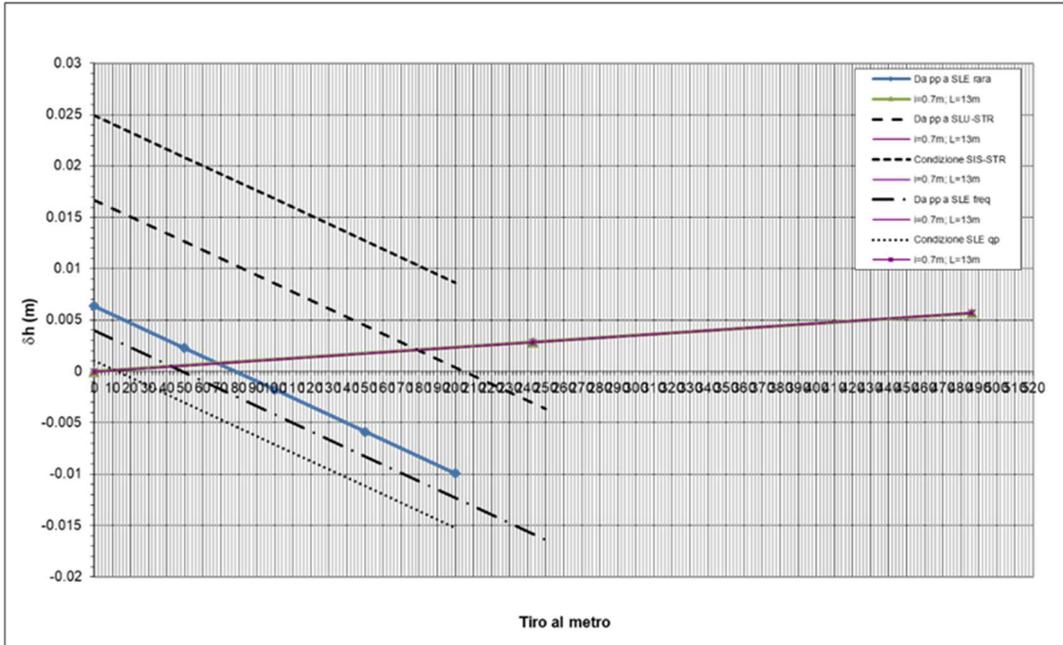


Figura 3-8. Curve caratteristiche tiranti passivi

3.5 PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE

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

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

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

dove:

$D = \alpha \cdot \phi_{\text{perf}}$ diametro efficace ottenuto a seguito dell'iniezione (nel caso in esame è stato considerato un valore di α pari a 1.0);

ϕ_{perf} diametro nominale della perforazione;

L lunghezza del bulbo di ancoraggio;

τ aderenza limite bulbo-terreno.

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

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

dove:

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

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

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

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

4 FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

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.

	DESCRIZIONE	COMBINAZIONE	Rx [kN]	Ry [kN]	Mz [kNm]
Massimizzazione compressione	no traffico	1	33920	12844	-30042
	traffico 1	2	36313	12844	-28701
	traffico 2a	3	35488	13062	-30759
	traffico 2a config 2	4	34188	13062	-31487
Massimizzazione trazione	no traffico	5	26745	12844	-30936
	traffico 1	6	29138	12844	-29595
	traffico 2a	7	28313	13062	-31653
	traffico 2a config 2	8	27012	13062	-32381
sisma	Traffico +	9	31079	22846	-86882
	Traffico -	10	23119	21766	-86983
Rara	no traffico	11	26745	9514	-17882
	traffico 1	12	28518	9514	-16889
	traffico 2a	13	27906	9676	-18414
	neve dominante	14	26943	9676	-18953
frequente	no traffico	15	26745	9149	-15968
	traffico 1	16	27906	9149	-15317
quasi permanente	no traffico	17	26745	8345	-11756
	traffico 1	18	27099	8345	-11557

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

4.2 MODELLO DI CALCOLO

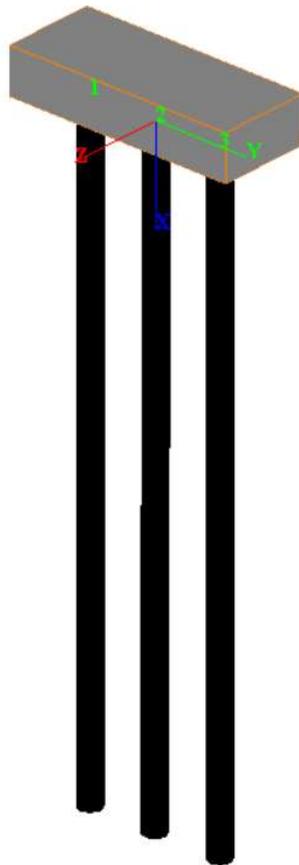


Figura 4-1. Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

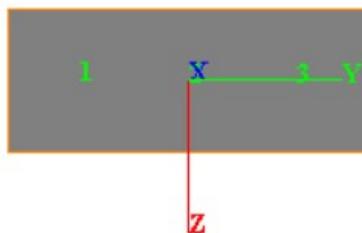


Figura 4-2. Modello di calcolo palificata: piano y-z

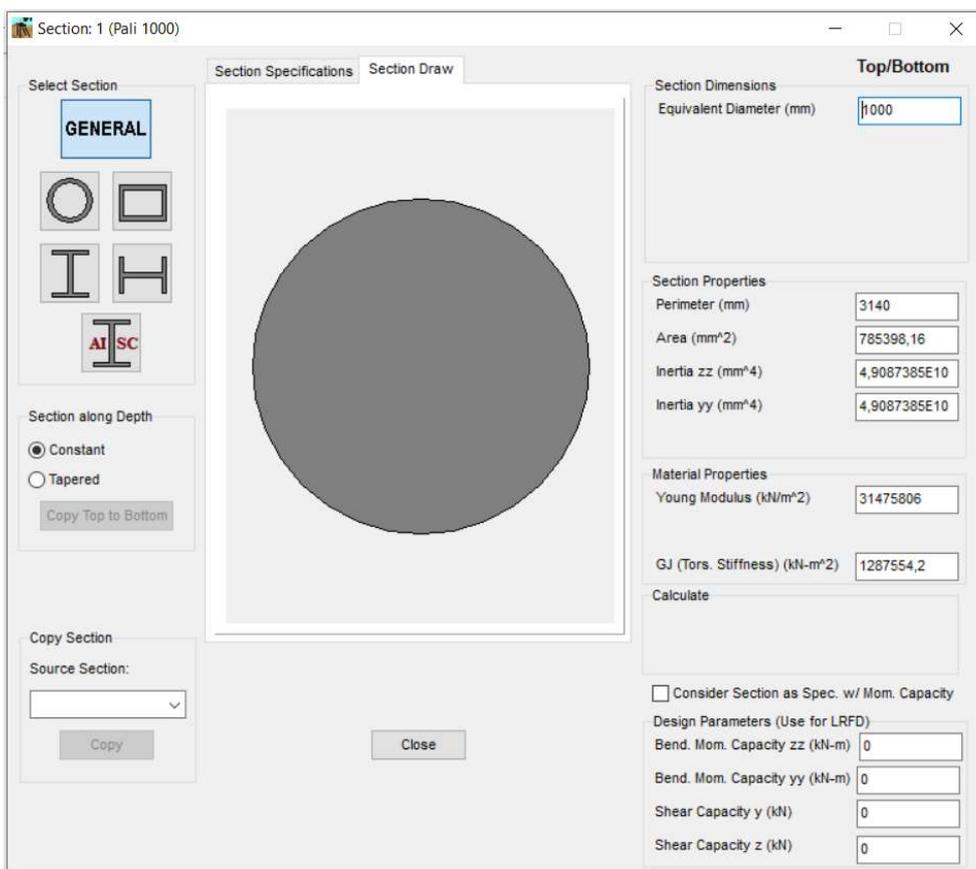
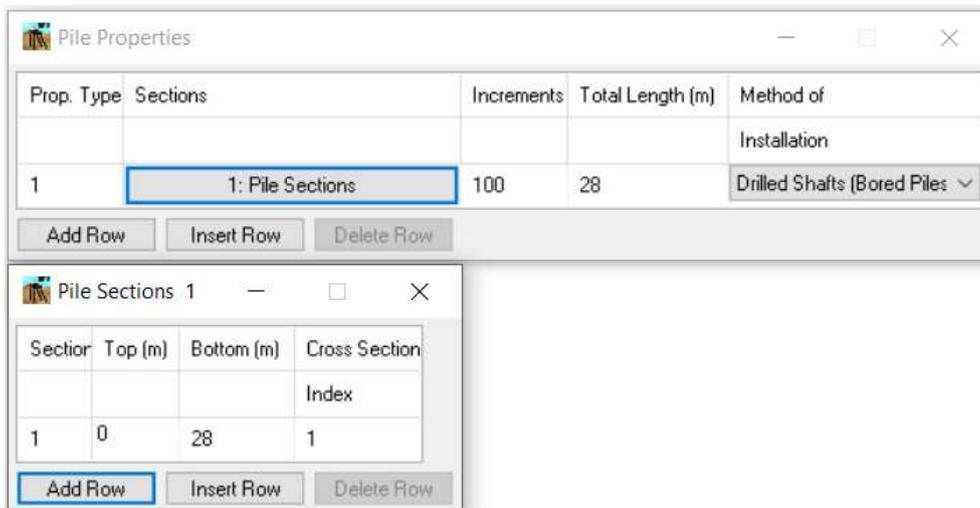


Figura 4-3. Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali



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

Figura 4-4. Parametri dei pali in GROUP

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

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

Figura 4-5. Disposizione dei pali in GROUP

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Sand (Reese)	0	3,4	1: Sand (Reese, et al.)
2	Silt (cemented c-phi)	3,4	6,2	2: Cemented c-phi Soil
3	Sand (Reese)	6,2	30	3: Sand (Reese, et al.)

Add Row Insert Row Delete Row

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle, (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	38	50000	26	4000
2	10	38	50000	37	4000

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.
 p-y Modulus, k:
 - Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.
 - Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.
 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.
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	9	61	26	20000	0,007	37	628
2	9	63	26	20000	0,007	38	684

This p-y model requires non-zero values for both cohesion and friction angle.
 A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.
 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.
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle, (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	38	50000	57	4000
2	10	38	50000	150	4000

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.
 p-y Modulus, k:
 - Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.
 - Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.
 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.
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

Figura 4-6. 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.

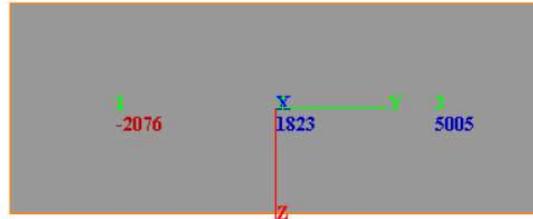


Figura 4-7. Massima sollecitazione assiale di compressione (Combinazione 9)

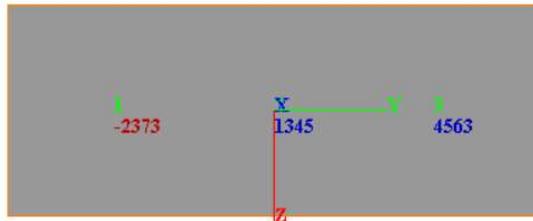


Figura 4-8. Massima sollecitazione assiale di trazione (Combinazione 10)

4.3.2 Verifica geotecnica

Stratigrafia Terreno					
Strato	Q _{INIZIALE} (m)	Q _{FINALE} (m)	Descrizione	sigla	N _{SPT}
B	0	3.4	Ghiaia e Sabbia	B	0
A'	3.4	6.2	Limo Argilloso	A'	0
B	6.2	30	Ghiaia e Sabbia	B	0

N.B.: La quota iniziale 0 coincide con la quota della Testa Pali./Micropali

Figura 4-9. Riepilogo Stratigrafia per verifica carico limite

Verifica Carico Limite Pali/Micropali					
APPROCCIO 1	Pali Trivellati		n°Indagini	ξ3	ξ4
Combinazione 1			1	1.7	1.7
A1 + M1 + R3			2	1.65	1.55
Base			3	1.60	1.48
Laterale Compressione			4	1.55	1.42
Totale			5	1.50	1.34
Laterale Trazione			7	1.45	1.28
			≥10	1.40	1.21
Caratteristiche Pali/ Micropali					
D Perforazione =	1.00	m	Numero di Verticali Indagate		
L Perforazione =	28.0	m	1		
L Bulbo =	28.0	m			
Caratteristiche Terreno					
γ =	19.0	kN/m ³	LIMO ARGILLOSO A, A', A''		
φ =	26.0	°			
γ =	20.0	kN/m ³	GHIAIA E SABBIA B		
φ =	38	°			
Azioni di Calcolo					
N _{Ed} Compressione =	5005	kN			
N _{Ed} Trazione =	2373	kN			
Resistenza di Calcolo					
N _{Rd} Compressione =	5670	kN			
N _{Rd} Trazione =	2934	kN			
Esito della Verifica					
N _{Rd} > N _{Ed}					
N _{Rd}		N _{Ed}			
5670	>	5335			
2934	>	2373			
La Verifica Risulta Soddisfatta					

4.4 ANALISI STRUTTURALE

4.4.1 Sollecitazioni di calcolo

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

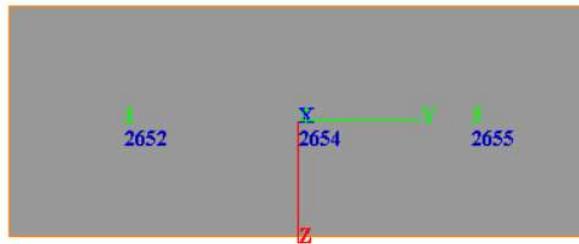


Figura 4-11. Massime sollecitazioni flessionali (Combinazione 9)

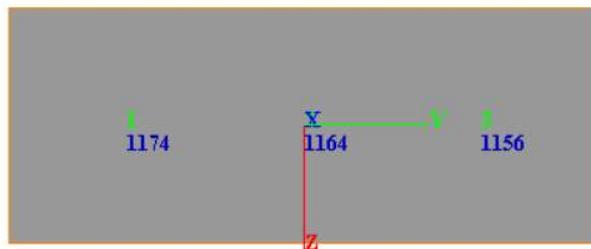


Figura 4-12. Massime sollecitazioni di taglio (Combinazione 9)

4.4.2 Verifica strutturale

- Verifica a flessione

I pali hanno un diametro pari a 100cm e sono armati con 48 barre $\Phi 26$ accoppiate.

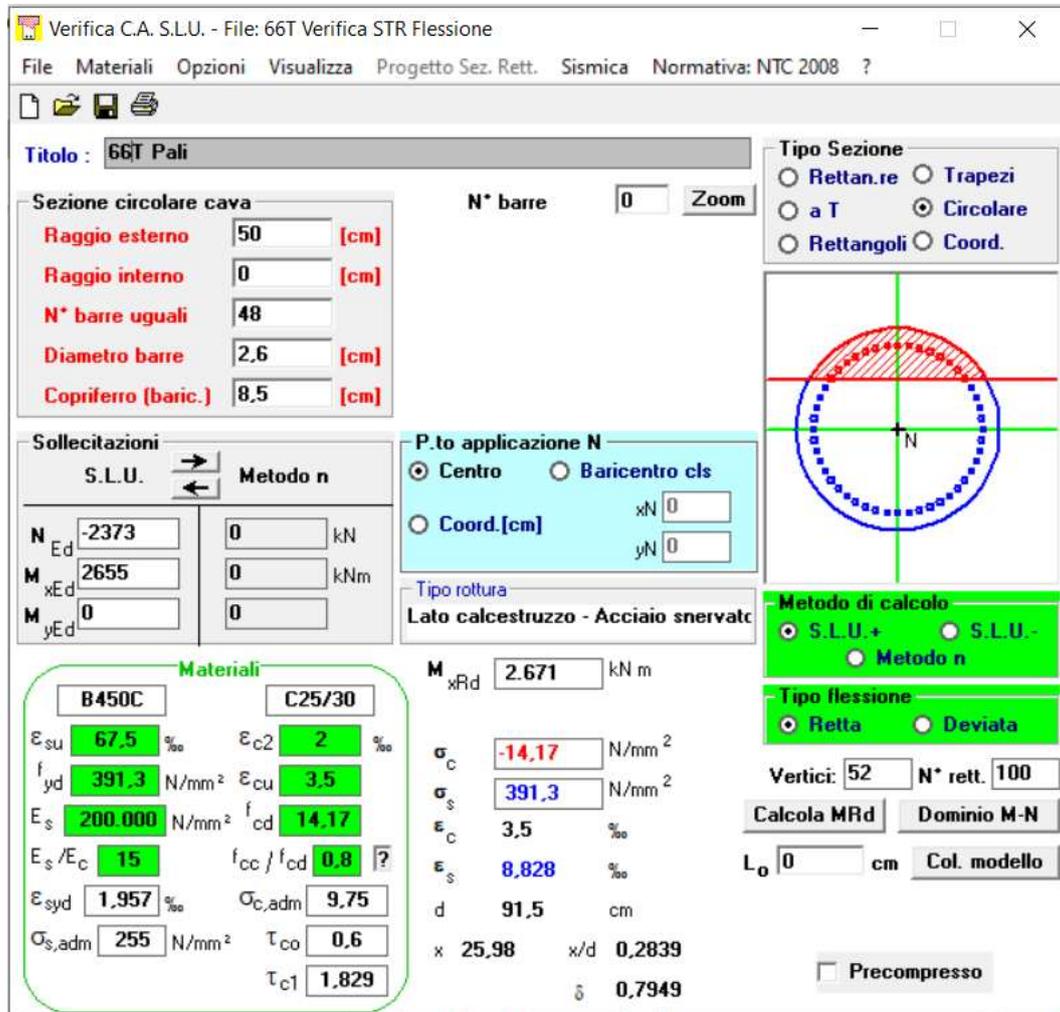


Figura 4-13. Verifica Tenso-flessionale_SLV

- Verifica a taglio

L'armatura trasversale del palo è: $\Phi 14/15\text{cm}$.

METODO DI CLARKE & BIRJANDI			
r	500	mm	raggio sezione circolare
c	85	mm	copriferro
$r_s = r - c$	415	mm	raggio sezione circolare confinata
$\text{sen } \alpha$	0.528	-	$\text{sen } \alpha = (2r_s)/(\pi r)$
α	0.557	rad	
A_{tot}	785398.2	mm ²	Area totale della sezione circolare
A	644028	mm ²	area della sezione rettangolare equivalente $A = r^2(\pi/2 + a + \text{sen } \alpha \cos \alpha)$
PARAMETRI DELLA SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE			
b	843	mm	larghezza equivalente $b = A/d$
h	932	mm	altezza equivalente $h = A_{\text{tot}}/b$
d	764	mm	altezza utile equivalente $d = r(1 + \text{sen } \alpha)$

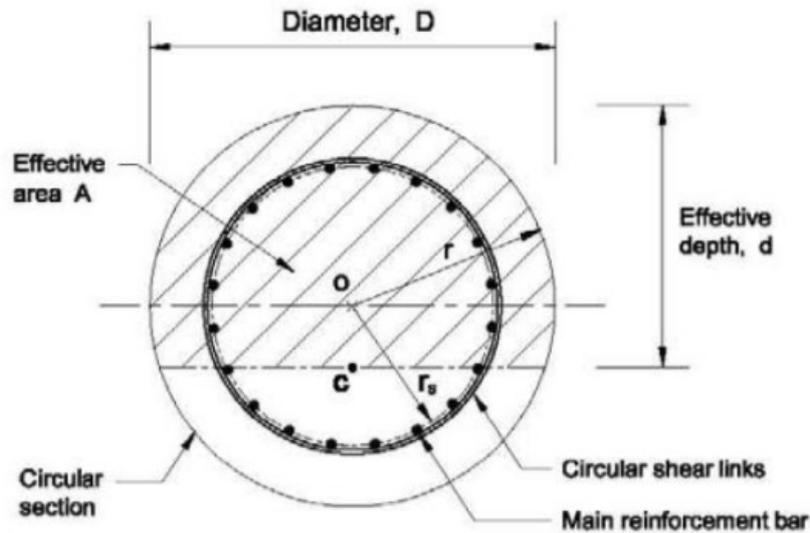


Figura 4-14. Metodo di Clarke e Birjandi - calcolo sezione rettangolare equivalente.

NTC 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
R_{ck} [MPa] =	30	f_{ck} [MPa] =	25
f_{cd} [MPa] =	14.17 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ctk} [MPa] =	1.80		
f_{ctd} [MPa] =	1.20 (c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1.15$)		
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	932	Altezza della sezione	
d [mm] =	764	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	843	Larghezza della membratura resistente a taglio	
α_c =	1	1 per N=0	
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
V_{Rcd} [kN] =	1415.68	Resistenza a compressione bielle =0.9 $b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
A_{sw} [mmq] =	307.88	$\phi 14$ 2br	area staffe
s [mm] =	150		passo staffe
V_{Rsd} [kN] =	1381.08	Resistenza armature = 0.9 d $f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
V_{Rd} [kN] =	1381.08	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}	
V_{Sdu} [kN] =	1174.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	Verificato		

Figura 4-15. Verifica a Taglio

La tabella seguente riassume i risultati delle verifiche sezionali condotte sul palo.

Pali di fondazione						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C25/30	$R_{ck} =$	30	N/mm ²	$f_{ck} =$	25 N/mm ²
$\gamma_c =$	1.5	$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	14.17 N/mm ²
		$E_c =$	31476	N/mm ²	$f_{ctm} =$	2.56 N/mm ²
Acciaio	B450C	$E_s =$	200000	N/mm ²	$f_{yk} =$	450 N/mm ²
$\gamma_s =$	1.15	$\epsilon'_{se} =$	1.96		$f_{yd} =$	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
R =	500	mm		n.	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)
c =	60	mm coprifer.		48	26	25485
						-
N_{Ed} positivo di compressione					Σ	25485 mm ²
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione y distanza dell'armatura dal lembo superiore						
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione rispetto testa palo	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$
SLU-9	0m	-2373.00	2655.00	1174.00	2671.00	1.01
Taglio						
$\phi_{staffe} =$	14	mm	$\alpha =$	90	° inclinazione staffa	
$n_b =$	2	n° braccia	s =	150	mm passo	
Combinazione	posizione rispetto testa palo	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$
SLU-9	0m	428.82	1381.08	1415.68	1381.08	1.18
Verifiche agli Stati Limite Esercizio						
Comb. Rara		$\sigma_{c,max} =$	15.00	N/mm ²		
		$\sigma_{s,max} =$	360.00	N/mm ²		
Comb. Quasi Permanente		$\sigma_{c,max} =$	11.25	N/mm ²		
Combinazione	posizione rispetto testa palo	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
RARA-14	0m	391.00	972.00	8.00	145.10	
QP-17	0m	648.00	815.00	6.87	108.80	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie		armatura	poco sensibile		
Comb. Frequente		$w_{lim} =$	0.4	mm		
		$\sigma_s =$	220	N/mm ²		
Combinazione	posizione rispetto testa palo	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
FREQ-15	0m	490.00	910.00	7.55	130.80	
Comb. Quasi permanente		$w_{lim} =$	0.3	mm		
		$\sigma_s =$	194	N/mm ²		
Combinazione	posizione rispetto testa palo	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	
QP-17	0m	648.00	815.00	6.87	108.80	

5 FONDAZIONE PILA – AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

La palificata di fondazione delle pile presenta le seguenti caratteristiche:

- Lunghezza micropali: 27m
- Diametro del perforo: Ø240mm
- Armatura: Ø177.80mm – sp.12.50mm

Lato nord:

- Numero file micropali in direzione trasversale 21
- Interasse micropali in direzione trasversale 0.80m
- Numero file micropali in direzione longitudinale 8
- Interasse micropali in direzione longitudinale 0.72m

Lato sud:

- Numero file micropali in direzione trasversale 12
- Interasse micropali in direzione trasversale 0.80m
- Numero file micropali in direzione longitudinale 8
- Interasse micropali in direzione longitudinale 0.72m

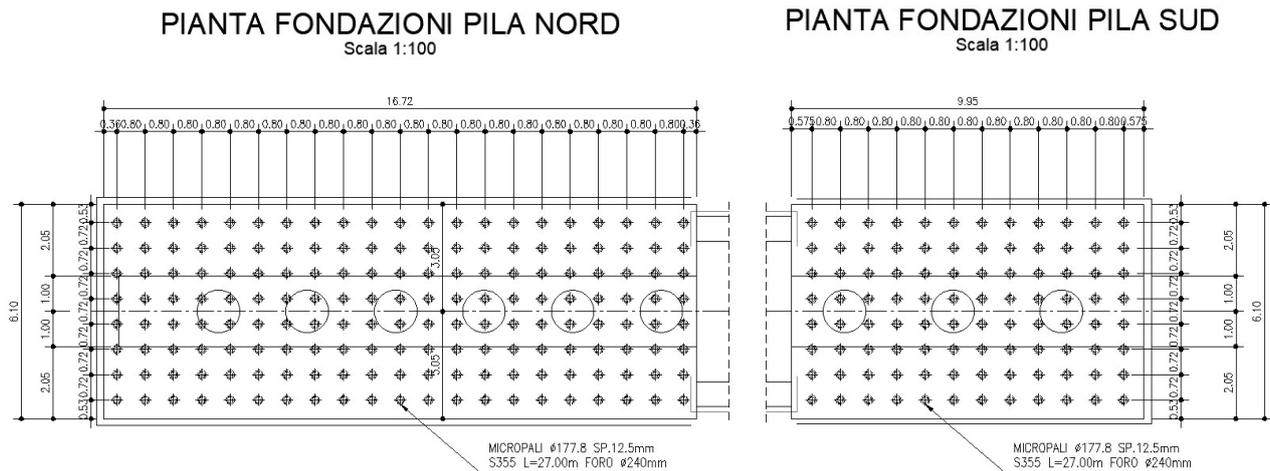


Figura 5-1. Pila – Pianta fondazioni

Dato che la pila presenta rigidezza nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale, le verifiche della palificata di fondazione sono condotte solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale. Dato, inoltre, che l'interasse tra le file di micropali in direzione trasversale è costante (0.80m) l'analisi viene condotta su una larghezza di palificata pari all'interasse tra i micropali (0.80m).

5.1 AZIONI DI CALCOLO

I seguenti tabulati riportano l'analisi dei carichi e le sollecitazioni di calcolo agenti in fondazione rispettivamente per la pila lato Nord e Sud. Le verifiche saranno poi condotte in riferimento alle sollecitazioni di calcolo più sfavorevoli.

5.1.1 Pila lato Nord

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO E GRAVANTI SULLA PILA			
n_{imp}	2.00	[-]	n° impalcati
Carichi permanenti strutturali			
Travi esistenti			
Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio
A	0.00	[m ²]	area della sezione
L	0.00	[m]	lunghezza
n	0.00	[-]	n° travi
P_i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	0	[kN]	carico su pila
Travi nuova realizzazione			
Y	78.50	[kN/m ³]	peso proprio
A	0.06	[m ²]	area della sezione
L	16.40	[m]	lunghezza
n	9.00	[-]	n° travi
P_i	331	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	662	[kN]	carico su pila
Soletta esistente			
Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	0.00	[m]	spessore
B	0.00	[m]	larghezza
L	0.00	[m]	lunghezza
n	0.00	[-]	n°
P_i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	0	[kN]	carico su pila
Soletta di nuova realizzazione			
Y	25.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	0.25	[m]	spessore
B	16.01	[m]	larghezza
L	17.22	[m]	lunghezza
n	1.00	[-]	n°
P_i	861	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	1722	[kN]	carico su pila
Cordoli			
Y	25.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	1.96	[m]	spessore
B	0.70	[m]	larghezza
L	17.22	[m]	lunghezza
n	1.00	[-]	n°
P_i	295	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	590	[kN]	carico su pila
Carichi permanenti non strutturali			
Pavimentazione esistente			
Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	0.00	[m]	spessore
B	0.00	[m]	larghezza
L	0.00	[m]	lunghezza
n	0.00	[-]	n°
P_i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	0	[kN]	carico su pila
Pavimentazione di nuova realizzazione (terreno)			
Y	20.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	2.09	[m]	spessore
B	15.31	[m]	larghezza
L	17.22	[m]	lunghezza
n	1.00	[-]	n°
P_i	5507	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	11013	[kN]	carico su pila
Carichi variabili da traffico - tandem system			
w	15.31	[m]	larghezza totale impalcato
n_l	5.00	[-]	n° corsie convenzionali
n_c	3.00	[-]	n° corsie convenzionali con traffico
w_l	3.00	[m]	larghezza corsia convenzionale
p_t	6.305	[m]	parte rimanente
Q	1200	[kN]	carichi concentrati da traffico con disposizione in corrispondenza pila

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Carichi variabili da traffico - uniformly distributed loads			
w	15.31	[m]	larghezza totale impalcato
n _i	5.00	[-]	n° corsie convenzionali
n _c	3.00	[-]	n° corsie convenzionali con traffico
w _i	3.00	[m]	larghezza corsia convenzionale
w _{rim}	6.305	[m]	parte rimanente
w ₁	3.00	[m]	
q ₁	9.00	[kN/m ²]	
w ₂	3.00	[m]	
q ₂	2.50	[kN/m ²]	
w ₃	3.00	[m]	
q ₃	2.50	[kN/m ²]	
w _{rim}	6.31	[m]	
q _{rim}	2.50	[kN/m ²]	
L	17.22	[m]	lunghezza
n	1.00	[-]	n°
P _i	497	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	994	[kN]	carico su pila

ANALISI DEI CARICHI DIRETTAMENTE AGENTI SULLA PILA			
Carichi permanenti strutturali			
<u>Pulvino esistente</u>		<u>Pulvino di nuova realizzazione</u>	
γ	0.00 [kN/m ³]	γ	25.00 [kN/m ³]
A	0.00 [m ²]	A	1.60 [m ²]
b	0.00 [m]	L	16.36 [m]
n	0.00 [-]	n	1.00 [-]
P	0 [kN]	P	654 [kN]
<u>Fusto esistente</u>		<u>Fusto di nuova realizzazione</u>	
γ	0.00 [kN/m ³]	γ	25.00 [kN/m ³]
∅	0.00 [m]	∅	1.20 [m]
H	0.00 [m]	H	3.90 [m]
n	0.00 [-]	n	6.00 [-]
P	0 [kN]	P	702 [kN]
<u>Plinto</u>			
γ	25.00 [kN/m ³]		
A	10.98 [m ²]		
b	16.30 [m]		
n	1.00 [-]		
P	4474 [kN]		

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO ALLA BASE DELLA PILA - SLU							
<u>Carichi verticali da impalcato</u>							
				P [kN]			
- Carichi permanenti strutturali				2974	(G1)		
- Carichi permanenti non strutturali				11013	(G2)		
- Carichi verticali da traffico (Tandem System)				1200	(Q1-ts)		
- Carichi verticali da traffico (Uniformly Distributed Loads)				994	(Q1-udl)		
<u>Carichi verticali agenti direttamente su pila</u>							
- Carichi permanenti strutturali				5831	(G1)		
<u>Carichi verticali totali agenti in fondazione</u>							
						$\gamma G / \gamma Q$	
- Carichi permanenti strutturali				8805	(G1)	x	1.35 = 11887
- Carichi permanenti non strutturali				11013	(G2)	x	1.35 = 14868
- Carichi verticali da traffico (Tandem System)				1200	(Q1)	x	1.35 = 1620
- Carichi verticali da traffico (Uniformly Distributed Loads)				994	(Q1)	x	1.35 = 1342
							29717 [kN]
<u>Carichi al metro lineare per calcolo palificata</u>							
L	16.30	[m]					
P	1823	[kN/m]					

CALCOLO ACCELERAZIONE DI PROGETTO							
f_{ck}	16	[N/mm ²]					
E	28608	[N/mm ²]	modulo elastico cls				
\varnothing	1200	[mm]	diametro fusto				
n_{fusti}	6	[-]	numero fusti				
I	6.10726E+11	[mm ⁴]	momento inerzia sistema				
L	6700	[mm]	distanza tra estradosso pulvino e intradosso fondazione				
m	29969	[kN]	massa oscillante del sistema				
	2996939	[kg]					
k	174272569	[N/m]	rigidezza del sistema				
T_1	0.82	[sec]	periodo proprio di oscillazione				
<u>Parametri sismici</u>							
a_g	0.211	[g]					
F_0	2.432	[-]					
T_C^*	0.307	[s]					
S	1.39	[-]					
C_C	1.55	[-]					
η	1	[-]					
<u>Parametri spettro di risposta</u>							
TB	0.16	[s]					
T_C	0.48	[s]					
TD	2.44	[s]					
$S_e(T_1)$	0.41	[g]	accelerazione di progetto				

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO ALLA BASE DELLA PILA - SLV				
Si calcola l'accelerazione di progetto mediante schema oscillatore semplice				
a*	0.412	[g]		
Nella tabella successiva: h = distanza verticale del punto di applicazione carichi rispetto intradosso fondazione P = carico verticale per condizione sismica Fy = forza di inerzia M = momento ribaltante in corrispondenza intradosso fondazione				
<u>Carichi da impalcato</u>				
Carico	P [kN]	Fy [kN]	h [m]	Mz [kNm]
(G1)	2974	2450	6.70	16418
(G2)	11013	9073	9.96	90372
(Q1-ts)	240	99	6.70	662
(Q1-udl)	199	164	6.70	1098
<u>Carichi su pila</u>				
Carico	P [kN]	Fy [kN]	h [m]	Mz [kNm]
(G1 - pulv.)	654	270	6.20	1671
(G1 - fusti)	702	289	3.75	1084
(G1 - plinto)	4474	1843	0.90	1659
Totale	20257	14189		112965
<u>Carichi al metro lineare per calcolo palificata</u>				
L	16.30	[m]		
	P [kN/m]	Fy [kN/m]		Mz [kNm/m]
tot.	1243	870		6930

5.1.2 Pila lato Sud

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO E GRAVANTI SULA PILA			
n_{imp}	2.00	[-]	n° impalcati
Carichi permanenti strutturali			
Travi esistenti		Travi nuova realizzazione	
Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio
A	0.00	[m ²]	area della sezione
L	0.00	[m]	lunghezza
n	0.00	[-]	n° travi
P _i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	0	[kN]	carico su pila
Soletta esistente		Soletta di nuova realizzazione	
Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	0.00	[m]	spessore
B	0.00	[m]	larghezza
L	0.00	[m]	lunghezza
n	0.00	[-]	n°
P _i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	0	[kN]	carico su pila
Cordoli			
Y	25.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	0.26	[m]	spessore
B	2.95	[m]	larghezza
L	17.22	[m]	lunghezza
n	1.00	[-]	n°
P _i	165	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	330	[kN]	carico su pila
Carichi permanenti non strutturali			
Pavimentazione esistente		Pavimentazione di nuova realizzazione (terreno)	
Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	0.00	[m]	spessore
B	0.00	[m]	larghezza
L	0.00	[m]	lunghezza
n	0.00	[-]	n°
P _i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	0	[kN]	carico su pila
Carichi variabili da traffico - tandem system			
w	8.80	[m]	larghezza totale impalcato
n _i	2.00	[-]	n° corsie convenzionali
n _c	3.00	[-]	n° corsie convenzionali con traffico
w _i	3.00	[m]	larghezza corsia convenzionale
p _t	-0.2	[m]	parte rimanente
Q	1200	[kN]	carichi concentrati da traffico con disposizione in corrispondenza pila

Posizione	Carico asse Q _{ik} [kN]	q _{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Carichi variabili da traffico - uniformly distributed loads			
w	8.80	[m]	larghezza totale impalcato
n _l	2.00	[-]	n° corsie convenzionali
n _c	3.00	[-]	n° corsie convenzionali con traffico
w _l	3.00	[m]	larghezza corsia convenzionale
w _{rim}	-0.2	[m]	parte rimanente
w ₁	3.00	[m]	
q ₁	9.00	[kN/m ²]	
w ₂	3.00	[m]	
q ₂	2.50	[kN/m ²]	
w ₃	3.00	[m]	
q ₃	2.50	[kN/m ²]	
w _{rim}	0.00	[m]	
q _{rim}	2.50	[kN/m ²]	
L	17.22	[m]	lunghezza
n	1.00	[-]	n°
P _i	362	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	723	[kN]	carico su pila

ANALISI DEI CARICHI DIRETTAMENTE AGENTI SULLA PILA			
Carichi permanenti strutturali			
<u>Pulvino esistente</u>		<u>Pulvino di nuova realizzazione</u>	
γ	0.00 [kN/m ³]	peso proprio	γ 25.00 [kN/m ³]
A	0.00 [m ²]	area della sezione (vista frontale)	A 1.60 [m ²]
b	0.00 [m]	larghezza	L 10.00 [m]
n	0.00 [-]	n° elementi	n 1.00 [-]
P	0 [kN]	carico su pila	P 400 [kN]
<u>Fusto esistente</u>		<u>Fusto di nuova realizzazione</u>	
γ	0.00 [kN/m ³]	peso proprio	γ 25.00 [kN/m ³]
∅	0.00 [m]	diametro	∅ 1.20 [m]
H	0.00 [m]	altezza	H 3.82 [m]
n	0.00 [-]	n° elementi	n 3.00 [-]
P	0 [kN]	carico su pila	P 344 [kN]
<u>Plinto</u>			
γ	25.00 [kN/m ³]	peso proprio	
A	10.98 [m ²]	area (sezione verticale)	
b	9.95 [m]	lunghezza	
n	1.00 [-]	n° elementi	
P	2731 [kN]	carico su pila	

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO ALLA BASE DELLA PILA - SLU							
<u>Carichi verticali da impalcato</u>							
			P [kN]				
- Carichi permanenti strutturali			1720	(G1)			
- Carichi permanenti non strutturali			1033	(G2)			
- Carichi verticali da traffico (Tandem System)			1200	(Q1-ts)			
- Carichi verticali da traffico (Uniformly Distributed Loads)			723	(Q1-udl)			
<u>Carichi verticali agenti direttamente su pila</u>							
- Carichi permanenti strutturali			3475	(G1)			
<u>Carichi verticali totali agenti in fondazione</u>							
						$\gamma G / \gamma Q$	
- Carichi permanenti strutturali			5195	(G1)	x	1.35	= 7013
- Carichi permanenti non strutturali			1033	(G2)	x	1.35	= 1395
- Carichi verticali da traffico (Tandem System)			1200	(Q1)	x	1.35	= 1620
- Carichi verticali da traffico (Uniformly Distributed Loads)			723	(Q1)	x	1.35	= 976
							11004 [kN]
<u>Carichi al metro lineare per calcolo palificata</u>							
L	9.95	[m]					
P	1106	[kN/m]					

CALCOLO ACCELERAZIONE DI PROGETTO							
f_{ck}	16	[N/mm ²]					
E	28608	[N/mm ²]	modulo elastico cls				
\emptyset	1200	[mm]	diametro fusto				
n_{fusti}	6	[-]	numero fusti				
I	6.10726E+11	[mm ⁴]	momento inerzia sistema				
L	6700	[mm]	distanza tra estradosso pulvino e intradosso fondazione				
m	6779	[kN]	massa oscillante del sistema				
	677920	[kg]					
k	174272569	[N/m]	rigidezza del sistema				
T_1	0.39	[sec]	periodo proprio di oscillazione				
<u>Parametri sismici</u>							
a_g	0.211	[g]					
F_0	2.432	[-]					
T_C^*	0.307	[s]					
S	1.39	[-]					
C_C	1.55	[-]					
η	1	[-]					
<u>Parametri spettro di risposta</u>							
TB	0.16	[s]					
T_C	0.48	[s]					
TD	2.44	[s]					
$S_e(T_1)$	0.71	[g]	accelerazione di progetto				

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO ALLA BASE DELLA PILA - SLV				
Si calcola l'accelerazione di progetto mediante schema oscillatore semplice				
a*	0.713	[g]		
Nella tabella successiva: h = distanza verticale del punto di applicazione carichi rispetto intradosso fondazione P = carico verticale per condizione sismica Fy = forza di inerzia M = momento ribaltante in corrispondenza intradosso fondazione				
<u>Carichi da impalcato</u>				
Carico	P [kN]	Fy [kN]	h [m]	Mz [kNm]
(G1)	1720	2454	6.70	16439
(G2)	1033	1474	6.70	9875
(Q1-ts)	240	171	6.70	1147
(Q1-udl)	145	206	6.70	1382
<u>Carichi su pila</u>				
Carico	P [kN]	Fy [kN]	h [m]	Mz [kNm]
(G1 - pulv.)	400	285	6.20	1769
(G1 - fusti)	344	245	3.75	920
(G1 - plinto)	2731	1948	0.90	1753
Totale	6613	6784		33285
<u>Carichi al metro lineare per calcolo palificata</u>				
L	9.95	[m]		
	P [kN/m]	Fy [kN/m]		Mz [kNm/m]
tot.	665	682		3345

5.2 MODELLO DI CALCOLO

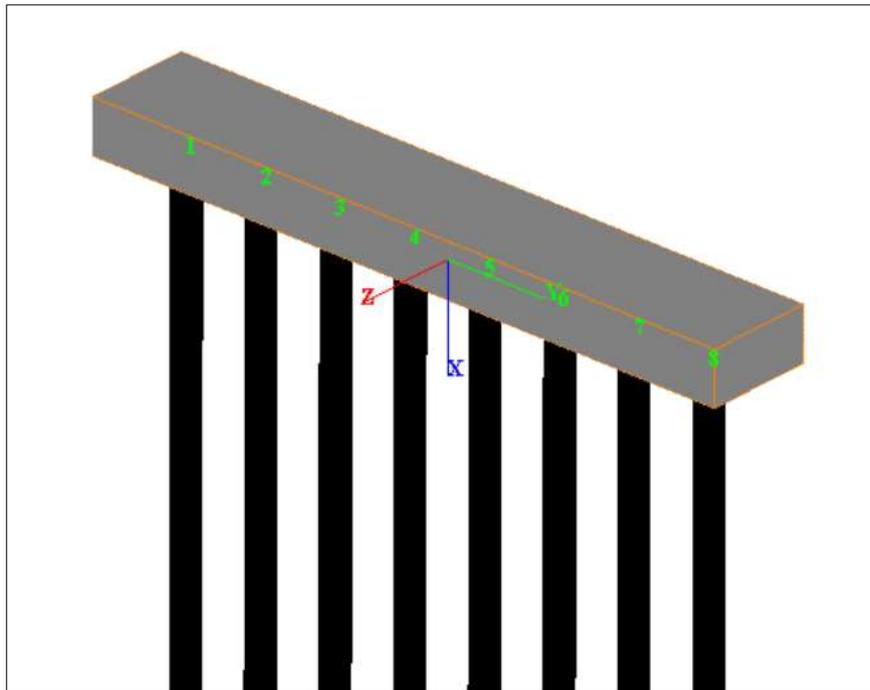


Figura 5-2. Pila - Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

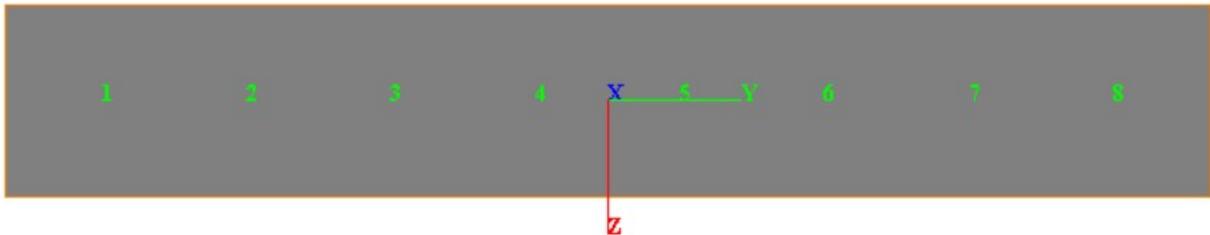


Figura 5-3. Pila - Modello di calcolo palificata: piano y-z

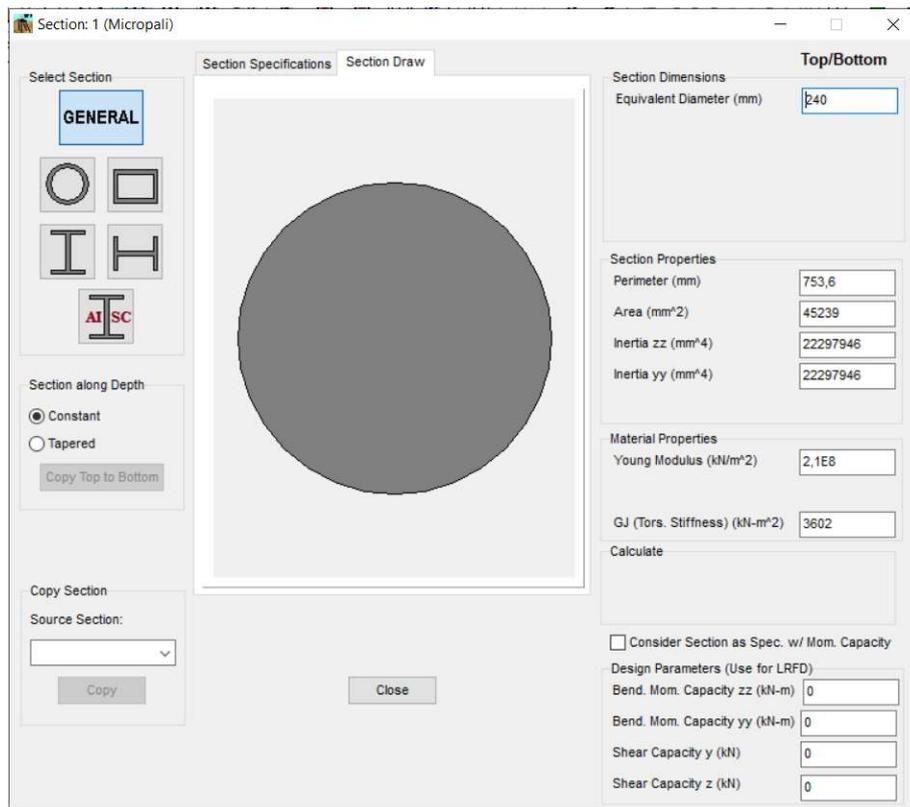


Figura 5-4. Pila - Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale micropali

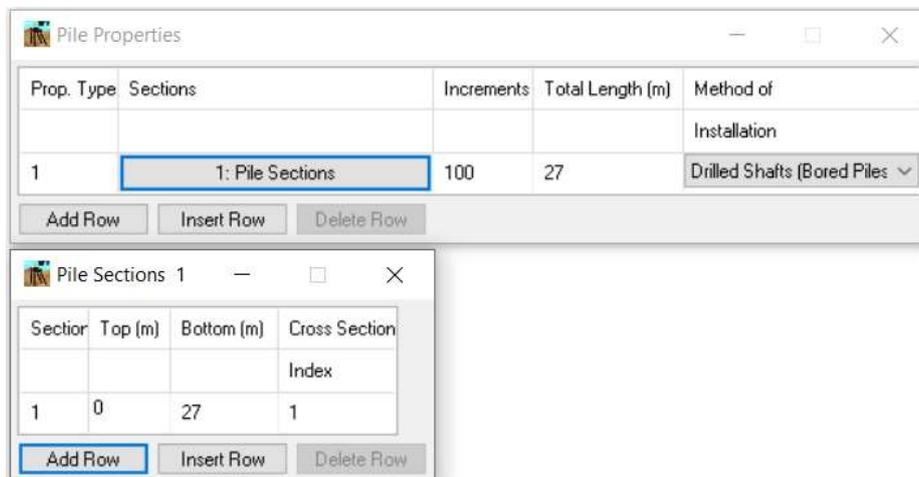


Figura 5-5. Pila - Parametri dei micropali in GROUP

Pile Group 3D Layout

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

Add Row Insert Row Delete Row

Pile-Head Coordinates (3-D)

Pile #	Pile-Top Vertical	Pile-Top Horizontal	Pile-Top Horizontal	Angle Alpha* (use 0	Angle Beta** (use 90	Angle Theta	Vert. Dist. from Pile Top
	X-Coordinates, (m)	Y-Coordinates, (m)	Z-Coordinates, (m)	for vertical pile) (DEG)	for vertical pile) (DEG)	(section rotation) (DEG)	to Ground Line***, (m)
1	0	-2.52	0	0	90	0	0
2	0	-1,8	0	0	90	0	0
3	0	-1,08	0	0	90	0	0
4	0	-0,36	0	0	90	0	0
5	0	0,36	0	0	90	0	0
6	0	1,08	0	0	90	0	0
7	0	1,8	0	0	90	0	0
8	0	2,52	0	0	90	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

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

Coordinates and reference angles

Distance from pile top to ground line

Figura 5-6. Pila - Disposizione dei micropali in GROUP

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Sand (Reese)	0	3,4	1: Sand (Reese, et al.)
2	Silt (cemented c-phi)	3,4	6,2	2: Cemented c-phi Soil
3	Sand (Reese)	6,2	24	3: Sand (Reese, et al.)
4	Sand (Reese)	24	40	4: Sand (Reese, et al.)

Buttons: Add Row, Insert Row, Delete Row

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle, (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	38	100000	26	0
2	10	38	100000	37	0

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.
 p-y Modulus, k:
 - Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.
 - Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.
 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.
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	9	61	26	40000	0,007	37	0
2	9	63	26	40000	0,007	38	0

This p-y model requires non-zero values for both cohesion and friction angle.
 A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.
 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.
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle, (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	38	100000	57	0
2	10	38	100000	150	0

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.
 p-y Modulus, k:
 - Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.
 - Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.
 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.
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle, (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	38	100000	150	0
2	10	38	100000	150	0

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.

p-y Modulus, k:

- Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.
- Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.

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.
- Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

Figura 5-7. Pila - 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.

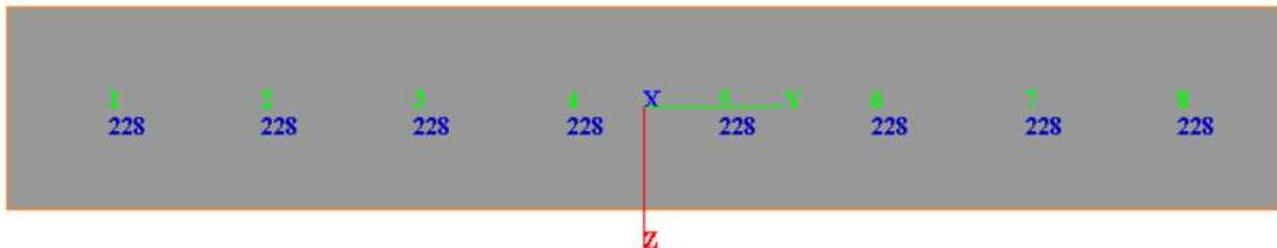


Figura 5-8. Azioni assiali di calcolo sulla palificata – SLU

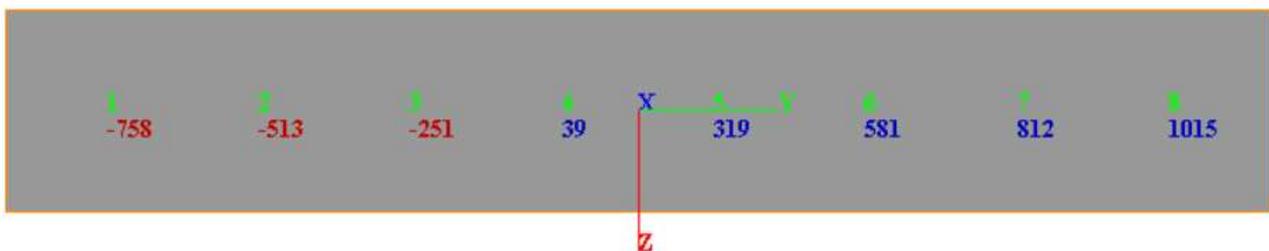


Figura 5-9. Azioni assiali di calcolo sulla palificata - SLV

5.3.2 Verifica geotecnica

Verifica Carico Limite Pali/Micropali					
APPROCCIO 1	Pali Trivellati		n°Indagini	ξ_3	ξ_4
Combinazione 1			1	1.7	1.7
A1 + M1 + R3			2	1.65	1.55
Base			3	1.60	1.48
Laterale Compressione			4	1.55	1.42
Totale			5	1.50	1.34
Laterale Trazione			7	1.45	1.28
			≥10	1.40	1.21
Caratteristiche Pali/ Micropali					
D Perforazione =	0.24	m	Numero di Verticali Indagate		
L Perforazione =	27.0	m	1		
L Bulbo =	27.0	m			
Caratteristiche Terreno					
γ =	19.0	kN/m ³	LIMO ARGILLOSO A, A', A"		
ϕ =	26.0	°			
γ =	20.0	kN/m ³	GHIAIA E SABBIA B		
ϕ =	38	°			
Azioni di Calcolo					
N _{Ed} Compressione =	812	kN			
N _{Ed} Trazione =	606.4	kN			
Resistenza di Calcolo					
N _{Rd} Compressione =	974	kN			
N _{Rd} Trazione =	660	kN			
Esito della Verifica					
$N_{Rd} > N_{Ed}$					
N _{Rd}		N _{Ed}			
974	>	830			
660	>	606			
La Verifica Risulta Soddisfatta					

Strada	Q _{max} (m)	Strutture	Intervento	Segnaletica	N _{sp}
A	3.4	0.2	Non Dotato	A	0
B	6.2	4	Non Dotato	B	0

N.B. L'opera prevede il cantiere con l'apertura della Baricella Interpol

Strada	Q _{max} (m)	Strutture	Intervento	Segnaletica	N _{sp}
A	3.4	0.2	Non Dotato	A	0
B	6.2	4	Non Dotato	B	0

Strada	Q _{max} (m)	Strutture	Intervento	Segnaletica	N _{sp}	Q _{max} (m)	Strutture	Intervento	Segnaletica	N _{sp}	Q _{max} (m)	Strutture	Intervento	Segnaletica	N _{sp}	Q _{max} (m)	Strutture	Intervento	Segnaletica	N _{sp}	Q _{max} (m)	Strutture	Intervento	Segnaletica	N _{sp}	
1	B	1	Non Dotato	SI	0	1.0	1	Non Dotato	SI	0	1.0	1	Non Dotato	SI	0	1.0	1	Non Dotato	SI	0	1.0	1	Non Dotato	SI	0	1.0
2	B	2	Non Dotato	SI	1	2.0	2	Non Dotato	SI	1	2.0	2	Non Dotato	SI	1	2.0	2	Non Dotato	SI	1	2.0	2	Non Dotato	SI	1	2.0
3	A	3	Non Dotato	SI	2	3.0	3	Non Dotato	SI	2	3.0	3	Non Dotato	SI	2	3.0	3	Non Dotato	SI	2	3.0	3	Non Dotato	SI	2	3.0
4	A	4	Non Dotato	SI	3	4.0	4	Non Dotato	SI	3	4.0	4	Non Dotato	SI	3	4.0	4	Non Dotato	SI	3	4.0	4	Non Dotato	SI	3	4.0
5	A	5	Non Dotato	SI	4	5.0	5	Non Dotato	SI	4	5.0	5	Non Dotato	SI	4	5.0	5	Non Dotato	SI	4	5.0	5	Non Dotato	SI	4	5.0
6	A	6	Non Dotato	SI	5	6.0	6	Non Dotato	SI	5	6.0	6	Non Dotato	SI	5	6.0	6	Non Dotato	SI	5	6.0	6	Non Dotato	SI	5	6.0
7	A	7	Non Dotato	SI	6	7.0	7	Non Dotato	SI	6	7.0	7	Non Dotato	SI	6	7.0	7	Non Dotato	SI	6	7.0	7	Non Dotato	SI	6	7.0
8	B	8	Non Dotato	SI	7	8.0	8	Non Dotato	SI	7	8.0	8	Non Dotato	SI	7	8.0	8	Non Dotato	SI	7	8.0	8	Non Dotato	SI	7	8.0
9	B	9	Non Dotato	SI	8	9.0	9	Non Dotato	SI	8	9.0	9	Non Dotato	SI	8	9.0	9	Non Dotato	SI	8	9.0	9	Non Dotato	SI	8	9.0
10	B	10	Non Dotato	SI	9	10.0	10	Non Dotato	SI	9	10.0	10	Non Dotato	SI	9	10.0	10	Non Dotato	SI	9	10.0	10	Non Dotato	SI	9	10.0
11	B	11	Non Dotato	SI	10	11.0	11	Non Dotato	SI	10	11.0	11	Non Dotato	SI	10	11.0	11	Non Dotato	SI	10	11.0	11	Non Dotato	SI	10	11.0
12	B	12	Non Dotato	SI	11	12.0	12	Non Dotato	SI	11	12.0	12	Non Dotato	SI	11	12.0	12	Non Dotato	SI	11	12.0	12	Non Dotato	SI	11	12.0
13	B	13	Non Dotato	SI	12	13.0	13	Non Dotato	SI	12	13.0	13	Non Dotato	SI	12	13.0	13	Non Dotato	SI	12	13.0	13	Non Dotato	SI	12	13.0
14	B	14	Non Dotato	SI	13	14.0	14	Non Dotato	SI	13	14.0	14	Non Dotato	SI	13	14.0	14	Non Dotato	SI	13	14.0	14	Non Dotato	SI	13	14.0
15	B	15	Non Dotato	SI	14	15.0	15	Non Dotato	SI	14	15.0	15	Non Dotato	SI	14	15.0	15	Non Dotato	SI	14	15.0	15	Non Dotato	SI	14	15.0
16	B	16	Non Dotato	SI	15	16.0	16	Non Dotato	SI	15	16.0	16	Non Dotato	SI	15	16.0	16	Non Dotato	SI	15	16.0	16	Non Dotato	SI	15	16.0
17	B	17	Non Dotato	SI	16	17.0	17	Non Dotato	SI	16	17.0	17	Non Dotato	SI	16	17.0	17	Non Dotato	SI	16	17.0	17	Non Dotato	SI	16	17.0
18	B	18	Non Dotato	SI	17	18.0	18	Non Dotato	SI	17	18.0	18	Non Dotato	SI	17	18.0	18	Non Dotato	SI	17	18.0	18	Non Dotato	SI	17	18.0
19	B	19	Non Dotato	SI	18	19.0	19	Non Dotato	SI	18	19.0	19	Non Dotato	SI	18	19.0	19	Non Dotato	SI	18	19.0	19	Non Dotato	SI	18	19.0
20	B	20	Non Dotato	SI	19	20.0	20	Non Dotato	SI	19	20.0	20	Non Dotato	SI	19	20.0	20	Non Dotato	SI	19	20.0	20	Non Dotato	SI	19	20.0
21	B	21	Non Dotato	SI	20	21.0	21	Non Dotato	SI	20	21.0	21	Non Dotato	SI	20	21.0	21	Non Dotato	SI	20	21.0	21	Non Dotato	SI	20	21.0
22	B	22	Non Dotato	SI	21	22.0	22	Non Dotato	SI	21	22.0	22	Non Dotato	SI	21	22.0	22	Non Dotato	SI	21	22.0	22	Non Dotato	SI	21	22.0
23	B	23	Non Dotato	SI	22	23.0	23	Non Dotato	SI	22	23.0	23	Non Dotato	SI	22	23.0	23	Non Dotato	SI	22	23.0	23	Non Dotato	SI	22	23.0
24	B	24	Non Dotato	SI	23	24.0	24	Non Dotato	SI	23	24.0	24	Non Dotato	SI	23	24.0	24	Non Dotato	SI	23	24.0	24	Non Dotato	SI	23	24.0
25	B	25	Non Dotato	SI	24	25.0	25	Non Dotato	SI	24	25.0	25	Non Dotato	SI	24	25.0	25	Non Dotato	SI	24	25.0	25	Non Dotato	SI	24	25.0
26	B	26	Non Dotato	SI	25	26.0	26	Non Dotato	SI	25	26.0	26	Non Dotato	SI	25	26.0	26	Non Dotato	SI	25	26.0	26	Non Dotato	SI	25	26.0
27	B	27	Non Dotato	SI	26	27.0	27	Non Dotato	SI	26	27.0	27	Non Dotato	SI	26	27.0	27	Non Dotato	SI	26	27.0	27	Non Dotato	SI	26	27.0
28	B	28	Non Dotato	SI	27	28.0	28	Non Dotato	SI	27	28.0	28	Non Dotato	SI	27	28.0	28	Non Dotato	SI	27	28.0	28	Non Dotato	SI	27	28.0
29	B	29	Non Dotato	SI	28	29.0	29	Non Dotato	SI	28	29.0	29	Non Dotato	SI	28	29.0	29	Non Dotato	SI	28	29.0	29	Non Dotato	SI	28	29.0
30	B	30	Non Dotato	SI	29	30.0	30	Non Dotato	SI	29	30.0	30	Non Dotato	SI	29	30.0	30	Non Dotato	SI	29	30.0	30	Non Dotato	SI	29	30.0
31	B	31	Non Dotato	SI	30	31.0	31	Non Dotato	SI	30	31.0	31	Non Dotato	SI	30	31.0	31	Non Dotato	SI	30	31.0	31	Non Dotato	SI	30	31.0
32	B	32	Non Dotato	SI	31	32.0	32	Non Dotato	SI	31	32.0	32	Non Dotato	SI	31	32.0	32	Non Dotato	SI	31	32.0	32	Non Dotato	SI	31	32.0
33	B	33	Non Dotato	SI	32	33.0	33	Non Dotato	SI	32	33.0	33	Non Dotato	SI	32	33.0	33	Non Dotato	SI	32	33.0	33	Non Dotato	SI	32	33.0
34	B	34	Non Dotato	SI	33	34.0	34	Non Dotato	SI	33	34.0	34	Non Dotato	SI	33	34.0	34	Non Dotato	SI	33	34.0	34	Non Dotato	SI	33	34.0
35	B	35	Non Dotato	SI	34	35.0	35	Non Dotato	SI	34	35.0	35	Non Dotato	SI	34	35.0	35	Non Dotato	SI	34	35.0	35	Non Dotato	SI	34	35.0
36	B	36	Non Dotato	SI	35	36.0	36	Non Dotato	SI	35	36.0	36	Non Dotato	SI	35	36.0	36	Non Dotato	SI	35	36.0	36	Non Dotato	SI	35	36.0
37	B	37	Non Dotato	SI	36	37.0	37	Non Dotato	SI	36	37.0	37	Non Dotato	SI	36	37.0	37	Non Dotato	SI	36	37.0	37	Non Dotato	SI	36	37.0
38	B	38	Non Dotato	SI	37	38.0	38	Non Dotato	SI	37	38.0	38	Non Dotato	SI	37	38.0	38	Non Dotato	SI	37	38.0	38	Non Dotato	SI	37	38.0
39	B	39	Non Dotato	SI	38	39.0	39	Non Dotato	SI	38	39.0	39	Non Dotato	SI	38	39.0	39	Non Dotato	SI	38	39.0	39	Non Dotato	SI	38	39.0
40	B	40	Non Dotato	SI	39	40.0	40	Non Dotato	SI	39	40.0	40	Non Dotato	SI	39	40.0	40	Non Dotato	SI	39	40.0	40	Non Dotato	SI	39	40.0

5.4 ANALISI STRUTTURALE

5.4.1 Sollecitazioni di calcolo

I seguenti grafici riportano le azioni di taglio e flettenti agenti per la combinazione sismica che risulta essere la più significativa ai fini del calcolo.

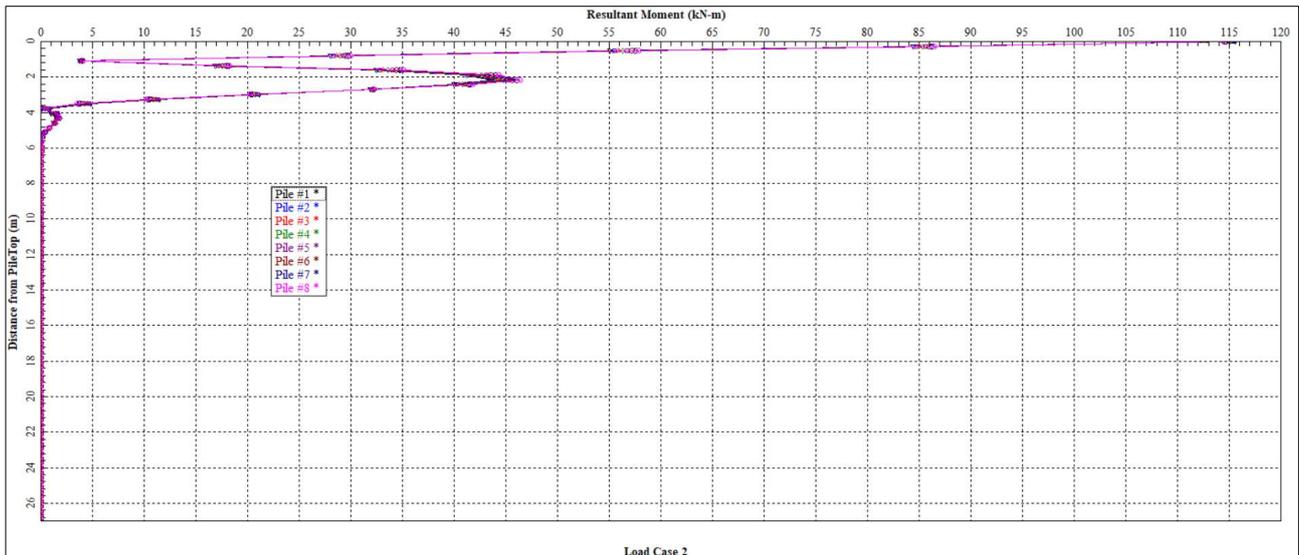


Figura 5-10. Azioni flettenti di calcolo sulla palificata – SLU

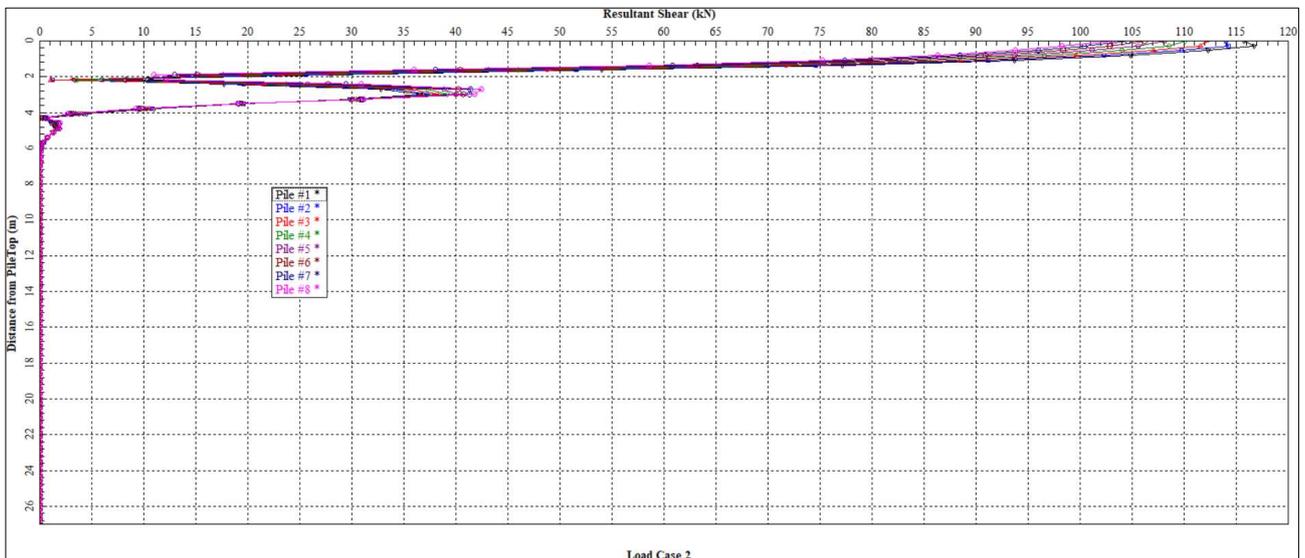


Figura 5-11. Azioni taglianti di calcolo sulla palificata – SLU

5.4.2 Verifica strutturale

DATI MATERIALE			
Acciaio S355 ex Fe510			
Modulo elastico:	E_s [MPa] =	210000	
Tensione ultima caratteristica:	f_u [MPa] =	510	
Tensione di snervamento caratteristica:	f_y [MPa] =	355	
Coefficiente di adattamento plastico:	ψ =	1.05	
Coefficiente di sicurezza sezioni trasversali (classe 1-2-3):	γ_{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza sezioni trasversali (classe 4):	γ_{M1} =	1.1	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità:	γ_{M1} =	1.1	
	ρ_p [kg/m] =	50.96	
DATI GEOMETRICI TUBOLARE			
Classe profilo:		1	
Diametro esterno:	D [mm] =	177.8	
Spessore:	sp [mm] =	12.5	
Diametro interno:	d [mm] =	152.8	
Area:	A [mm ²] =	6491.3	
Area resistente a taglio:	$A_v = 2A/\pi$ [mm ²] =	4132.5	
momento statico	S^* [mm ³] =	171101.1	
Equivalente area di taglio	$A^* = It/S^*$ [mm ²] =	3258.0	
Momento di inerzia flessionale:	I [mm ⁴] =	22297945.7	
Momento di inerzia torsionale:	J [mm ⁴] =	44595891.4	
Modulo di resistenza elastico:	W_{el} [mm ³] =	250820.5	
Modulo di resistenza plastico:	W_{pl} [mm ³] =	342202.2	
Raggio giratore d'inerzia:	i [mm] =	58.6	
SOLLECITAZIONI			
Momento (valore di design):	M_{Sd} [KNm] =	93	
Taglio (valore di design):	V_{Sd} [KN] =	94	
Azione assiale (valore di design):	N_{Sd} [KN] =	812	
RESISTENZE DI PROGETTO (resistenza composta pressoflessione+taglio)			
Momento plastico (flessione):	$M_{pl,Rd}$ [KNm] =	115.7	
Taglio plastico:	$V_{pl,Rd}$ [KN] =	806.7	
	ρ =	0.6	
Interazione flessione-taglio:		trascurabile	
Momento plastico (flessione+taglio):	$M_{pl,Rd}$ [KNm] =	115.7	
Azione assiale plastico:	$N_{pl,Rd}$ [KN] =	2194.7	
Momento plastico ridotto (pressoflessione+taglio):	$M_{N,Rd}$ [KNm] =	99.9	
VERIFICHE DI RESISTENZA SLU (sollecitazione composta pressoflessione+taglio)			$S_d / R_d (<1)$
Verifica azione assiale	$N_{Sd} < N_{pl,Rd}$:	soddisfatta	0.37
Verifica taglio	$V_{Sd} < V_{pl,Rd}$:	soddisfatta	0.12
Verifica flessione	$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$:	soddisfatta	0.80
Verifica flessione + taglio	$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$:	soddisfatta	0.80
Verifica pressoflessione + taglio	$M_{Sd} < M_{N,Rd}$:	soddisfatta	0.93

6 ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (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 delle sovrastrutture e delle sottostrutture, le curve tiro-spostamenti di seguito rappresentate.

Dim. fondazione	Dimensione Trasversale	L =	24.10	m
	Dimensione Longitudinale	B =	4.50	m
Modulo del terreno	E =		50000	kPa

Sollecitazioni Statica solo permanenti				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	968	KN/m	23336	6590	13611	
H	=	273	KN/m				
M	=	565	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp}$
B	=	24.10	m		1.18E-02	1.58E-03	1.85E-02

Sollecitazioni (al m) SLE rara				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	1016	KN/m	24490	8061	21177	
H	=	334	KN/m				
M	=	879	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	24.1	m		1.44E-02	2.45E-03	2.48E-02

Sollecitazioni (al m) SLE freq				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	968	KN/m	23336	7542	18233	
H	=	313	KN/m				
M	=	757	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	24.1	m		1.35E-02	2.11E-03	2.25E-02

Sollecitazioni (al m) SLE qp				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	968	KN/m	23336	6844	14843	
H	=	284	KN/m				
M	=	616	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sys}$
B	=	24.1	m		1.22E-02	1.72E-03	1.95E-02

Da pp a SLE rara						δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)							
0	0	24489.88	8061.16	21176.79		1.44E-02	2.45E-03	1.04E-02	2.48E-02	0.00E+00	0.00636
50	1050	24489.88	7011.16	16714.29		1.25E-02	1.94E-03	8.23E-03	2.08E-02	-4.08E-03	0.00228
100	2100	24489.88	5961.16	12251.79		1.07E-02	1.42E-03	6.03E-03	1.67E-02	-8.15E-03	-0.00179
150	3150	24489.88	4911.16	7789.29		8.78E-03	9.03E-04	3.84E-03	1.26E-02	-1.22E-02	-0.00587
200	4200	24489.88	3861.16	3326.79		6.90E-03	3.86E-04	1.64E-03	8.54E-03	-1.63E-02	-0.00994

Da pp a SLE freq						δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)							
0	0	23336.24	7542	18233.49		1.35E-02	2.11E-03	8.98E-03	2.25E-02	-2.38E-03	0.00398
50	1050	23336.24	6492	13770.99		1.16E-02	1.60E-03	6.78E-03	1.84E-02	-6.45E-03	-0.00010
100	2100	23336.24	5442	9308.49		9.73E-03	1.08E-03	4.58E-03	1.43E-02	-1.05E-02	-0.00417
150	3150	23336.24	4392	4845.99		7.85E-03	5.62E-04	2.39E-03	1.02E-02	-1.46E-02	-0.00825
200	4200	23336.24	3342	383.49		5.97E-03	4.44E-05	1.89E-04	6.16E-03	-1.87E-02	-0.01232
250	5250	23336.24	2292	-4079.01		4.10E-03	-4.73E-04	-2.01E-03	2.09E-03	-2.28E-02	-0.01640

Condizione SLE qp					δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	23336.24	6844.06	14843.34	1.22E-02	1.72E-03	7.31E-03	1.95E-02	-5.30E-03	0.00106
50	1050	23336.24	5794.06	10380.84	1.04E-02	1.20E-03	5.11E-03	1.55E-02	-9.37E-03	-0.00301
100	2100	23336.24	4744.06	5918.34	8.48E-03	6.86E-04	2.92E-03	1.14E-02	-1.34E-02	-0.00709
150	3150	23336.24	3694.06	1455.84	6.60E-03	1.69E-04	7.17E-04	7.32E-03	-1.75E-02	-0.01116
200	4200	23336.24	2644.06	-3006.66	4.73E-03	-3.48E-04	-1.48E-03	3.25E-03	-2.16E-02	-0.01524

Sollecitazioni (al m) SLU STR				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	983	KN/m	23694	10883	31950	
H	=	452	KN/m				
M	=	1326	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	24.1	m		1.95E-02	3.70E-03	3.52E-02

Da pp a SLU-STR					δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	23693.60	10882.56	31950.18	1.95E-02	3.70E-03	1.57E-02	3.52E-02	1.04E-02	0.01671
50	1050	23693.60	9832.565	27487.68	1.76E-02	3.19E-03	1.35E-02	3.11E-02	6.28E-03	0.01263
100	2100	23693.60	8782.565	23025.18	1.57E-02	2.67E-03	1.13E-02	2.70E-02	2.20E-03	0.00856
150	3150	23693.60	7732.565	18562.68	1.38E-02	2.15E-03	9.14E-03	2.30E-02	-1.88E-03	0.00448
200	4200	23693.60	6682.565	14100.18	1.19E-02	1.63E-03	6.95E-03	1.89E-02	-5.95E-03	0.00041
250	5250	23693.60	5632.565	9637.68	1.01E-02	1.12E-03	4.75E-03	1.48E-02	-1.00E-02	-0.00367

Sollecitazioni (al m) SIS STR				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	1023	KN/m	24657	12240	43753	
H	=	508	KN/m				
M	=	1815	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sis}$
B	=	24.1	m		2.19E-02	5.07E-03	4.34E-02

Condizione SIS-STR					δh	θ	Δh_0	δh_{tot}	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	24657.16	12240.41	43753.07	2.19E-02	5.07E-03	2.16E-02	4.34E-02	1.86E-02	0.02495
50	1050	24657.16	11190.41	39290.57	2.00E-02	4.55E-03	1.94E-02	3.94E-02	1.45E-02	0.02087
100	2100	24657.16	10140.41	34828.07	1.81E-02	4.04E-03	1.72E-02	3.53E-02	1.04E-02	0.01680
150	3150	24657.16	9090.41	30365.57	1.63E-02	3.52E-03	1.50E-02	3.12E-02	6.37E-03	0.01272
200	4200	24657.16	8040.41	25903.07	1.44E-02	3.00E-03	1.28E-02	2.71E-02	2.29E-03	0.00865

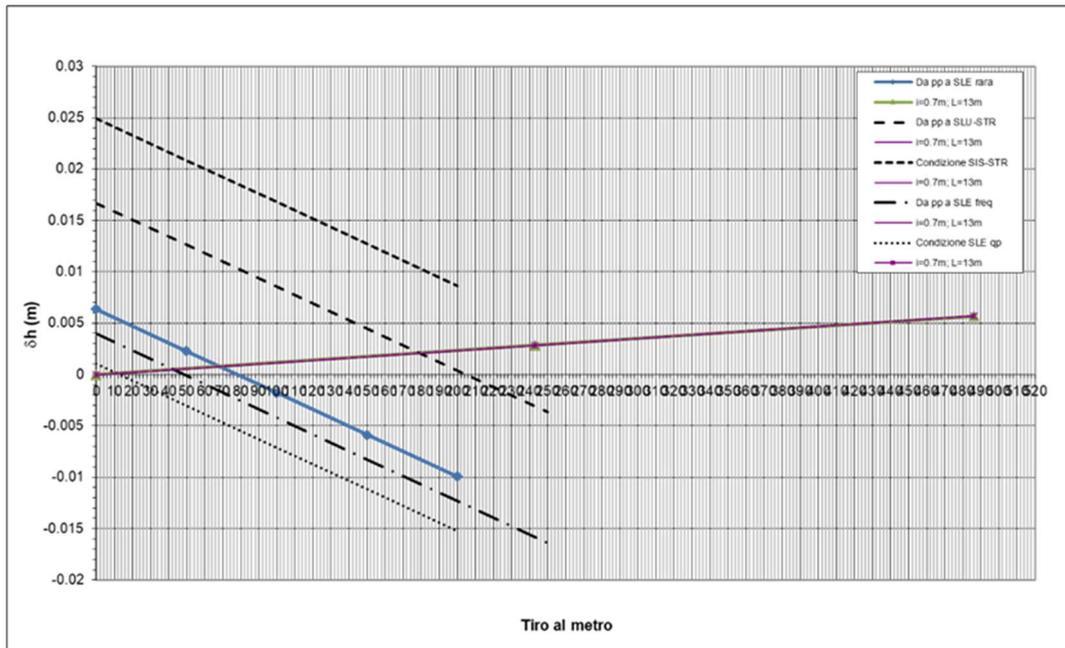


Figura 6-1. Curve caratteristiche tiranti passivi-Spalla

6.1.1 Azioni agenti sui tiranti e in fondazione

Le azioni agenti nei tiranti e in fondazione, ridotte per effetto degli stessi tiranti, sono le seguenti:

Comb.	Tiro (kN/m)
SLE - RARA	68
SLE -FREQ.	43
SLE - Q-P	11
SLV	268
SLU	179

6.1.2 Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle

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

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);

α = 1.0;

Φ_{perf} = 0.18 m (diametro nominale di perforazione);

L_A = lunghezza del bulbo di ancoraggio del tirante;

q = 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 1.60 (numero di profili di indagine ≥ 5).

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.

La verifica strutturale del tirante viene svolta confrontando l'azione assiale con la massima azione assiale resistente offerta dalla sezione.

Capacità portante di un tirante (Bustamante e Doix)

$T_{eq,max}$	268	[tiro/m]	massima azione assiale al metro lineare su tirante equivalente
i	1.00	[m]	interasse tiranti
α	15	[°]	inclinazione tiranti nel piano verticale
β	21	[°]	inclinazione tiranti rispetto piano orizzontale
T_{max}	297	[kN]	massima azione assiale su tirante
d_{perf}	0.180	[m]	
d_a	114.3	[mm]	
s_a	10	[mm]	
A_a	3277	[mm ²]	
			T_{Rd_STR} 1011 [kN]
α_d	1.00		
L_{fond}	11.50	[m]	
τ_{lim}	100	kN/m ²	
			ξ_{a3} 1.80
			$\gamma_{Ra,p}$ 1.20
T_{Rca_GEO}	650	[kN]	
T_{RK_GEO}	361	[kN]	
T_{Rd_GEO}	301	[kN]	
			T_{Rd} 301 [kN]
			FS 1.01 (>1)

8 FONDAZIONE PILA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)

Il rinforzo strutturale della fondazione esistente è così costituito:

- | | |
|--|--------|
| • Lunghezza pali | 20m |
| • Diametro | Ø240mm |
| • Numero file micropali in direzione trasversale | 41 |
| • Interasse micropali in direzione trasversale | 0.80m |
| • Numero file micropali in direzione longitudinale | 6 |
| • Interasse micropali in direzione longitudinale | 0.72m |

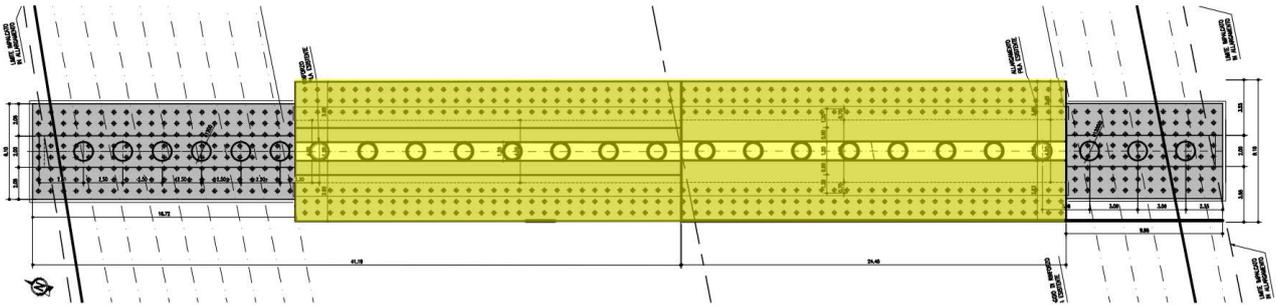


Figura 8-1. Pila – Pianta fondazioni

Dato che la pila presenta rigidezza nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale, le verifiche della palificata di fondazione sono condotte solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale.

8.1 AZIONI DI CALCOLO

I seguenti tabulati riportano l'analisi dei carichi e le sollecitazioni di calcolo agenti in fondazione rispettivamente per la pila lato Nord e Sud. Le verifiche saranno poi condotte in riferimento alle sollecitazioni di calcolo più sfavorevoli.

8.1.1 Pila lato Nord

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO E GRAVANTI SULA PILA			
n_{imp}	2.00	[-]	n° impalcati
Carichi permanenti strutturali			
Travi esistenti			
Y	25.00	[kN/m ³]	peso proprio
A	0.26	[m ²]	area della sezione
L	16.40	[m]	lunghezza
n	16.00	[-]	n° travi
P_i	853	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	1706	[kN]	carico su pila
Soletta esistente			
Y	25.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	0.20	[m]	spessore
B	24.30	[m]	larghezza
L	17.22	[m]	lunghezza
n	1.00	[-]	n°
P_i	1046	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	2092	[kN]	carico su pila
Cordoli			
Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	0.00	[m]	spessore
B	0.00	[m]	larghezza
L	0.00	[m]	lunghezza
n	0.00	[-]	n°
P_i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	0	[kN]	carico su pila
Carichi permanenti non strutturali			
Pavimentazione di nuova realizzazione (terreno)			
Y	20.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	1.81	[m]	spessore
B	24.30	[m]	larghezza
L	17.22	[m]	lunghezza
n	1.00	[-]	n°
P_i	7577	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	15155	[kN]	carico su pila
Carichi variabili da traffico - tandem system			
w	24.30	[m]	larghezza totale impalcato
n_l	8.00	[-]	n° corsie convenzionali
n_c	3.00	[-]	n° corsie convenzionali con traffico
w_l	3.00	[m]	larghezza corsia convenzionale
p_t	15.3	[m]	parte rimanente
Q	1200	[kN]	carichi concentrati da traffico con disposizione in corrispondenza pila

Travi nuova realizzazione			
Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio
A	0.00	[m ²]	area della sezione
L	0.00	[m]	lunghezza
n	0.00	[-]	n° travi
P_i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	0	[kN]	carico su pila

Soletta di nuova realizzazione			
Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	0.00	[m]	spessore
B	0.00	[m]	larghezza
L	0.00	[m]	lunghezza
n	0.00	[-]	n°
P_i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	0	[kN]	carico su pila

Pavimentazione di nuova realizzazione (terreno)			
Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	0.00	[m]	spessore
B	0.00	[m]	larghezza
L	0.00	[m]	lunghezza
n	0.00	[-]	n°
P_i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	0	[kN]	carico su pila

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Carichi variabili da traffico - uniformly distributed loads			
w	24.30	[m]	larghezza totale impalcato
n _i	8.00	[-]	n° corsie convenzionali
n _c	3.00	[-]	n° corsie convenzionali con traffico
w _i	3.00	[m]	larghezza corsia convenzionale
w _{rim}	15.3	[m]	parte rimanente
w ₁	3.00	[m]	
q ₁	9.00	[kN/m ²]	
w ₂	3.00	[m]	
q ₂	2.50	[kN/m ²]	
w ₃	3.00	[m]	
q ₃	2.50	[kN/m ²]	
w _{rim}	15.30	[m]	
q _{rim}	2.50	[kN/m ²]	
L	17.22	[m]	lunghezza
n	1.00	[-]	n°
P _i	691	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	1382	[kN]	carico su pila

ANALISI DEI CARICHI DIRETTAMENTI AGENTI SULLA PILA			
Carichi permanenti strutturali			
<u>Pulvino esistente</u>		<u>Pulvino di nuova realizzazione</u>	
γ	25.00 [kN/m ³]	γ	0.00 [kN/m ³]
A	1.60 [m ²]	A	0.00 [m ²]
b	24.27 [m]	L	0.00 [m]
n	1.00 [-]	n	0.00 [-]
P	971 [kN]	P	0 [kN]
<u>Fusto esistente</u>		<u>Fusto di nuova realizzazione</u>	
γ	25.00 [kN/m ³]	γ	0.00 [kN/m ³]
∅	1.20 [m]	∅	0.00 [m]
H	3.60 [m]	H	0.00 [m]
n	8.00 [-]	n	0.00 [-]
P	814 [kN]	P	0 [kN]
<u>Plinto</u>			
γ	25.00 [kN/m ³]		
A	20.47 [m ²]		
b	24.27 [m]		
n	1.00 [-]		
P	12420 [kN]		

SOLLECITAZIONI DI CALCOLO ALLA BASE DELLA PILA - SLU							
<u>Carichi verticali da impalcato</u>							
				P [kN]			
- Carichi permanenti strutturali			3797	(G1)			
- Carichi permanenti non strutturali			15155	(G2)			
- Carichi verticali da traffico (Tandem System)			1200	(Q1-ts)			
- Carichi verticali da traffico (Uniformly Distributed Loads)			1382	(Q1-udl)			
<u>Carichi verticali agenti direttamente su pila</u>							
- Carichi permanenti strutturali			14205	(G1)			
<u>Carichi verticali totali agenti in fondazione</u>							
						$\gamma G / \gamma Q$	
- Carichi permanenti strutturali			18002	(G1)	x	1.35	= 24303
- Carichi permanenti non strutturali			15155	(G2)	x	1.35	= 20459
- Carichi verticali da traffico (Tandem System)			1200	(Q1)	x	1.35	= 1620
- Carichi verticali da traffico (Uniformly Distributed Loads)			1382	(Q1)	x	1.35	= 1865
							48247 [kN]
<u>Carichi al metro lineare per calcolo palificata</u>							
L	24.27	[m]					
P	1988	[kN/m]					

CALCOLO ACCELERAZIONE DI PROGETTO							
f_{ck}	16	[N/mm ²]					
E	28608	[N/mm ²]	modulo elastico cls				
\emptyset	1200	[mm]	diametro fusto				
n_{fusti}	8	[-]	numero fusti				
I	8.14301E+11	[mm ⁴]	momento inerzia sistema				
L	6900	[mm]	distanza tra estradosso pulvino e intradosso fondazione				
m	40482	[kN]	massa oscillante del sistema				
	4048159	[kg]					
k	212737919	[N/m]	rigidezza del sistema				
T_1	0.87	[sec]	periodo proprio di oscillazione				
<u>Parametri sismici</u>							
a_g	0.211	[g]					
F_0	2.432	[-]					
T_C^*	0.307	[s]					
S	1.39	[-]					
C_C	1.55	[-]					
η	1	[-]					
<u>Parametri spettro di risposta</u>							
TB	0.16	[s]					
T_C	0.48	[s]					
TD	2.44	[s]					
$S_e(T_1)$	0.39	[g]	accelerazione di progetto				

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO ALLA BASE DELLA PILA - SLV				
Si calcola l'accelerazione di progetto mediante schema oscillatore semplice				
a*	0.392	[g]		
Nella tabella successiva:				
h = distanza verticale del punto di applicazione carichi rispetto intradosso fondazione				
P = carico verticale per condizione sismica				
Fy = forza di inerzia				
M = momento ribaltante in corrispondenza intradosso fondazione				
<u>Carichi da impalcato</u>				
Carico	P [kN]	Fy [kN]	h [m]	Mz [kNm]
(G1)	3797	2974	6.90	20521
(G2)	15155	11869	9.00	106772
(Q1-ts)	240	94	6.90	648
(Q1-udl)	276	216	6.90	1493
<u>Carichi su pila</u>				
Carico	P [kN]	Fy [kN]	h [m]	Mz [kNm]
(G1 - pulv.)	971	380	6.40	2433
(G1 - fusti)	814	319	4.10	1307
(G1 - plinto)	12420	4864	1.15	5593
Totale	33674	20716		138768
<u>Carichi al metro lineare per calcolo palificata</u>				
L	24.27	[m]		
	P [kN/m]	Fy [kN/m]	Mz [kNm/m]	
tot.	1387	854	5718	

8.1.2 Pila lato Sud

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO E GRAVANTI SULLA PILA

n_{imp}	2.00	[-]	n° impalcati				
Carichi permanenti strutturali							
Travi esistenti				Travi nuova realizzazione			
Y	25.00	[kN/m ³]	peso proprio	Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio
A	0.26	[m ²]	area della sezione	A	0.00	[m ²]	area della sezione
L	16.40	[m]	lunghezza	L	0.00	[m]	lunghezza
n	16.00	[-]	n° travi	n	0.00	[-]	n° travi
P_i	853	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato	P_i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	1706	[kN]	carico su pila	P	0	[kN]	carico su pila
Soletta esistente				Soletta di nuova realizzazione			
Y	25.00	[kN/m ³]	peso proprio	Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	0.20	[m]	spessore	h	0.00	[m]	spessore
B	24.30	[m]	larghezza	B	0.00	[m]	larghezza
L	17.22	[m]	lunghezza	L	0.00	[m]	lunghezza
n	1.00	[-]	n°	n	0.00	[-]	n°
P_i	1046	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato	P_i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	2092	[kN]	carico su pila	P	0	[kN]	carico su pila
Cordoli							
Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio				
h	0.00	[m]	spessore				
B	0.00	[m]	larghezza				
L	0.00	[m]	lunghezza				
n	0.00	[-]	n°				
P_i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato				
P	0	[kN]	carico su pila				
Carichi permanenti non strutturali							
Pavimentazione di nuova realizzazione (terreno)				Pavimentazione di nuova realizzazione (terreno)			
Y	22.00	[kN/m ³]	peso proprio	Y	0.00	[kN/m ³]	peso proprio
h	0.27	[m]	spessore	h	0.00	[m]	spessore
B	24.30	[m]	larghezza	B	0.00	[m]	larghezza
L	17.22	[m]	lunghezza	L	0.00	[m]	lunghezza
n	1.00	[-]	n°	n	0.00	[-]	n°
P_i	1219	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato	P_i	0	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	2439	[kN]	carico su pila	P	0	[kN]	carico su pila
Carichi variabili da traffico - tandem system							
w	24.30	[m]	larghezza totale impalcato				
n_l	8.00	[-]	n° corsie convenzionali				
n_c	3.00	[-]	n° corsie convenzionali con traffico				
w_l	3.00	[m]	larghezza corsia convenzionale				
p_t	15.3	[m]	parte rimanente				
Q	1200	[kN]	carichi concentrati da traffico con disposizione in corrispondenza pila				

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Carichi variabili da traffico - uniformly distributed loads			
w	24.30	[m]	larghezza totale impalcato
n _i	8.00	[-]	n° corsie convenzionali
n _c	3.00	[-]	n° corsie convenzionali con traffico
w _i	3.00	[m]	larghezza corsia convenzionale
w _{rim}	15.3	[m]	parte rimanente
w ₁	3.00	[m]	
q ₁	9.00	[kN/m ²]	
w ₂	3.00	[m]	
q ₂	2.50	[kN/m ²]	
w ₃	3.00	[m]	
q ₃	2.50	[kN/m ²]	
w _{rim}	15.30	[m]	
q _{rim}	2.50	[kN/m ²]	
L	17.22	[m]	lunghezza
n	1.00	[-]	n°
P _i	691	[kN]	carico su singolo appoggio impalcato
P	1382	[kN]	carico su pila

ANALISI DEI CARICHI DIRETTAMENTE AGENTI SULLA PILA			
Carichi permanenti strutturali			
<u>Pulvino esistente</u>		<u>Pulvino di nuova realizzazione</u>	
γ	25.00 [kN/m ³]	γ	0.00 [kN/m ³]
A	1.60 [m ²]	A	0.00 [m ²]
b	24.29 [m]	L	0.00 [m]
n	1.00 [-]	n	0.00 [-]
P	972 [kN]	P	0 [kN]
<u>Fusto esistente</u>		<u>Fusto di nuova realizzazione</u>	
γ	25.00 [kN/m ³]	γ	0.00 [kN/m ³]
∅	1.20 [m]	∅	0.00 [m]
H	3.60 [m]	H	0.00 [m]
n	8.00 [-]	n	0.00 [-]
P	814 [kN]	P	0 [kN]
<u>Plinto</u>			
γ	25.00 [kN/m ³]		
A	20.47 [m ²]		
b	24.29 [m]		
n	1.00 [-]		
P	12430 [kN]		

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO ALLA BASE DELLA PILA - SLU							
<u>Carichi verticali da impalcato</u>							
			P [kN]				
- Carichi permanenti strutturali			3797	(G1)			
- Carichi permanenti non strutturali			2439	(G2)			
- Carichi verticali da traffico (Tandem System)			1200	(Q1-ts)			
- Carichi verticali da traffico (Uniformly Distributed Loads)			1382	(Q1-udl)			
<u>Carichi verticali agenti direttamente su pila</u>							
- Carichi permanenti strutturali			14216	(G1)			
<u>Carichi verticali totali agenti in fondazione</u>							
					$\gamma G / \gamma Q$		
- Carichi permanenti strutturali			18014	(G1)	x	1.35	= 24318
- Carichi permanenti non strutturali			2439	(G2)	x	1.35	= 3292
- Carichi verticali da traffico (Tandem System)			1200	(Q1)	x	1.35	= 1620
- Carichi verticali da traffico (Uniformly Distributed Loads)			1382	(Q1)	x	1.35	= 1865
							31096 [kN]
<u>Carichi al metro lineare per calcolo palificata</u>							
L	24.27	[m]					
P	1281	[kN/m]					

CALCOLO ACCELERAZIONE DI PROGETTO							
f_{ck}	16	[N/mm ²]					
E	28608	[N/mm ²]	modulo elastico cls				
\emptyset	1200	[mm]	diametro fusto				
n_{fusti}	8	[-]	numero fusti				
I	8.14301E+11	[mm ⁴]	momento inerzia sistema				
L	6900	[mm]	distanza tra estradosso pulvino e intradosso fondazione				
m	15051	[kN]	massa oscillante del sistema				
	1505061	[kg]					
k	212737919	[N/m]	rigidezza del sistema				
T_1	0.53	[sec]	periodo proprio di oscillazione				
<u>Parametri sismici</u>							
a_g	0.211	[g]					
F_0	2.432	[-]					
T_C^*	0.307	[s]					
S	1.39	[-]					
C_C	1.55	[-]					
η	1	[-]					
<u>Parametri spettro di risposta</u>							
T_B	0.16	[s]					
T_C	0.48	[s]					
T_D	2.44	[s]					
$S_g(T_1)$	0.64	[g]	accelerazione di progetto				

SOLLECITAZIONE DI CALCOLO ALLA BASE DELLA PILA - SLV				
Si calcola l'accelerazione di progetto mediante schema oscillatore semplice				
a*	0.642	[g]		
Nella tabella successiva:				
h = distanza verticale del punto di applicazione carichi rispetto intradosso fondazione				
P = carico verticale per condizione sismica				
Fy = forza di inerzia				
M = momento ribaltante in corrispondenza intradosso fondazione				
<u>Carichi da impalcato</u>				
Carico	P [kN]	Fy [kN]	h [m]	Mz [kNm]
(G1)	3797	4877	6.90	33654
(G2)	2439	3133	6.90	21615
(Q1-ts)	240	154	6.90	1064
(Q1-udl)	276	355	6.90	2449
<u>Carichi su pila</u>				
Carico	P [kN]	Fy [kN]	h [m]	Mz [kNm]
(G1 - pulv.)	972	624	6.40	3994
(G1 - fusti)	814	523	4.10	2144
(G1 - plinto)	12430	7983	1.15	9181
Totale	20969	17649		74100
<u>Carichi al metro lineare per calcolo palificata</u>				
L	24.27	[m]		
	P [kN/m]	Fy [kN/m]		Mz [kNm/m]
tot.	864	727		3053

8.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo considera sia le opere di fondazione esistenti che quelle di nuova realizzazione (rinforzo strutturale).

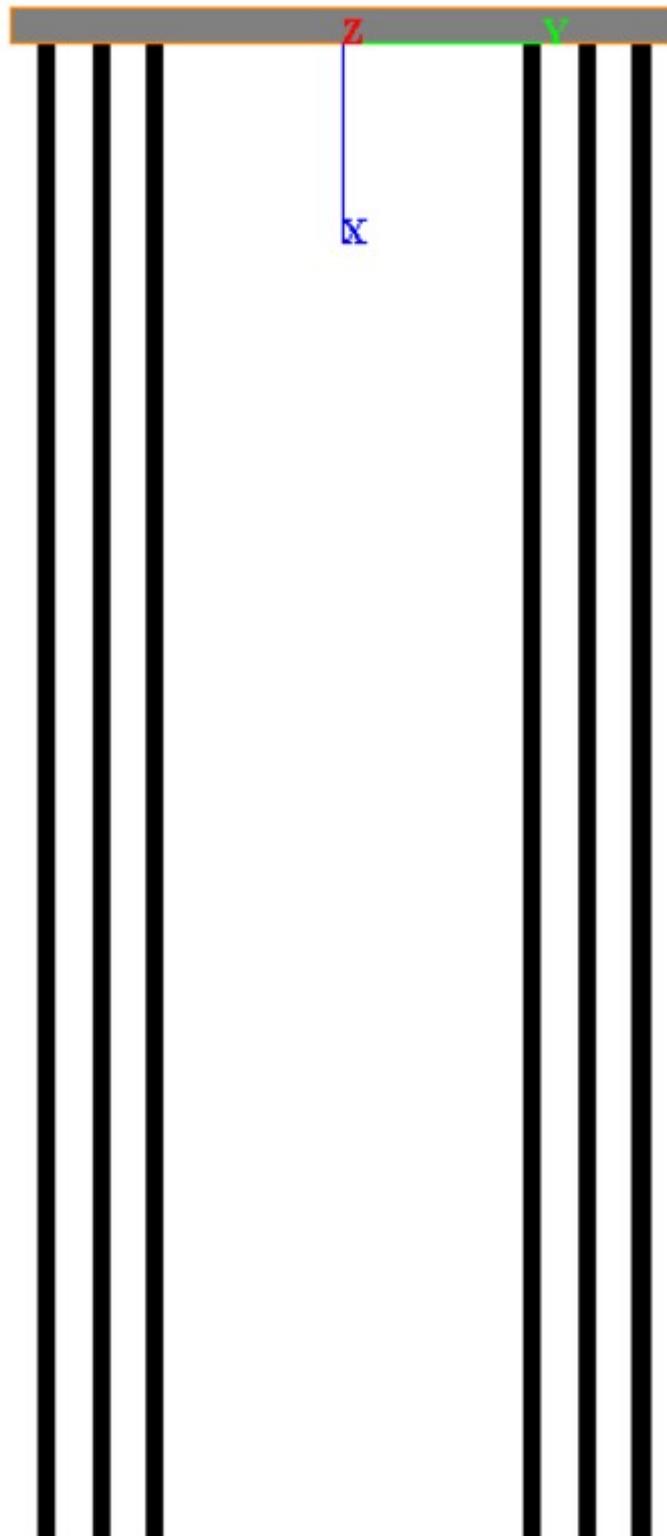


Figura 8-2. Pila - Modello di calcolo palificata: piano y-x

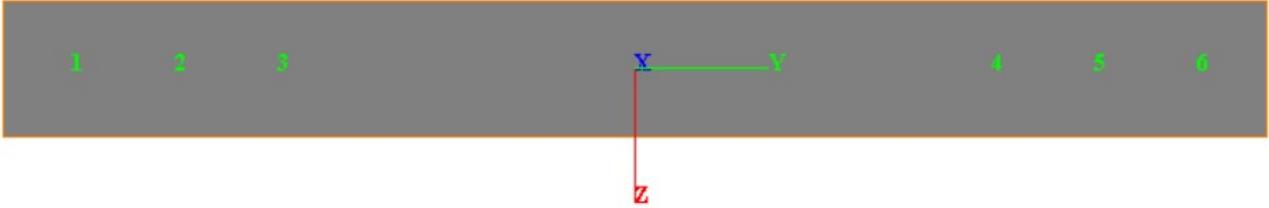


Figura 8-3. Pila - Modello di calcolo palificata: piano y-z

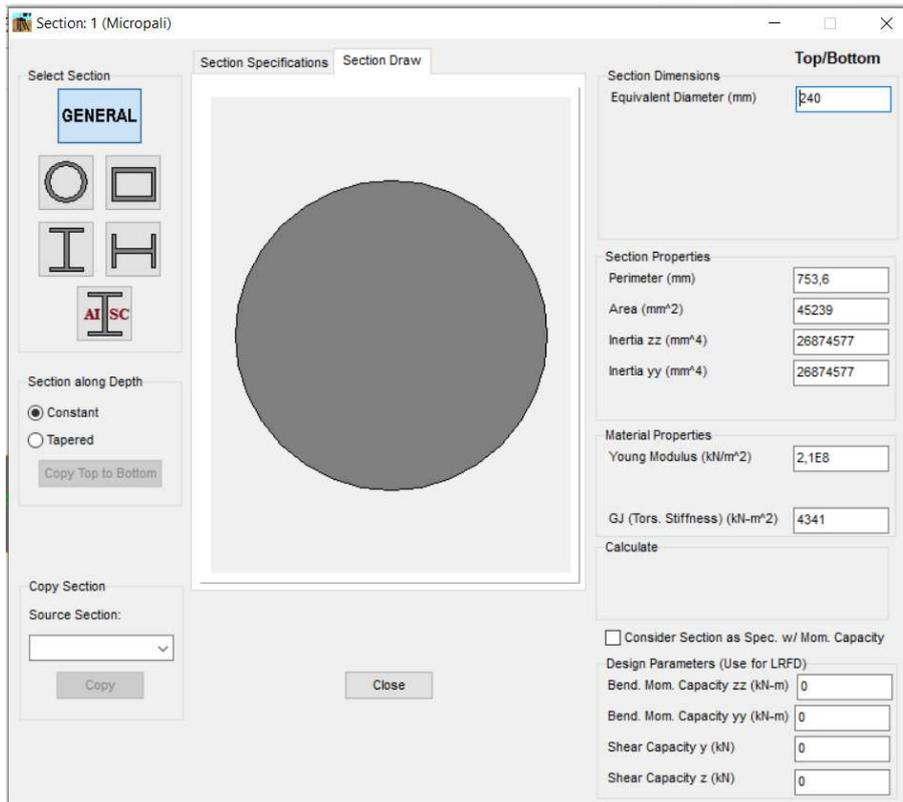


Figura 8-4. Pila - Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali

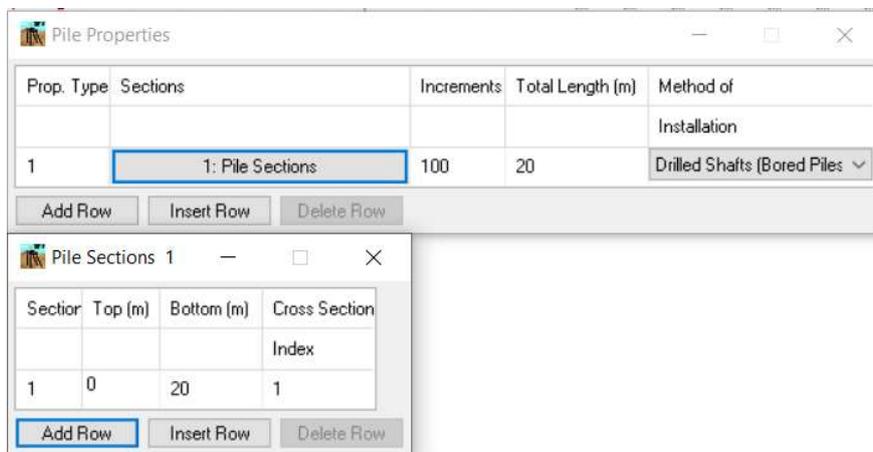


Figura 8-5. Pila - Parametri dei pali in GROUP

Pile Group 3D Layout

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

Add Row Insert Row Delete Row

Pile-Head Coordinates (3-D)

Pile #	Pile-Top Vertical X-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Y-Coordinates, (m)	Pile-Top Horizontal Z-Coordinates, (m)	Angle Alpha* (use 0 for vertical pile) (DEG)	Angle Beta** (use 90 for vertical pile) (DEG)	Angle Theta (section rotation) (DEG)	Vert. Dist. from Pile Top to Ground Line***, (m)
1	0	-3,94	0	0	90	0	0
2	0	-3,22	0	0	90	0	0
3	0	-2,5	0	0	90	0	0
4	0	2,5	0	0	90	0	0
5	0	3,22	0	0	90	0	0
6	0	3,94	0	0	90	0	0

Add Row Insert Row Delete Row

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

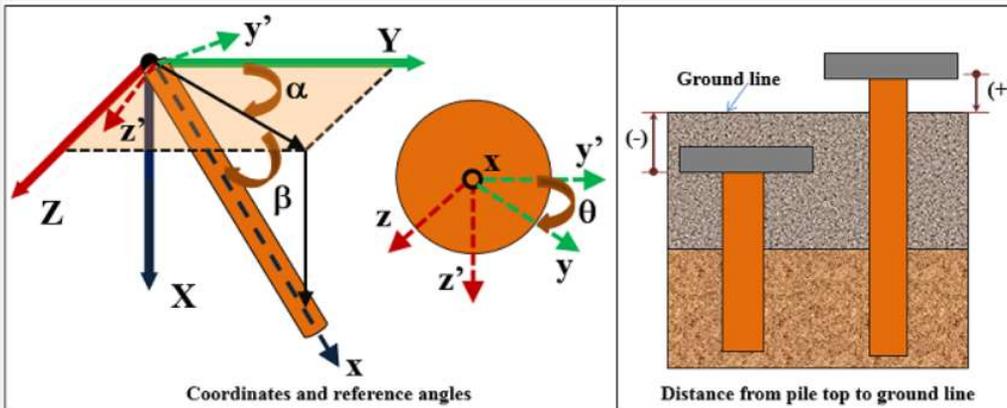


Figura 8-6. Pila - Disposizione dei pali in GROUP

Soil Layers

Layer	Soil Type	Depth for Top of Soil Layer (m)	Depth for Bottom of Soil Layer (m)	Properties of Layer
1	Sand (Reese)	0	3,4	1: Sand (Reese, et al.)
2	Silt (cemented c-phi)	3,4	6,2	2: Cemented c-phi Soil
3	Sand (Reese)	6,2	24	3: Sand (Reese, et al.)
4	Sand (Reese)	24	40	4: Sand (Reese, et al.)

Add Row Insert Row Delete Row

Sand (Reese, et al.) 1

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle, (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	38	100000	26	0
2	10	38	100000	37	0

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.
 p-y Modulus, k:
 - Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.
 - Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.
 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.
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

Cemented c-phi Soil 2

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Undrained Cohesion, c (kN/m ²)	Friction Angle (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Strain Factor E50	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	9	61	26	40000	0,007	37	0
2	9	63	26	40000	0,007	38	0

This p-y model requires non-zero values for both cohesion and friction angle.
 A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.
 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.
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

Sand (Reese, et al.) 3

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle, (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	38	100000	57	0
2	10	38	100000	150	0

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.
 p-y Modulus, k:
 - Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.
 - Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.
 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.
 - Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

Sand (Reese, et al.) 4

1=Top, 2=Bottom	Effective Unit Weight (kN/m ³)	Friction Angle, (DEG.)	p-y Modulus, k (kN/m ³)	Ultimate Unit Side Friction (kN/m ²)	Ultimate Unit Tip Resistance (kN/m ²)
1	10	38	100000	150	0
2	10	38	100000	150	0

A linear interpolation with depth will be used to compute values between the top and bottom of the layer.

p-y Modulus, k:

- Always check recommended value in Geotechnical Investigation Reports.
- Program will help to estimate value for p-y Modulus, k, if zero input value is entered.

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.
- Program will help to estimate values for Ultimate Unit Side Friction and Ultimate Unit Tip Resistance if zero input values are entered.

Figura 8-7. Pila - Caratteristiche meccaniche terreno

8.3 ANALISI GEOTECNICA

8.3.1 Sollecitazioni di calcolo

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

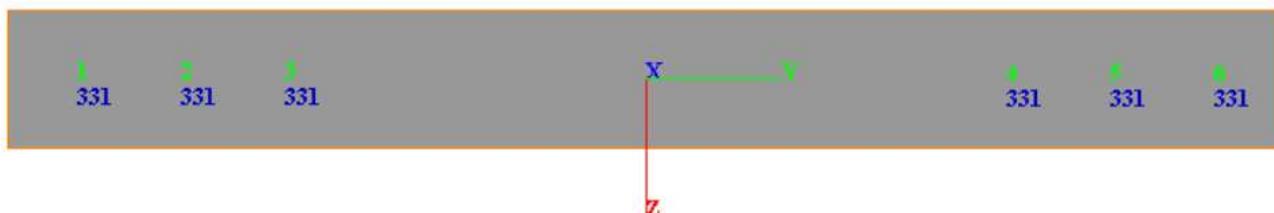


Figura 8-8. Azioni assiali di calcolo sulla palificata – SLU

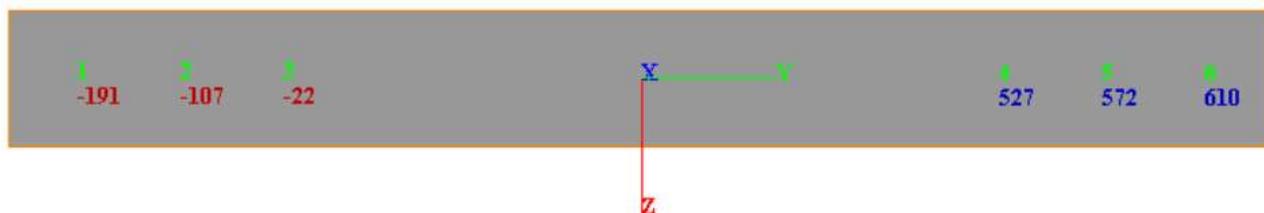


Figura 8-9. Azioni assiali di calcolo sulla palificata - SLV

Verifica Carico Limite Pali/Micropali

APPROCCIO 1	Pali Trivellati		n°Indagini	ξ_3	ξ_4
Combinazione 1					1
A1 + M1 + R3	R3		2	1.65	1.55
Base	1.35		3	1.60	1.48
Laterale Compressione	1.15		4	1.55	1.42
Totale	1.30		5	1.50	1.34
Laterale Trazione	1.25		7	1.45	1.28
			≥10	1.40	1.21

Caratteristiche Pali/ Micropali

D Perforazione =	0.24	m		Numero di Verticali Indagate
L Perforazione =	20.0	m		1
L Bulbo =	20.0	m		

Caratteristiche Terreno

γ =	19.0	kN/m ³	LIMO ARGILLOSO A, A', A''
ϕ =	26.0	°	
γ =	20.0	kN/m ³	GHIAIA E SABBIA B
ϕ =	38	°	

Azioni di Calcolo

N _{Ed} Compressione =	488	kN	
N _{Ed} Trazione =	152.8	kN	

Resistenza di Calcolo

N _{Rd} Compressione =	582	kN	
N _{Rd} Trazione =	394	kN	

Esito della Verifica

$$N_{Rd} > N_{Ed}$$

N _{Rd}		N _{Ed}				
582	>	502				
394	>	153				

La Verifica Risulta Soddisfatta

8.4 ANALISI STRUTTURALE

8.4.1 Sollecitazioni di calcolo

I seguenti grafici riportano le azioni di taglio e flettenti agenti per la combinazione sismica che risulta essere la più significativa ai fini del calcolo.

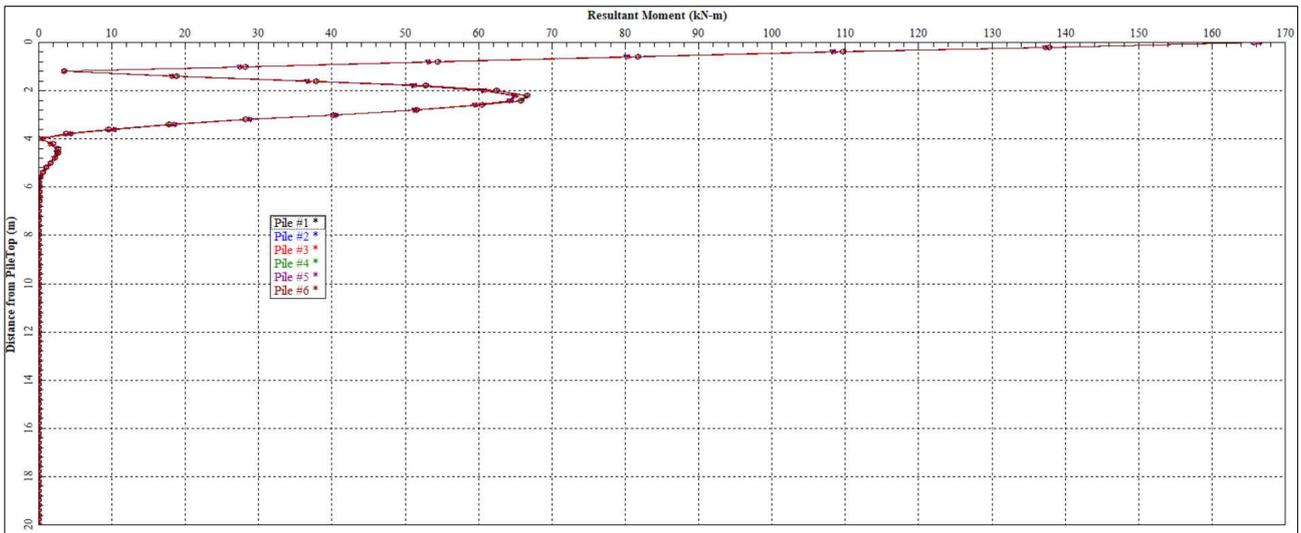


Figura 8-10. Azioni flettenti di calcolo sulla palificata – SLV

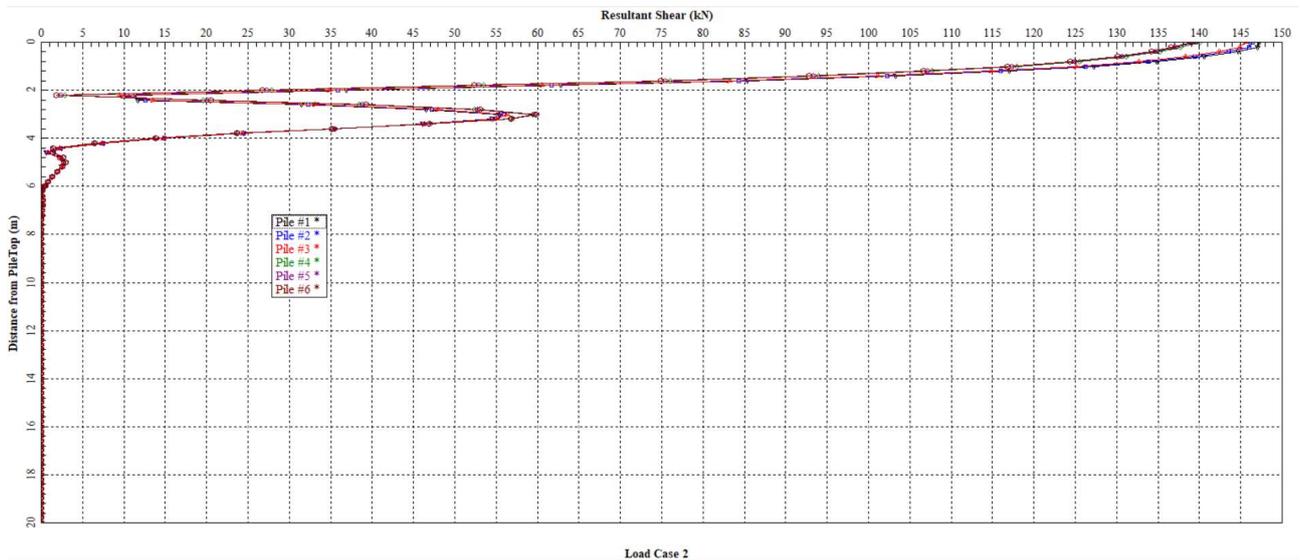


Figura 8-11. Azioni taglianti di calcolo sulla palificata – SLV

8.4.2 Verifica strutturale

DATI MATERIALE			
Acciaio S355 ex Fe510			
Modulo elastico:	E_s [MPa] =	210000	
Tensione ultima caratteristica:	f_u [MPa] =	510	
Tensione di snervamento caratteristica:	f_y [MPa] =	355	
Coefficiente di adattamento plastico:	ψ =	1.05	
Coefficiente di sicurezza sezioni trasversali (classe 1-2-3):	γ_{M0} =	1.05	
Coefficiente di sicurezza sezioni trasversali (classe 4):	γ_{M1} =	1.1	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità:	γ_{M1} =	1.1	
	ρ_p [kg/m] =	63.84	
DATI GEOMETRICI TUBOLARE			
Classe profilo:		1	
Diametro esterno:	D [mm] =	177.8	
Spessore:	s_p [mm] =	16	
Diametro interno:	d [mm] =	145.8	
Area:	A [mm ²] =	8133.0	
Area resistente a taglio:	$A_v = 2A/\pi$ [mm ²] =	5177.6	
momento statico	S^* [mm ³] =	210116.6	
Equivalente area di taglio	$A^* = I_t/S^*$ [mm ²] =	4092.9	
Momento di inerzia flessionale:	I [mm ⁴] =	26874577.4	
Momento di inerzia torsionale:	J [mm ⁴] =	53749154.7	
Modulo di resistenza elastico:	W_{el} [mm ³] =	302301.2	
Modulo di resistenza plastico:	W_{pl} [mm ³] =	420233.2	
Raggio giratore d'inerzia:	i [mm] =	57.5	
SOLLECITAZIONI			
Momento (valore di design):	M_{Sd} [KNm] =	134	
Taglio (valore di design):	V_{Sd} [KN] =	118	
Azione assiale (valore di design):	N_{Sd} [KN] =	488	
RESISTENZE DI PROGETTO (resistenza composta pressoflessione+taglio)			
Momento plastico (flessione):	$M_{pl,Rd}$ [KNm] =	142.1	
Taglio plastico:	$V_{pl,Rd}$ [KN] =	1010.7	
	ρ =	0.6	
Interazione flessione-taglio:		trascurabile	
Momento plastico (flessione+taglio):	$M_{pl,Rd}$ [KNm] =	142.1	
Azione assiale plastico:	$N_{pl,Rd}$ [KN] =	2749.7	
Momento plastico ridotto (pressoflessione+taglio):	$M_{N,Rd}$ [KNm] =	137.6	
VERIFICHE DI RESISTENZA SLU (sollecitazione composta pressoflessione+taglio)			$S_d / R_d (<1)$
Verifica azione assiale	$N_{Sd} < N_{pl,Rd}$:	soddisfatta	0.18
Verifica taglio	$V_{Sd} < V_{pl,Rd}$:	soddisfatta	0.12
Verifica flessione	$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$:	soddisfatta	0.94
Verifica flessione + taglio	$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$:	soddisfatta	0.94
Verifica pressoflessione + taglio	$M_{Sd} < M_{N,Rd}$:	soddisfatta	0.97

9 ANALISI GEOTECNICA MURI ANDATORI CARREGGIATA NORD - (NUOVA REALIZZAZIONE)

I tabulati che seguono, riportano i risultati delle analisi e verifiche geotecniche condotte sul muro andatore a sostegno del rilevato di approccio al sottovia.

Per maggiori informazioni, si rimanda alla relazione di calcolo strutturale.

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Agucchi - Tang. Nord 10+500 (sottovia 66T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore

VERIFICHE GEOTECNICHE E DI RESISTENZA STRUTTURALE

I seguenti paragrafi riportano le verifiche delle opere di sostegno su fondazione diretta.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali che compongono il muro di sostegno.

Fondazione/Dente di taglio

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	40	B450C	450	XC2	Ordinarie

Paramento

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	35	B450C	450	XF2	Aggressive

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche del muro di sostegno.

B [m]	B1 _{medio} [m] (lato valle)	B2 _{medio} [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]
5.00	2.30	1.10	1.60	8.97	1.00	7.97

H _{zav} [m] (lato monte)	H _{zav} [m] (lato valle)	B4 [m] (lato monte)	porzione di terreno di rilevato ad andamento costante	Dente di taglio			NO
				H _{dente} [m]	B _{dente} [m]	H _{zav valle} [m]	X _{g_dente} [m]
7.97	0.20	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00

H _{sicurv} [m]	D [m] (capacità portante)	a [m] (capacità portante)	L [m] (capacità portante)	e _c [m] (capacità portante)	θ [°] (capacità portante)	w [°] (capacità portante)	Falda
1.00	1.20	0.00	10.00	0.00	90.00	0.00	SI

Azioni delle FOA - ASSENTE

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
p.p. strut. + p.p. pannelli	0.00	0.00	0.00
Pressione dinamica veicolare	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00

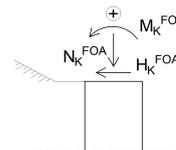


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

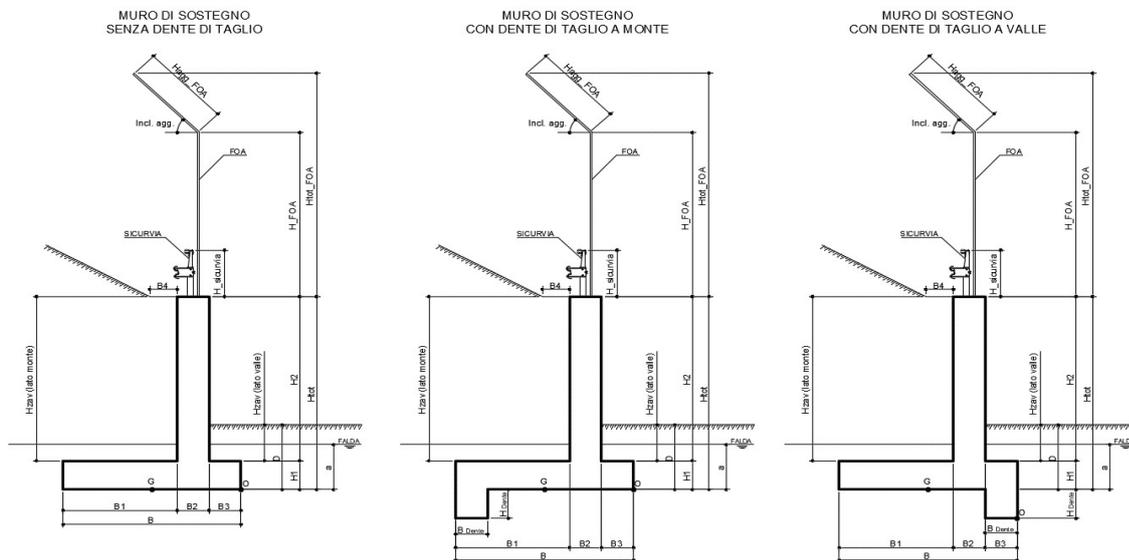


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

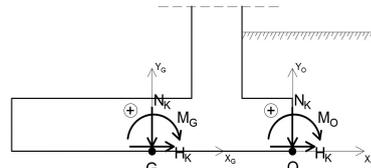


Figura 3 - Convenzione dei segni

ANALISI DEI CARICHI

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	γ [kN/m ³]	N_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	25	125.00	-2.50	0.50	-312.50	0.00	0.50	0.00
Paramento c.a.	25	219.04	-2.15	4.98	-470.93	0.35	4.98	76.66
FOA		0.00	-2.15	0.00	0.00	0.35	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	20	366.62	-3.85	4.99	-1411.49	-1.35	4.99	-494.94
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-4.23	8.97	0.00	-1.73	8.97	0.00
Zavorra lato valle	20	6.40	-0.80	1.10	-5.12	1.70	1.10	10.88
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50	0.00	0.00
Sicurvia		0.00	-2.15	9.97	0.00	0.35	9.97	0.00
Totale		717			-2200			-407

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

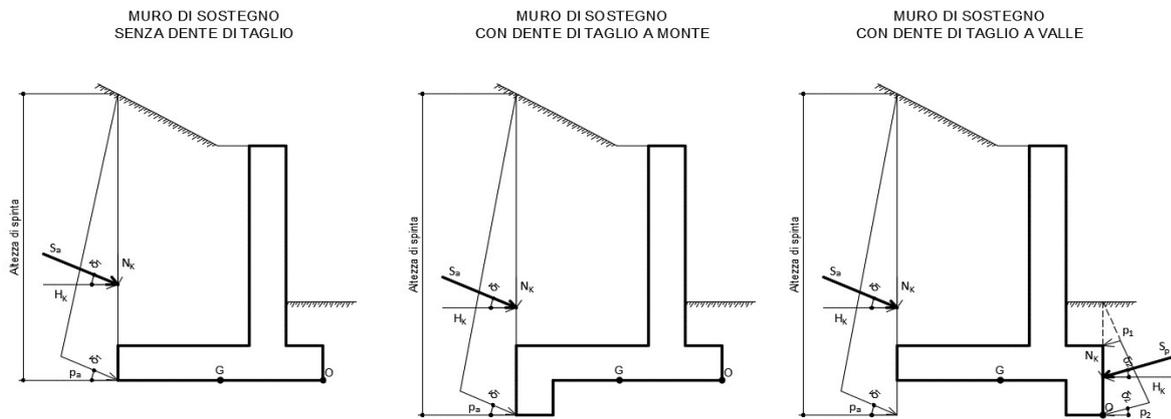


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.97

Comb.	k_a	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	0.244	196.65	77.89	180.57	-5.00	2.99	150.45

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

Comb.	k_p	$p1$ [kN/mq]	$p2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_k [kNm/m]
M1	4.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_o [kNm/m]
M1	196.65	77.89	180.57	150.45

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.97

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	196.65	77.89	180.57	-2.50	2.99	345.18

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_p	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	4.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_G [kNm/m]
M1	196.65	77.89	180.57	345.18

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Via Agucchi - Tang. Nord 10+500 (sottovia 66T)
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: Muro andatore

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.97

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	196.65	77.89	180.57	-2.50	2.99	345.18

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_0	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	4.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_O [kNm/m]
M1	196.65	77.89	180.57	345.18

(C2b): Spinta delle terre per verifiche strutturali

A favore di sicurezza, non si considera la componente verticale nelle verifiche strutturali della soletta di fondazione - Attenzione: è stato posto un coefficiente pari a 0 nel calcolo di N_k

H_{SPINTA} [m] 8.97

Comb.	k_0	S_{t0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	343.10	0.00	343.10	-2.50	2.99	1025.88

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

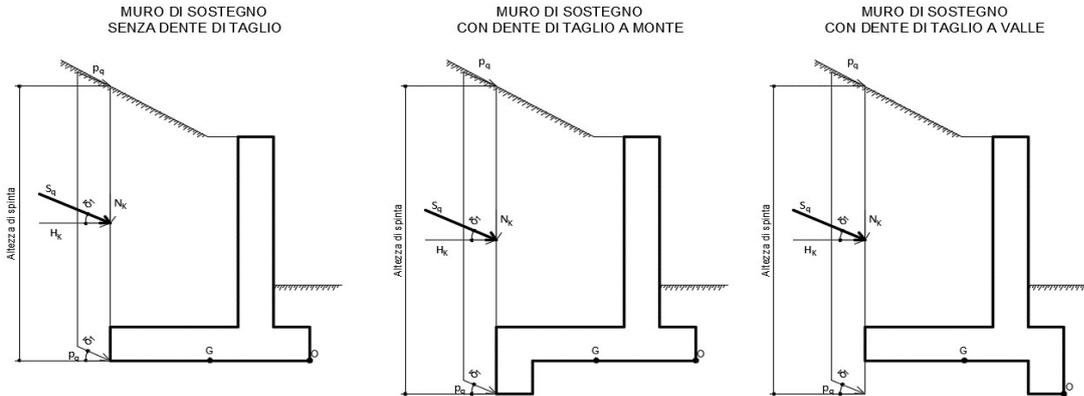


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_G [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
46.00	-3.85	-177.10	-1.35	-62.10

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 8.97

Comb.	k_a	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	0.244	43.85	17.37	40.26	-5.00	4.49	93.74

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 8.97

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	43.85	17.37	40.26	-2.50	4.49	137.15

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 8.97

Comb.	k_0	S_{q0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	76.50	0.00	76.50	-2.50	4.49	343.10

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Agucchi - Tang. Nord 10+500 (sottovia 66T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore

Verifiche geotecniche e strutturali

Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
0.00	0.00	-2.15	0.00	0.00	0.35	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

H_k [kN]	H_{URTO} [m]
0	1.00

(da piano stradale)

come da Linee Guida ASPI come da NTC2018

n° montanti	$i_{mont.}$ [m]	L_{diff_muro} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
3.00	1.50	12.07	10.00	10.00	0.00	9.97	0.00

n° montanti	L_{diff_concio} [m]	L_{diff_parete} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
3.00	1.50	12.07	10.00	10.00	0.00	9.97	0.00

(C5): Azione del vento

H_{FOA} [m]	$H_{FOA_agg.}$ [m]	Incl. agg. [°]	Verso	H_{VENTO} [m]	p [kN/m ²]
0.00	0.00	0	da strada	0.00	0.00

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
0.00	0.00	0.35	0.00	0.00	-2.15	0.00	0.00

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

(dente di taglio: si considera unicamente il contributo verticale)

k_h	0.112	k_v	0.056
-------	-------	-------	-------

Sisma diretto verso l'alto: - k_v

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	-6.98	13.95	-2.50	0.50	24.42	0.00	0.50	6.98
Paramento c.a.	-12.22	24.45	-2.15	4.98	148.10	0.35	4.98	117.54
FOA	0.00	0.00	-2.15	0.00	0.00	0.35	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	-20.46	40.92	-3.85	4.99	282.77	-1.35	4.99	231.62
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-4.23	8.97	0.00	-1.73	8.97	0.00
Zavorra lato valle	-0.36	0.00	-0.80	1.10	0.29	1.70	1.10	-0.61
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-2.15	9.97	0.00	0.35	9.97	0.00
Totale	-40	79			456			356

Sisma diretto verso il basso: + k_v

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	6.98	13.95	-2.50	0.50	-10.46	0.00	0.50	6.98
Paramento c.a.	12.22	24.45	-2.15	4.98	95.53	0.35	4.98	126.09
FOA	0.00	0.00	-2.15	0.00	0.00	0.35	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	20.46	40.92	-3.85	4.99	125.22	-1.35	4.99	176.37
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-4.23	8.97	0.00	-1.73	8.97	0.00
Zavorra lato valle	0.36	0.00	-0.80	1.10	-0.29	1.70	1.10	0.61
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-2.15	9.97	0.00	0.35	9.97	0.00
Totale	40	79			210			310

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

La componente dinamica della spinta delle terre è calcolata in riferimento alla componente statica valutata, a favore di sicurezza, in regime di spinta attiva.

SPINTA TOTALE DELLE TERRE IN CONDIZIONI DINAMICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA - METODO PSEUDO-STATICO DI MONONABE OKABE

SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

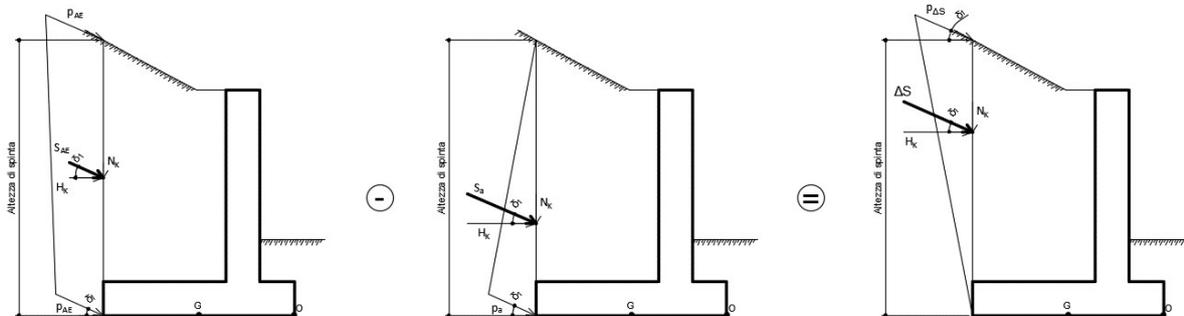


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Agucchi - Tang. Nord 10+500 (sottovia 66T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore

Ribaltamento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	196.65	0.369	272.29	75.64
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	29.96	69.45	-5.00	4.49	161.70

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	196.65	0.346	301.96	105.31
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	41.71	96.70	-5.00	4.49	225.13

Scorrimento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	196.65	0.319	242.32	45.67
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	18.09	41.93	-2.50	4.49	142.84

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	196.65	0.310	263.42	66.77
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	26.45	61.31	-2.50	4.49	208.85

Capacità portante

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	196.65	0.319	242.32	45.67
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	18.09	41.93	-2.50	4.49	142.84

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	196.65	0.310	263.42	66.77
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	26.45	61.31	-2.50	4.49	208.85

Verifiche strutturali

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	196.65	0.319	242.32	45.67
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	45.67	-2.50	4.49	204.81

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	196.65	0.310	263.42	66.77
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	66.77	-2.50	4.49	299.46

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Terreno spingente	
Parametro	M1
γ [kN/m ³]	20
ϕ' [°]	35.00
ϕ' [rad]	0.61
δ_{es} [°]	23.33
δ_{es} [rad]	0.41
δ_{sism} [°]	23.33
δ_{sism} [rad]	0.41
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
k_0	0.426
$k_{a\ es}$	0.244
$k_{a\ sism}$	0.244

peso specifico
 angolo d'attrito interno
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio (=2/3 ϕ')
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche (=2/3 ϕ')
 angolo che la parete forma con la verticale
 inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale

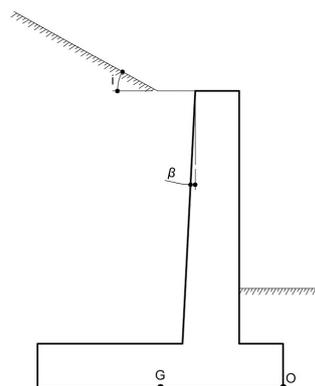


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m ³]	10
ϕ' [°]	38.00
ϕ' [rad]	0.66
δ_{es} [°]	19.00
δ_{es} [rad]	0.33
δ_{sism} [°]	19.00
δ_{sism} [rad]	0.33
c' [kN/m ²]	0.00
c_{ul} [kN/m ²]	0.00
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
$k_{p\ es}$	9.639
$k_{p\ es} (*)$	4.820

(terreno di riporto con caratteristiche migliorate - sarà da prevedersi la rimozione dello strato più superficiale relativo al deposito b_{nn})
 peso specifico sommerso
 angolo d'attrito interno
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio (=1/2 ϕ')
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche (=1/2 ϕ')
 coesione efficace
 resistenza non drenata
 condizioni di esercizio
 si considera aliquota 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro

Cliente: **Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna**
 Commessa: **Lotto 1 - Sottovia Via Agucchi - Tang. Nord 10+500 (sottovia 66T)**
 Argomento: **Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno**
 Sezione analizzata: **Muro andatore**

COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 66T (Via Agucchi)**

Vita nominale: VN **50** anni

Classe d'uso: **IV**

CU **2**

Periodo di riferimento per azione sismica: VR **100** anni

Parametri sismici:	Stato limite	Pv_R [anni]	T_R [anni]	a_g [g]	T_C^* [sec]	F_0
	SLV	0.1	949	0.211	0.307	2.432

Categoria di sottosuolo: **C**

Categoria topografica: **T1**

Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T_R [anni]	S_S	S_T	a_{max} [g]	a_g [m/s ²]
	SLV	949	1.39	1.00	0.294	2.882

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	STR/GEO	RIB
β	0.38	0.57

β incrementato del 50% per verifica a ribaltamento (NTC2018 7.11.6.2.1)

Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.112	0.167
Coefficiente sismico verticale	k_v	0.056	0.084

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.74	0.12	10.36	0.18
δ_{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
$\phi'_d - M1$	35.00	0.61	35.00	0.61

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.319	0.369
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.90	1.009

$k_{AE} - M1$	0.319	0.369
---------------	--------------	--------------

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.03	0.11	8.78	0.15
δ_{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
$\phi'_d - M1$	35.00	0.61	35.00	0.61

$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.31	0.346
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.88	0.962

$k_{AE} - M1$	0.310	0.346
---------------	--------------	--------------

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Agucchi - Tang. Nord 10+500 (sottovia 66T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore

VERIFICHE GEOTECNICHE

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	717	0	-2200	78	181	150	46	0	-177
	C3 - componente orizzontale (a)			C3 - FOA			C4		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	17	40	94	0	0	0	0	0	0
	C5			CS1 (-kV)			CS1 (+kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	0	0	-40	79	683	40	79	315
	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	30	69	162	42	97	225			

VERIFICA A RIBALTAMENTO (A1 + M1 + R3)

Carico	SLU-1	SLU-2	SISM-1	SISM-2	ECC
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2a	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00
C3 - oriz. (a)	1.50	1.13	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.50	1.13	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
C5	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00

(C1): Pesi propri - strutturali e non
 (C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche
 (C3): Sovraccarico accidentale
 (C4): Urto veicolo in svio
 (C5): Azione del vento
 (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
 (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

M_{stab} [kNm/m]	-2200	-2200	-2235	-2235	-2200
M_{rib} [kNm/m]	336	301	1014	709	169
γ_R	1.15	1.15	1.00	1.00	1.15
FS (≥ 1)	5.69	6.35	2.20	3.15	11.31

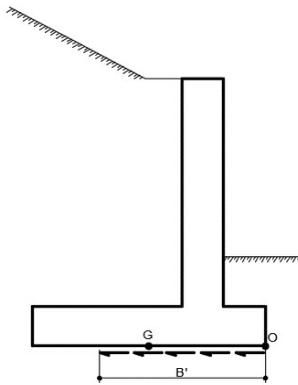
Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Agucchi - Tang. Nord 10+500 (sottovia 66T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

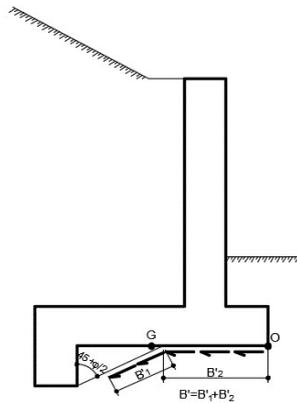
	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	717	0	-407	78	181	345	46	0	-62
	C3 - componente orizzontale (a)			C3 - FOA			C4		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	17	40	137	0	0	0	0	0	0
	C5			CS1 (-kV)			CS1 (+kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	0	0	-40	79	356	40	79	310
	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	18	42	143	26	61	209			

VERIFICA A SCORRIMENTO

MURO DI SOSTEGNO
SENZA DENTE DI TAGLIO



MURO DI SOSTEGNO
CON DENTE DI TAGLIO A MONTE



MURO DI SOSTEGNO
CON DENTE DI TAGLIO A VALLE

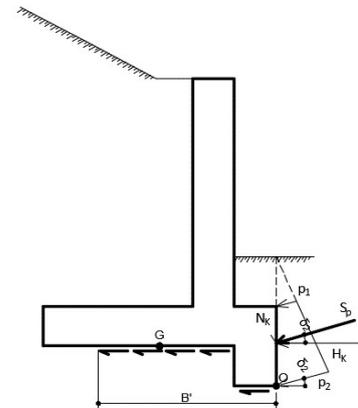


Figura 8 - Resistenza a scorrimento considerata per i diversi casi

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-A1
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2a	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00
C3 - oriz. (a)	1.50	1.13	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.50	1.13	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
C5	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-A1
N _{Ed} [kN/m]	844	838	786	874	798
H _{Ed} [kN/m]	295	280	310	329	189
M _{Ed} [kNm/m]	247	196	451	472	-35
Comb.	M1	M1	M1	M1	M1
φ' [°]	38	38	38	38	38
tanφ'	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78
c' [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
c _u [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
B' [m]	4.41	4.53	3.85	3.92	4.91
R _{Ed} [kN/m]	660	655	614	683	624
γ _R	1.10	1.10	1.00	1.00	1.10
FS (≥1)	2.03	2.13	1.98	2.07	3.01

- (C1): Pesì propri - strutturali e non
- (C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche
- (C3): Sovraccarico accidentale
- (C4): Urto veicolo in svio
- (C5): Azione del vento
- (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
- (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE

	Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
(C1): Pesi propri - strutturali e non	C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
(C2a): Spinta terre - verifiche geo	C2a	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
(C3): Sovraccarico accidentale	C3 - vert.	0.00	1.50	0.00	1.13	0.20	0.20	0.00	0.20
	C3 - oriz. (a)	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20
	C3 - FOA	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20
(C4): Urto veicolo in svio	C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
(C5): Azione del vento	C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non	CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre	CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed}[kN/m]	844	1128	838	1105	786	874	798	808
M_{Ed}[kNm/m]	247	32	196	4	451	472	-35	-47
V_{Ed}[kN/m]	295	295	280	280	310	329	189	189

Dimensioni geometriche fondazione

D [m]	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
a [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
L [m]	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
B [m]	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
e _t [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
e _B [m]	0.29	0.03	0.23	0.00	0.57	0.54	0.04	0.06
L' [m]	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
B' [m]	4.41	4.94	4.53	4.99	3.85	3.92	4.91	4.88

Parametri geotecnici terreno di fondazione

Peso proprio del terreno di riporto	γ_i [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso proprio dell'acqua	γ_w [kN/m ³]	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
Peso som. - Terreno di riporto	γ'_i [kN/m ³]	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19
Peso som. - Terreno di fondazione	γ'_2 [kN/m ³]	10	10	10	10	10	10	10
Angolo d'attrito	ϕ' [°]	38	38	38	38	38	38	38
Coesione efficace	c' [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0
Set di coefficienti parziali		M1						
Peso proprio - Terreno di riporto	$\gamma_{1, M1}$ [kN/m ³]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_{2, M1}$ [kN/m ³]	10	10	10	10	10	10	10
Angolo d'attrito fattorizzato	$\phi'_{, M1}$ [°]	38	38	38	38	38	38	38
	$\phi'_{, M1}$ [rad]	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{, M1}$ [kN/m ²]	0	0	0	0	0	0	0

Fattori di capacità portante

N _v	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02	78.02
N _c	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35	61.35
N _q	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93	48.93

Fattori di forma

(per forma rettangolare)

s _v	0.82	0.80	0.82	0.80	0.85	0.84	0.80	0.80
s _c	1.35	1.39	1.36	1.40	1.31	1.31	1.39	1.39
s _q	1.34	1.39	1.35	1.39	1.30	1.31	1.38	1.38

Fattori di profondità

(per $\phi > 0$)

d _v	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d _c	1.06	1.06	1.06	1.06	1.07	1.07	1.06	1.06
d _q	1.06	1.06	1.06	1.06	1.07	1.07	1.06	1.06

Fattori di inclinazione del carico

(per $c > 0$ e $\phi > 0$)

m _B	1.69	1.67	1.69	1.67	1.72	1.72	1.67	1.67
m _i	1.31	1.33	1.31	1.33	1.28	1.28	1.33	1.33
θ [°]	90.00	90	90	90	90	90	90	90
m	1.69	1.67	1.69	1.67	1.72	1.72	1.67	1.67
i _v	0.31	0.45	0.34	0.46	0.26	0.28	0.49	0.49
i _c	0.47	0.59	0.49	0.61	0.41	0.43	0.63	0.63
i _q	0.48	0.60	0.50	0.61	0.42	0.44	0.64	0.64

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Agucchi - Tang. Nord 10+500 (sottovia 66T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muro andatore

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
b_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
b_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori di inclinazione del piano campagna

w [°]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
g_y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_c	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g_q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Calcolo della capacità portante della fondazione superficiale

	q_{lim} [kN/m ²]	1255	1725	1334	1773	1015	1086	1844	1852
Set di coefficienti parziali		R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3
	γ_R	1.40	1.40	1.40	1.40	1.20	1.20	1.40	1.40
$q = q_{lim} / \gamma_R$	q [kN/m ²]	897	1232	953	1267	846	905	1317	1323
$Q = q \times B' \times L'$	Q [kN]	39589	60926	43200	63252	32580	35477	64717	64600
$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	4.69	5.40	5.16	5.73	4.15	4.06	8.11	8.00
		(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)	(>1)
Comb.		SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1