

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

AUTOSTRADA A14

OPERE D'ARTE MAGGIORI

92T - SOTTOVIA A14 RAMPA INTERC 14+476

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	A1	O10	ST092	FND00	R	APE	0836	-2	SCALA -

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

	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	3
1.1	DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI	3
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
1.3.1	<i>Strutture di nuova realizzazione</i>	5
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	6
1.5	CONVENZIONI GENERALI	6
1.5.1	<i>Unità di misura</i>	6
1.5.2	<i>Convenzioni di segno</i>	6
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	7
3	CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO	9
3.1	PREMESSA	9
3.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI	9
3.2.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)</i>	9
3.2.2	<i>Stima della capacità portante</i>	10
3.2.3	<i>Verifica a scorrimento</i>	13
3.3	FONDAZIONI SU PALI	13
3.3.1	<i>Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)</i>	13
3.3.2	<i>Resistenza di pali soggetti a carichi assiali</i>	14
3.3.3	<i>Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali</i>	16
3.4	VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI	21
3.5	PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE	23
4	FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	24
4.1	AZIONI DI CALCOLO	24
4.2	MODELLO DI CALCOLO	25
4.3	ANALISI GEOTECNICA	29
4.3.1	<i>Sollecitazioni di calcolo</i>	29
4.3.2	<i>Verifica geotecnica</i>	29
4.4	ANALISI STRUTTURALE	32
4.4.1	<i>Sollecitazioni di calcolo</i>	32
4.4.2	<i>Verifica strutturale</i>	33
5	ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	37
5.1	CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI – SPOSTAMENTI	37
5.1.1	<i>Azioni agenti sui tiranti e in fondazione</i>	39
5.1.2	<i>Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle</i>	39
6	FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)	41
6.1	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	41
6.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	42

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. CONVENZIONI DI SEGNO - GROUP	6
FIGURA 2-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	7
FIGURA 2-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA.....	7
FIGURA 2-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	7
FIGURA 2-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A')	7
FIGURA 2-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A'')	8
FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2018).....	10
FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2018)	10
FIGURA 3-3. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI MURI DI SOSTEGNO (TAB.6.5.I DELLE NTC2018)	10
FIGURA 3-4. FONDAZIONE EFFICACE EQUIVALENTE NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE	12
FIGURA 3-5. COEFFICIENTI PARZIALI γ_R DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TAB.6.4.II DELLE NTC2018)	14
FIGURA 3-6. FATTORI DI CORRELAZIONE Ξ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (TAB.6.4.IV DELLE NTC2018).....	14
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977)	16
FIGURA 3-8. ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	22
TABELLA 4-1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA	24
FIGURA 4-1. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE	25
FIGURA 4-2. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z	25
FIGURA 4-3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI	26
FIGURA 4-4. PARAMETRI DEI PALI IN GROUP	27
FIGURA 4-5. DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP	27
FIGURA 4-6. CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO	28
FIGURA 4-7. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE (COMBINAZIONE 2)	29
FIGURA 4-8. MINIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE (COMBINAZIONE 5)	29
FIGURA 4-9. RIEPILOGO STRATIGRAFIA PER VERIFICA CARICO LIMITE	29
FIGURA 4-10. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI	30
FIGURA 4-11. DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	31
FIGURA 4-12. MASSIME SOLLECITAZIONI FLESSIONALI (COMBINAZIONE 9)	32
FIGURA 4-13. MASSIME SOLLECITAZIONI DI TAGLIO (COMBINAZIONE 9)	32
FIGURA 4-14. MINIME AZIONI ASSIALI (COMBINAZIONE 15).....	32
FIGURA 4-15. MOMENTI FLETTENTI ASSOCIATI ALLA COMBINAZIONE CON MINIMA AZIONE ASSIALE (COMBINAZIONE 15)	33
FIGURA 4-16. VERIFICA TENSO-FLESSIONALE _SLU	33
FIGURA 4-17. METODO DI CLARKE E BIRJANDI - CALCOLO SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE.	34
FIGURA 4-18. VERIFICA A TAGLIO.....	35
FIGURA 4-19. VERIFICA TENSO-FLESSIONALE _SLE.....	36
FIGURA 5-1. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI-SPALLA.....	38

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha come obiettivo l'esposizione delle analisi svolte e dei principali risultati ottenuti relativamente al progetto del Sottovia Interconnessione 5, nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle.

L'opera è denominata 92T e ubicata indicativamente alla progressiva 14+476.

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

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

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

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

1.1 DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI

Le fondazioni delle spalle sono così realizzate.

SPALLE:	<u>AMPLIAMENTO 2</u>	
	Fondazione indiretta	
	Lunghezza pali:	31m
	Diametro del perforo:	Ø1000mm
	<u>AMPLIAMENTO 1</u>	
	Fondazione indiretta	
	Lunghezza pali	20m
	Diametro del perforo	Ø1000mm
	<u>ORIGINARIA</u>	
	Fondazione indiretta (pali tipo FRANKI)	
	Lunghezza pali	14m
	Diametro del perforo	Ø500mm

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

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

1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.3.1 Strutture di nuova realizzazione

Calcestruzzo per pali, micropali: C25/30

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

Micropali / ancoraggi passivi: carpenteria metallica

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

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

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

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

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

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

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

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

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

$$u_s = 0.3$$

1.4 SOFTWARE DI CALCOLO

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

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

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

1.5 CONVENZIONI GENERALI

1.5.1 Unità di misura

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

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

1.5.2 Convenzioni di segno

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

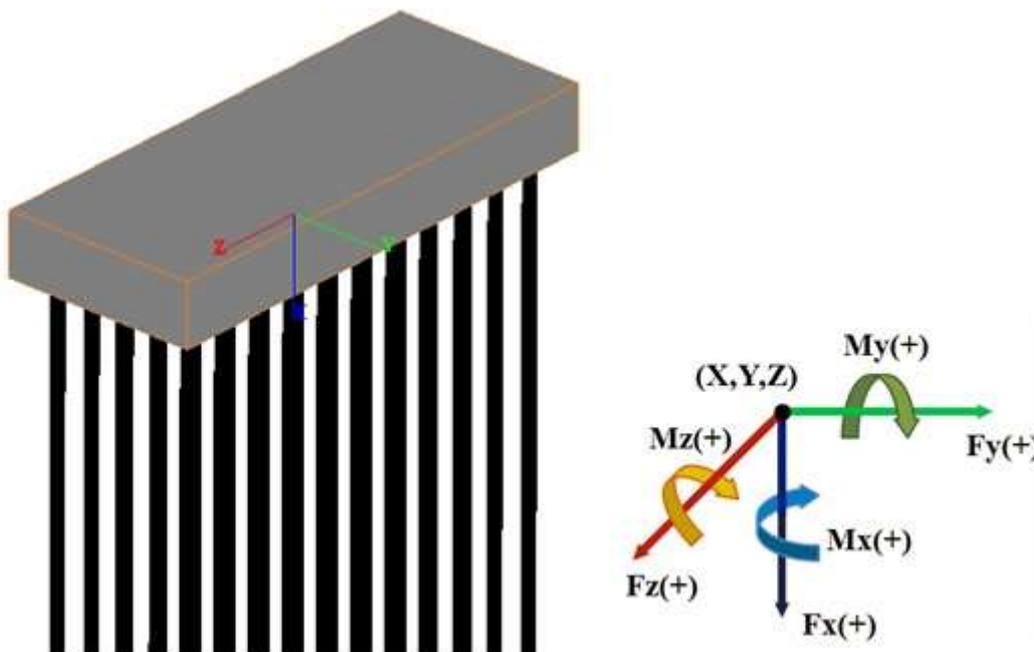


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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

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

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

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
S57	1984	14+570	36.00	45.00	-
CPT106	2000	14+505	34.00	40.00	-

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

Figura 2-1. Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Z _{xx} (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
36.00	0.00 ÷ 3.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	3.00 ÷ 15.00	Limo argilloso	A'	?	Tabella V
	15.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A''	?	Tabella VI

Figura 2-2. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

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

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

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

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

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

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

Si fa presente che l'opera in esame e le opere 90T, 90bT, 91, 92T e 93T sono limitrofe e ubicate presso l'interconnessione A13/A14. Ai fini della definizione dei coefficienti ξ₃ e ξ₄ per il calcolo della capacità portante di progetto dei pali/micropali della specifica opera, si sono considerate anche le prove geotecniche delle opere sopra citate.

3 CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO

3.1 PREMESSA

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

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

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

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

dove

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

R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

3.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

3.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2}

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

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

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

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

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

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

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

3.2.2 Stima della capacità portante

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

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

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

- Fattori di capacità portante:

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

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

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

- Fattori correttivi di forma:

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

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

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

- Fattori correttivi di profondità:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione del carico:

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

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione fondazione:

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

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

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

- Fattori correttivi di inclinazione piano campagna:

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

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

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

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

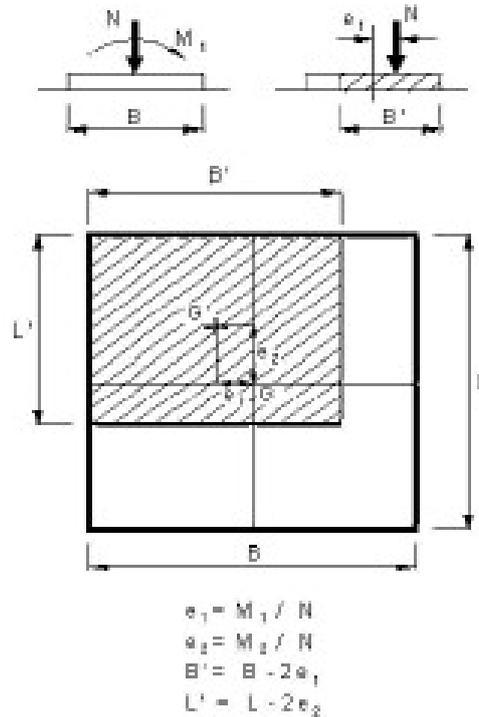


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

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

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

e il carico limite è dato da:

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

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

- Fattori correttivi di forma:

Valgono le stesse formulazioni utilizzate per le condizioni drenate

- Fattori correttivi di profondità (Vesic, 1975):

Valore di ϕ	d_c	d_q	d_γ
$\phi = 0$	$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$	
argilla saturata in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1

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

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

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

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

3.3.2 Resistenza di pali soggetti a carichi assiali

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

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

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

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

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

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

con

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

compressione

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

trazione

dove:

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

Portata di base

- Per terreni granulari:

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

- Per terreni coesivi:

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

dove:

c_u = coesione non drenata

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

Portata laterale

- Per terreni granulari si ha:

$$\tau_{LIM} = \min [k \times \sigma'_v \times \tan \varphi; T = f(N_{SPT})] < 150 \text{kPa}$$

dove:

$k = 0.70$ nel caso di compressione e $k = 0.50$ nel caso di trazione

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace

φ = angolo di attrito

N_{SPT} = numero di colpi/piede in prova SPT

I valori di $T = f(N_{SPT})$ si possono desumere dalla Figura 3-7:

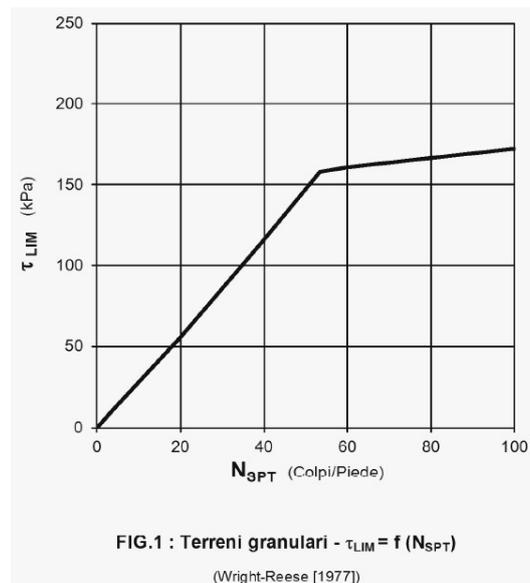


Figura 3-7. Terreni granulari – $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

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

dove:

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

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

3.3.3 Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali

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

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

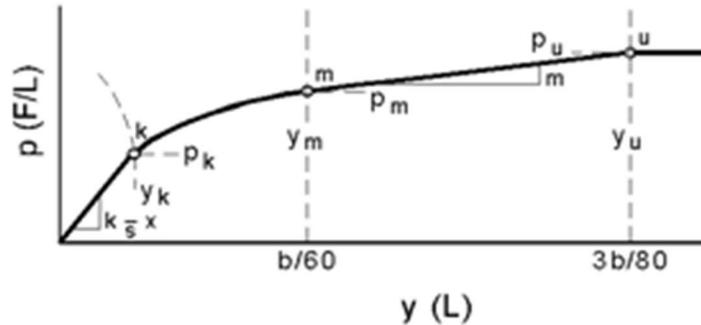
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

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

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

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

Modello per sabbie Cox e Reese (1975)



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

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

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

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

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

$$A_3 = 1 - A_2$$

dove:

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

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

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

4- definizione del tratto iniziale della curva p-y

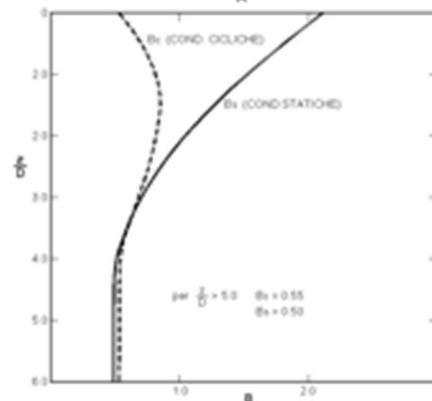
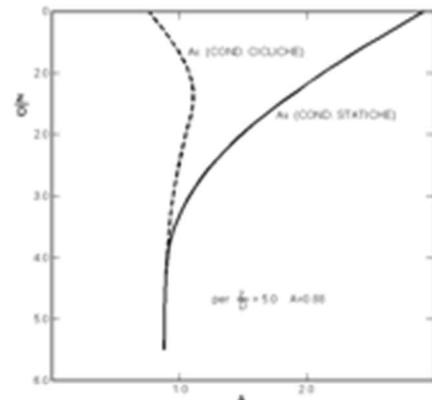
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

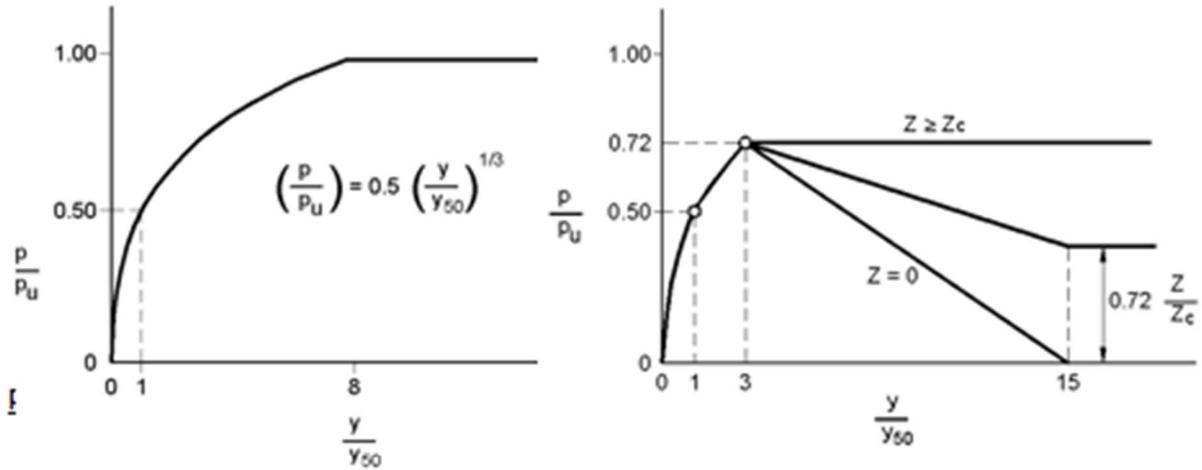
dove:

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

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



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



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

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

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

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

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

dove:

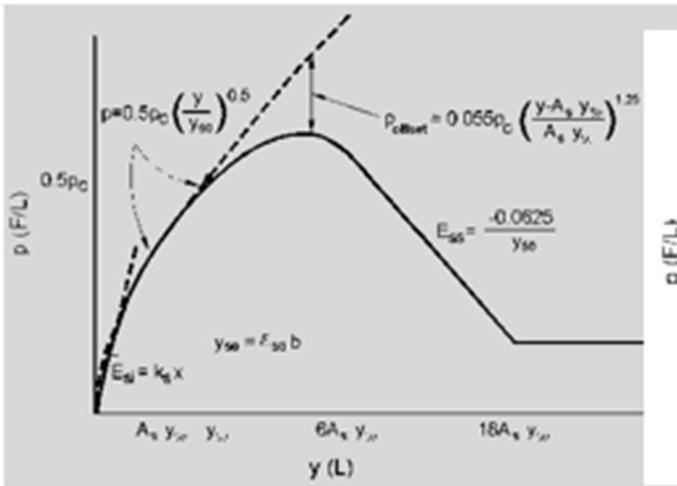
- p_{u1} resistenza laterale unitaria ultima
- σ^z pressione geostatica verticale efficace alla quota z
- c_u coesione non drenata
- z profondità da p.c.
- D diametro del palo
- δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale
- y spostamento orizzontale
- y_{50} spostamento orizzontale per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

per carichi ciclici

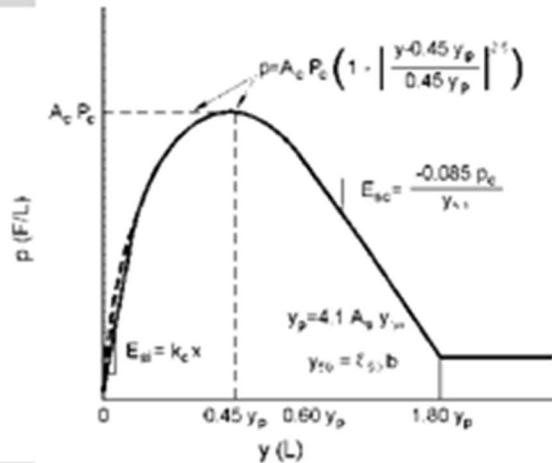
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

γ' = peso di volume efficace

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



Carichi statici



Carichi ciclici

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

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

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

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

p_u resistenza laterale unitaria ultima

z profondità da p.c.

σ' pressione geostatica verticale efficace a
 la profondità z

c_u coesione non drenata

D diametro del palo

y spostamento orizzontale

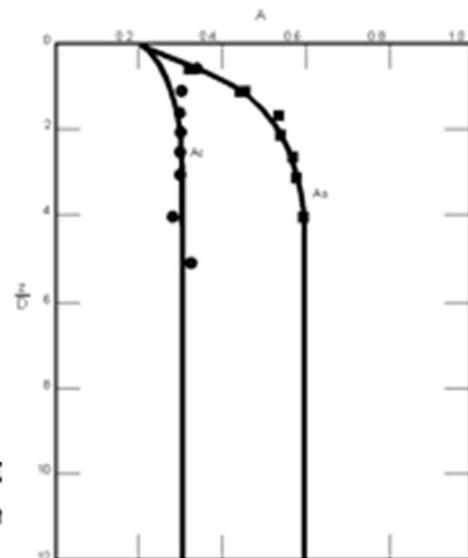
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$ spostamento orizzontale per $p=c$

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

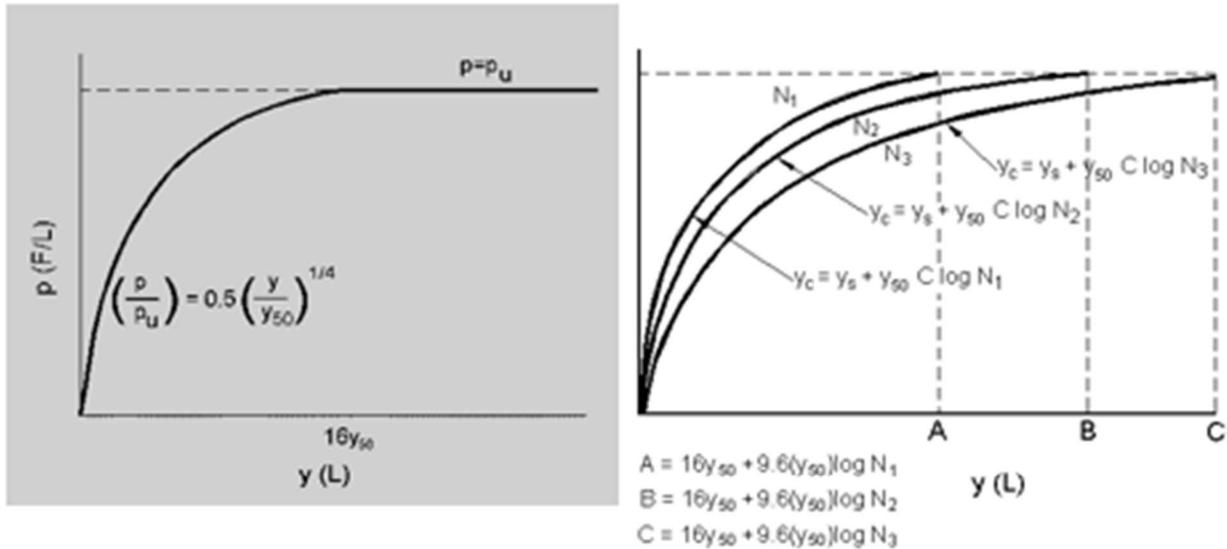
K_s pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

K_c pendenza del tratto iniziale della curva carichi ciclici

A_c parametro empirico



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



Carichi statici

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

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

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

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

dove:

p_u resistenza laterale unitaria ultima

γ' peso di volume unitario

c_u coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

δ inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

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

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

K_s pendenza del tratto iniziale della curva

Carichi ciclici

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 sub-orizzontali con deviazione fino a 15°+20°);

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

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.

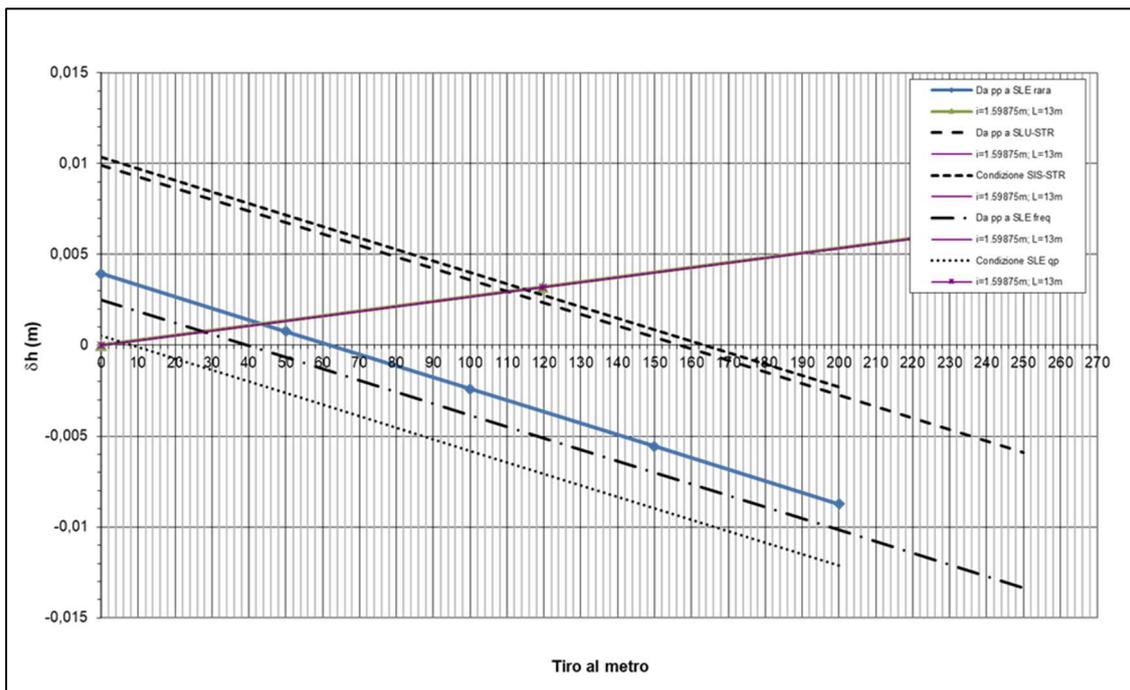


Figura 3-8. Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

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	18573	1171	-2570
	traffico 1	2	19165	1171	-3843
	traffico 2a	3	18951	1233	-3816
	traffico 2a config 2	4	18650	1233	-3169
Massimizzazione trazione	no traffico	5	13758	1171	-2894
	traffico 1	6	14350	1171	-4168
	traffico 2a	7	14135	1233	-4140
	traffico 2a config 2	8	13835	1233	-3493
sisma	Traffico +	9	16241	6161	-11252
	traffico -	10	11449	6070	-11112
Rara	no traffico	11	13758	867	-1904
	traffico 1	12	14196	867	-2847
	traffico 2a	13	14038	913	-2826
	neve dominante	14	13815	913	-2347
frequente	no traffico	15	13758	828	-1732
	traffico 1	16	14038	828	-2334

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

4.2 MODELLO DI CALCOLO

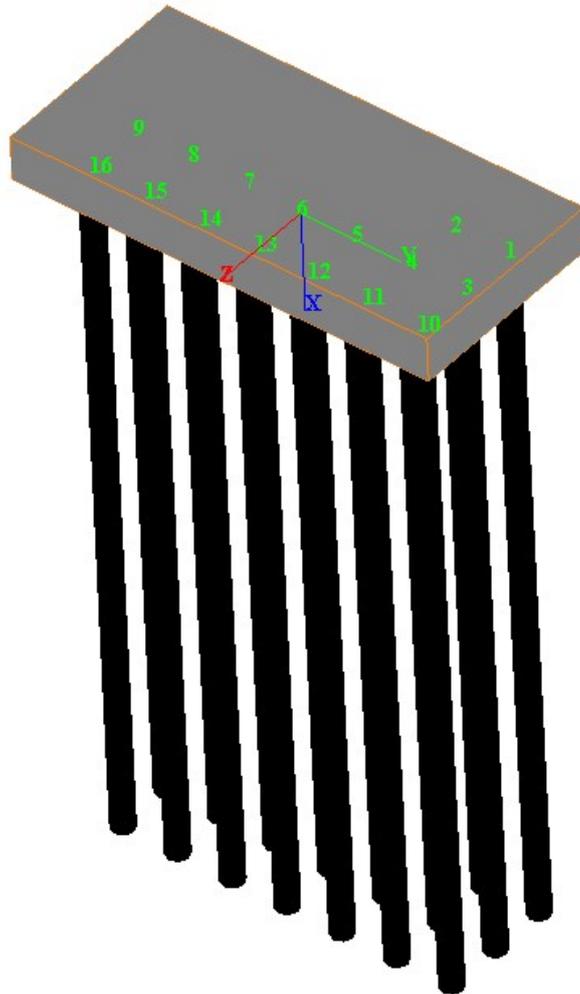


Figura 4-1. Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

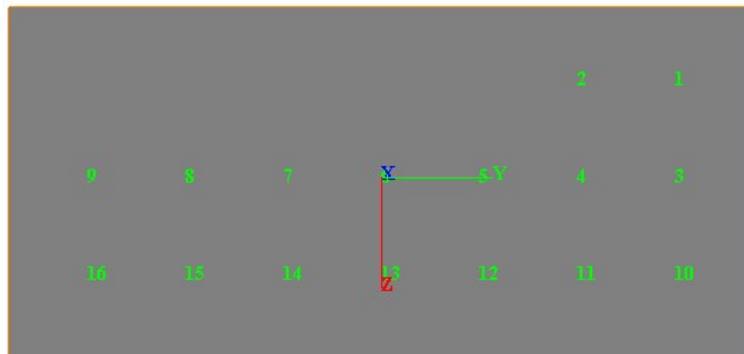


Figura 4-2. Modello di calcolo palificata: piano y-z

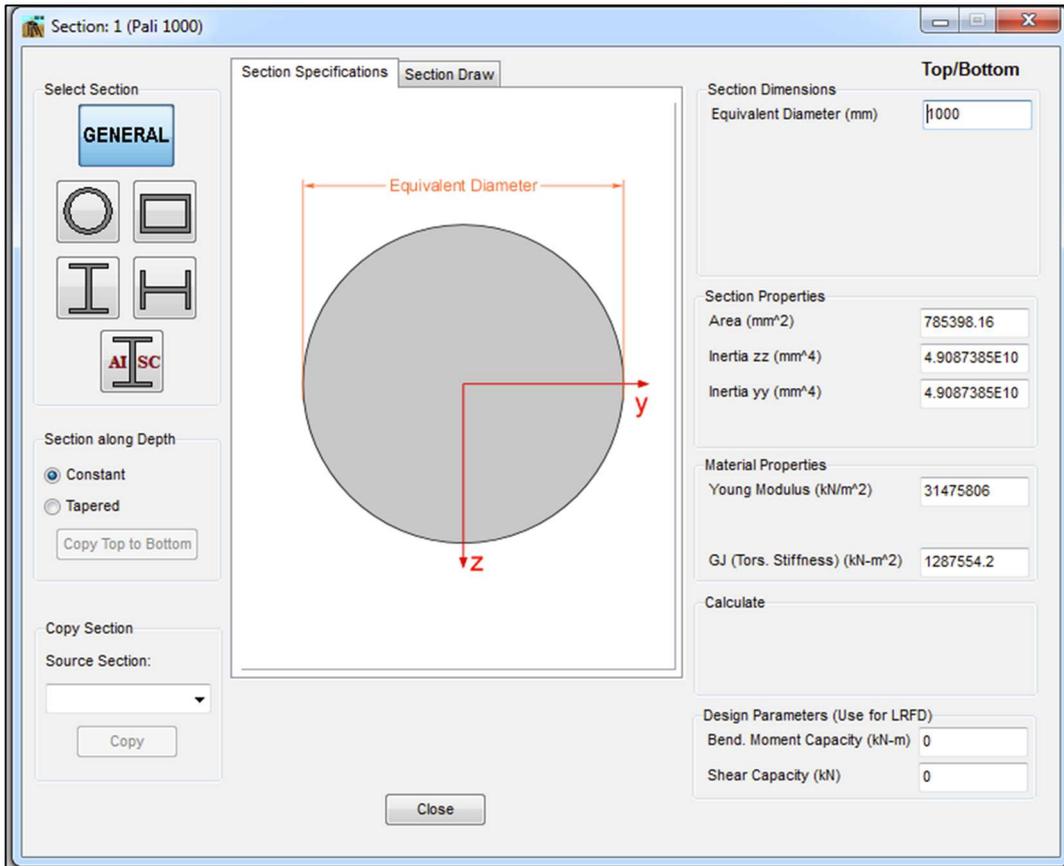
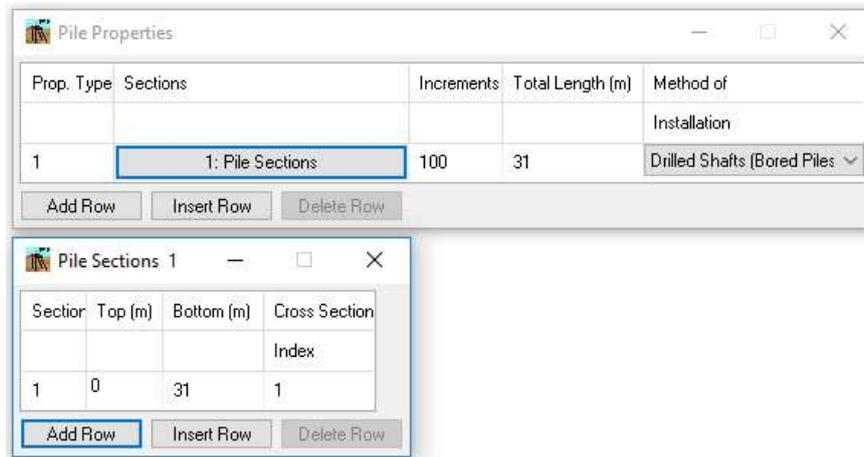


Figura 4-3. Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali



Pile #	Pile Head		Pile Prop. Type	Rotational Spring.	
	Connection (z-z)	Connection (y-y)		(z-z) (kN-m/rad)	(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
7	Fixed	Fixed	1	0	0
8	Fixed	Fixed	1	0	0
9	Fixed	Fixed	1	0	0
10	Fixed	Fixed	1	0	0
11	Fixed	Fixed	1	0	0
12	Fixed	Fixed	1	0	0
13	Fixed	Fixed	1	0	0
14	Fixed	Fixed	1	0	0
15	Fixed	Fixed	1	0	0
16	Fixed	Fixed	1	0	0

Figura 4-4. Parametri dei pali in GROUP

Pile #	Pile-Top Vertical	Pile-Top Horizontal		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)
	X-Coordinates (m)	Y-Coordinates (m)	Z-Coordinates (m)				
1	0	7.5	-2.4	0	90	0	0
2	0	5	-2.4	0	90	0	0
3	0	7.5	0.1	0	90	0	0
4	0	5	0.1	0	90	0	0
5	0	2.5	0.1	0	90	0	0
6	0	0	0.1	0	90	0	0
7	0	-2.5	0.1	0	90	0	0
8	0	-5	0.1	0	90	0	0
9	0	-7.5	0.1	0	90	0	0
10	0	7.5	2.6	0	90	0	0
11	0	5	2.6	0	90	0	0
12	0	2.5	2.6	0	90	0	0
13	0	0	2.6	0	90	0	0
14	0	-2.5	2.6	0	90	0	0
15	0	-5	2.6	0	90	0	0
16	0	-7.5	2.6	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	Silt (cemented c-phi)	0	1	1: Cemented c-phi Soil
2	Silt (cemented c-phi)	1	13	2: Cemented c-phi Soil
3	Silt (cemented c-phi)	13	16.5	3: Cemented c-phi Soil
4	Silt (cemented c-phi)	16.5	33	4: Cemented c-phi Soil

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	6	50	26	20000	0.007	30	500
2	9	53.3	26	20000	0.007	32	549

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)	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	6	58	26	20000	0.007	35	591
2	9	70	26	20000	0.007	42	927

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)	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	6	68	26	20000	0.007	41	909
2	9	75	26	20000	0.007	45	1039

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)	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	6	75	26	20000	0.007	30	1039
2	9	109	26	20000	0.007	44	1668

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.

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.

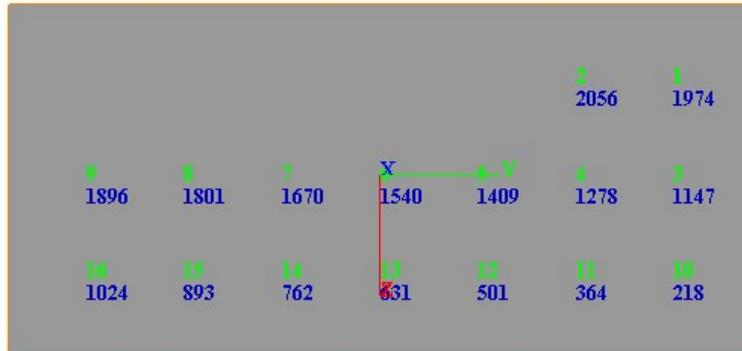


Figura 4-7. Massima sollecitazione assiale di compressione (Combinazione 2)

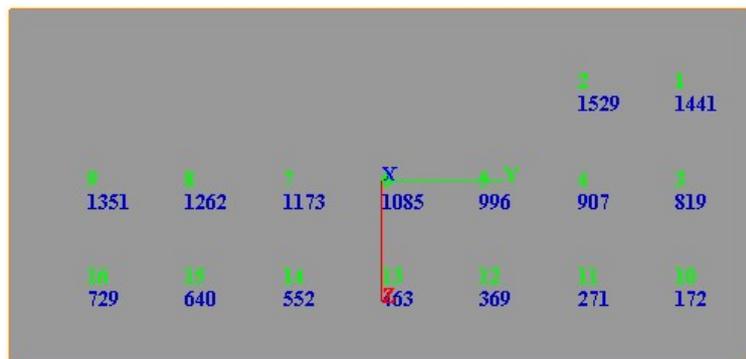


Figura 4-8. Minima sollecitazione assiale di compressione (Combinazione 5)

4.3.2 Verifica geotecnica

Stratigrafia Terreno					
Strato	Q _{INIZIALE} (m)	Q _{FINALE} (m)	Descrizione	sigla	N _{SPT}
A	0	1	Limo Argilloso	A	0
A'	1	13	Limo Argilloso	A'	0
A''	13	33	Limo Argilloso	A''	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		n° Indagini	ξ_3	ξ_4
Combinazione 1	Trivellati		1	1.7	1.7
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
<i>Caratteristiche Pali/ Micropali</i>					
D Perforazione =	1.00	m	Numero di Verticali Indagate		
L Perforazione =	31.0	m	5		
L Bulbo =	31.0	m			
<i>Caratteristiche Terreno</i>					
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	°			
<i>Azioni di Calcolo</i>					
N _{Ed} Compressione =	2056	kN			
N _{Ed} Trazione =		kN			
<i>Resistenza di Calcolo</i>					
N _{Rd} Compressione =	2737	kN			
N _{Rd} Trazione =	1956	kN			
<i>Esito della Verifica</i>					
$N_{Rd} > N_{Ed}$					
N _{Rd}		N _{Ed}			
2737	>	2665			
1956	>	-609			
La Verifica Risulta Soddisfatta					

Figura 4-10. Verifica a Capacità portante dei Pali

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.

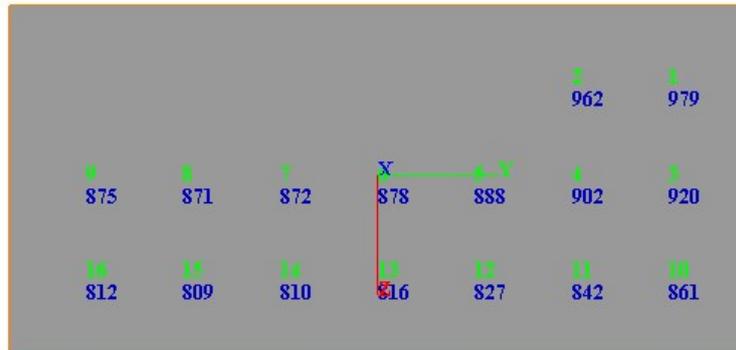


Figura 4-12. Massime sollecitazioni flessionali (Combinazione 9)

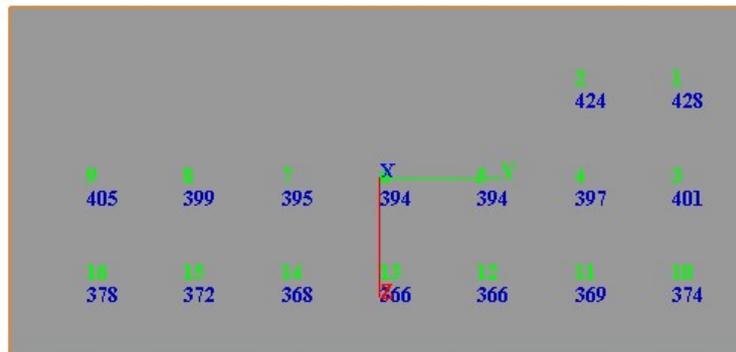


Figura 4-13. Massime sollecitazioni di taglio (Combinazione 9)

Si riportano i grafici di azione assiale e momento flettente per la combinazione Frequente, necessari per il controllo della fessurazione nei pali.

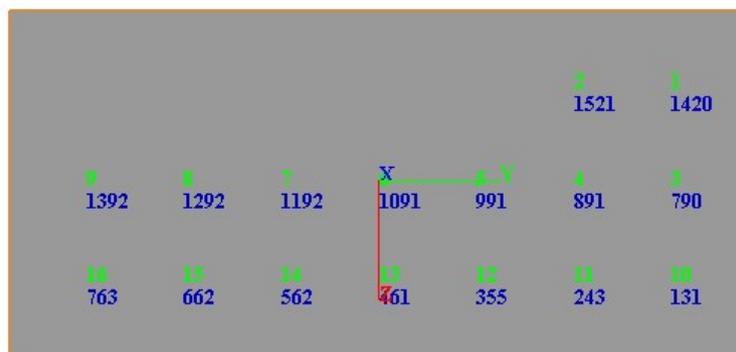


Figura 4-14. Minime azioni assiali (Combinazione 15)

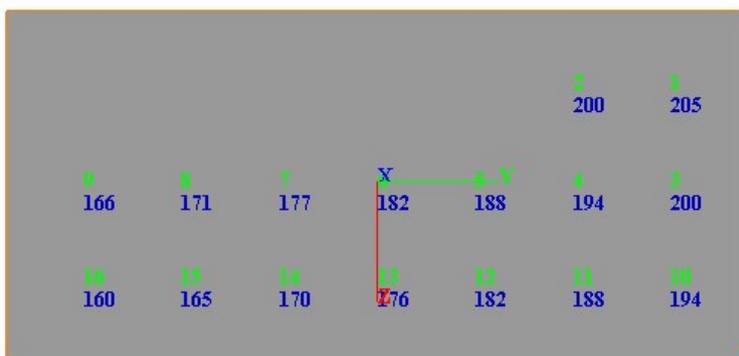


Figura 4-15. Momenti flettenti associati alla combinazione con minima azione assiale (Combinazione 15)

4.4.2 Verifica strutturale

Armatura disposta

- Armatura verticale: 20Ø20
- Armatura a taglio: Ø12/20cm

Verifica a flessione

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 10.

Figura 4-16. Verifica Tenso-flessionale_SLU

Si riporta, per completezza, il valore del momento resistente per entrambe le combinazioni sismiche.

	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	$F_s = M_{Ed}/M_{Rd}$
COMB 9	532	812	1090	0.745
COMB 10	241	798	1008	0.792

Verifica a taglio

Metodo di Clarke & Birjandi

r	500.00	mm	Raggio della sezione circolare.
r_s	414.00	mm	Raggio della parte confinata dall'armatura trasversale. $r_s = r - \text{copr.}$
$\sin \alpha$	0.527	-	$\sin \alpha = (2 r_s) / (\pi r)$.
α	0.555	rad	$\alpha = \arcsin(\sin \alpha)$.
A_{tot}	785398	mm ²	Area totale della sezione circolare. $A = \pi r^2$.
A	643487	mm ²	Area della sezione rettangolare equivalente. $A = r^2 (\pi/2 + \alpha + \sin \alpha \cos \alpha)$.

Parametri della sezione rettangolare equivalente

b	843	mm	Larghezza equivalente. $b = A/d$.
h	932	mm	Altezza equivalente. [*] $h = A_{tot}/b$
d	764	mm	Altezza utile equivalente. $d = r (1 + \sin \alpha)$.

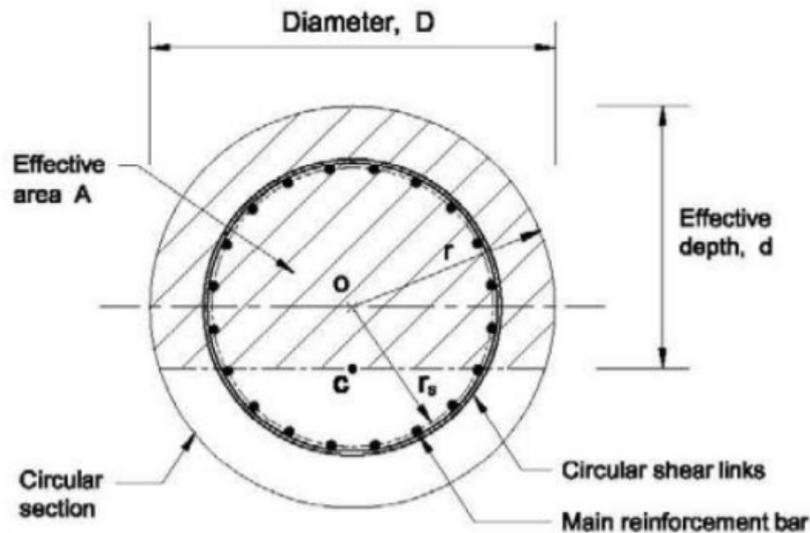


Figura 4-17. Metodo di Clarke e Birjandi - calcolo sezione rettangolare equivalente.

NTC. 2018			
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio			
Rck [MPa] =	30	fck [MPa] =	24.9
fcd [MPa] =	14.11 (c.a. $\gamma_c=1,5$)		
fctk [MPa] =	1.79		
fctd [MPa] =	1.19 (c.a. $\gamma_c=1,5$)		
fywd [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1,15$)		
<i>Verifica del conglomerato</i>			
H [mm] =	932	Altezza della sezione	
d [mm] =	760	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	1.570796
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.380482
cotga =	6.13E-17		
cotgq =	2.50	tra 1 e 2,5	
V _{Rcd} [kN] =	1402.90	Resistenza a compressione bielle =0,9xb _w dx α_c fcdx(cotga+ctgq)/(1+cotg2q)	
<i>Verifica dell'acciaio</i>			
Asw [mmq] =	226.08	$\phi 12$ 2br	staffe
s [mm] =	200	passo staffe	
V _{Rsd} [kN] =	756.81	Resistenza armature = 0,9dxAsw/sx(ct α +ctg θ)sin α	
V _{Rd} [kN] =	756.81	Min. tra VRcd e VRsd	
V _{Sdu} [kN] =	428.00	Sollecitazione di progetto SLU	
Verificato			

Figura 4-18. Verifica a Taglio

Verifica a fessurazione

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 15.

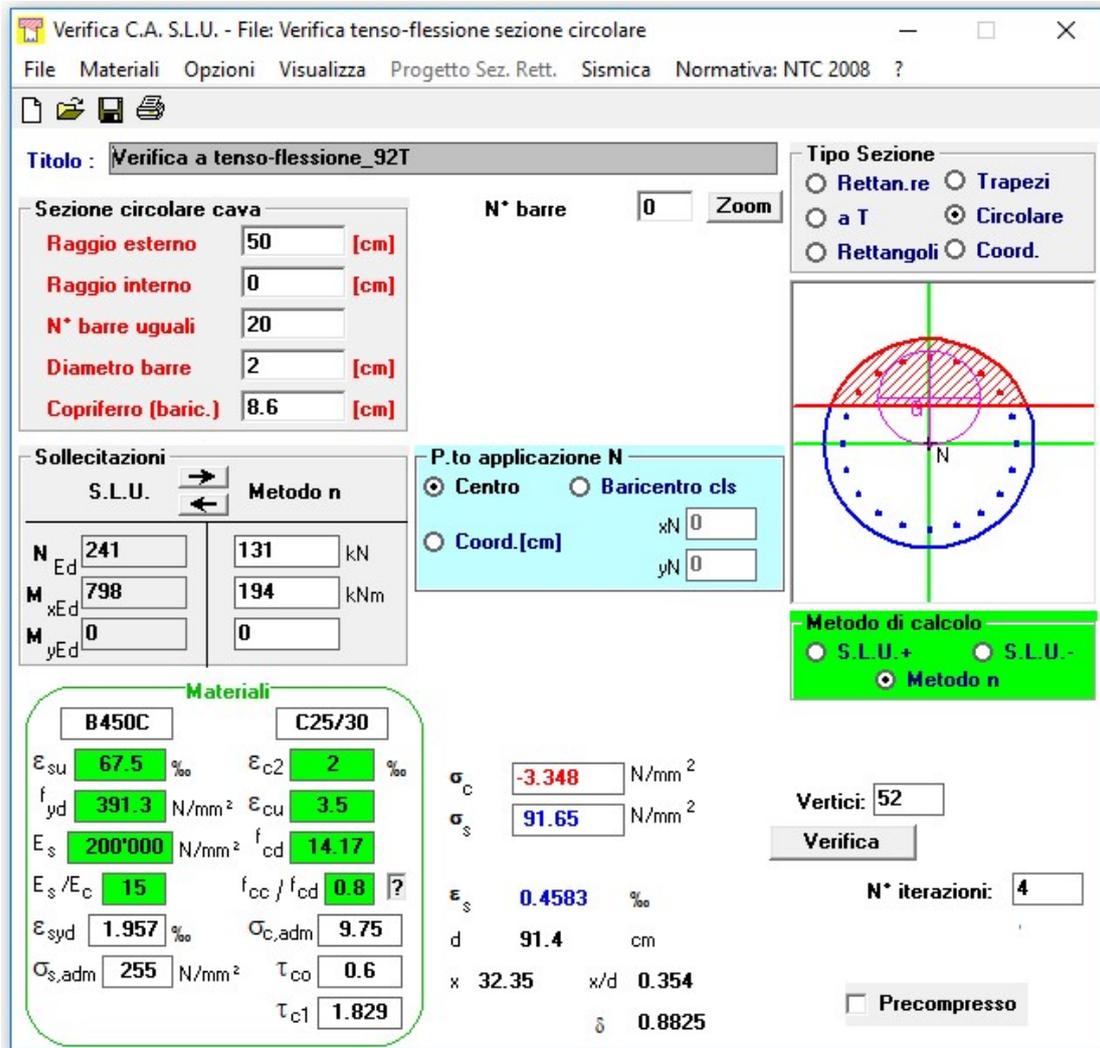


Figura 4-19. Verifica Tenso-flessionale_SLE

La verifica a Fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione Frequente, è molto inferiore a 240 MPa, come specificato nella tabella C4.1.II delle NTC 2018.

Si riporta, per completezza, il valore delle tensioni per entrambe le combinazioni Frequente.

	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
COMB 15	131	194	-3.348	91.65
COMB 16	145	196	-3.374	90.38

5 ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)

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

5.1 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 =	12.79	m
	Dimensione Longitudinale	B =	4.30	m
Modulo del terreno	E =	75000	kPa	<i>(modulo elastico da adottare per terreno con caratteristiche migliorate da presenza pali tipo FRANKI)</i>

Sollecitazioni Statica solo permanenti				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	693	KN/m	8861	3032	5492	
H	=	237	KN/m				
M	=	429	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp}$
B	=	12.79	m		5.44E-03	9.60E-04	9.52E-03

Sollecitazioni (al m) SLE rara				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	782	KN/m	10004	3773	8999	
H	=	295	KN/m				
M	=	704	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	12.79	m		6.77E-03	1.57E-03	1.34E-02

Sollecitazioni (al m) SLE freq				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	693	KN/m	8861	3510	7692	
H	=	274	KN/m				
M	=	601	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	12.79	m		6,30E-03	1,34E-03	1,20E-02

Sollecitazioni (al m) SLE qp				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	727	KN/m	9305	3160	5896	
H	=	247	KN/m				
M	=	461	KN m/m	δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sys}$
B	=	12.79	m		5,67E-03	1,03E-03	1,00E-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	10003,54	3772,84	8998,60	6,77E-03	1,57E-03	6,68E-03	1,34E-02	0,00E+00	0,00393
50	639,5	10003,54	3133,34	6280,72	5,62E-03	1,10E-03	4,66E-03	1,03E-02	-3,17E-03	0,00077
100	1279	10003,54	2493,84	3562,85	4,47E-03	6,23E-04	2,65E-03	7,12E-03	-6,33E-03	-0,00240
150	1918,5	10003,54	1854,34	844,97	3,33E-03	1,48E-04	6,27E-04	3,95E-03	-9,50E-03	-0,00556
200	2558	10003,54	1214,84	-1872,90	2,18E-03	-3,27E-04	-1,39E-03	7,88E-04	-1,27E-02	-0,00873

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	8861,49	3510	7692,32	6,30E-03	1,34E-03	5,71E-03	1,20E-02	-1,44E-03	0,00249
50	639,5	8861,49	2871	4974,45	5,15E-03	8,69E-04	3,69E-03	8,84E-03	-4,61E-03	-0,00067
100	1279	8861,49	2231	2256,57	4,00E-03	3,94E-04	1,68E-03	5,68E-03	-7,77E-03	-0,00384
150	1918,5	8861,49	1592	-461,30	2,86E-03	-8,06E-05	-3,43E-04	2,51E-03	-1,09E-02	-0,00700
200	2558	8861,49	952	-3179,18	1,71E-03	-5,55E-04	-2,36E-03	-6,53E-04	-1,41E-02	-0,01017
250	3197,5	8861,49	313	-5897,05	5,61E-04	-1,03E-03	-4,38E-03	-3,82E-03	-1,73E-02	-0,01334

Condizione SLE qp					δh	θ	Δh_{θ}	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	9304,72	3159,53	5896,25	5,67E-03	1,03E-03	4,38E-03	1,00E-02	-3,40E-03	0,00053
50	639,5	9304,72	2520,03	3178,37	4,52E-03	5,55E-04	2,36E-03	6,88E-03	-6,57E-03	-0,00264
100	1279	9304,72	1880,53	460,50	3,37E-03	8,05E-05	3,42E-04	3,72E-03	-9,73E-03	-0,00580
150	1918,5	9304,72	1241,03	-2257,38	2,23E-03	-3,94E-04	-1,68E-03	5,50E-04	-1,29E-02	-0,00897
200	2558	9304,72	601,53	-4975,25	1,08E-03	-8,69E-04	-3,69E-03	-2,62E-03	-1,61E-02	-0,01213

Sollecitazioni (al m) SLU STR			
N	=	719	KN/m
H	=	398	KN/m
M	=	1085	KN m/m
B	=	12,79	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
9198	5093	13883	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
	9,14E-03	2,43E-03	1,94E-02

Da pp a SLU-STR					δh	θ	Δh_{θ}	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	9198,18	5093,338	13883,17	9,14E-03	2,43E-03	1,03E-02	1,94E-02	6,00E-03	0,00993
50	639,5	9198,18	4453,838	11165,29	7,99E-03	1,95E-03	8,29E-03	1,63E-02	2,83E-03	0,00676
100	1279	9198,18	3814,338	8447,42	6,84E-03	1,48E-03	6,27E-03	1,31E-02	-3,35E-04	0,00360
150	1918,5	9198,18	3174,838	5729,54	5,69E-03	1,00E-03	4,25E-03	9,95E-03	-3,50E-03	0,00043
200	2558	9198,18	2535,338	3011,67	4,55E-03	5,26E-04	2,24E-03	6,78E-03	-6,67E-03	-0,00273
250	3197,5	9198,18	1895,838	293,79	3,40E-03	5,13E-05	2,18E-04	3,62E-03	-9,83E-03	-0,00590

Sollecitazioni (al m) SIS STR			
N	=	654	KN/m
H	=	381	KN/m
M	=	1171	KN m/m
B	=	12,79	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
8369	4875	14981	
δv	δh	θ	$\delta h_{tot, sis}$
	8,74E-03	2,62E-03	1,99E-02

Condizione SIS-STR					δh	θ	Δh_{θ}	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	8368,99	4875,05	14980,55	8,74E-03	2,62E-03	1,11E-02	1,99E-02	6,42E-03	0,01035
50	639,5	8368,99	4235,55	12262,67	7,60E-03	2,14E-03	9,11E-03	1,67E-02	3,25E-03	0,00719
100	1279	8368,99	3596,05	9544,80	6,45E-03	1,67E-03	7,09E-03	1,35E-02	8,85E-05	0,00402
150	1918,5	8368,99	2956,55	6826,92	5,30E-03	1,19E-03	5,07E-03	1,04E-02	-3,08E-03	0,00086
200	2558	8368,99	2317,05	4109,05	4,16E-03	7,18E-04	3,05E-03	7,21E-03	-6,24E-03	-0,00231

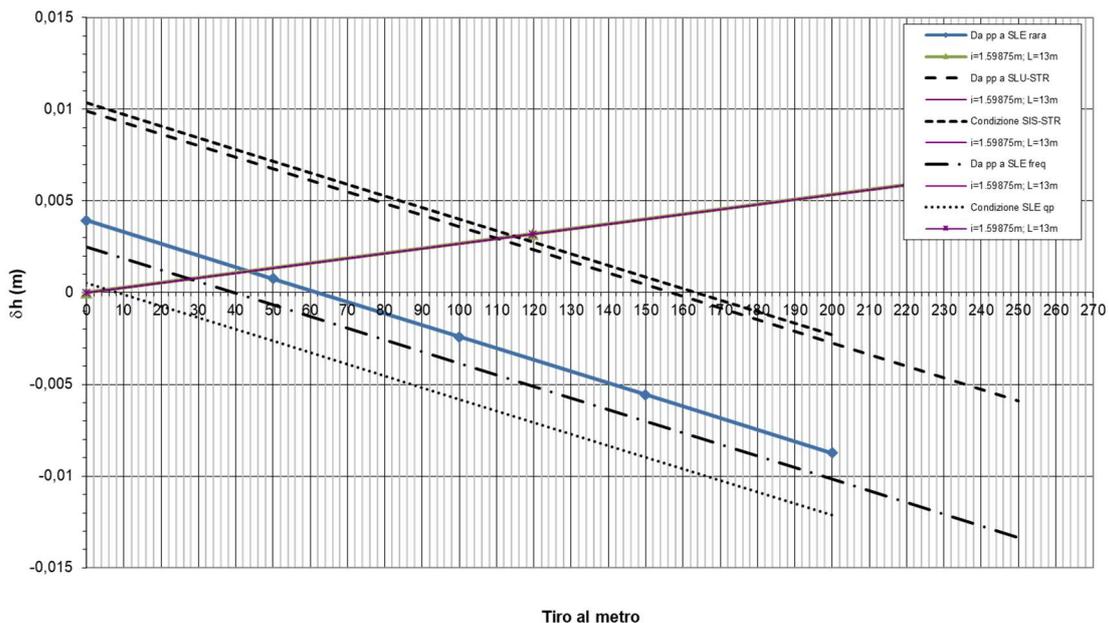


Figura 5-1. Curve caratteristiche tiranti passivi-spalla

5.1.1 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/tirante)
SLE - RARA	44
SLE -FREQ.	28
SLE - Q-P	6
SLV	115
SLU	110

5.1.2 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)

$T_{eq,max}$	129	[tiro/m]	massima azione assiale al metro lineare su tirante equivalente
i	1,6	[m]	interasse tiranti
α	20	[°]	inclinazione tiranti nel piano verticale
β	48	[°]	inclinazione tiranti rispetto piano orizzontale
T_{max}	328	[kN]	massima azione assiale su tirante
d_{perf}	0,180	[m]	f_{yk} 355 [N/mm ²]
d_a	114,3	[mm]	γ_s 1,15
s_a	10	[mm]	
A_a	3277	[mm ²]	T_{Rd_STR} 1011 [kN]
α_d	1,00		ξ_{a3} 1,60
L_{fond}	13,00	[m]	$\gamma_{Ra,p}$ 1,20
τ_{lim}	100	kN/m ²	
T_{Rca_GEO}	735	[kN]	T_{Rd} 383 [kN]
T_{RK_GEO}	459	[kN]	FS 1,17 (>1)
T_{Rd_GEO}	383	[kN]	

6 FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)

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

6.1 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Azioni di calcolo	solo perm. (STR)	COMB. STR												Sismica - STR			
		no.traffico. (a)	no.traffico. (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2	Traffico -kv (max comp)	Traffico -kv (max trazi)	Traffico -kv (max comp)	Traffico -kv (max trazi)
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N_{Ed} [kN/m]	-	870	978	1104	1169	1034	1099	939	1005	693	884	813	719	766	731	689	654
V_{Ed} [kN/m]	-	291	306	301	310	299	308	297	306	288	292	290	288	278	276	268	266
M_{Ed} [kNm/m]	-	-569	-487	-515	-465	-559	-509	-569	-519	-585	-564	-607	-618	-691	-697	-676	-682
Verifica di capacità portante in condizioni (DRENATE / NON DRENATE)																	
NON DRENATE																	
Dimensioni geometriche fondazione																	
D	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
L	100,00	101,00	102,00	103,00	104,00	105,00	106,00	107,00	108,00	109,00	110,00	111,00	112,00	113,00	114,00	115,00	116,00
B	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30	4,30
e_1	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00	12,00	13,00	14,00	15,00	16,00
e_2	0,65	0,50	0,47	0,40	0,54	0,46	0,61	0,52	0,84	0,64	0,75	0,86	0,90	0,95	0,98	1,04	1,04
L'	100,00	99,00	98,00	97,00	96,00	95,00	94,00	93,00	92,00	91,00	90,00	89,00	88,00	87,00	86,00	85,00	84,00
B'	2,99	3,31	3,37	3,50	3,22	3,37	3,09	3,27	2,61	3,02	2,81	2,58	2,50	2,40	2,34	2,22	2,22
Parametri geotecnici terreno di fondazione																	
Peso proprio dell'acqua	γ_w	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Peso proprio terreno di riporto	γ_1	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Peso proprio terreno di fondazione	γ_2	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19
Angolo d'attrito	φ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Coesione efficace	c'	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Coesione non drenata	c_u	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242
Set di coefficienti parziali	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1
Peso proprio terreno di riporto	$\gamma'_{1, M1}$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Peso proprio terreno di fondazione	$\gamma'_{2, M1}$	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito fattorizzato	φ_{M1}	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Coesione efficace fattorizzata	c'_{M1}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Coesione non drenata fattorizzata	$c_{u, M1}$	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242	242
Fattori di capacità portante																	
N_c	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
N_c	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14
N_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di forma																	
(per forma rettangolare)																	
s_r	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
s_c	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
s_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di profondità																	
d_r	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
d_c	1,16	1,15	1,14	1,14	1,15	1,14	1,16	1,15	1,18	1,16	1,17	1,19	1,19	1,20	1,21	1,22	1,22
d_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del carico																	
m_b	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97
m_c	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03	1,03
β [°]	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
m	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97
i_r	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
i_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
i_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del piano di posa																	
b_r	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	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	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	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattori di inclinazione del piano campagna																	
β_r	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
β_c	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
β_q	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	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}	1474	1456	1453	1446	1460	1452	1468	1458	1502	1472	1487	1504	1512	1522	1528	1542	1542
Set di coefficienti parziali	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3
γ_a	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,20	1,20	1,20	1,20
$q = q_{lim} / \gamma_a$	1053	1040	1038	1033	1043	1037	1049	1042	1073	1052	1062	1075	1260	1268	1273	1285	1285
$Q = q \times B' \times L'$	314903	340211	342319	351078	322362	332532	304423	316387	257697	289374	268271	246987	276839	264288	255901	241888	241888
$FS = Q / (N_{Ed} \times L') > 1$	FS	3,62	3,51	3,16	3,10	3,25	3,19	3,45	3,39	4,04	3,60	3,66	3,86	4,11	4,15	4,32	4,35
		>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1

6.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

VERIFICA A SCORRIMENTO (A1 + M1 + R3)			
Carico	A1+M1+R3		
	1	2	3
C1	1,00	1,00	1,00
C2	1,00	1,00	1,00
C3	1,35	1,00	1,00
C4a	0,00	0,00	0,00
C4b	1,35	0,20	0,20
C4c	0,00	0,00	0,00
C4d	0,00	0,00	0,00
C4e	0,00	0,00	0,00
C5	1,35	0,00	0,00
C6	1,35	1,00	1,00
C7	0,00	0,00	0,00
C8	-0,90	0,00	0,00
CS1 (-kv)	0,00	1,00	0,00
CS1 (+kv)	0,00	0,00	1,00
CS2 (-kv)	0,00	1,00	0,00
CS2 (+kv)	0,00	0,00	1,00
N_{Ed} [kN/m]	693	654	731
V_{Ed} [kN/m]	398	381	405
M_{Ed} [kN/m]	-1091	-1171	-1245
Comb.	M1	M1	M1

<u>Verifica in presenza di tiranti passivi</u>				
<i>Azioni di calcolo decurtate del contributo resistente offerto dal tirante passivo</i>				
h_tiranti [m]	4,25	da intradosso fondazione		
i_tiranti [m]	1,6			
n_tiranti	8			
	1	2	3	
T _{Ed} [tiro/m]	111	115	129	
V _{T_{Ed}} [kN/m]	111	115	129	
M _{T_{Ed}} [kNm/m]	472	489	549	
N_{Ed} [kN/m]	693	654	731	<i>Azioni di calcolo decurtate del contributo resistente offerto dal tirante passivo</i>
V_{Ed} [kN/m]	287	266	276	
M_{Ed} [kN/m]	-619	-682	-697	
Comb.	M1	M1	M1	
CONDIZIONI NON DRENATE				
c _u [kN/m ²]	242	242	242	
R _{Ed} [kN/m]	608	536	580	
γ _R	1,10	1,00	1,00	
FS (≥1)	1,93	2,01	2,10	