

## 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

97T- SOTTOVIA ZAMBELLINI 15+014 STALINGRADO

RELAZIONE DI CALCOLO  
FONDAZIONI

<p><b>IL PROGETTISTA SPECIALISTICO</b></p> <p>Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N.20155</p> <p><b>RESPONSABILE GEOTECNICA ALL'APERTO</b></p>	<p><b>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b></p> <p>Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068</p>	<p><b>IL DIRETTORE TECNICO</b></p> <p>Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N. 1154</p> <p>PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI</p>
---	---	--

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	O12	ST097	FND00	R	APE	0847	-2	SCALA -

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

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

## Sommario

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>3</b>
1.1	DESCRIZIONE DEI SISTEMI FONDAZIONALI	3
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
1.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
1.3.1	Strutture di nuova realizzazione	5
1.4	SOFTWARE DI CALCOLO	6
1.5	CONVENZIONI GENERALI	6
1.5.1	Unità di misura	6
1.5.2	Convenzioni di segno	6
<b>2</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA E CALCOLO</b>	<b>9</b>
3.1	PREMESSA	9
3.2	FONDAZIONI SUPERFICIALI	9
3.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	9
3.2.2	Stima della capacità portante	10
3.2.3	Verifica a scorrimento	13
3.3	FONDAZIONI SU PALI	14
3.3.1	Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)	14
3.3.2	Resistenza di pali soggetti a carichi assiali	14
3.3.3	Comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi trasversali	17
3.4	VALUTAZIONE DEL TIRO SUI TIRANTI PASSIVI	22
3.5	PORTATA LIMITE PER GLI ANCORAGGI DELLE SPALLE	24
<b>4</b>	<b>FONDAZIONE SPALLA - AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)</b>	<b>25</b>
4.1	AZIONI DI CALCOLO	25
4.2	MODELLO DI CALCOLO	26
4.3	ANALISI GEOTECNICA	30
4.3.1	Sollecitazioni di calcolo	30
4.3.2	Verifica geotecnica	31
4.4	ANALISI STRUTTURALE	33
4.4.1	Sollecitazioni di calcolo	33
4.4.2	Verifica strutturale	35
<b>5</b>	<b>ELEVAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)</b>	<b>39</b>
5.1	CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI – SPOSTAMENTI	39
5.1.1	Azioni agenti sui tiranti e in fondazione	41
5.1.2	Verifica dei micropali di ancoraggio passivo delle spalle	41
<b>6</b>	<b>FONDAZIONE SPALLA – STRUTTURA ORIGINARIA (ESISTENTE)</b>	<b>43</b>
6.1	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE	43
6.2	VERIFICA A SCORRIMENTO	44
<b>7</b>	<b>ANALISI GEOTECNICA DEI MURI ANDATORI</b>	<b>45</b>

## 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 GHIAIA E SABBIA (B) .....	7
FIGURA 2-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A'') .....	8
FIGURA 3-1. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O L'EFFETTO DELLE AZIONI (TAB.6.2.I DELLE NTC2018) .....	10
FIGURA 3-2. COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO (TAB.6.2.II DELLE NTC2018) .....	10
FIGURA 3-3. COEFFICIENTI PARZIALI $\gamma_R$ PER LE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI STR E GEO DI MURI DI SOSTEGNO (TAB.6.5.I DELLE NTC2018) .....	10
FIGURA 3-4. FONDAZIONE EFFICACE EQUIVALENTE NEL CASO DI FONDAZIONE RETTANGOLARE .....	12
FIGURA 3-5. COEFFICIENTI PARZIALI $\gamma_R$ DA APPLICARE ALLE RESISTENZE CARATTERISTICHE A CARICO VERTICALE DEI PALI (TAB.6.4.II DELLE NTC2018) .....	14
FIGURA 3-6. FATTORI DI CORRELAZIONE $\Xi$ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI INDAGATE (TAB.6.4.IV DELLE NTC2018).....	15
FIGURA 3-7. TERRENI GRANULARI – $T_{LIM} = F(N_{SPT})$ (WRIGHT-REESE – 1977) .....	17
FIGURA 3-8. ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI .....	23
TABELLA 4-1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA .....	25
FIGURA 4-1. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: VISTA TRIDIMENSIONALE .....	26
FIGURA 4-2. MODELLO DI CALCOLO PALIFICATA: PIANO Y-Z .....	26
FIGURA 4-3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE TRASVERSALE PALI .....	27
FIGURA 4-4. PARAMETRI DEI PALI IN GROUP.....	27
FIGURA 4-5. DISPOSIZIONE DEI PALI IN GROUP .....	28
FIGURA 4-6. CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENO .....	29
FIGURA 4-7. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI COMPRESSIONE (COMBINAZIONE 9) .....	30
FIGURA 4-8. MASSIMA SOLLECITAZIONE ASSIALE DI TRAZIONE (COMBINAZIONE 10).....	30
FIGURA 4-9. RIEPILOGO STRATIGRAFIA PER VERIFICA CARICO LIMITE .....	31
FIGURA 4-10. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI .....	31
FIGURA 4-11. DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	32
FIGURA 4-12. MASSIME SOLLECITAZIONI FLESSIONALI (COMBINAZIONE 9) .....	33
FIGURA 4-13. MASSIME SOLLECITAZIONI DI TAGLIO (COMBINAZIONE 9) .....	33
FIGURA 4-14. MINIME AZIONI ASSIALI (COMBINAZIONE 15).....	34
FIGURA 4-15. MOMENTI FLETTENTI (COMBINAZIONE 15).....	34
FIGURA 4-16. VERIFICA TENSO-FLESSIONALE _SLU .....	35
FIGURA 4-17. METODO DI CLARKE E BIRJANDI - CALCOLO SEZIONE RETTANGOLARE EQUIVALENTE.....	36
FIGURA 4-18. VERIFICA A TAGLIO.....	37
FIGURA 4-19. VERIFICA TENSO-FLESSIONALE _SLE.....	38
FIGURA 5-1. CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI-SPALLA.....	41

## 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 di Via Zambellini – Via Stalingrado nell'ambito dei lavori di ampliamento della tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle. L'opera è denominata 97T e ubicata indicativamente alla progressiva 15+004.

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:**

##### AMPLIAMENTO 2

Fondazione indiretta  
 Lunghezza pali / micropali:     30m  
 Diametro del perforo:            Ø1000mm

##### AMPLIAMENTO 1

- Carreggiata Nord  
 Fondazione indiretta  
 Lunghezza pali / micropali:     10 m  
 Diametro del perforo:            Ø220mm
- Carreggiata Sud  
 Fondazione indiretta  
 Lunghezza pali / micropali:     10 m  
 Diametro del perforo:            Ø220mm

##### ORIGINARIA

- Lato A. del S. (nomenclatura come da tavole as built)  
 Fondazione indiretta  
 Lunghezza pali (tipo FRANKI):   9.5 m  
 Diametro del perforo:            Ø420mm/ Ø500mm
- Lato Rimini  
 Fondazione indiretta  
 Lunghezza pali (tipo FRANKI):   9.5 m  
 Diametro del perforo:            Ø420mm/ 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.

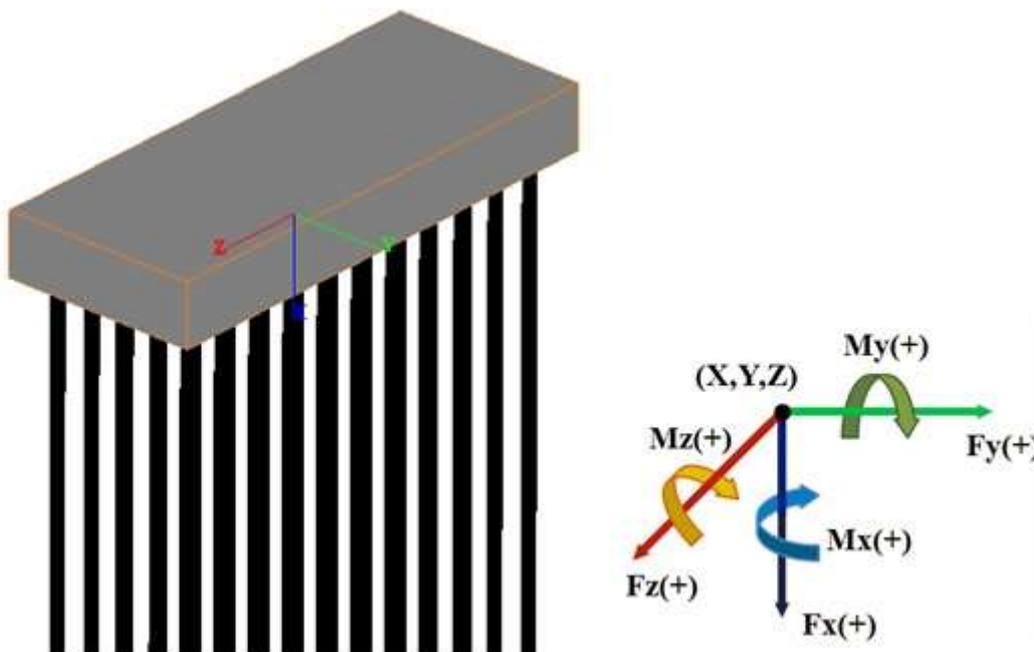


Figura 1-1. Convenzioni di segno - GROUP

## 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/micropali (intradosso soletta di fondazione).

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
CPT27	1984	15+030	37.10	15.00	-
CPT28	1984	14+920	37.00	15.00	-
S55	1984	14+945	38.00	19.00	-
PB19	2016	15+035	37.00	35.00	TA(32)
PZ-PB7	2016	15+100	37.00	3.50	-

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 <sub>w</sub> (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
37.00	0.00 ÷ 10.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	10.00 ÷ 22.00	Ghiaia e Sabbia	B	?	Tabella V
	22.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A''	?	Tabella VI

Figura 2-2. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

Descrizione	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	c' (KPa)	$\phi$ (°)	E' (MPa)	$\sigma'_{pre}$ (MPa)	CR (-)	RR (-)	C <sub>v</sub> m/sec <sup>2</sup>	C <sub>u</sub> (KPa)	E <sub>u</sub> (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	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	c' (KPa)	$\phi$ (°)	E' (MPa)	$\sigma'_{pre}$ (MPa)	CR (-)	RR (-)	C <sub>v</sub> m/sec <sup>2</sup>	C <sub>u</sub> (KPa)	E <sub>u</sub> (MPa)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	50	---	---	---	---	---	---

Figura 2-4. Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

Descrizione	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (KPa)	$\phi$ (°)	$E'$ (MPa)	$\sigma'_{pre}$ (MPa)	CR (-)	RR (-)	$C_v$ m/sec <sup>2</sup>	$C_u$ (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
$\gamma_t$	=peso di volume del terreno				CR	=angolo di resistenza al taglio				
$c'$	=coesione efficace				RR	=modulo di elasticità				
$\phi'$	=angolo di resistenza al taglio				$C_v$	= <u>coeff.</u> di consolidazione verticale				
$E'$	=modulo di elasticità				$C_u$	=coesione non drenata				
$\sigma'_{pre}$	=tensione di <u>preconsolid</u>				$E_u$	= <u>mod</u> di elasticità in <u>condiz</u> non drenate				

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

## 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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> 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  $\gamma_{G1}$

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 $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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.

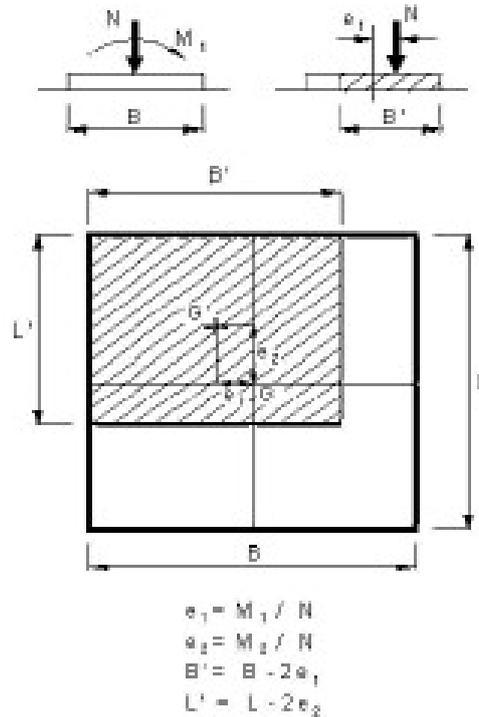


Figura 3-4. Fondazione efficace equivalente nel caso di fondazione rettangolare

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:

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

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  $\phi = 0$ .

- Fattori correttivi di forma:

Valgono le stesse formulazioni utilizzate per le condizioni drenate

- Fattori correttivi di profondità (Vesic, 1975):

Valore di $\phi$	$d_c$	$d_q$	$d_\gamma$
$\phi = 0$	$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B'}$	
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  $\phi$  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  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	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  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (Tab.6.4.II delle NTC2018)*

#### 3.3.2 Resistenza di pali soggetti a carichi assiali

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

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

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

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

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

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

con

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

$\xi_3$  e  $\xi_4$  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  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Figura 3-6. Fattori di correlazione  $\xi$  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  $\gamma_R$  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;
- $\gamma'_{cls}$  = peso di volume sommerso del calcestruzzo armato;
- $A_B$  = area di base;
- $D_i$  = diametro del concio  $i^{mo}$  di palo;
- $\Delta H_i$  = 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  
 $\sigma_{v0}$  = 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  
 $\sigma'_v$  = pressione geostatica verticale efficace  
 $\varphi$  = 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:

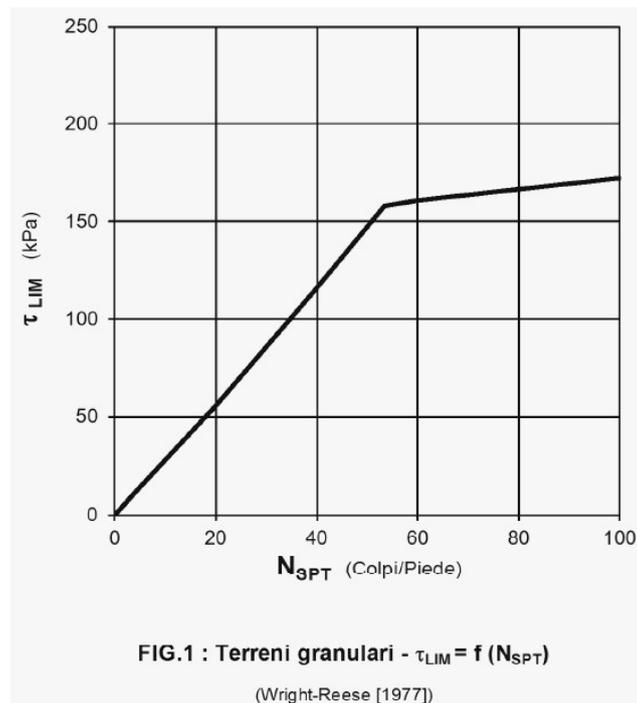


Figura 3-7. Terreni granulari –  $\tau_{lim} = f(N_{SPT})$  (Wright-Reese – 1977)

- Per terreni coesivi si ha:

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

dove:

$\alpha$  = 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.

$\alpha$	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.

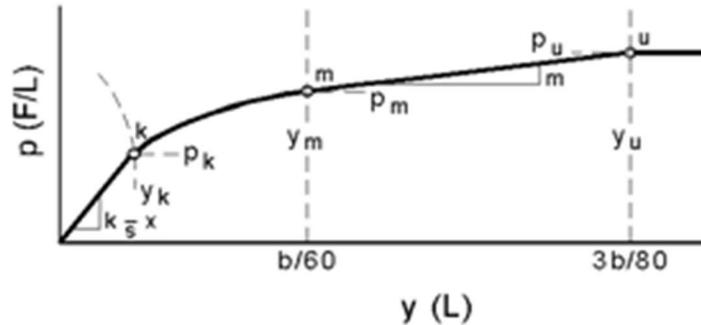
Le curve p-y che esprimono la resistenza del terreno in funzione della profondità e dello spostamento del palo, possono essere ricavate in relazione alla tipologia di terreni e alle proprietà meccaniche che li caratterizzano, in accordo alle procedure proposte da:

- 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
- $\gamma$  peso di volume efficace
- z profondità da p.c.
- $K_0$  coefficiente di spinta a riposo
- $\phi$  angolo di attrito
- $\beta = 45 + \phi/2$
- $\alpha = \phi/2$
- D diametro del palo
- $K_a = \tan^2(45 + \phi/2)$
- $\delta$  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

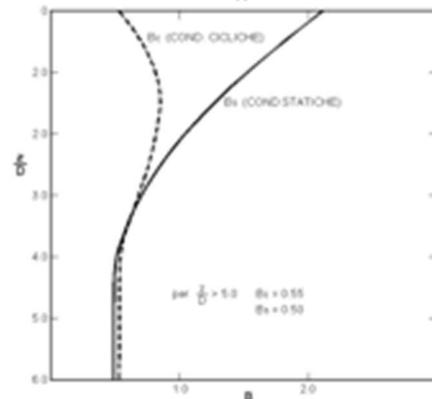
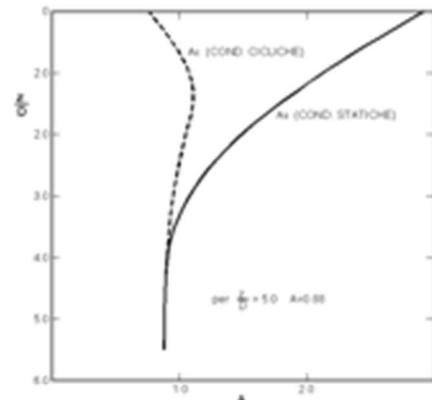
5- definizione del tratto parabolico della curva p-y

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

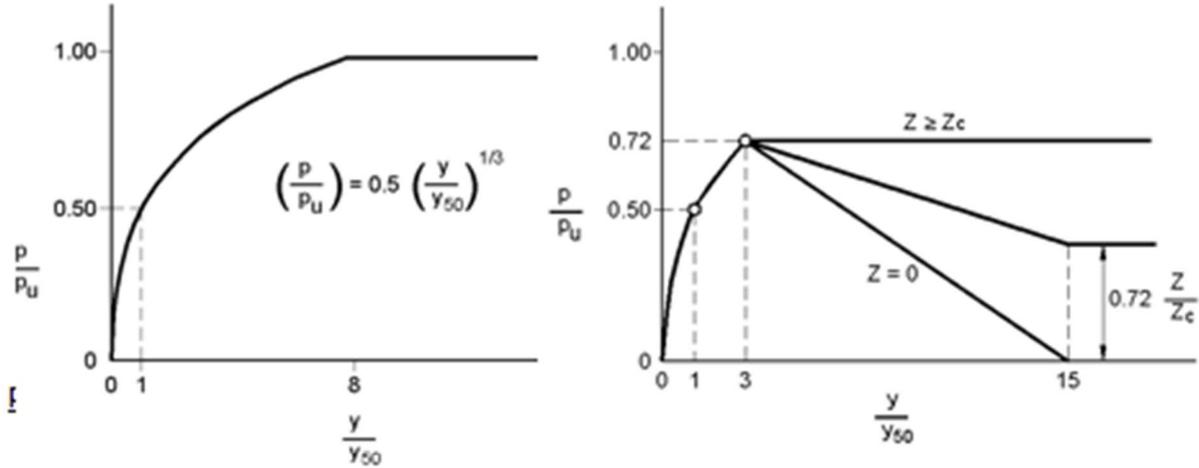
dove:

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

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



**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

$\sigma^z$  pressione geostatica verticale efficace alla quota z

$c_u$  coesione non drenata

z profondità da p.c.

D diametro del palo

$\delta$  inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

y spostamento orizzontale

$y_{50}$  spostamento orizzontale per  $p=0.5 p_u$

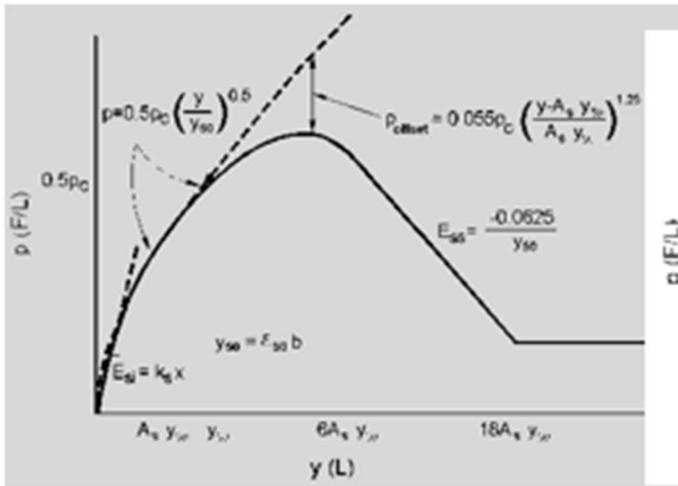
$\epsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una mobilitazione delle tensioni tangenziali pari al 50% della resistenza al taglio

per carichi ciclici

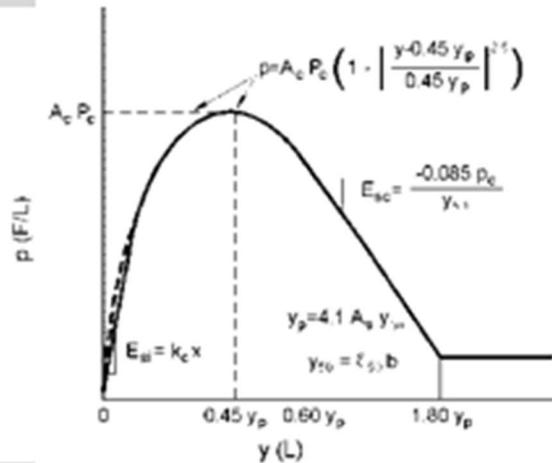
$$z_c = [6 c_u D] / [\gamma' D + 0.5 c_u] \alpha$$

$\gamma'$  = 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.

$\sigma'$  pressione geostatica verticale efficace a  
 la profondità  $z$

$c_u$  coesione non drenata

$D$  diametro del palo

$y$  spostamento orizzontale

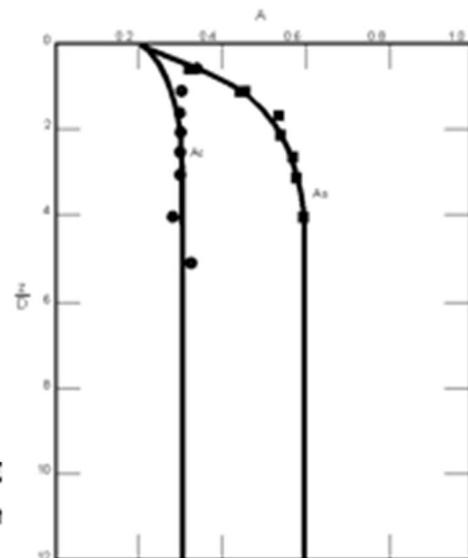
$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} D =$  spostamento orizzontale per  $p=c$

$\epsilon_{50}$  deformazione unitaria corrispondente ad una  $n$   
 pari al 50% della resistenza al taglio

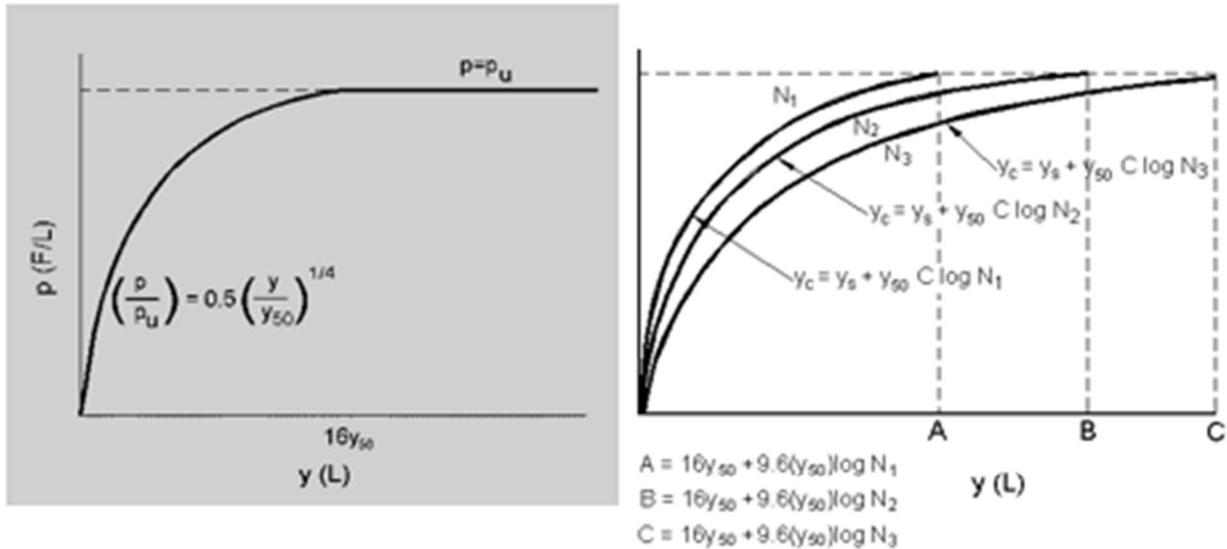
$K_s$  pendenza del tratto iniziale della curva carichi statici

$K_c$  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

$\gamma'$  peso di volume unitario

$c_u$  coesione non drenata

$z$  profondità da p.c.

$D$  diametro del palo

$\delta$  inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale

$y$  spostamento orizzontale

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

$\epsilon_{50}$  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  $\delta_h$ -T, dove:

$\delta_h$  = 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 ( $\delta_o$ ) ed una rotazione rigida ( $\theta_o$ ); in questo caso, indicando con  $h_{tir}$  la distanza verticale tra l’intradosso della fondazione e la testa dei micropali, lo spostamento orizzontale della spalla in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti risulta:

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

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

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

Si avrà infatti:

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

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

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

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

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

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

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

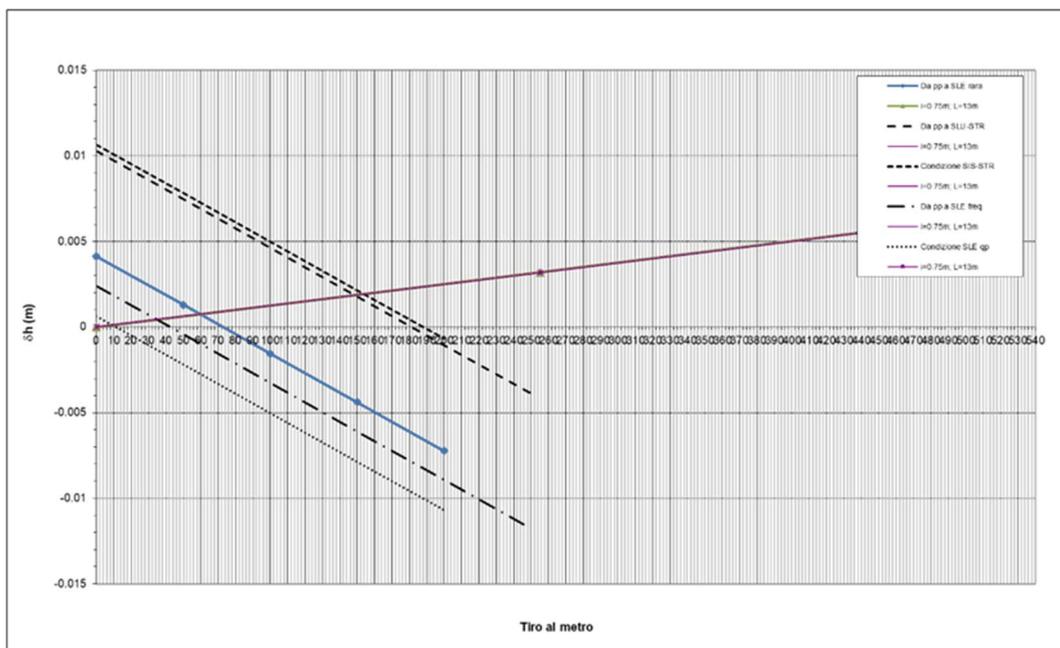


Figura 3-8. Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

### 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  $\alpha$  pari a 1.0);

$\phi_{\text{perf}}$  diametro nominale della perforazione;

$L$  lunghezza del bulbo di ancoraggio;

$\tau$  aderenza limite bulbo-terreno.

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

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

dove:

$\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  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	16052	8207	-16007
	traffico 1	2	18649	8207	-15227
	traffico 2a	3	17656	8407	-17150
	traffico 2a config 2	4	16449	8407	-17512
Massimizzazione trazione	no traffico	5	12552	8207	-17691
	traffico 1	6	15149	8207	-16912
	traffico 2a	7	14155	8407	-18835
	traffico 2a config 2	8	12949	8407	-19197
sisma	Traffico +	9	14851	12562	-40966
	traffico -	10	11021	11866	-41088
Rara	no traffico	11	12552	6079	-10102
	traffico 1	12	14475	6079	-9525
	traffico 2a	13	13740	6227	-10949
	neve dominante	14	12846	6227	-11217
frequent e	no traffico	15	12552	5822	-8869
	traffico 1	16	13740	5822	-8512

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

## 4.2 MODELLO DI CALCOLO

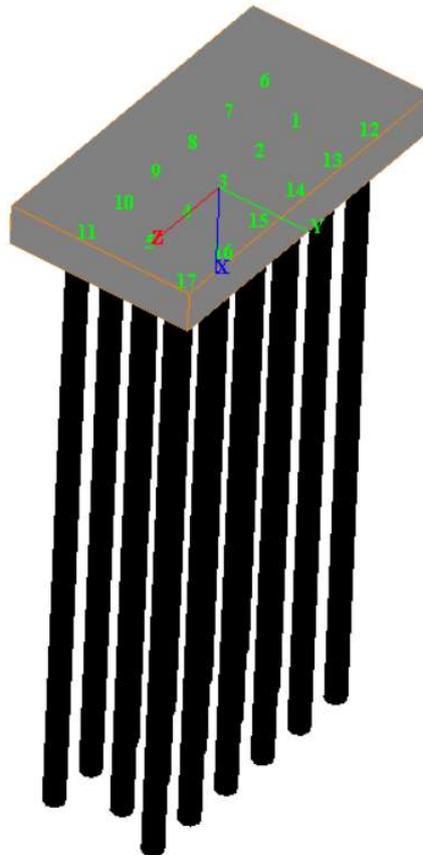


Figura 4-1. Modello di calcolo palificata: vista tridimensionale

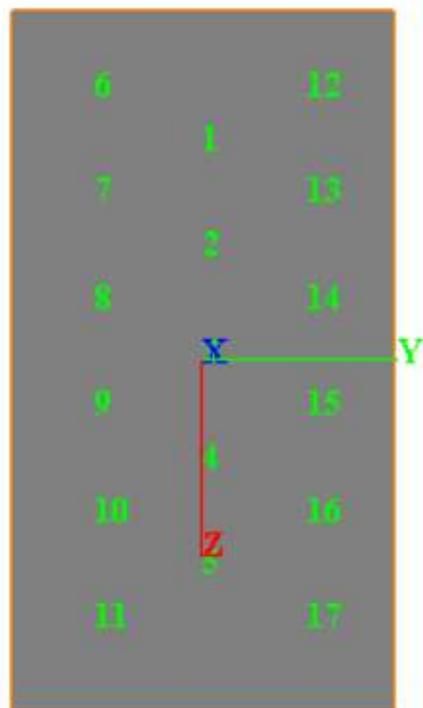


Figura 4-2. Modello di calcolo palificata: piano y-z

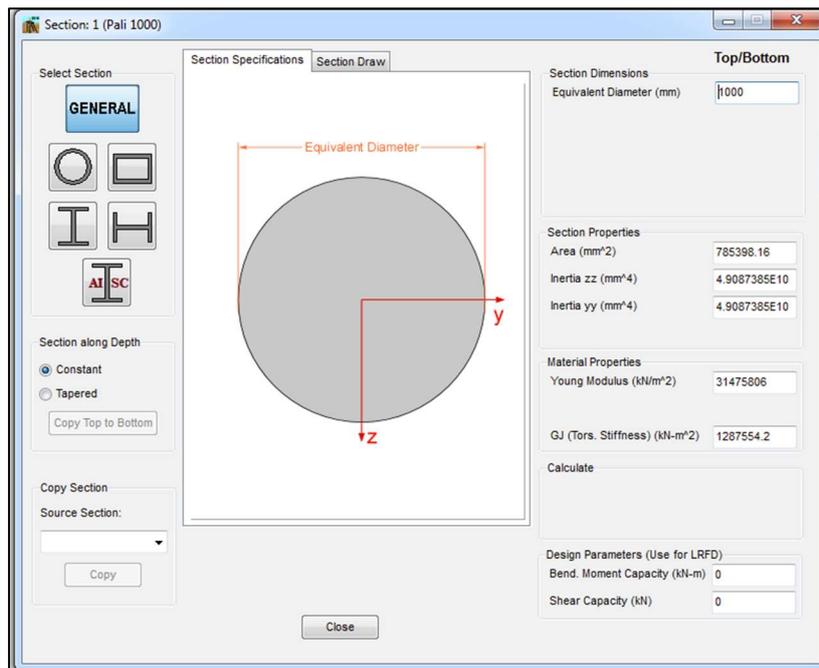


Figura 4-3. Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione trasversale pali

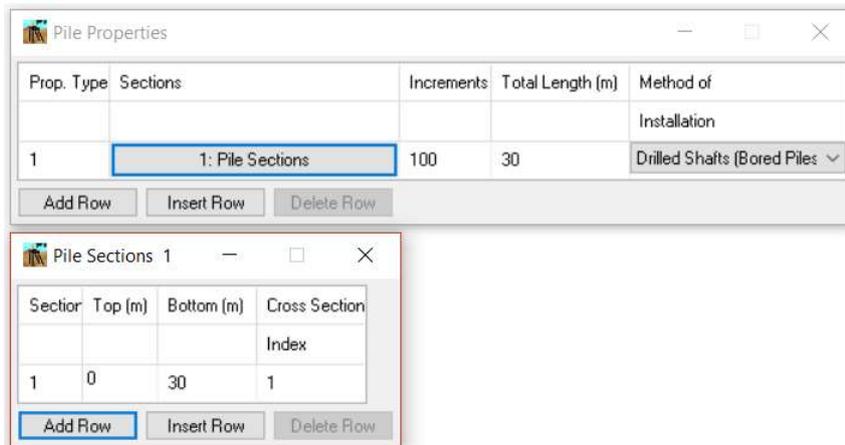


Figura 4-4. Parametri dei pali in GROUP

Pile #	Pile Head		Pile Prop.	Rotational Spring.	
	Connection (z-z)	Connection (y-y)		Type	(z-z) [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
17	Fixed	Fixed	1	0	0

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	0	-5	0	90	0	0
2	0	0	-2.5	0	90	0	0
3	0	0	0	0	90	0	0
4	0	0	2.5	0	90	0	0
5	0	0	5	0	90	0	0
6	0	-2.5	-6.25	0	90	0	0
7	0	-2.5	-3.75	0	90	0	0
8	0	-2.5	-1.25	0	90	0	0
9	0	-2.5	1.25	0	90	0	0
10	0	-2.5	3.75	0	90	0	0
11	0	-2.5	6.25	0	90	0	0
12	0	2.5	-6.25	0	90	0	0
13	0	2.5	-3.75	0	90	0	0
14	0	2.5	-1.25	0	90	0	0
15	0	2.5	1.25	0	90	0	0
16	0	2.5	3.75	0	90	0	0
17	0	2.5	6.25	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

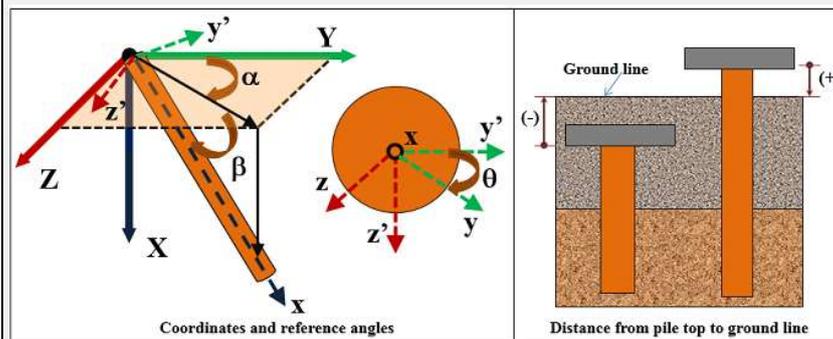


Figura 4-5. Disposizione dei pali in GROUP

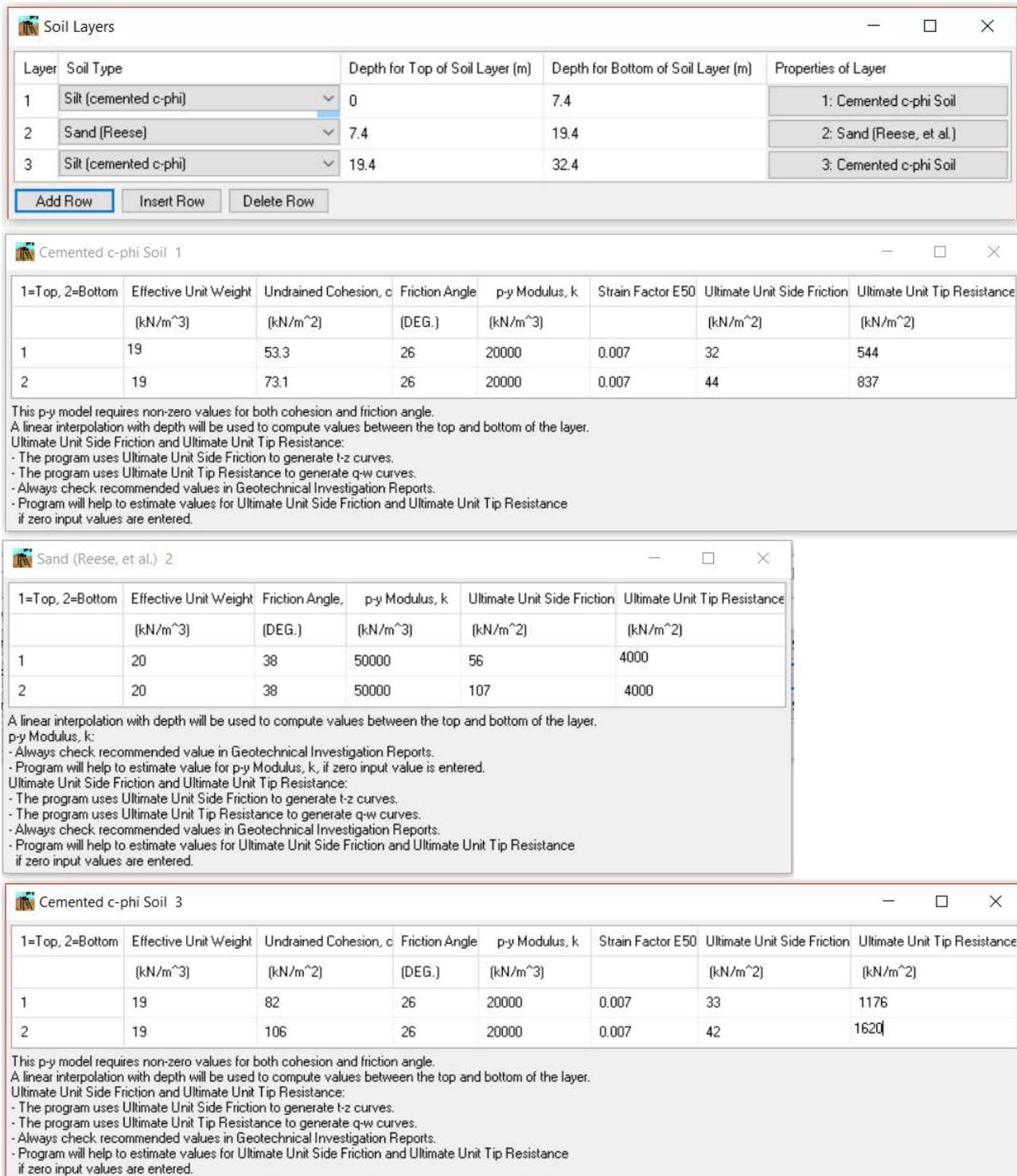


Figura 4-6. Caratteristiche meccaniche terreno

### 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 <sub>INIZIALE</sub> (m)	Q <sub>FINALE</sub> (m)	Descrizione	sigla	N <sub>SPT</sub>
A	0	7.4	Limo Argilloso	A	0
B	7.4	19.4	Ghiaia e Sabbia	B	0
A"	19.4	32.4	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	ξ3	ξ4
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 Compres	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 =	1.00	m	Numero di Verticali Indagate		
L Perforazione =	30.0	m	5		
L Bulbo =	30.0	m			
Caratteristiche Terreno					
γ =	19.0	kN/m <sup>3</sup>	LIMO ARGILLOSO A, A', A"		
φ =	26.0	°			
γ =	20.0	kN/m <sup>3</sup>	GHIAIA E SABBIA B		
φ =	38	°			
Azioni di Calcolo					
N <sub>Ed</sub> Compression	2928	kN			
N <sub>Ed</sub> Trazione =	1433	kN			
Resistenza di Calcolo					
N <sub>Rd</sub> Compression	3895	kN			
N <sub>Rd</sub> Trazione =	2487	kN			
Esito della Verifica					
N <sub>Rd</sub> > N <sub>Ed</sub>					
N <sub>Rd</sub>		N <sub>Ed</sub>			
3895	>	3281			
2487	>	1433			
La Verifica Risulta Soddisfatta					

Figura 4-10. Verifica a Capacità portante dei Pali

Stratigrafia Terreno				Vermis. Sopra/bassa Palo				Profondità testa Palo da P.C.				C/c. a testa palo (MPa)														
Strato	h <sub>z</sub> (m)	Q <sub>z</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	N <sub>z</sub>	σ <sub>z</sub> (kN/m <sup>2</sup> )																						
A	0	0	4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4											
B	7.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4											
A'	19.4	32.4	32.4	32.4	32.4	32.4	32.4	32.4	32.4	32.4	32.4	32.4	32.4	32.4	32.4											
B'	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0											
1	A	1	Coesivo	SI	0	19	0	53.3	64.6	10	54.6	0	26	0.6	19	0	100	100	544	211	58	54	269	54		
2	A	2	Coesivo	SI	0	19	1	56.6	63.6	20	63.6	0	26	0.6	19	0	34	34	207	593	230	120	110	350	110	
3	A	3	Coesivo	SI	0	19	2	59.9	102.6	30	72.6	0	26	0.6	19	0	36	36	320	642	249	186	171	434	171	
4	A	4	Coesivo	SI	0	19	3	63.2	121.6	40	81.6	0	26	0.6	19	0	38	38	439	690	268	255	234	522	234	
5	A	5	Coesivo	SI	0	19	4	66.5	140.6	50	90.6	0	26	0.6	19	0	40	40	565	739	287	327	301	614	301	
6	A	6	Coesivo	SI	0	19	5	69.8	159.6	60	99.6	0	26	0.6	19	0	42	42	696	866	306	404	371	709	371	
7	A	7	Coesivo	SI	0	19	6	73.1	178.6	70	108.6	0	26	0.6	19	0	44	44	834	837	324	483	445	808	445	
8	B	8	Non Coesivo	SI	0	20	7	198.6	80	118.6	0	0.7	0.5	38	19	0	65	46	1038	979	4000	1951	602	522	2163	522
9	B	9	Non Coesivo	SI	0	20	8	218.6	90	128.6	0	0.7	0.5	38	19	0	70	50	1259	1137	4000	1951	730	607	2281	607
10	B	10	Non Coesivo	SI	0	20	9	238.6	110	148.6	0	0.7	0.5	38	19	0	76	54	1497	1307	4000	1951	868	697	2419	697
11	B	11	Non Coesivo	SI	0	20	10	258.6	130	168.6	0	0.7	0.5	38	19	0	81	58	1752	1490	4000	1951	1016	795	2667	795
12	B	12	Non Coesivo	SI	0	20	11	278.6	150	188.6	0	0.7	0.5	38	19	0	87	62	2025	1694	4000	1951	1174	898	2725	898
13	B	13	Non Coesivo	SI	0	20	12	298.6	170	208.6	0	0.7	0.5	38	19	0	92	66	2314	1891	4000	1951	1342	1009	2893	1009
14	B	14	Non Coesivo	SI	0	20	13	318.6	190	228.6	0	0.7	0.5	38	19	0	98	70	2621	2110	4000	1951	1519	1126	3071	1126
15	B	15	Non Coesivo	SI	0	20	14	338.6	210	248.6	0	0.7	0.5	38	19	0	103	74	2945	2342	4000	1951	1707	1249	3249	1249
16	B	16	Non Coesivo	SI	0	20	15	358.6	230	268.6	0	0.7	0.5	38	19	0	109	78	3286	2598	4000	1951	1905	1379	3487	1379
17	B	17	Non Coesivo	SI	0	20	16	378.6	250	288.6	0	0.7	0.5	38	19	0	114	81	3645	2842	4000	1951	2113	1516	3684	1516
18	B	18	Non Coesivo	SI	0	20	17	398.6	270	308.6	0	0.7	0.5	38	19	0	120	85	4023	3110	4000	1951	2331	1669	3882	1669
19	B	19	Non Coesivo	SI	0	20	18	418.6	290	328.6	0	0.7	0.5	38	19	0	125	89	4413	3390	4000	1951	2568	1833	4070	1833
20	A'	20	Coesivo	SI	0	19	0	81.0	418.6	290	328.6	0	26	0.4	19	0	33	33	4822	3676	1316	496	516	1023	3174	496
21	A'	21	Coesivo	SI	0	19	0	86.0	458.6	330	368.6	0	26	0.4	19	0	34	34	5231	3767	1563	486	516	1023	3174	496
22	A'	22	Coesivo	SI	0	19	0	91.0	498.6	370	408.6	0	26	0.4	19	0	35	35	5640	3818	1824	469	516	1023	3174	496
23	A'	23	Coesivo	SI	0	19	0	96.0	538.6	410	448.6	0	26	0.4	19	0	36	36	6049	3931	2084	513	2972	2036	3305	2036
24	A'	24	Coesivo	SI	0	19	0	101.0	578.6	450	488.6	0	26	0.4	19	0	37	37	6458	4046	2344	528	2972	2036	3305	2036
25	A'	25	Coesivo	SI	0	19	0	106.0	618.6	490	528.6	0	26	0.4	19	0	38	38	6867	4163	2604	543	2972	2036	3305	2036
26	A'	26	Coesivo	SI	0	19	0	111.0	658.6	530	568.6	0	26	0.4	19	0	39	39	7276	4281	2864	566	3077	2285	3633	2285
27	A'	27	Coesivo	SI	0	19	0	116.0	698.6	570	608.6	0	26	0.4	19	0	40	40	7685	4400	3124	591	3148	2484	3719	2484
28	A'	28	Coesivo	SI	0	19	0	121.0	738.6	610	648.6	0	26	0.4	19	0	41	41	8094	4520	3384	614	3219	2684	3864	2684
29	A'	29	Coesivo	SI	0	19	0	126.0	778.6	650	688.6	0	26	0.4	19	0	42	42	8503	4640	3644	638	3290	2884	3984	2884
30	A'	30	Coesivo	SI	0	19	0	131.0	818.6	690	728.6	0	26	0.4	19	0	42	42	8912	4760	3904	662	3361	3084	4134	3084
31	A'	31	Coesivo	SI	0	19	0	136.0	858.6	730	768.6	0	26	0.4	19	0	42	42	9321	4880	4164	686	3432	3284	4284	3284
32	A'	32	Coesivo	SI	0	19	0	141.0	898.6	770	808.6	0	26	0.4	19	0	42	42	9730	5000	4424	710	3503	3484	4384	3484

Figura 4-11. Determinazione della 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.

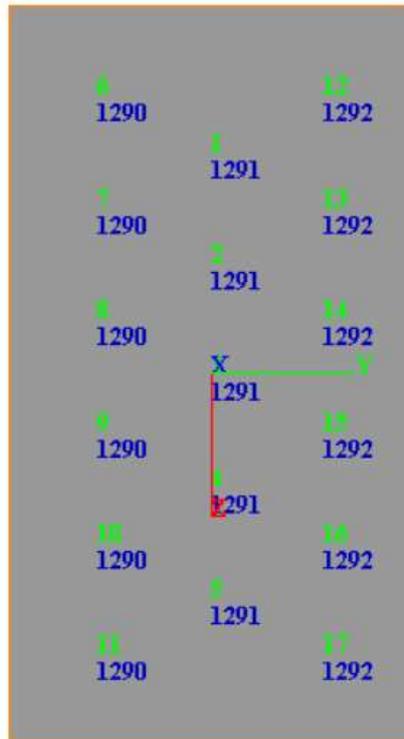


Figura 4-12. Massime sollecitazioni flessionali (Combinazione 9)



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.

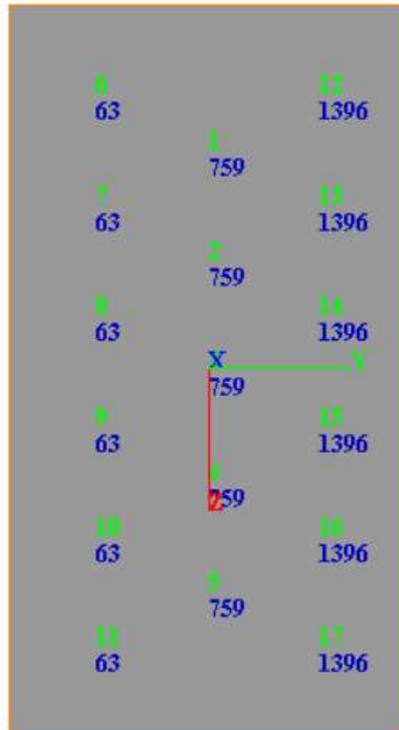


Figura 4-14. Minime azioni assiali (Combinazione 15)

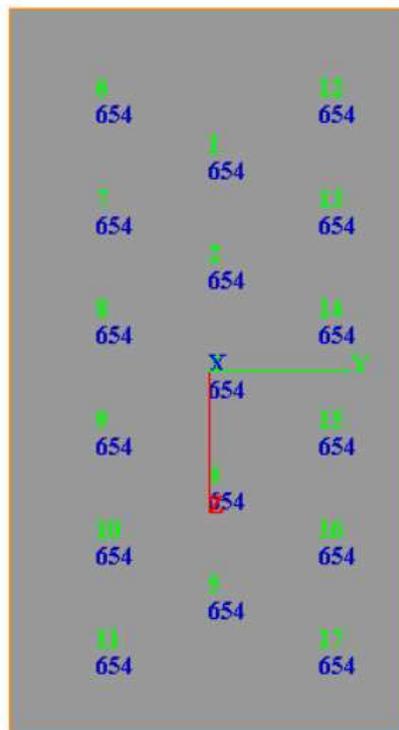


Figura 4-15. Momenti flettenti (Combinazione 15)

### 4.4.2 Verifica strutturale

- Verifica a flessione

Il palo ha un diametro pari a 100cm ed è armato con 28 barre  $\Phi 24$ .

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 9.

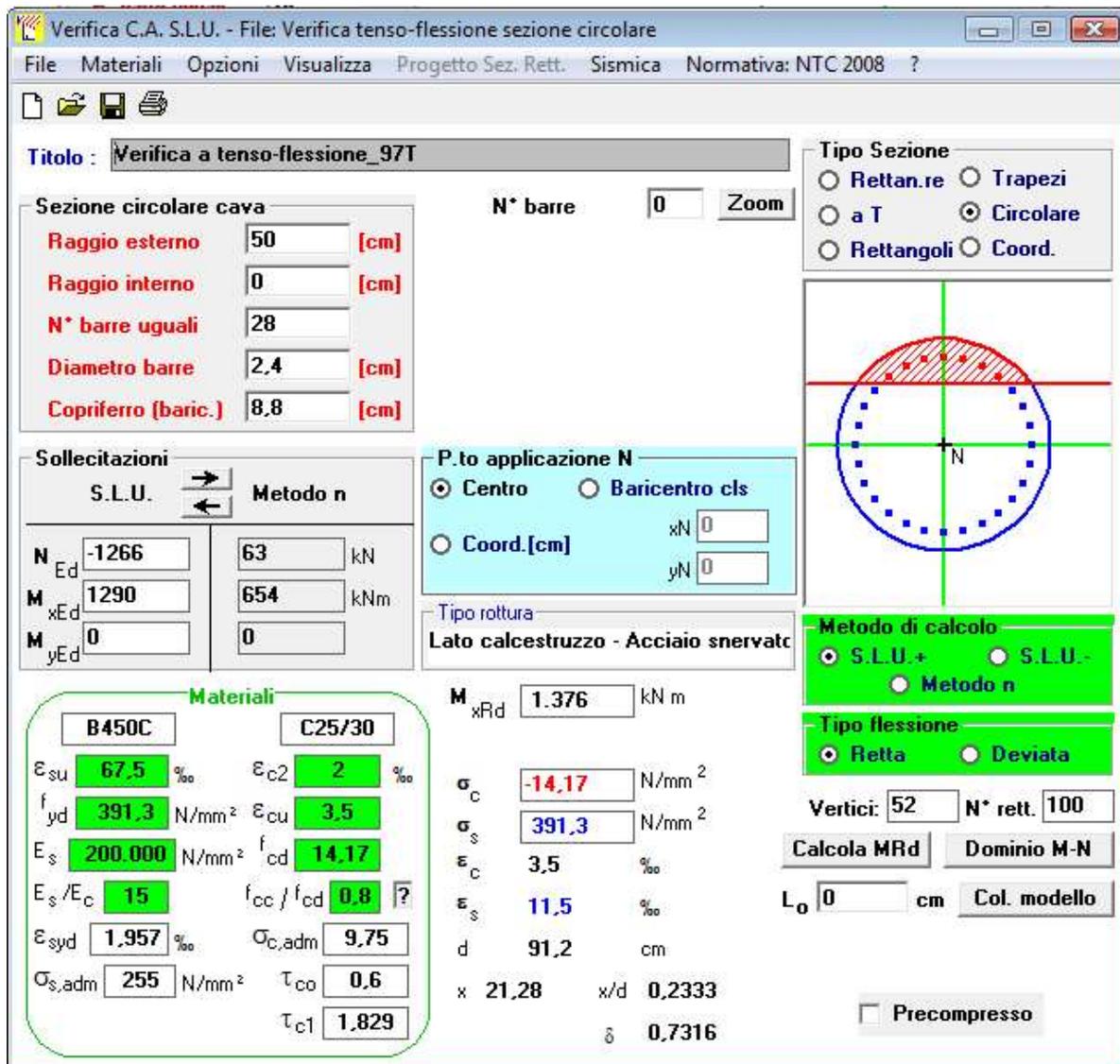


Figura 4-16. Verifica Tenso-flessionale\_SLU

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	-1266	1290	1376	0.938
COMB 10	-1433	1216	1327	0.917

- Verifica a taglio

L'armatura trasversale del palo è:  $\Phi 18/15\text{cm}$ .

### Metodo di Clarke & Birjandi

r	500.00	mm	Raggio della sezione circolare.
r <sub>s</sub>	412.00	mm	Raggio della parte confinata dall'armatura trasversale. r <sub>s</sub> = r - copr.
sin α	0.525	-	sin α = (2 r <sub>s</sub> ) / (π r).
α	0.552	rad	α = arcsin (sin α).
A <sub>tot</sub>	785398	mm <sup>2</sup>	Area totale della sezione circolare. A = π r <sup>2</sup> .
A	642404	mm <sup>2</sup>	Area della sezione rettangolare equivalente. A = r <sup>2</sup> (π/2 + α + sin α cos α).

### Parametri della sezione rettangolare equivalente

b	843	mm	Larghezza equivalente. b = A/d.
h	932	mm	Altezza equivalente. [*] h = A <sub>tot</sub> /b
d	762	mm	Altezza utile equivalente. d = r (1 + sin α).

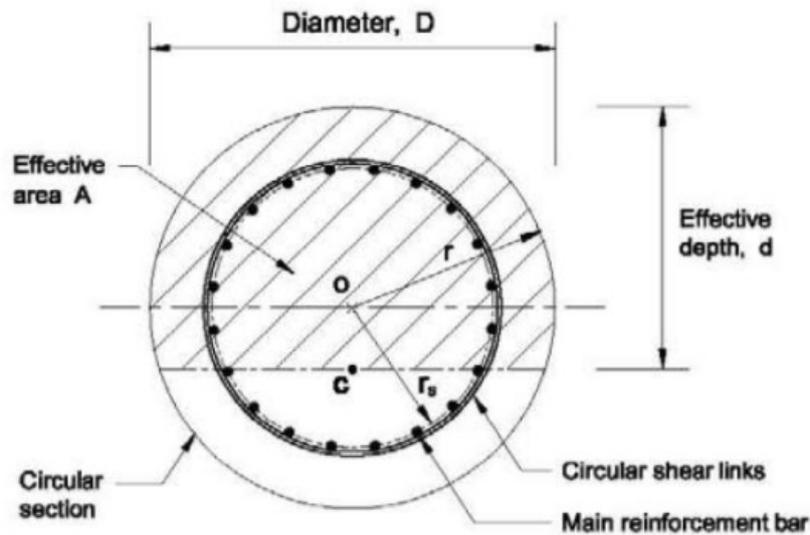


Figura 4-17. Metodo di Clarke e Birjandi - calcolo sezione rettangolare equivalente.

NTC 2018			
<b>4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>			
$R_{ck}$ [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] =	762	Altezza utile della sezione	
$b_w$ [mm] =	843	Larghezza della membratura resistente a taglio	
$\alpha_c$ =	1	1 per N=0	
$\alpha$ =	90	inclinazione armatura	1.57079633
$\theta$ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17		
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5	
$V_{Rcd}$ [kN] =	1412.11	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] =	226.19	$\phi 12$ 2br	area staffe
$s$ [mm] =	150		passo staffe
$V_{Rsd}$ [kN] =	1012.13	Resistenza armature = 0.9 $d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$	
$V_{Rd}$ [kN] =	1012.13	Min. tra $V_{Rcd}$ e $V_{Rsd}$	
$V_{Sdu}$ [kN] =	742.00	Sollecitazione di progetto SLU	
	<b>Verificato</b>		

Figura 4-18. Verifica a Taglio

- Verifica a fessurazione

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

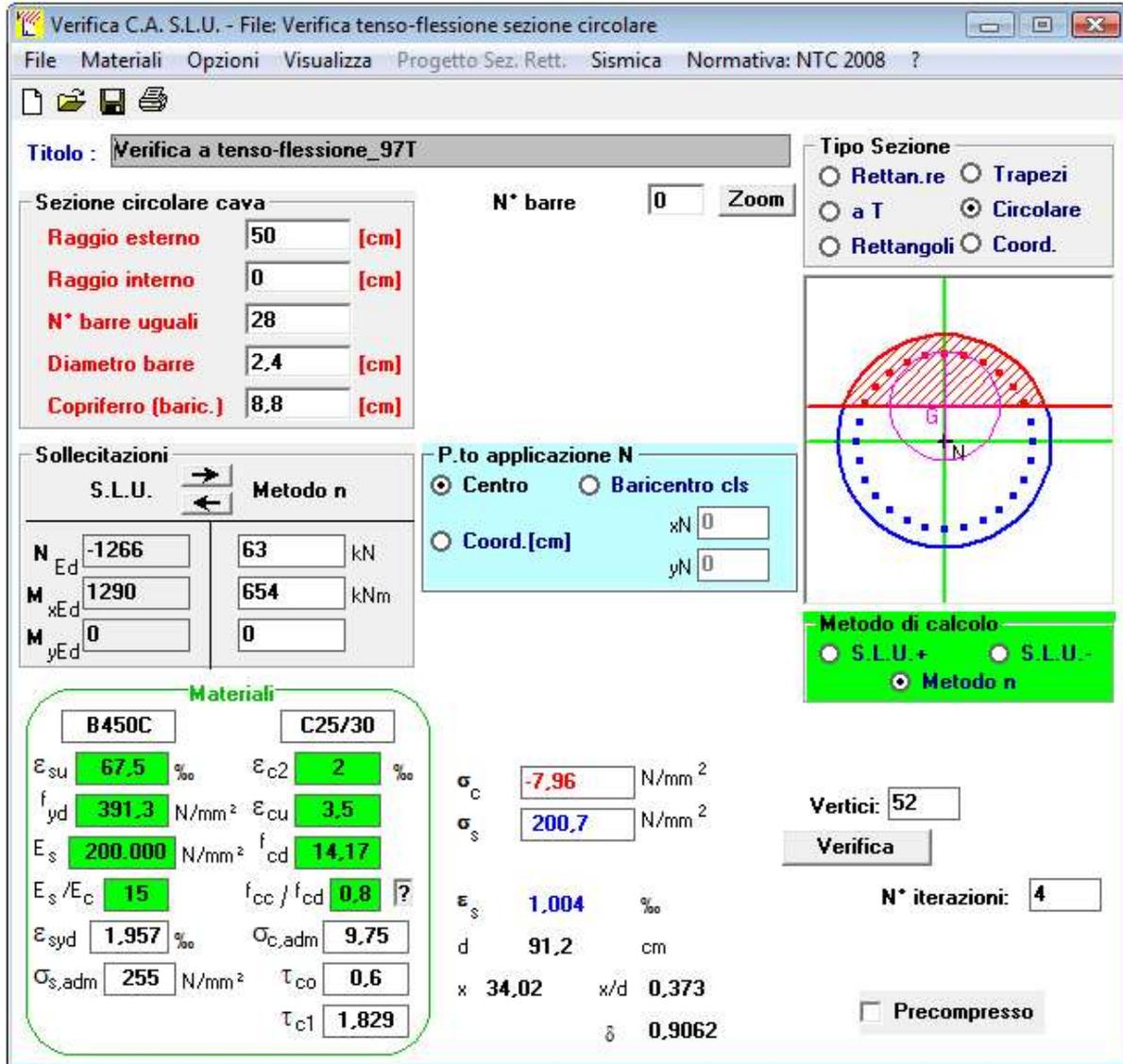


Figura 4-19. Verifica Tenso-flessionale\_SLE

La verifica a Fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione Frequente, è inferiore a 226.67 MPa, come specificato nella tabella C4.1.II delle NTC 2008.

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

	<b>N<sub>Ed</sub> [kN]</b>	<b>M<sub>Ed</sub> [kNm]</b>	<b>σ<sub>c</sub> [MPa]</b>	<b>σ<sub>s</sub> [MPa]</b>
COMB 15	63	654	-7.97	200.7
COMB 16	146	656	-8.01	194.1

## 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 = **24.10** m  
 Dimensione Longitudinale      B = **4.60** m  
 Modulo del terreno      E = **75000** kPa *(modulo elastico da adottare per terreno con caratteristiche migliorate da presenza pali tipo FRANKI)*

Sollecitazioni Statica solo permanenti				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	<b>770</b>	KN/m	18555	5917	9173	
H	=	<b>246</b>	KN/m				
M	=	<b>381</b>	KN m/m	$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot,sta,pp}$
B	=	<b>24.10</b>	m		<b>6.99E-03</b>	<b>6.81E-04</b>	<b>9.89E-03</b>

Sollecitazioni (al m) SLE rara				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	<b>828</b>	KN/m	19955	7418	16635	
H	=	<b>308</b>	KN/m				
M	=	<b>690</b>	KN m/m	$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	<b>24.1</b>	m		<b>8.77E-03</b>	<b>1.24E-03</b>	<b>1.40E-02</b>

Sollecitazioni (al m) SLE freq				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	<b>770</b>	KN/m	18555	6828	13409	
H	=	<b>283</b>	KN/m				
M	=	<b>556</b>	KN m/m	$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
B	=	<b>24.1</b>	m		<b>8.07E-03</b>	<b>9.96E-04</b>	<b>1.23E-02</b>

Sollecitazioni (al m) SLE qp				N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
N	=	<b>770</b>	KN/m	18555	6160	10302	
H	=	<b>256</b>	KN/m				
M	=	<b>427</b>	KN m/m	$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot,sys}$
B	=	<b>24.1</b>	m		<b>7.28E-03</b>	<b>7.65E-04</b>	<b>1.05E-02</b>

Da pp a SLE rara					$\delta h$	$\theta$	$\Delta h_{\theta}$	$\delta h_{tot}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	19954.55	7418.30	16634.81	8.77E-03	1.24E-03	5.25E-03	1.40E-02	0.00E+00	0.00413
50	1125	19954.55	6293.30	11853.56	7.44E-03	8.80E-04	3.74E-03	1.12E-02	-2.84E-03	0.00129
100	2250	19954.55	5168.30	7072.31	6.11E-03	5.25E-04	2.23E-03	8.34E-03	-5.68E-03	-0.00155
150	3375	19954.55	4043.30	2291.06	4.78E-03	1.70E-04	7.23E-04	5.50E-03	-8.51E-03	-0.00439
200	4500	19954.55	2918.30	-2490.19	3.45E-03	-1.85E-04	-7.86E-04	2.66E-03	-1.14E-02	-0.00722

Da pp a SLE freq					$\delta h$	$\theta$	$\Delta h_{\theta}$	$\delta h_{tot}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	18555.46	6828	13409.18	8.07E-03	9.96E-04	4.23E-03	1.23E-02	-1.72E-03	0.00241
50	1125	18555.46	5703	8627.93	6.74E-03	6.41E-04	2.72E-03	9.46E-03	-4.55E-03	-0.00042
100	2250	18555.46	4578	3846.68	5.41E-03	2.86E-04	1.21E-03	6.62E-03	-7.39E-03	-0.00326
150	3375	18555.46	3453	-934.57	4.08E-03	-6.94E-05	-2.95E-04	3.79E-03	-1.02E-02	-0.00610
200	4500	18555.46	2328	-5715.82	2.75E-03	-4.24E-04	-1.80E-03	9.47E-04	-1.31E-02	-0.00894
250	5625	18555.46	1203	-10497.07	1.42E-03	-7.79E-04	-3.31E-03	-1.89E-03	-1.59E-02	-0.01178

Condizione SLE qp					$\delta h$	$\theta$	$\Delta h_{\theta}$	$\delta h_{tot}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	18555.46	6160.20	10302.48	7.28E-03	7.65E-04	3.25E-03	1.05E-02	-3.48E-03	0.00064
50	1125	18555.46	5035.20	5521.23	5.95E-03	4.10E-04	1.74E-03	7.69E-03	-6.32E-03	-0.00219
100	2250	18555.46	3910.20	739.98	4.62E-03	5.49E-05	2.34E-04	4.85E-03	-9.16E-03	-0.00503
150	3375	18555.46	2785.20	-4041.27	3.29E-03	-3.00E-04	-1.28E-03	2.02E-03	-1.20E-02	-0.00787
200	4500	18555.46	1660.20	-8822.52	1.96E-03	-6.55E-04	-2.78E-03	-8.23E-04	-1.48E-02	-0.01071

Sollecitazioni (al m) SLU STR			
N	=	798	KN/m
H	=	416	KN/m
M	=	1098	KN m/m
B	=	24.1	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
19237	10015	26471	
$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot,sta,pp+acc}$
	1.18E-02	1.97E-03	2.02E-02

Da pp a SLU-STR					$\delta h$	$\theta$	$\Delta h_{\theta}$	$\delta h_{tot}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	19236.94	10014.71	26470.96	1.18E-02	1.97E-03	8.35E-03	2.02E-02	6.17E-03	0.01030
50	1125	19236.94	8889.711	21689.71	1.05E-02	1.61E-03	6.84E-03	1.73E-02	3.33E-03	0.00746
100	2250	19236.94	7764.711	16908.46	9.17E-03	1.26E-03	5.34E-03	1.45E-02	4.96E-04	0.00462
150	3375	19236.94	6639.711	12127.21	7.85E-03	9.01E-04	3.83E-03	1.17E-02	-2.34E-03	0.00179
200	4500	19236.94	5514.711	7345.96	6.52E-03	5.45E-04	2.32E-03	8.83E-03	-5.18E-03	-0.00105
250	5625	19236.94	4389.711	2564.71	5.19E-03	1.90E-04	8.09E-04	6.00E-03	-8.02E-03	-0.00389

Sollecitazioni (al m) SIS STR			
N	=	806	KN/m
H	=	405	KN/m
M	=	1186	KN m/m
B	=	24.1	m

N (kN)	H (kN)	M (kNm)	
19429	9758	28580	
$\delta v$	$\delta h$	$\theta$	$\delta h_{tot, sis}$
	1.15E-02	2.12E-03	2.05E-02

Condizione SIS-STR					$\delta h$	$\theta$	$\Delta h_{\theta}$	$\delta h_{tot}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp+acc)}$	$\Delta \delta h_{tot,(sis-sta,pp)}$
Tiro/m	Tiro (kN)	N (kN)	H (kN)	M (kNm)						
0	0	19429.48	9757.88	28580.11	1.15E-02	2.12E-03	9.02E-03	2.05E-02	6.53E-03	0.01066
50	1125	19429.48	8632.88	23798.86	1.02E-02	1.77E-03	7.51E-03	1.77E-02	3.70E-03	0.00782
100	2250	19429.48	7507.88	19017.61	8.87E-03	1.41E-03	6.00E-03	1.49E-02	8.58E-04	0.00499
150	3375	19429.48	6382.88	14236.36	7.54E-03	1.06E-03	4.49E-03	1.20E-02	-1.98E-03	0.00215
200	4500	19429.48	5257.88	9455.11	6.21E-03	7.02E-04	2.98E-03	9.20E-03	-4.82E-03	-0.0069

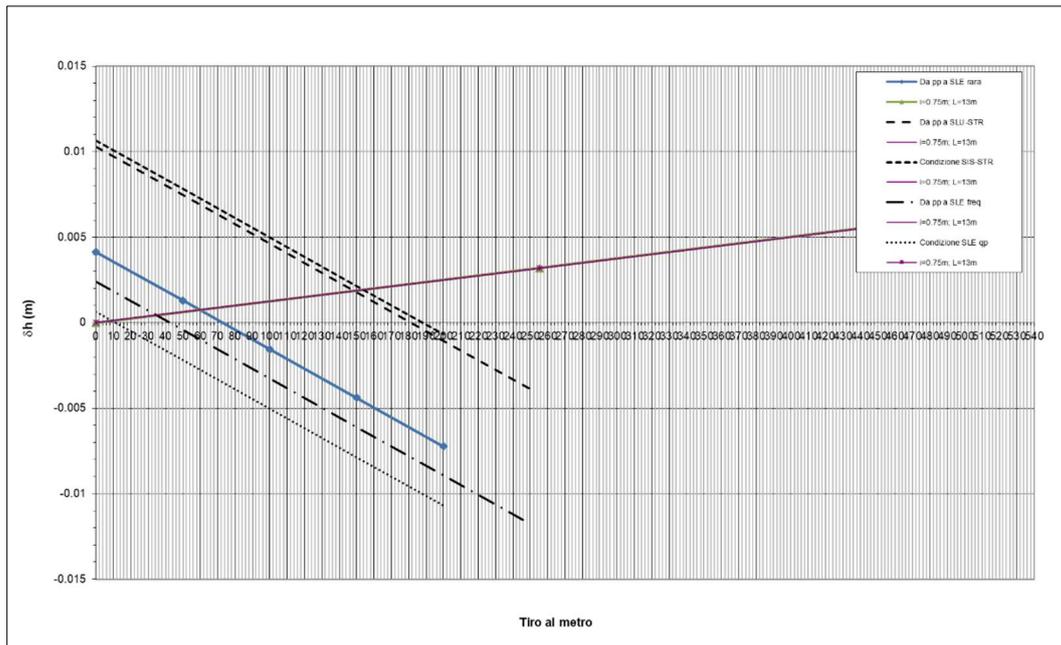


Figura 5-1. Curve caratteristiche tiranti passivi-spalla

### 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/m)
SLE - RARA	60
SLE -FREQ.	35
SLE - Q-P	9
SLV	154
SLU	149

### 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);

$\alpha = 1.0$ ;

$\Phi_{perf} = 0.18$  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  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  sono stati assunti pari a 1.60 (numero di profili di indagine  $\geq 5$ ).

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)**

$T_{eq,max}$	154	[tiro/m]	massima azione assiale al metro lineare su tirante equivalente		
$i$	0.75	[m]	interasse tiranti		
$\alpha$	20	[°]	inclinazione tiranti rispetto piano orizzontale		
$T_{max}$	123	[kN]	massima azione assiale su tirante		
$d_{perf}$	0.180	[m]	$f_{yk}$	355	[N/mm <sup>2</sup> ]
$d_a$	114.3	[mm]	$\gamma_s$	1.15	
$s_a$	10	[mm]			
$A_a$	3277	[mm <sup>2</sup> ]	$T_{Rd\_STR}$	1011	[kN]
$\alpha_d$	1.00		$\xi_{a3}$	1.60	
$L_{fond}$	13.00	[m]	$\gamma_{Ra,p}$	1.20	
$\tau_{lim}$	100	kN/m <sup>2</sup>			
$T_{RcaI\_GEO}$	735	[kN]	$T_{Rd}$	383	[kN]
$T_{RK\_GEO}$	459	[kN]	<b>FS</b>	3.12	(>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 traz)	Traffico -kv (max comp)	Traffico -kv (max traz)
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
$N_{Ed}$ [kN/m]	-	972	1084	1154	1221	1095	1162	1045	1112	770	907	848	798	833	806	761	734
$V_{Ed}$ [kN/m]	-	284	301	295	305	290	301	289	299	279	283	278	276	263	261	256	254
$M_{Ed}$ [kNm/m]	-	-438	-348	-379	-323	-434	-378	-441	-385	-470	-445	-500	-507	-567	-575	-568	-576
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	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
B	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60	4.60
$e_x$	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
$e_y$	0.45	0.32	0.33	0.26	0.40	0.33	0.42	0.35	0.61	0.49	0.59	0.64	0.68	0.71	0.75	0.79	0.79
L'	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
B'	3.70	3.96	3.94	4.07	3.81	3.95	3.76	3.91	3.38	3.62	3.42	3.33	3.24	3.17	3.11	3.03	3.03
Parametri geotecnici terreno di fondazione																	
Peso proprio dell'acqua	$\gamma_w$	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Peso proprio terreno di riporto	$\gamma_1$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Peso proprio terreno di fondazione	$\gamma_2$	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19
Angolo d'attrito	$\varphi$	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	$c_u$	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225
Set di coefficienti parziali		M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1	M1
Peso proprio terreno di riporto	$\gamma_{1,sk}$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Peso proprio terreno di fondazione	$\gamma_{2,sk}$	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito fattorizzato	$\varphi_{sk}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{sk}$	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	$c_{u,sk}$	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225
Fattori di capacità portante																	
$N_d$	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
$N_{d1}$	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
$N_{d2}$	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)	$s_p$	0.99	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	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
$s_b$	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																	
$d_1$	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
$d_2$	1.13	1.12	1.12	1.12	1.13	1.12	1.13	1.12	1.14	1.13	1.14	1.14	1.15	1.15	1.15	1.15	1.16
$d_3$	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																	
$m_a$	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97
$m_1$	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
$\theta$ [°]	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
$m$	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97
$i_v$	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
$i_b$	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																	
$b_v$	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
$b_b$	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																	
$B_v$	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
$B_b$	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																	
$q_{lim}$	1338	1329	1330	1325	1334	1329	1336	1331	1352	1341	1350	1354	1358	1362	1365	1370	1370
Set di coefficienti parziali	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3
$\gamma_b$	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	1.20
$q = q_{lim} / \gamma_b$	956	949	950	947	953	950	954	951	965	958	964	967	1132	1135	1138	1141	1141
$Q = q \times B' \times L'$	Q	353575	375749	374524	385481	362823	375011	358406	371411	326248	346818	329811	321968	366658	360174	353383	345773
$FS = Q / (N_{Ed} \times L') > 1$	FS	3.64	3.47	3.25	3.16	3.31	3.23	3.43	3.34	4.24	3.82	3.89	4.03	4.40	4.47	4.65	4.71
		>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1	>1



## 7 ANALISI GEOTECNICA DEI MURI ANDATORI

I tabulati che seguono, riportano i risultati delle analisi e verifiche geotecniche condotte sul muro andatore lato Rimini Sud 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 Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)  
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno  
 Sezione analizzata: | Muri andatori

### 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 <sup>2</sup> ]	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Copriferro [mm]	Acciaio	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	40	B450C	450	XC2	Ordinarie

#### Paramento

Calcestruzzo	$R_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Copriferro [mm]	Acciaio	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	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 <sub>medio</sub> [m] (lato valle)	B2 <sub>medio</sub> [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H <sub>tot</sub> [m]	H1 [m]	H2 [m]
7.00	1.50	1.00	4.50	8.91	1.00	7.91

H <sub>zav</sub> [m] (lato monte)	H <sub>zav</sub> [m] (lato valle)	B4 [m] (lato monte)	porzione di terreno di rilevato ad andamento costante	Dente di taglio			NO
				H <sub>dente</sub> [m]	B <sub>dente</sub> [m]	H <sub>zav valle</sub> [m]	X <sub>gdente</sub> [m]
7.91	4.10	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00

H <sub>sicurv</sub> [m]	D [m] (capacità portante)	a [m] (capacità portante)	L [m] (capacità portante)	e <sub>c</sub> [m] (capacità portante)	θ [°] (capacità portante)	w [°] (capacità portante)	Falda
1.00	1.50	0.00	10.00	0.00	90.00	0.00	SI

#### Azioni delle FOA - Assente

Descrizione	N <sub>k</sub> [kN/m]	H <sub>k</sub> [kN/m]	M <sub>k</sub> [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

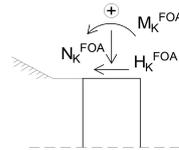


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

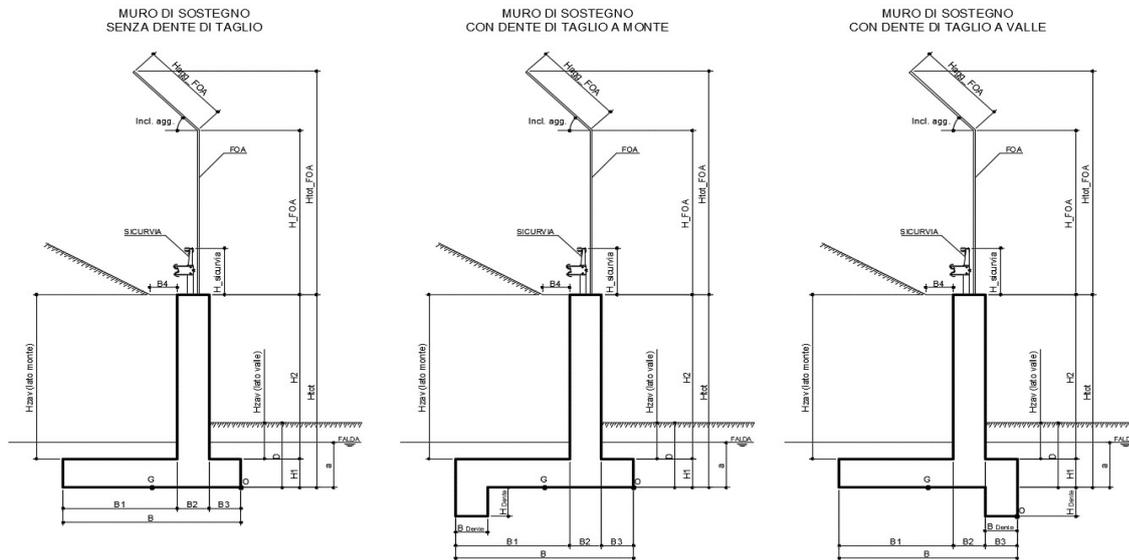


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

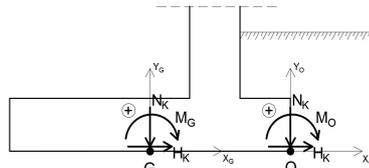


Figura 3 - Convenzione dei segni

## ANALISI DEI CARICHI

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_k$ [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	175.00	-3.50	0.50	-612.50	0.00	0.50	0.00
Paramento c.a.	25	197.75	-5.00	4.96	-988.75	-1.50	4.96	-296.63
FOA		0.00	-5.00	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	20	237.30	-6.25	4.96	-1483.13	-2.75	4.96	-652.58
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-6.50	8.91	0.00	-3.00	8.91	0.00
Zavorra lato valle	20	369.00	-2.25	3.05	-830.25	1.25	3.05	461.25
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
Sicurvia		0.00	-5.00	9.91	0.00	-1.50	9.91	0.00
Totale		979			-3915			-488

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

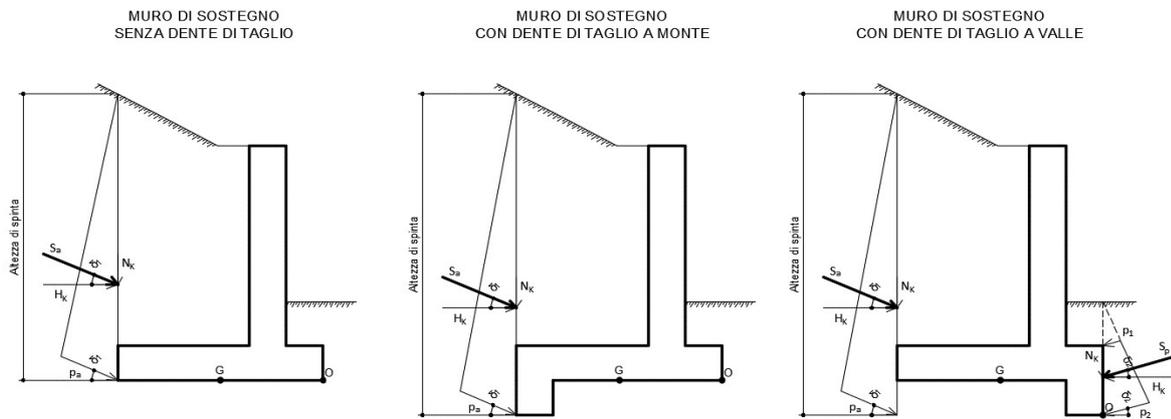


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

### Ribaltamento

- Componente attiva

$H_{SPINTA\_ATT}$  [m] 8.91

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	194.03	76.85	178.16	-7.00	2.97	-8.82

- 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	1.89	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	194.03	76.85	178.16	-8.82

### Scorrimento

- Componente attiva

$H_{SPINTA\_ATT}$  [m] 8.91

Comb.	$S_{ta}$ [kN/m]	$N_k$ [kN/m]	$H_k$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$M_G$ [kNm/m]
M1	194.03	76.85	178.16	-3.50	2.97	260.16

- 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	1.89	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	194.03	76.85	178.16	260.16

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna  
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)  
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno  
 Sezione analizzata: | Muri andatori

**Capacità portante**

- Componente attiva

$H_{SPINTA\_ATT}$  [m]    8.91

Comb.	$S_{t0}$ [kN/m]	$N_k$ [kN/m]	$H_k$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$M_G$ [kNm/m]
M1	194.03	76.85	178.16	-3.50	2.97	260.16

- 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	1.89	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	194.03	76.85	178.16	260.16

**(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]    8.91

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	338.53	0.00	338.53	-3.50	2.97	1005.43

**(C3): Sovraccarico accidentale**

$q$  [kN/m<sup>2</sup>]    20

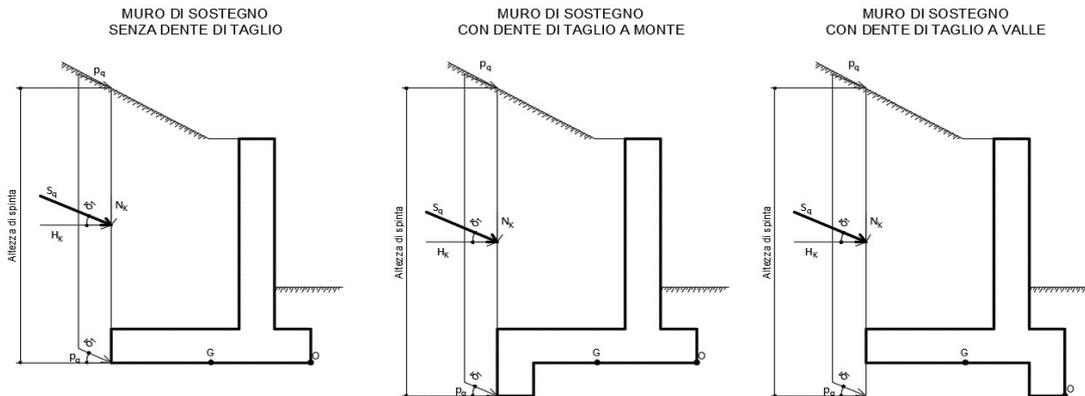


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

**Componente verticale**

$N_k$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$M_O$ [kNm/m]	$x_G$ [m]	$M_G$ [kNm/m]
30.00	-6.25	-187.50	-2.75	-82.50

**Ribaltamento**

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

$H_{SPINTA}$  [m]    8.91

Comb.	$k_0$	$S_{qa}$ [kN/m]	$N_k$ [kN/m]	$H_k$ [kN/m]	$x_O$ [m]	$y_O$ [m]	$M_O$ [kNm/m]
M1	0.244	43.55	17.25	39.99	-7.00	4.46	57.41

**Scorrimento / Capacità portante**

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

$H_{SPINTA}$  [m]    8.91

Comb.	$S_{qa}$ [kN/m]	$N_k$ [kN/m]	$H_k$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$M_G$ [kNm/m]
M1	43.55	17.25	39.99	-3.50	4.46	117.79

**Verifiche strutturali**

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

$H_{SPINTA}$  [m]    8.91

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	75.99	0.00	75.99	-3.50	4.46	338.53

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna  
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)  
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno  
 Sezione analizzata: | Muri andatori

**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	-5.00	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

(da piano stradale)

$H_k$ [kN]	$H_{URTO}$ [m]
82.28	1.00

come da Linee Guida ASP1                      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	12.01	10.00	10.00	24.68	9.91	244.62

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	12.01	10.00	10.00	24.68	9.91	244.62

(C5): Azione del vento

$H_{FOA}$ [m]	$H_{FOA\_agg.}$ [m]	Incl. agg. [°]	Verso	$H_{VENTO}$ [m]	$p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
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	-1.50	0.00	0.00	-5.00	0.00	0.00

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

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

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

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.	-9.83	19.66	-3.50	0.50	44.25	0.00	0.50	9.83
Paramento c.a.	-11.11	22.22	-5.00	4.96	165.66	-1.50	4.96	126.77
FOA	0.00	0.00	-5.00	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	-13.33	26.67	-6.25	4.96	215.45	-2.75	4.96	168.79
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-6.50	8.91	0.00	-3.00	8.91	0.00
Zavorra lato valle	-20.73	0.00	-2.25	3.05	46.65	1.25	3.05	-25.92
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-5.00	9.91	0.00	-1.50	9.91	0.00
Totale	-55	69			472			279

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.	9.83	19.66	-3.50	0.50	-24.58	0.00	0.50	9.83
Paramento c.a.	11.11	22.22	-5.00	4.96	54.55	-1.50	4.96	93.44
FOA	0.00	0.00	-5.00	0.00	0.00	-1.50	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	13.33	26.67	-6.25	4.96	48.80	-2.75	4.96	95.46
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-6.50	8.91	0.00	-3.00	8.91	0.00
Zavorra lato valle	20.73	0.00	-2.25	3.05	-46.65	1.25	3.05	25.92
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-5.00	9.91	0.00	-1.50	9.91	0.00
Totale	55	69			32			225

(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 MONONOBÉ OKABE

SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE  
REGIME DI SPINTA ATTIVA

SPINTA DINAMICA DELLE TERRE  
REGIME DI SPINTA ATTIVA

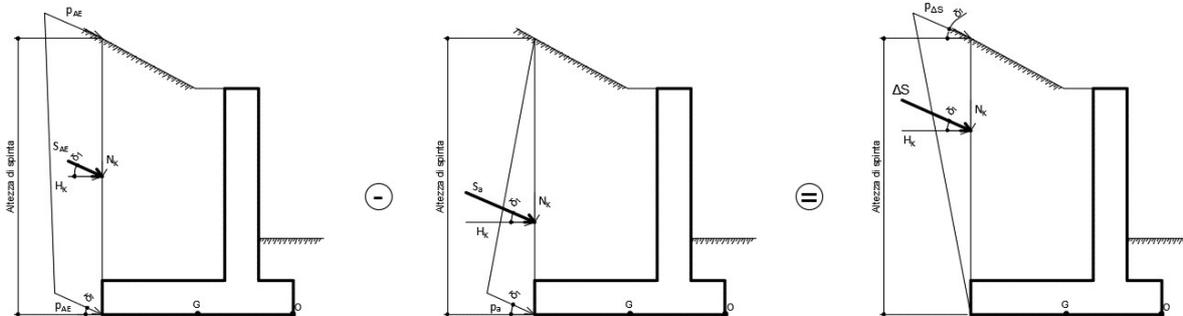


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna  
 Commessa: Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)  
 Argomento: Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno  
 Sezione analizzata: Muri andatori

**Ribaltamento**

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	$k_{a\_sism}$	$S_a$ [kN/m]	$k_{AE}$	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.370	269.32	75.29
Comb.	$N_k$ [kN/m]	$H_k$ [kN/m]	$x_O$ [m]	$y_O$ [m]	$M_O$ [kNm/m]
M1	29.82	69.13	-7.00	4.46	99.24

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	$k_{a\_sism}$	$S_a$ [kN/m]	$k_{AE}$	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.347	298.74	104.71
Comb.	$N_k$ [kN/m]	$H_k$ [kN/m]	$x_O$ [m]	$y_O$ [m]	$M_O$ [kNm/m]
M1	41.47	96.15	-7.00	4.46	138.02

**Scorrimento**

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	$k_{a\_sism}$	$S_a$ [kN/m]	$k_{AE}$	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.320	239.45	45.42
Comb.	$N_k$ [kN/m]	$H_k$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$M_G$ [kNm/m]
M1	17.99	41.70	-3.50	4.46	122.82

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	$k_{a\_sism}$	$S_a$ [kN/m]	$k_{AE}$	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.311	260.40	66.37
Comb.	$N_k$ [kN/m]	$H_k$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$M_G$ [kNm/m]
M1	26.29	60.94	-3.50	4.46	179.48

**Capacità portante**

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	$k_{a\_sism}$	$S_a$ [kN/m]	$k_{AE}$	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.320	239.45	45.42
Comb.	$N_k$ [kN/m]	$H_k$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$M_G$ [kNm/m]
M1	17.99	41.70	-3.50	4.46	122.82

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	$k_{a\_sism}$	$S_a$ [kN/m]	$k_{AE}$	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.311	260.40	66.37
Comb.	$N_k$ [kN/m]	$H_k$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$M_G$ [kNm/m]
M1	26.29	60.94	-3.50	4.46	179.48

**Verifiche strutturali**

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	$k_{a\_sism}$	$S_a$ [kN/m]	$k_{AE}$	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.320	239.45	45.42
Comb.	$N_k$ [kN/m]	$H_k$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$M_G$ [kNm/m]
M1	0.00	45.42	-3.50	4.46	202.33

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	$k_{a\_sism}$	$S_a$ [kN/m]	$k_{AE}$	$S_{AE}$ [kN/m]	$\Delta S$ [kN/m]
M1	0.24	194.03	0.311	260.40	66.37
Comb.	$N_k$ [kN/m]	$H_k$ [kN/m]	$x_G$ [m]	$y_G$ [m]	$M_G$ [kNm/m]
M1	0.00	66.37	-3.50	4.46	295.66

### PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Terreno spingente	
Parametro	M1
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20
$\phi'$ [°]	35.00
$\phi'$ [rad]	0.61
$\delta_{es}$ [°]	23.33
$\delta_{es}$ [rad]	0.41
$\delta_{sism}$ [°]	23.33
$\delta_{sism}$ [rad]	0.41
$\beta$ [°]	0.00
$\beta$ [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 ( $=2/3\phi'$ )  
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ( $=2/3\phi'$ )  
 angolo che la parete forma con la verticale  
 inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale

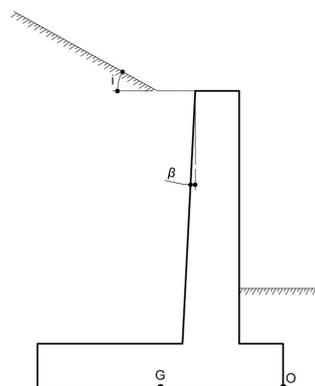


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	9
$\phi'$ [°]	26.00
$\phi'$ [rad]	0.45
$\delta_{es}$ [°]	13.00
$\delta_{es}$ [rad]	0.23
$\delta_{sism}$ [°]	13.00
$\delta_{sism}$ [rad]	0.23
$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0.00
$c_{ul}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	56.00
$\beta$ [°]	0.00
$\beta$ [rad]	0.00
$i$ [°]	0.00
$i$ [rad]	0.00
$k_{p\ es}$	3.787
$k_{p\ es} (*)$	1.893

(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 ( $=1/2\phi'$ )  
 angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ( $=1/2\phi'$ )  
 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 Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)**  
 Argomento: **Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno**  
 Sezione analizzata: **Muri andatori**

## COEFFICIENTI SISMICI

Località: **Opera 97T (Via Zambellini - Via Stalingrado)**

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 <sub>R</sub> [anni]	T <sub>R</sub> [anni]	a <sub>g</sub> [g]	T <sub>C</sub> * [sec]	F <sub>0</sub>
	SLV	0.1	949	0.213	0.307	2.439

Categoria di sottosuolo: **C**

Categoria topografica: **T1**

Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T <sub>R</sub> [anni]	S <sub>S</sub>	S <sub>T</sub>	a <sub>max</sub> [g]	a <sub>g</sub> [m/s <sup>2</sup> ]
	SLV	949	1.39	1.00	0.296	2.901

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 <sub>h</sub>	0.112	0.169
Coefficiente sismico verticale	k <sub>v</sub>	0.056	0.084

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

### Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.79	0.12	10.43	0.18
δ <sub>sism_M1</sub>	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
φ' <sub>d</sub> - M1	35.00	0.61	35.00	0.61

β ≤ (φ' <sub>d</sub> - θ)	k <sub>AE</sub> - M1	0.320	0.370
β > (φ' <sub>d</sub> - θ)	k <sub>AE</sub> - M1	0.90	1.012

<b>k<sub>AE</sub> - M1</b>	<b>0.320</b>	<b>0.370</b>
----------------------------	--------------	--------------

### Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	6.07	0.11	8.84	0.15
δ <sub>sism_M1</sub>	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
φ' <sub>d</sub> - M1	35.00	0.61	35.00	0.61

β ≤ (φ' <sub>d</sub> - θ)	k <sub>AE</sub> - M1	0.31	0.347
β > (φ' <sub>d</sub> - θ)	k <sub>AE</sub> - M1	0.88	0.963

<b>k<sub>AE</sub> - M1</b>	<b>0.311</b>	<b>0.347</b>
----------------------------	--------------	--------------

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna  
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)  
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno  
 Sezione analizzata: | Muri andatori

## 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	979	0	-3915	77	178	-9	30	0	-188
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	57	0	0	0	0	25	245
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	-55	69	708	55	69	48
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	99	41	96	138			

### 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]	-3915	-3915	-3952	-3952	-3915
$M_{rib}$ [kNm/m]	75	53	810	189	247
$\gamma_R$	1.15	1.15	1.00	1.00	1.15
<b>FS (≥1)</b>	<b>45.60</b>	<b>64.08</b>	<b>4.88</b>	<b>20.93</b>	<b>13.77</b>

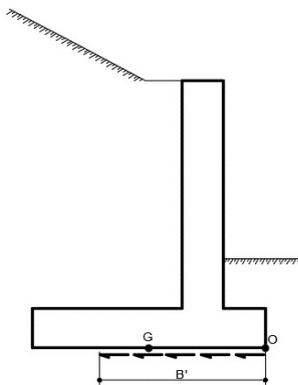
Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna  
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)  
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno  
 Sezione analizzata: | Muri andatori

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto O

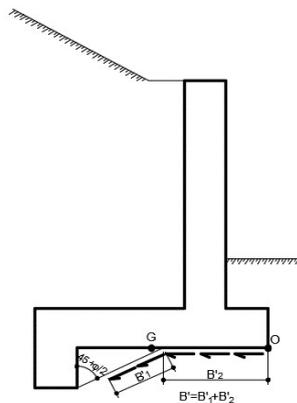
	C1			C2a			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	979	0	-488	77	178	260	30	0	-83
A1+M1+R3	C3 - componente orizzontale (a)			C3 - FOA			C4		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	17	40	118	0	0	0	0	25	245
A1+M1+R3	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	-55	69	279	55	69	225
A1+M1+R3	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	123	26	61	179			

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

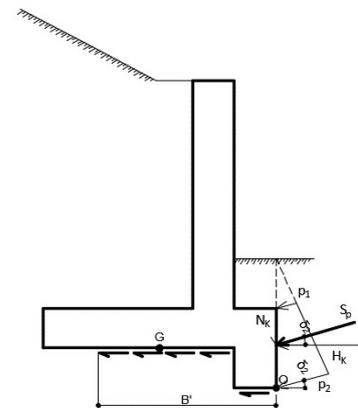


Figura 8 - Resistenza a scorrimento considerata per i diversi casi

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 <sub>Ed</sub> [kN/m]	1105	1098	1028	1147	1059
H <sub>Ed</sub> [kN/m]	292	277	296	316	211
M <sub>Ed</sub> [kNm/m]	27	-17	182	183	40
Comb.	M1	M1	M1	M1	M1
φ' [°]	26	26	26	26	26
tanφ'	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
c' [kN/m <sup>2</sup> ]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
c <sub>u</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	56.00	56.00	56.00	56.00	56.00
B' [m]	6.95	6.97	6.65	6.68	6.92
R <sub>Ed</sub> [kN/m]	389	390	372	374	388
γ <sub>R</sub>	1.10	1.10	1.00	1.00	1.10
FS (≥1)	1.21	1.28	1.26	1.19	1.67

- (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
<b>N<sub>Ed</sub>[kN/m]</b>	1105	1444	1098	1426	1028	1147	1059	1065
<b>M<sub>Ed</sub>[kNm/m]</b>	27	-243	-17	-256	182	183	40	24
<b>V<sub>Ed</sub>[kN/m]</b>	292	292	277	277	296	316	211	211

**Dimensioni geometriche fondazione**

D [m]	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
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]	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
e <sub>t</sub> [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
e <sub>B</sub> [m]	0.02	0.17	0.02	0.18	0.18	0.16	0.04	0.02
L' [m]	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
B' [m]	6.95	6.66	6.97	6.64	6.65	6.68	6.92	6.96

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

Peso proprio del terreno di riporto	$\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	20	20	20	20	20	20
Peso proprio dell'acqua	$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81
Peso som. - Terreno di riporto	$\gamma'_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19	10.19
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma'_2$ [kN/m <sup>3</sup> ]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito	$\phi'$ [°]	26	26	26	26	26	26	26
Coesione efficace	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0	0	0	0	0	0	0
Set di coefficienti parziali		M1						
Peso proprio - Terreno di riporto	$\gamma_{1, M1}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_{2, M1}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito fattorizzato	$\phi'_{, M1}$ [°]	26	26	26	26	26	26	26
	$\phi'_{, M1}$ [rad]	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{, M1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0	0	0	0	0	0	0

**Fattori di capacità portante**

N <sub>v</sub>	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54	12.54
N <sub>c</sub>	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25	22.25
N <sub>q</sub>	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85

**Fattori di forma**

(per forma rettangolare)

s <sub>v</sub>	0.72	0.73	0.72	0.73	0.73	0.73	0.72	0.72
s <sub>c</sub>	1.37	1.35	1.37	1.35	1.35	1.36	1.37	1.37
s <sub>q</sub>	1.34	1.32	1.34	1.32	1.32	1.33	1.34	1.34

**Fattori di profondità**

(per  $\phi > 0$ )

d <sub>v</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d <sub>c</sub>	1.07	1.08	1.07	1.08	1.08	1.08	1.07	1.07
d <sub>q</sub>	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07

**Fattori di inclinazione del carico**

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

m <sub>B</sub>	1.59	1.60	1.59	1.60	1.60	1.60	1.59	1.59
m <sub>i</sub>	1.41	1.40	1.41	1.40	1.40	1.40	1.41	1.41
$\theta$ [°]	90.00	90	90	90	90	90	90	90
m	1.59	1.60	1.59	1.60	1.60	1.60	1.59	1.59
i <sub>v</sub>	0.45	0.56	0.47	0.57	0.41	0.43	0.56	0.56
i <sub>c</sub>	0.58	0.67	0.60	0.68	0.54	0.56	0.68	0.68
i <sub>q</sub>	0.61	0.70	0.63	0.71	0.58	0.60	0.70	0.70

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna  
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)  
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno  
 Sezione analizzata: | Muri andatori

**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**

$w [^\circ]$	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**

	$q_{lim} [kN/m^2]$	440	505	454	514	406	421	515	518
Set di coefficienti parziali		R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3	R3
	$\gamma_R$	1.40	1.40	1.40	1.40	1.20	1.20	1.40	1.40
$q = q_{lim} / \gamma_R$	$q [kN/m^2]$	314	360	324	367	338	351	368	370
$Q = q \times B' \times L'$	$Q [kN]$	21848	24011	22607	24358	22485	23424	25491	25718
$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	1.98	1.66	2.06	1.71	2.19	2.04	2.41	2.41
		(>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

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna  
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)  
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno  
 Sezione analizzata: | Muri andatori

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON 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 - vert.	0.00	1.50	0.00	1.13	0.20	0.20	0.00	0.20
(C3): Sovraccarico accidentale	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): Spinta (dinamica) delle terre	CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
	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
<b>N<sub>Ed</sub> [kN/m]</b>	1105	1444	1098	1426	1028	1147	1059	1065
<b>M<sub>Ed</sub> [kNm/m]</b>	27	-243	-17	-256	182	183	40	24
<b>V<sub>Ed</sub> [kN/m]</b>	292	292	277	277	296	316	211	211

**Dimensioni geometriche fondazione**

D [m]	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
L [m]	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
B [m]	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00
e <sub>L</sub> [m]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
e <sub>B</sub> [m]	0.02	0.17	0.02	0.18	0.18	0.16	0.04	0.02
L' [m]	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
B' [m]	6.95	6.66	6.97	6.64	6.65	6.68	6.92	6.96

**Parametri geotecnici terreno di fondazione**

Peso proprio del terreno di riporto	$\gamma_1$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_2$ [kN/m <sup>3</sup> ]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito	$\varphi'$ [°]	26	26	26	26	26	26	26
Coesione efficace	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0	0	0	0	0	0	0
Coesione non drenata	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	56	56	56	56	56	56	56
Set di coefficienti parziali		M1						
Peso proprio del terreno di riporto	$\gamma_{1, Mi}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	20	20	20	20	20	20
Peso som. - Terreno di fondazione	$\gamma_{2, Mi}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	9	9	9	9	9	9	9
Angolo d'attrito fattorizzato	$\varphi'_{Mi}$ [°]	26	26	26	26	26	26	26
	$\varphi'_{Mi}$ [rad]	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Coesione efficace fattorizzata	$c'_{Mi}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0	0	0	0	0	0	0
Coesione non drenata fattorizzata	$c_{u, Mi}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	56	56	56	56	56	56	56

**Fattori di capacità portante**

N <sub>v</sub>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
N <sub>c</sub>	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14	5.14
N <sub>q</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**Fattori di forma**

(per forma rettangolare)

s <sub>v</sub>	0.72	0.73	0.72	0.73	0.73	0.73	0.72	0.72
s <sub>c</sub>	1.14	1.13	1.14	1.13	1.13	1.13	1.13	1.14
s <sub>q</sub>	1.34	1.32	1.34	1.32	1.32	1.33	1.34	1.34

**Fattori di profondità**

(per  $\varphi=0$ )

d <sub>v</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d <sub>c</sub>	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09
d <sub>q</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**Fattori di inclinazione del carico**

(per  $\varphi=0$ )

m <sub>B</sub>	1.59	1.60	1.59	1.60	1.60	1.60	1.59	1.59
m <sub>L</sub>	1.41	1.40	1.41	1.40	1.40	1.40	1.41	1.41
θ [°]	90	90	90	90	90	90	90	90
m	1.59	1.60	1.59	1.60	1.60	1.60	1.59	1.59
i <sub>v</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
i <sub>c</sub>	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98	0.97	0.98	0.98
i <sub>q</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna  
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Via Zambellini Via Stalingrado - Tang. Nord 15+004 (sottovia 97T)  
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno  
 Sezione analizzata: | Muri andatori

**Fattori di inclinazione del piano di posa**

$b_v$	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
$g_v$	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 <sup>2</sup> ]	387	386	387	386	385	385	389	389
Set di coefficienti parziali		R3							
	$\gamma_R$	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2	1.4	1.4
$q = q_{lim} / \gamma_R$	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	276	275	277	276	321	321	278	278
$Q = q \times B' \times L'$	$Q$ [kN]	19211	18350	19284	18304	21344	21428	19242	19336

$FS = Q / (N_{Ed} \times L') (>1)$	FS	1.74	1.27	1.76	1.28	2.08	1.87	1.82	1.81
		(>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