

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP J31H03000180008

**DIREZIONE TECNICA**  
**S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA CENTRO**  
**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA**

**NPP 0258 - GRONDA MERCI DI ROMA CINTURA NORD**  
**TRATTA: VALLE AURELIA – VIGNA CLARA**

**BARRIERE ANTIRUMORE**

Relazione di predimensionamento fondazioni su pali – Vigna Clara

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NR4E 1A R 29 CL BA0000 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione definitiva	F. Brunori <i>F. Brunori</i>	Ottobre 2022	A. Brunetti <i>AB</i>	Ottobre 2022	T. Paoletti <i>T</i>	Ottobre 2022	F. Arduini Ottobre 2022

ITALFERR S.p.A.  
Direzione Tecnica  
Incarico  
Dott. Fabio Arduini  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma

File: NR4E1AR29CLBA0000002A

n.Elab: 18-7

## Indice

1	PREMESSA .....	4
2	DESCRIZIONE OPERA .....	7
3	NORMATIVE E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....	8
3.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	8
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	9
4.1	CALCESTRUZZO PALI .....	9
1.1	CALCESTRUZZO MURO.....	9
1.2	ACCIAIO DI ARMATURA.....	9
2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	11
3	CRITERI PROGETTUALI .....	12
3.1	VITA NOMINALE.....	12
3.2	CLASSE D'USO .....	12
3.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	12
4	ANALISI DEI CARICHI STATICI DI PROGETTO .....	12
4.1	STATICA DELLE TERRE E DELL'ACQUA .....	12
4.2	PESO PROPRIO BARRIERA ANTIRUMORE.....	14
4.3	AZIONE DEL VENTO E PRESSIONE AERODINAMICA DOVUTA AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI FERROVIARI .....	15
5	DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO .....	16
5.1	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	16
5.1.1	<i>Categorie di Sottosuolo</i> .....	16
5.1.2	<i>Condizioni topografiche</i> .....	16
5.1.3	<i>Amplificazione Stratigrafica e Topografica</i> .....	17
5.1.4	<i>Spettri di risposta SLV</i> .....	18
5.2	ANALISI PSEUDOSTATICA .....	20

5.2.1	Calcolo inerzia sismica sulla barriera .....	20
5.2.2	Calcolo della spinta sismica.....	21
6	VERIFICHE AGLI STATI LIMITI .....	22
6.1	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE .....	26
6.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO.....	26
7	MODELLO DI CALCOLO.....	27
7.1	FASI DI CALCOLO.....	27
7.2	RISULTATI DI CALCOLO .....	28
7.3	VERIFICHE STRUTTURALI PALI.....	31
7.4	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	34
7.5	SPOSTAMENTI.....	34
7.6	VERIFICA STRUTTURALE MURO .....	34
8	PORTANZA VERTICALE.....	38
9	INCIDENZE.....	40

## 1 PREMESSA

Il progetto della chiusura dell'anello nord di Roma è stato oggetto di Progettazione Preliminare (Legge Obiettivo) nell'ambito del più ampio progetto di Gronda Merci di Roma, costituito dalla Cintura Nord e dalla Gronda Sud. Il progetto preliminare è stato oggetto di VIA nel 2004, che si è conclusa con parere positivo, ma con prescrizioni molto impattanti per il tracciato della gronda Sud.

L'obiettivo dell'intervento di Chiusura dell'Anello ferroviario (Cintura Nord) è il potenziamento dei servizi di tipo metropolitano nel nodo di Roma e la creazione di un itinerario di gronda alla capitale per il traffico merci, al fine di rendere la rete meno vulnerabile a crisi localizzate.

Per il suo valore trasportistico è stato deciso di riprendere la progettazione della Cintura Nord, che consentirebbe di potenziare l'offerta commerciale nel nodo e creare un servizio a ring con vocazione prevalentemente di trasporto passeggeri.

L'area interessata dall'intervento riguarda il territorio di Roma e provincia, ma l'area vasta di ripercussione dei suoi effetti ha carattere regionale e interregionale, essendo Roma un nodo cruciale di attraversamento tra nord e sud del Paese. In Figura 1 è rappresentato lo schematico del nodo di Roma secondo quanto previsto dalla legge obiettivo.

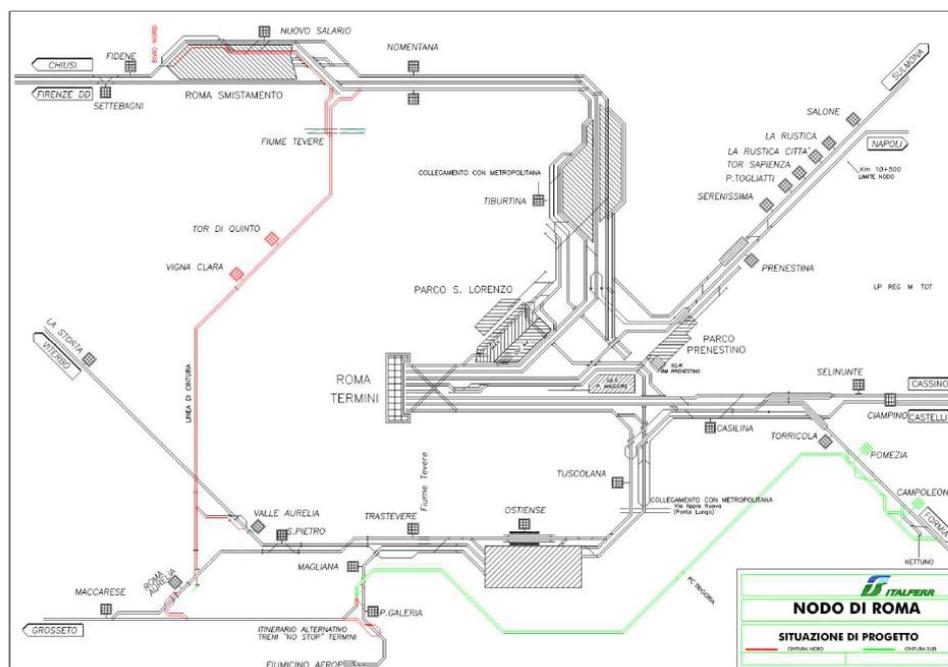
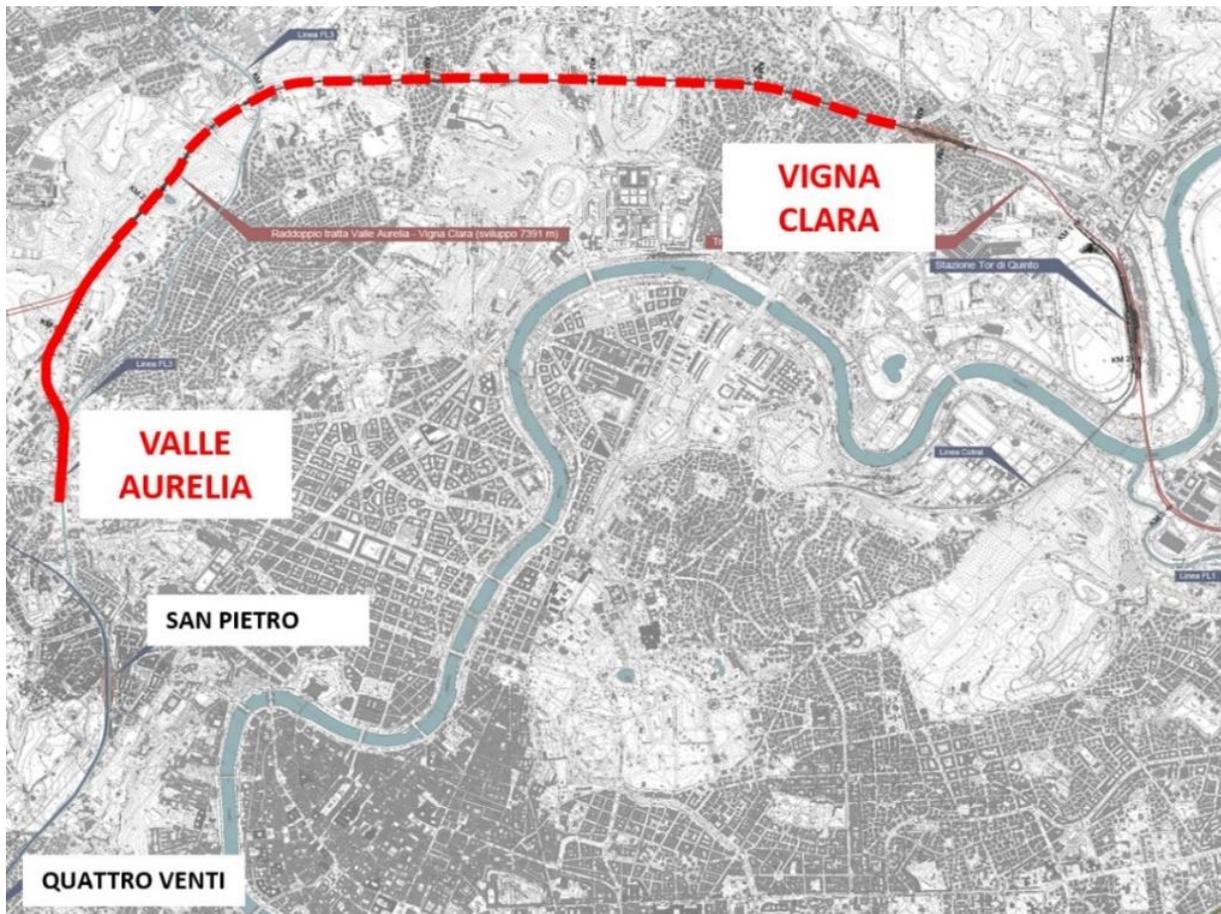


Figura 1 - Schematico del nodo di Roma secondo quanto previsto dalla legge obiettivo

In generale, la chiusura dell'Anello Ferroviario si articola in una serie lotti funzionali. Il presente documento riguarda la Tratta Valle Aurelia - Vigna Clara, individuata dal Lotto 1A (si veda la Figura 2), lungo la quale è previsto l'intervento di posa del secondo binario su sede già predisposta, in quanto in data 12/06/2022 è stato riattivato il servizio ferroviario a spola su singolo binario tra Vigna Clara e Valle Aurelia.



*Figura 2 - Individuazione del Lotto 1°*

Pertanto, l'attuale progetto prevede, come stato di fatto, il progetto di riattivazione della tratta Valle Aurelia – Vigna Clara, con la posa in opera di un solo binario.

Del progetto oggetto della presente documentazione attualmente risultano realizzati:

- galleria Monte Mario;
- sede ferroviaria da Valle Aurelia fino a Vigna Clara;
- stazione di Vigna Clara.

Di seguito il piano schematico di progetto.

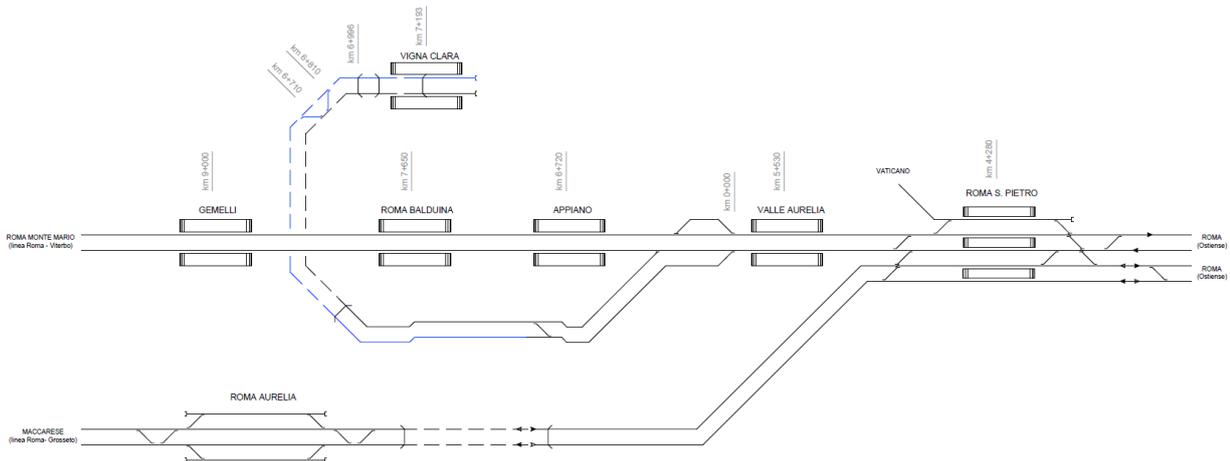


Figura 3 - Scenario Schematico di Progetto del Lotto

## 2 DESCRIZIONE OPERA

Nella presente relazione si riporta il dimensionamento e la verifica della fondazione su pali inserita per il sostegno della barriera antirumore, BA03. Tale barriera si estende per circa 70m ed è collocata alla fine dell'intervento del lotto in esame, lungo il piazzale di progetto PT02, al confine del piazzale stesso.

L'opera è costituita da pali  $\phi 800$  posti ad interasse di 2.4m e lunghezza 15.00m. Si riporta di seguito una sezione tipologica dell'opera.

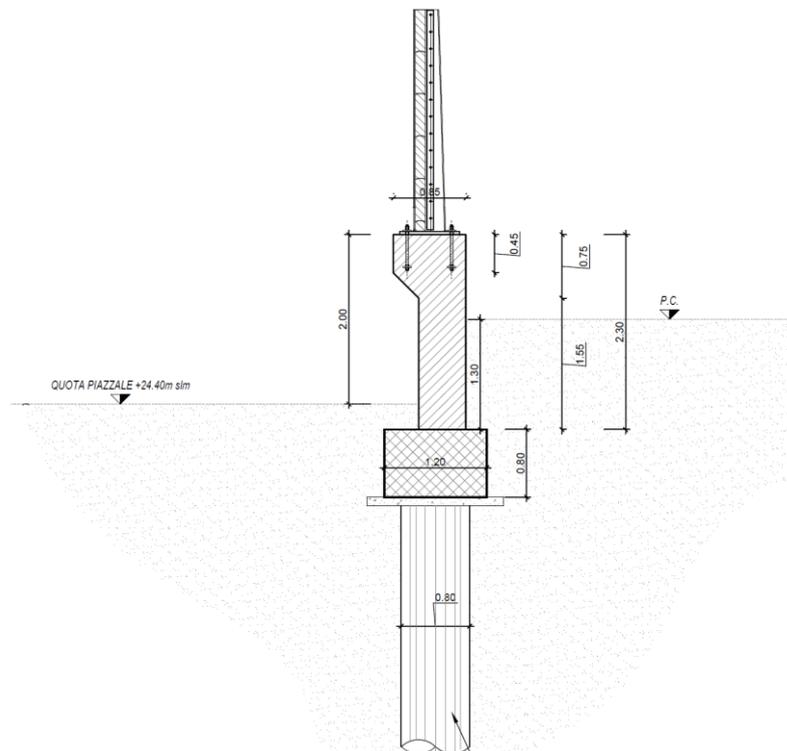


Figura 4 – Sezione tipologica paratia di pali con barriera antirumore BA03.

### 3 NORMATIVE E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

#### 3.1 Normative di riferimento

Di seguito si riportano i riferimenti delle normative prese in considerazione per lo sviluppo delle analisi e delle verifiche in oggetto:

- Legge 5/11/1971 n.1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica;
- D.M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- RFI DTC SICS MA IFS 001 E – Revisione E del Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- RFI DTC SICS SP IFS 001 – Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili;
- Eurocodice EN 1997-1: Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- Eurocodice EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo pali

$$\gamma_c = \text{peso specifico} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Classe di resistenza = C25/30

$$R_{ck} = \text{resistenza cubica} = 30.00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = \text{resistenza cilindrica caratteristica} = 0.83 R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = \text{resistenza cilindrica media} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = \text{resistenza a trazione media} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 2.55 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = \text{resistenza a traz. per flessione media} = 1.20 * f_{ctm} = 3.06 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = \text{resistenza a traz. per flessione caratt.} = 0.70 * f_{cfm} = 2.14 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = \text{modulo elast. tra 0 e 0.40 } f_{cm} = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$$

Copriferro = 60 mm

### 1.1 Calcestruzzo muro

$$\gamma_c = \text{peso specifico} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Classe di resistenza = C30/37

$$R_{ck} = \text{resistenza cubica} = 37.00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = \text{resistenza cilindrica caratteristica} = 0.83 R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = \text{resistenza cilindrica media} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = \text{resistenza a trazione media} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 2.94 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = \text{resistenza a traz. per flessione media} = 1.20 * f_{ctm} = 3.53 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = \text{resistenza a traz. per flessione caratt.} = 0.70 * f_{cfm} = 2.47 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = \text{modulo elast. tra 0 e 0.40 } f_{cm} = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019 \text{ N/mm}^2$$

Copriferro = 40 mm

### 1.2 Acciaio di Armatura

Tipo = B 450 C

$$\gamma_a = \text{peso specifico} = 78.50 \text{ kN/m}^3$$

$$f_{y \text{ nom}} = \text{tensione nominale di snervamento} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$f_{t \text{ nom}} = \text{tensione nominale di rottura} = 540 \text{ N/mm}^2$

$f_{y k \text{ min}} = \text{minima tensione caratteristica di snervamento} = 450 \text{ N/mm}^2$

$f_{t k \text{ min}} = \text{minima tensione caratteristica di rottura} = 540 \text{ N/mm}^2$

$(f_t/f_y)_{k \text{ min}} = \text{minimo rapporto tra i valori caratteristici} = 1.15$

$(f_t/f_y)_{k \text{ max}} = \text{massimo rapporto tra i valori caratteristici} = 1.35$

$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k = \text{massimo rapporto tra i valori nominali} = 1.25$

$(A_{gt})_k = \text{allungamento caratteristico sotto carico massimo} = 7.5 \%$

$E = \text{modulo di elasticità dell'acciaio} = 206000 \text{ N/mm}^2$

## 2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella “Relazione geotecnica generale” e nel profilo geotecnico. In particolare nel tratto in esame la stratigrafia da piano ferro è costituita da:

Strato	Profondità da	Profondità a	Unità geotecnica	$\gamma_t$	$\varphi'$	$c'$	$E_{op}$
	(m da p.c.)	(m da p.c.)		(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(MPa)
<b>1</b>	0.00	-4.80	R	18.5	30	0.0	20
<b>2</b>	-4.80	-6.80	AL1	18.0	27	5.0	24
<b>3</b>	-6.80	-9.80	LS	19.0	26	0.0	20
<b>4</b>	-9.80	-15.00	SL	19.0	32	0.0	30

*Tabella 1 - Stratigrafia geotecnica di riferimento per i modelli di calcolo.*

La falda è a quota di circa -7.00 m da piano campagna.

### 3 CRITERI PROGETTUALI

#### 3.1 Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

2) *Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*

La vita nominale è pertanto pari a 75 anni.

#### 3.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

**Classe III:** *Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.*

Il coefficiente d'uso è pari a 1.50.

#### 3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_u$ .

Pertanto  $V_R = 75 \cdot 1.5 = 112.5$  anni

### 4 ANALISI DEI CARICHI STATICI DI PROGETTO

#### 4.1 Statica delle terre e dell'acqua

La spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra il terreno e la struttura deformabile, a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  e il coefficiente di spinta passiva  $K_p$ .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace  $\sigma'_h$  a quella verticale  $\sigma'_v$  attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

$K_0$  dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace  $\varphi'$ , e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_{0(NC)} \cdot (OCR)^m$$

Dove

$$K_{0(NC)} = 1 - \text{sen } \varphi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ( $OCR=1$ ).  $OCR$  è il grado di sovraconsolidazione e  $m$  è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

Il coefficiente di spinta attiva e passiva sono dati secondo Rankine per una parete liscia, da:

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi'/2)$$

Per tener conto dell'angolo di attrito  $\delta$  tra paratia e terreno il software Paratie impiega per  $K_a$  e  $K_p$  la formulazione rispettivamente di Coulomb e Caquot – Kerisel.

Formulazione di Coulomb per  $k_a$ :

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta + \varphi') \cdot \text{sen}(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

$\varphi'$  è l'angolo di attrito del terreno

$\beta$  è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

$\delta$  è l'angolo di attrito paratia-terreno

$i$  è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

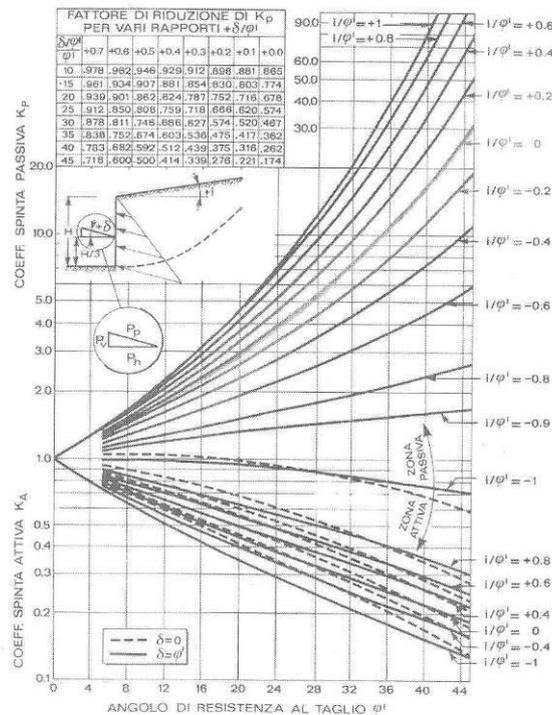


Figura 5 – Formulazione di Caquot – Kerisel per  $K_p$  che considera superfici di rottura curvilinee.

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da:

$$\sigma'_h = K_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a}$$

$$\sigma'_h = K_p \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_p}$$

a seconda che il collasso avvenga rispettivamente in spinta attiva o passiva.

$c'$  è la coesione drenata del terreno.

#### 4.2 Peso proprio barriera antirumore

Il peso proprio della barriera in c.a. è pari a:

$$W_{\text{barriera\_CLS}} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.12 \text{ m} \cdot 2.655 \text{ m} = 7.97 \text{ kN/m}$$

a cui va aggiunto il peso dei montanti in acciaio e pertanto si considera un peso proprio della barriera  $W_{\text{barriera}}$  pari a 10.00 kN/m.

Tale forza nel modello di calcolo viene inserita in testa al muro.

### 4.3 Azione del vento e pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli ferroviari

Come indicato nel manuale di progettazione RFI, sulla barriera si considera agente un carico uniforme dovuto all'azione del vento + pressione aerodinamica pari a  $2.5 \text{ kN/m}^2$  agente sul muro in c.a. e sulla barriera.

La barriera in esame ha un'altezza di 2.655 m sopra la testa del muro e pertanto si ha:

$$q_{\text{vento}} = 2.50 \text{ kN/m}^2 * 2.655 \text{ m} = 6.64 \text{ kN/m}$$

In testa al muro viene quindi applicato un carico pari ha:

$$F_{x,q} = 6.64 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,q} = F_{x,q} * 2.655/2 = 8.81 \text{ kNm/m}$$

## 5 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

### 5.1 Valutazione dell'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $c_u$ :

$$V_R = V_N \cdot c_u = 75 \cdot 1.50 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{c_u \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

	STATO LIMITE	$P_{VR}$ : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

Tabella 2 - Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato.

#### 5.1.1 Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale. Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018. I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di Categoria C.

#### 5.1.2 Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 3 - Classificazione topografie superficiali.

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. L'area interessata risulta classificabile come T1.

### 5.1.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente  $S = S_s \cdot S_T$  e di  $C_c$  in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito.

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

Tabella 4 - Tabella delle espressioni per  $S_s$  e  $C_c$ .

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	$S_T$
T1	-	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Tabella 5 - Tabella valori massimi del coeff. di amplificazione topografica  $S_T$ .

### 5.1.4 Spettri di risposta SLV

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate  
 LONGITUDINE:  LATTITUDINE:

Ricerca per comune  
 REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Elaborazioni numeriche

Nodi del reticolo intorno al sito  


Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

---

**FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO**

Stato Limite  
 Stato Limite considerato:  info

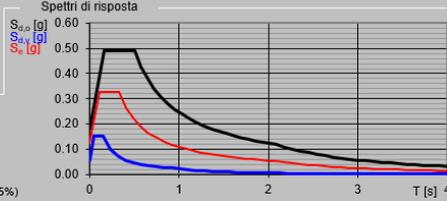
Risposta sismica locale  
 Categoria di sottosuolo:  info  
 Categoria topografica:  info

Compon. orizzontale  
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%):   $\eta = 1.000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_s$ :  Regol. in altezza:  info

Compon. verticale  
 Spettro di progetto Fattore  $q_v$ :   $\eta = 1.000$  info

Elaborazioni

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale  
 — Spettro di progetto - componente verticale  
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.120 g
$F_o$	2.718
$T_C^*$	0.332 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.511
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.167 s
$T_C$	0.502 s
$T_D$	2.081 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_e(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.180
$T_B \leftarrow$	0.167	0.490
$T_C \leftarrow$	0.502	0.490
	0.577	0.426
	0.652	0.377
	0.727	0.338
	0.803	0.307
	0.878	0.280
	0.953	0.258
	1.028	0.239
	1.103	0.223
	1.179	0.209
	1.254	0.196
	1.329	0.185
	1.404	0.175
	1.480	0.166
	1.555	0.158
	1.630	0.151
	1.705	0.144
	1.780	0.138
	1.856	0.133
	1.931	0.127
	2.006	0.123
$T_D \leftarrow$	2.081	0.118
	2.173	0.108
	2.264	0.100
	2.355	0.092
	2.447	0.086
	2.538	0.080
	2.629	0.074
	2.721	0.069
	2.812	0.065
	2.904	0.061
	2.995	0.057
	3.086	0.054
	3.178	0.051
	3.269	0.048
	3.360	0.045
	3.452	0.043
	3.543	0.041
	3.635	0.039
	3.726	0.037
	3.817	0.035
	3.909	0.034
	4.000	0.032

## 5.2 Analisi pseudostatica

In condizioni sismiche, nelle analisi eseguite con il metodo pseudostatico, i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali, nelle verifiche allo stato limite ultimo, possono essere assunti come:

$$a_H = k_H \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

$$a_v = 0$$

essendo

$\alpha$  = coefficiente di deformabilità (si veda figura seguente);

$\beta$  = coefficiente di spostamento

Se  $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$   $\alpha \cdot \beta \leq 0.2 \cdot a_{max} / g$  deve assumersi  $k_H = 0.2 \cdot a_{max} / g$ .

I parametri che caratterizzano l'azione sismica sono riportati nella tabella seguente:

Stato Limite	SLV
$a_{max} (g) = S_s \cdot S_T \cdot a_g / g$	0.180
Categoria del suolo	C

Altezza paratia H (m)	15.00 + 0.8
Coefficiente di deformabilità $\alpha$	1.00
Coefficiente di spostamento $\beta$	0.7344
$k_H = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} (g)$	0.132
$a_v =$	-

Tabella 6 - Verifica paratia - Parametri azione sismica.

### 5.2.1 Calcolo inerzia sismica sulla barriera

Per valutare la forza sismica trasmessa dalla barriera al muro si fa riferimento al tratto dello spettro ad accelerazione costante.

La componente della forza sismica orizzontale legata alla massa della barriera è data dalla seguente formula:

$$F_{h,i} = S_e(T_i) \cdot W_i \cdot \frac{\lambda}{g}$$

$$F_{i,w} = 10.0 \text{ kN/m} \cdot 0.49 \text{ g} = 4.90 \text{ kN/m}$$

Nel modello di calcolo si considera quindi in testa all'opera di sostegno un carico di:

$$F_{x,inerziaW} = 4.90 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,inerziaW} = 6.51 \text{ kNm/m}$$

### 5.2.2 Calcolo della spinta sismica

La teoria di Mononobe-Okabe fa uso del metodo dell'equilibrio limite e può essere considerata una estensione del metodo di Coulomb, in cui alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno vengono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:

- Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.
- Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.
- Superficie di rottura piana.
- Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.
- La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.
- Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.
- Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.
- L'effetto delle accelerazioni  $k_h$  e  $k_v$  viene intrinsecamente considerato nel baricentro del cuneo instabile.

Il coefficiente  $K_{a/p}$  viene calcolato utilizzando la formulazione di Mononobe-Okabe, in cui i simboli usati sono:

$\phi$  = angolo di attrito interno del terreno.

$\psi$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro.

$\beta$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno.

$\delta$  = angolo di attrito terreno-muro.

$\theta$  = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$\beta \leq \phi - \theta :$

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

$\beta > \phi - \theta :$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo  $\theta$  è unico e la spinta attiva e passiva risulta univocamente determinata; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

L'incremento di spinta rettangolare è stato applicato su tutta l'altezza della paratia.

## 6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITI

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018:

Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots;$$

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti a lungo termine, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione sismica, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_F$ ,  $\gamma_M$  e  $\gamma_R$ , nonché i coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni, sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito.

L'analisi mira a garantire la sicurezza e le prestazioni attese attraverso il conseguimento dei seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti degli Stati Limite di Esercizio.
- sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi

Le verifiche agli SLU sono state effettuate applicando il primo approccio progettuale (Approccio 1) che prevede le due seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: A1+M1+R1 (STR)
- Combinazione 2: A2+M2+R2 (GEO)

In particolare sono stati verificati i seguenti stati limiti ultimi:

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto con la verifica di stati limite ultimi GEO, applicando la Combinazione 2 (A2+M2+R1); per le verifiche di stati limite ultimi STR l'analisi è stata invece condotta con la combinazione 1 (A1+M1+R1).

Nelle condizioni di esercizio gli spostamenti dell'opera sono stati valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza delle opere adiacenti.

**Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.

<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni.**

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

**Tabella 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	$\gamma$	$\gamma_f$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

<sup>(\*)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

## 6.1 Criteri di verifica strutturale

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

## 6.2 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$$\sigma_c < 0.55 f_{ck} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.40 f_{ck} \text{ per combinazione di carico quasi permanente;}$$

$$\sigma_s < 0.75 f_{yk} \text{ per combinazione di carico caratteristica (rara).}$$

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano aggressive e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

$w_1 = 0.2 \text{ mm}$  per condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, in particolare per le zone a permanente contatto con il terreno (combinazione rara).

## 7 MODELLO DI CALCOLO

Il predimensionamento dell'opera è stato eseguito con il software, adottando delle ipotesi semplificative, mentre la verifica di portanza verticale, di seguito esplicitata, è stata condotta tramite l'ausilio di fogli di calcolo.

È stata modellata la fila di pali  $\Phi 800$  di lunghezza 15.00 m posti ad interasse 2.40 m, il cordolo sommitale di collegamento e il muro in c.a. fuori terra di altezza 2.30 m.

### 7.1 Fasi di calcolo

Si riportano nel seguito le fasi di calcolo considerate:

1. Stato iniziale;
2. Realizzazione opera (estradosso muro a quota +2.30 m da piano campagna.) e barriera (carico verticale in testa al muro);
3. Applicazione sovraccarico accidentale sulla barriera e sul muro;
4. Applicazione azione sismica.

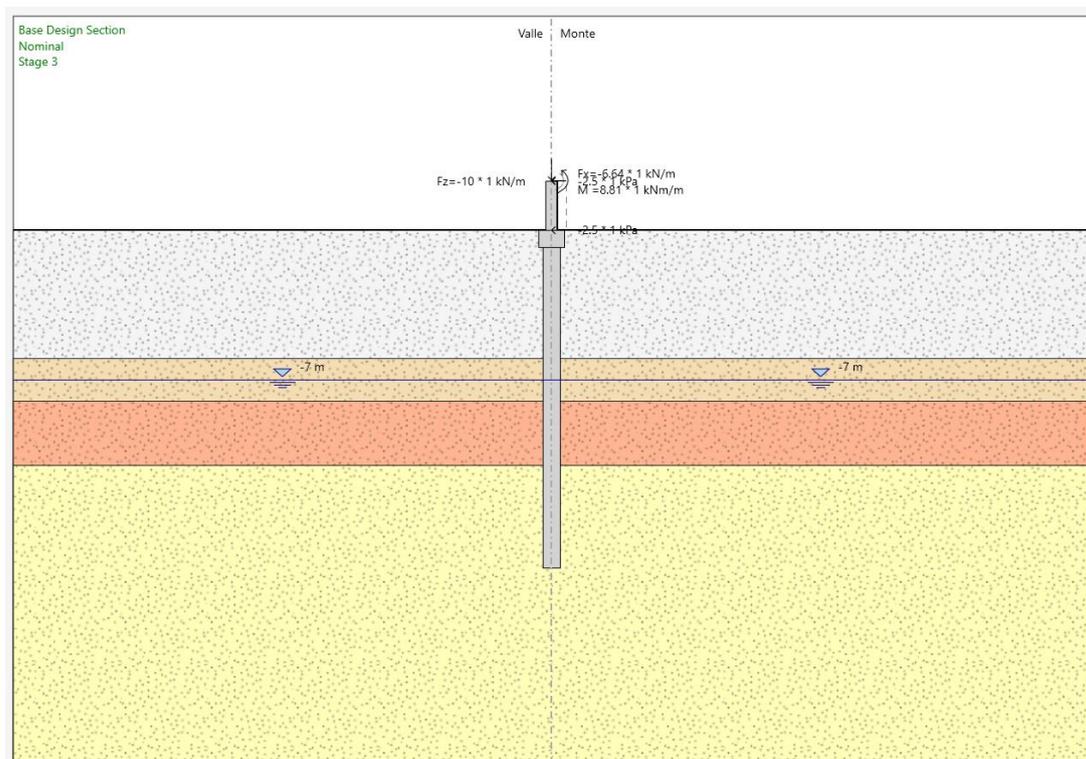


Figura 6 – Fase 3

## 7.2 Risultati di calcolo

Nei grafici seguenti si riportano i momenti flettenti e le sollecitazioni taglianti

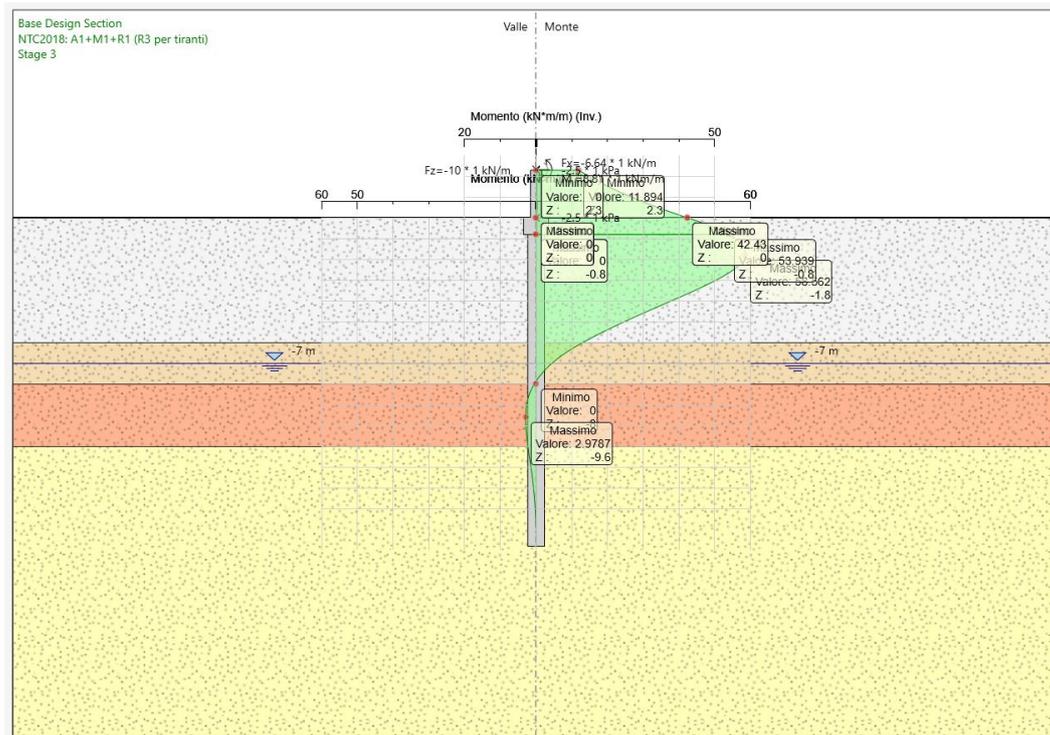


Figura 7 – Diagramma momento flettente SLU

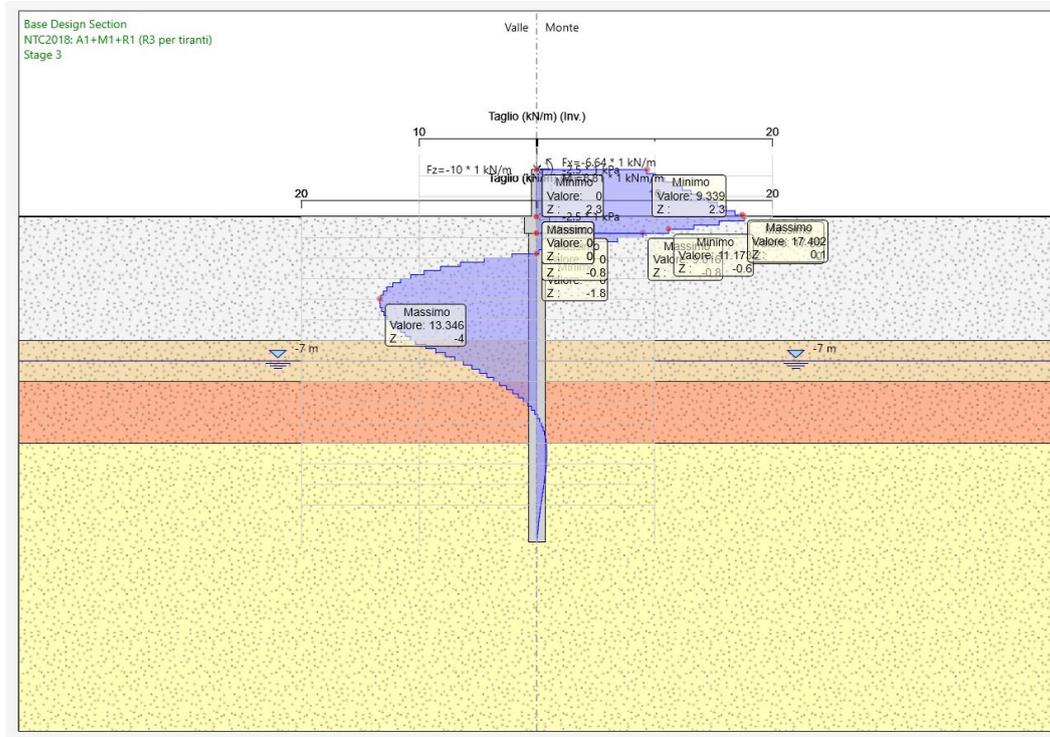


Figura 8 – Diagramma taglio SLU

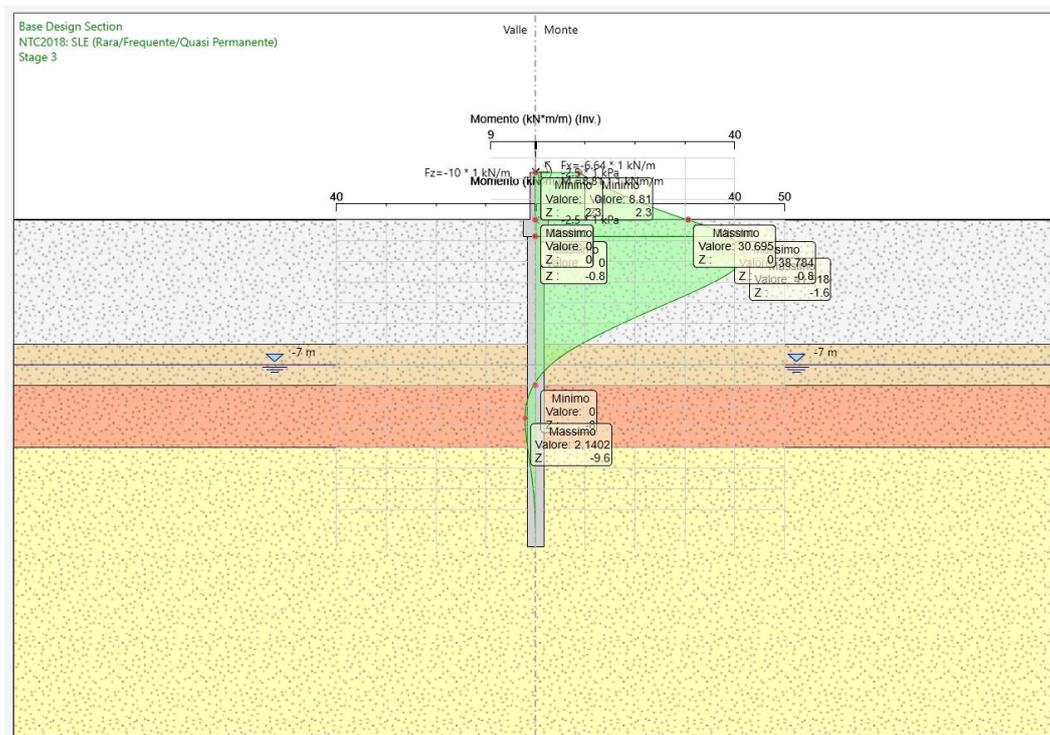


Figura 9 – Diagramma momento flettente SLE

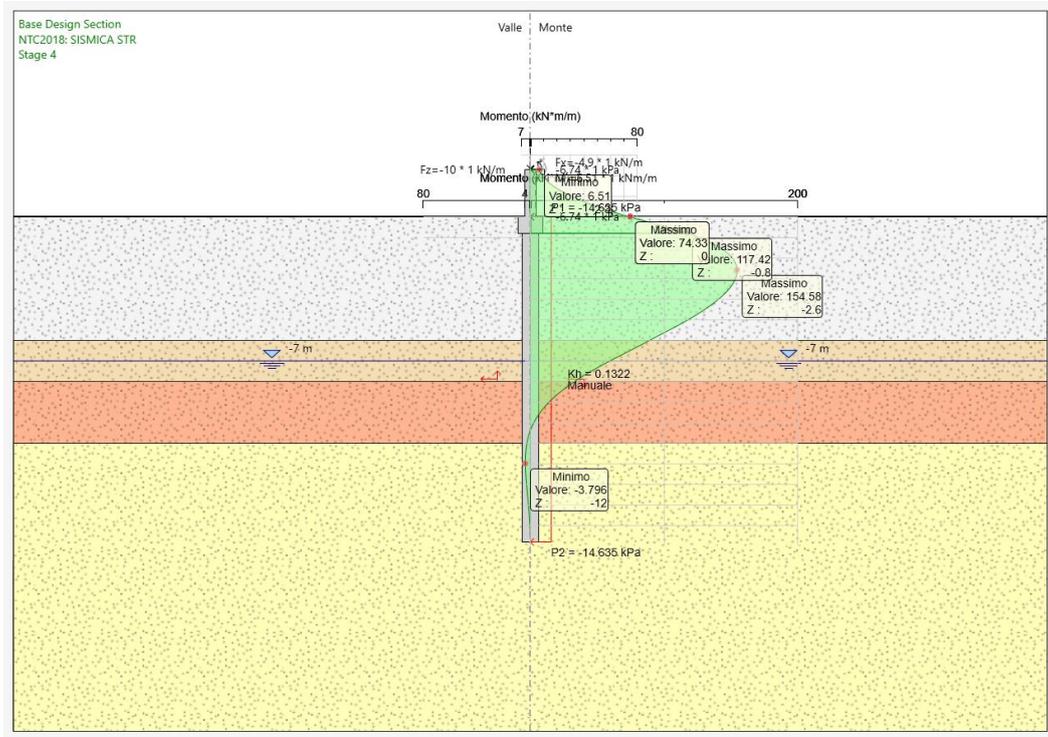


Figura 10 – Diagramma momento flettente SIS

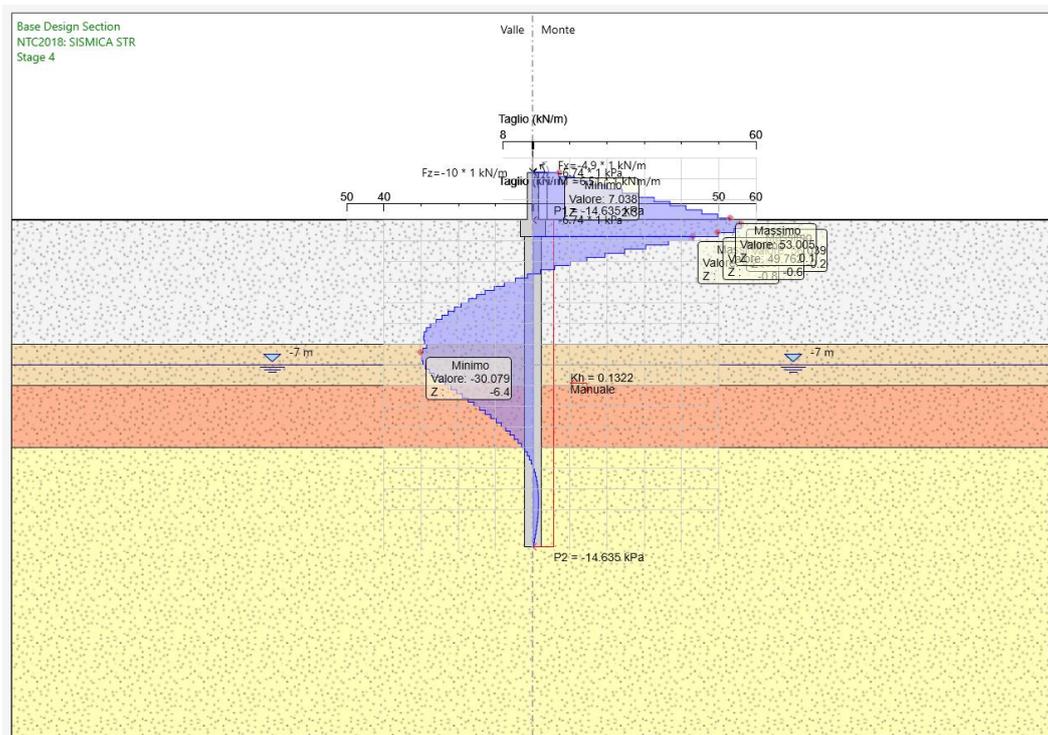


Figura 11 – Diagramma taglio SIS

### 7.3 Verifiche strutturali pali

Nella tabella che segue si riportano le sollecitazioni massime con cui sono state effettuate le verifiche.

	sollecitazioni a metro lineare			sollecitazioni sul singolo palo		
	z (m)	M (kNm/m)	V (kN/m)	N (kN)	M (kNm)	V (kN)
SLU A1+M1	-1.80	<b>58.56</b>	0.17	22.62	<b>140.55</b>	0.41
SLU A1+M1	-4.20	35.00	<b>13.35</b>	52.78	84.00	<b>32.03</b>
SLV	-2.60	<b>154.58</b>	1.99	32.67	<b>370.99</b>	4.77
SLV	-1.00	126.02	<b>36.40</b>	12.57	302.45	<b>87.37</b>

	sollecitazioni a metro lineare		sollecitazioni sul singolo palo	
	z (m)	M (kNm/m)	N (kN)	M (kNm)
SLE	-1.60	<b>41.92</b>	20.11	<b>100.60</b>

### DATI GENERALI SEZIONE CIRCOLARE DI PALO IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.08 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	13.8 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50

Relazione di predimensionamento  
fondazioni su pali – Vigna Clara

PROGETTO NR4E	LOTTO 1A	CODIFICA R 29 CL	DOCUMENTO BA0000 002	REV. A	FOGLIO 32 di 40
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------

Comb.Rare - Sf Limite:

337.5 MPa

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione: 80.0 cm  
Barre circonferenza: 16Ø20 (50.3 cm<sup>2</sup>)  
Coprif.(dal baric. barre): 8.2 cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
VY Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale  
MT Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	22.62	140.55	0.41	0.00
2	52.78	84.00	32.03	0.00
3	32.67	370.99	4.77	0.00
4	12.57	302.45	87.37	0.00

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	20.11	100.60

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 10.4 cm  
Interferro massimo barre longitudinali: 0.0 cm [deve essere < 0.0]  
Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
As Tot. Area complessiva armature long. pilastro [cm<sup>2</sup>]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	22.62	140.55	22.72	574.02	4.084	20.9	---	---	50.3 (15.1)
2	S	52.78	84.00	52.78	580.44	6.910	20.7	---	---	50.3 (15.1)
3	S	32.67	370.99	32.68	576.15	1.553	20.8	---	---	50.3 (15.1)
4	S	12.57	302.45	12.29	571.78	1.891	21.0	---	---	50.3 (15.1)

### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Relazione di predimensionamento  
fondazioni su pali – Vigna Clara

PROGETTO NR4E	LOTTO 1A	CODIFICA R 29 CL	DOCUMENTO BA0000 002	REV. A	FOGLIO 33 di 40
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	40.0	0.00200	31.8	-0.00965	-31.8
2	0.00350	40.0	0.00202	31.8	-0.00950	-31.8
3	0.00350	40.0	0.00200	31.8	-0.00960	-31.8
4	0.00350	40.0	0.00199	31.8	-0.00970	-31.8

#### ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	11.3	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm <sup>2</sup> /m]

#### VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata		
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)		
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]		
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]		
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]		
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Braccio coppia interna		
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo		
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione		
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]		

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	0.41	1334.52	250.39	66.4  56.6	1.000	1.003	0.0
2	S	32.03	1338.05	250.02	66.4  56.5	1.000	1.007	1.4
3	S	4.77	1335.69	250.26	66.4  56.6	1.000	1.005	0.2
4	S	87.37	1333.36	250.52	66.4  56.6	1.000	1.002	3.9

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata		
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])		
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)		
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])		
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)		
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]		
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)		
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre		
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)		
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)		

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.19	-40.0	0.00	40.0	-92.1	31.8	20.5	1781	22.0	---

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica		
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata		
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata		
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC		
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2		
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es		
srm	Distanza massima in mm tra le fessure		
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.		
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]		

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00054	0.00024		0.50	0.60	0.000276 (0.000276)	520	0.144 (0.20)	156.31

## 7.4 Verifiche geotecniche

Viene analizzata la spinta passiva mobilitata per le combinazioni di carico più gravose.

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX)

0.17 D.A. NTC2018: SISMICA GEO (Stage 4)

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX)

0.16 D.A. NTC2018: A2+M2+R1 (Stage 2)

Dai tabulati sopra riportati emerge che il valore massimo di spinta mobilitata è pari al 17%, inferiore al limite del 100% consentito (R1=1).

## 7.5 Spostamenti

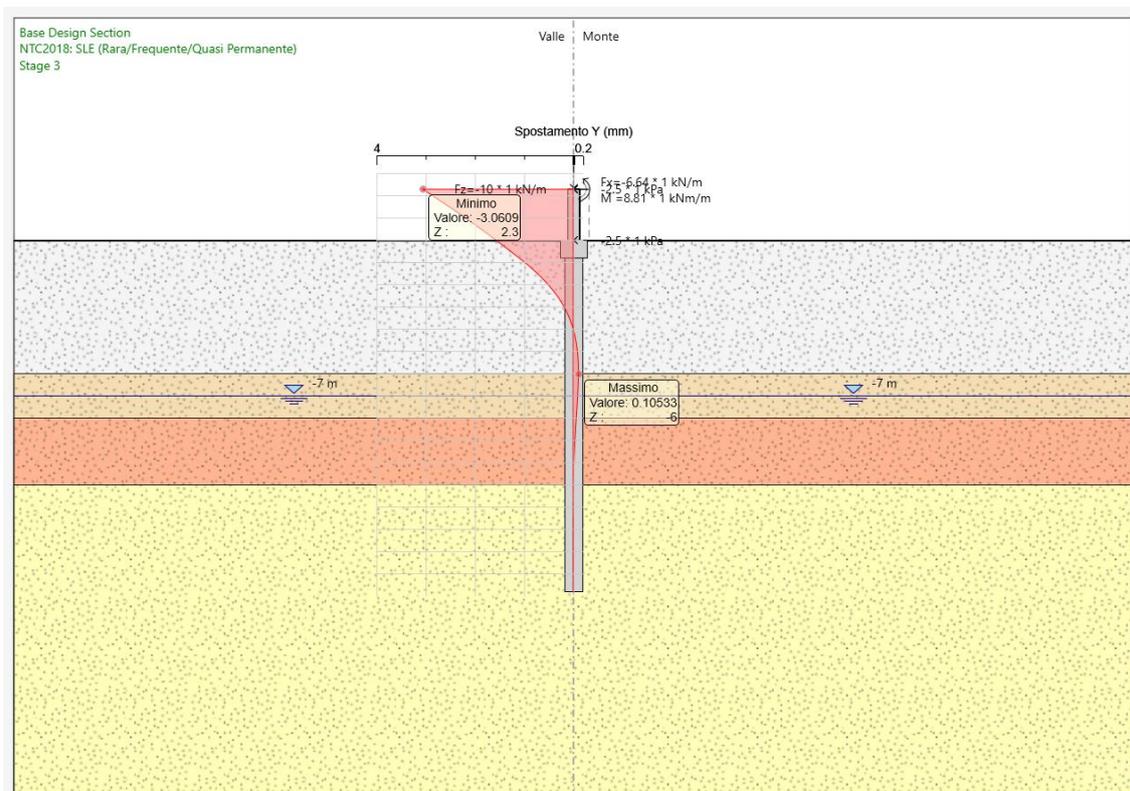


Figura 12 – Fase 3: Andamento dello spostamento SLE

Lo spostamento massimo in testa è pari a 3.0 mm ed è compatibile con la funzione dell'opera.

## 7.6 Verifica strutturale muro

Nella tabella che segue si riportano le sollecitazioni massime con cui sono state effettuate le verifiche.

	sollecitazioni a metro lineare				sollecitazioni a metro lineare	
	z (m)	M (kNm/m)	V (kN/m)		z (m)	M (kNm/m)
SLU A1+M1	0.00	<b>42.43</b>	17.40	SLE	0.00	<b>30.70</b>
SLU A1+M1	0.10	40.69	<b>17.40</b>			
SLV	0.00	<b>74.33</b>	53.01			
SLV	0.10	69.03	<b>53.01</b>			

### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:	C30/37
Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00 MPa
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.90 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.5 MPa
ACCIAIO - Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00
Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	337.5 MPa

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	55.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	10.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

Relazione di predimensionamento  
fondazioni su pali – Vigna Clara

PROGETTO NR4E	LOTTO 1A	CODIFICA R 29 CL	DOCUMENTO BA0000 002	REV. A	FOGLIO 36 di 40
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	46.25	42.43	17.40	0.00
2	46.25	40.69	17.40	0.00
3	46.25	74.33	53.01	0.00
4	46.25	69.03	53.01	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	46.25	30.70

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.4 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 5.2 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]  
As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	46.25	42.43	46.21	205.12	4.834	50.3	0.10	0.70	20.1 (8.2)
2	S	46.25	40.69	46.21	205.12	5.041	50.3	0.10	0.70	20.1 (8.2)
3	S	46.25	74.33	46.21	205.12	2.760	50.3	0.10	0.70	20.1 (8.2)
4	S	46.25	69.03	46.21	205.12	2.972	50.3	0.10	0.70	20.1 (8.2)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	55.0	-0.00100	49.0	-0.03328	6.0
2	0.00350	55.0	-0.00100	49.0	-0.03328	6.0
3	0.00350	55.0	-0.00100	49.0	-0.03328	6.0
4	0.00350	55.0	-0.00100	49.0	-0.03328	6.0

#### VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23) NTC]  
d Altezza utile sezione [cm]  
bw Larghezza minima sezione [cm]

Relazione di predimensionamento  
fondazioni su pali – Vigna Clara

PROGETTO NR4E	LOTTO 1A	CODIFICA R 29 CL	DOCUMENTO BA0000 002	REV. A	FOGLIO 37 di 40
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------

Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	17.40	228.69	49.0	100.0	0.0041	0.01
2	S	17.40	228.69	49.0	100.0	0.0041	0.01
3	S	53.01	228.69	49.0	100.0	0.0041	0.01
4	S	53.01	228.69	49.0	100.0	0.0041	0.01

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.19	55.0	0.00	41.2	-45.4	49.0	13.7	1373	10.1	22.0

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e3 Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo  
K2 =  $(e1 + e3)/(2*e3)$  secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC  
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo =  $0.6 Ss/Es$   
srm Distanza massima in mm tra le fessure  
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00027	0.00009	-0.00018	0.83	0.60	0.000136 (0.000136)	796	0.108 (0.20)	188.00

## 8 PORTANZA VERTICALE

Oltre a quanto descritto nel capitolo precedente è stata effettuata una verifica di capacità portante dei pali.

### DATI GENERICI

$\gamma_{cls}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25
$h_{barriera}$ [m]	2.65
$h_{muro}$ [m]	2.3
$h_{cord\_paratia}$ [m]	0.8
$b_{cord}$ [m]	1.2
$i_{interasse}$ [m]	2.4

### Barriera antirumore

$s_{cls}$ [m]	0.12
$h_{barr\_cls}$ [m]	2.65
$W_{cls}$ [kN/m]	7.95
$W_{profil\_acciaio}$ [kN/m]	1.55
$W_{barriera\_tot}$ [kN/m]	10

### Sollecitazioni paratia SLU

$V_{G1}$	1.35
$N_{SLU}$ [kN/m]	94.8
$N_{SLU}$ [kN]	227.6

### Muro

$A_{muro}$ [m <sup>2</sup> ]	1.45
$W_{muro}$ [kN/m]	36.25

### Cordolo paratia

$A_{cord}$ [m <sup>2</sup> ]	0.96
$W_{cord}$ [kN/m]	24

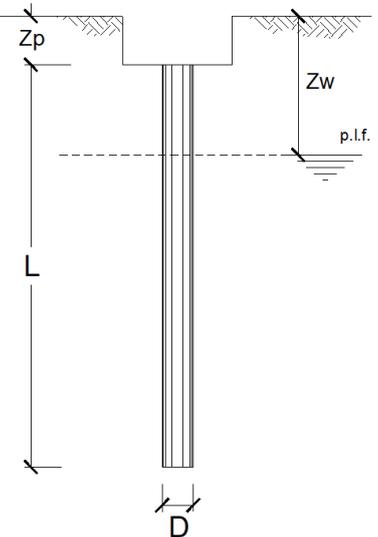
**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**

**CANTIERE:**

**OPERA:**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): **0,80** (m) Area del Palo (Ap): **0,503** (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): **0,80** (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): **7,00** (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): **228** (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)  
 Numero di strati **4** Lpalo = **15,00** (m)



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{s\text{ traz}}$
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$			
SLU	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DM88		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,35</b>	<b>1,15</b>	<b>1,25</b>

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	rog.
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	<b>1,00</b>
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	<b>1,00</b>

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{med}$ (kPa)	$\phi'_{med}$ (°)	$c_{u\text{ med}}$ (kPa)
1	4,80	R	20,00	0,0	30,0	60,0
2	2,00	AL1	18,00	5,0	27,0	80,0
3	3,00	LS	26,50	0,0	26,5	60,0
4	5,20	SL	19,00	0,0	32,5	0,0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0,46	0,64		<b>0,40</b>
0,55	0,51		<b>0,40</b>
0,55	0,50		<b>0,60</b>
0,46	0,64		<b>0,00</b>

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$c_{u\text{ min}}$ (kPa)
1	4,80	R	20,00	0,0	30,0	60,0
2	2,00	AL1	17,00	0,0	26,0	40,0
3	3,00	LS	24,00	0,0	24,0	40,0
4	5,20	SL	19,00	0,0	30,0	0,0

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0,50	0,58		<b>0,40</b>
0,56	0,49		<b>0,40</b>
0,59	0,45		<b>0,60</b>
0,50	0,58		<b>0,00</b>

**RISULTATI**

Strato (-)	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)					
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	
1	4,80	R	386,0					289,5					
2	2,00	AL1	160,8					80,4					
3	3,00	LS	271,4					181,0					
4	5,20	SL	827,9	21,17	0,00	5045,8	2536,3	774,9	16,66	0,00	3811,0	1915,6	

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 228,0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

$$\text{base } R_{b,cal \text{ med}} = 2536,3 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 1646,2 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 4182,5 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

$$\text{base } R_{b,cal \text{ min}} = 1915,6 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 1325,8 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 3241,4 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_{3.3}; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_{3.4}) = 1126,8 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_{3.3}; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_{3.4}) = 779,9 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1906,7 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 1512,9 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 6,64$$

**9 INCIDENZE**

- Pali  $\Phi 800$  140 kg/m<sup>3</sup>
- Cordolo 130 kg/m<sup>3</sup>
- Elevazione 85 kg/m<sup>3</sup>