

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL MU1900 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Gen-2021	G.Romano	Gen-2021	M. Avino	Gen-2021	D.Tiberti

NN1X.0.0.D.78.CL.MU.19.0.0.001.A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	5
3.1.1	<i>Documenti di progetto.....</i>	5
3.1.2	<i>Normativa e istruzioni.....</i>	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	6
4.1	CALCESTRUZZO	6
4.1.1	<i>Calcestruzzo per fondazione e elevazione</i>	6
4.1.2	<i>Calcestruzzo per riempimento micropali</i>	6
4.2	ACCIAIO	7
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato.....</i>	7
4.2.2	<i>Acciaio armatura micropalo</i>	7
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOTECNICO	8
5.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA.....	8
6	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE	9
6.1	VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE	10
6.2	VERIFICA A CARICO LIMITE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE.....	10
6.3	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE.....	11
7	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE	13
8	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)	15
8.1	CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE).....	16
9	VERIFICHE STRUTTURALI SLU	17
9.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	17
9.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE	17
9.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO	17
10	VERIFICHE STRUTTURALI SLE	19
10.1	VERIFICHE ALLE TENSIONI	19
10.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE.....	19
11	VERIFICHE IN CONDIZIONI ECCEZIONALI - URTO.....	20
12	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	21
12.1	PESI PROPRI	21
12.1	CARICHI PERMANENTI E VARIABILI	22
12.1.1	<i>Spinta del terreno.....</i>	22
12.1.2	<i>Paramento.....</i>	24
12.1.3	<i>Barriere antirumore.....</i>	24
12.1.4	<i>Palo TE</i>	24
12.1.5	<i>Carichi ferroviari.....</i>	25
12.1.6	<i>Carico del vento.....</i>	25
12.1.7	<i>Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario</i>	28
12.2	AZIONI ECCEZIONALI	29
12.3	AZIONE SISMICA	29

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	2 di 80

12.3.1	Vita nominale.....	30
12.3.2	Classe d'uso.....	30
12.3.3	Periodo di riferimento.....	31
12.3.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica.....	31
12.3.5	Caratterizzazione sismica del terreno.....	32
13	COMBINAZIONE DI CARICO	37
14	PROGETTO E VERIFICA	40
14.1	DATI DI INPUT	40
14.2	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE.....	43
14.2.1	Forze verticali e inerziali.....	43
14.2.2	Spinte in condizione statica.....	45
14.2.3	Spinte in condizione sismica+.....	46
14.2.4	Spinte in condizione sismica-.....	47
14.3	VERIFICHE PORTANZA VERTICALE MICROPALI.....	50
14.3.1	Verifica micropalo compresso	53
14.3.2	Verifica micropalo teso.....	55
14.3.3	Verifica a carico limite orizzontale.....	59
14.4	CALCOLO DEI CEDIMENTI	67
14.5	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	68
14.6	VERIFICHE STRUTTURALI	72
14.6.1	Calcolo delle sollecitazioni.....	72
15	VERIFICA SLU.....	74
15.1	CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE	75
15.2	CONDIZIONI ECCEZIONALI – PRESENZA DI URTO.....	75
16	VERIFICA SLE – TENSIONE	76
17	VERIFICA SLE – FESSURAZIONE	76
18	VERIFICHE STRUTTURALI – PALI DI FONDAZIONE	77
18.1	CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE	78
18.1	CONDIZIONI ECCEZIONALI – PRESENZA DI URTO.....	79
19	INCIDENZA	80

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

3 di 80

1 PREMESSA

Il presente documento illustra il dimensionamento e le verifiche del muro su micropali MU19 in corrispondenza della linea storica. Questo si estende dalla progressiva 3+673.35 km alla 4+140.95 km, per uno sviluppo complessivo di 470 m circa.

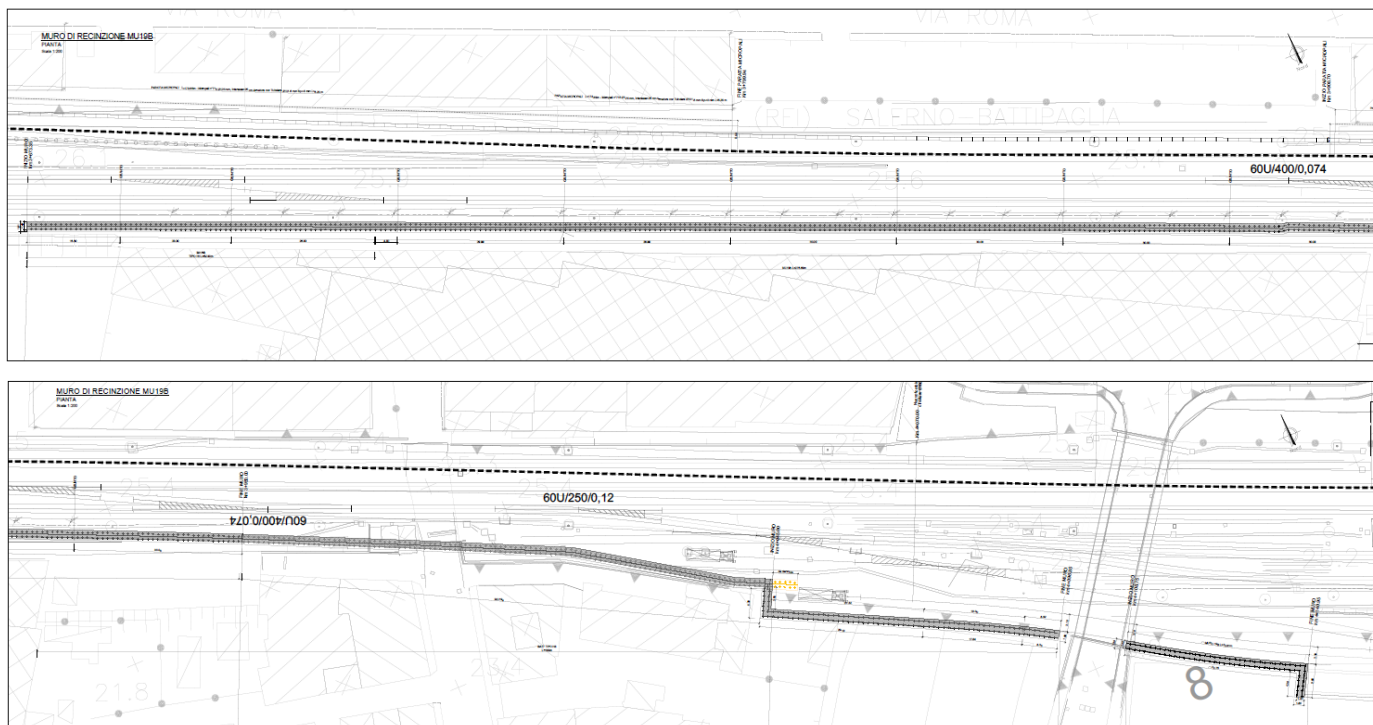


Figura 1 – Planimetrie opera dimensionata.

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

4 di 80

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera oggetto di studio consiste in un muro di sostegno su micropali.

Il modello di calcolo è costituito da un muro con paramento con un ringrosso in testa pari a 1.40 m di larghezza e 1.50 m di altezza, e una parte sottostante di spessore pari a 0.82 m e altezza massima di 1.45 m. La fondazione ha uno spessore e una lunghezza pari rispettivamente a 0.80 m e 1.80 m. Il calcolo viene eseguito considerando solamente la fondazione del muro, con il paramento considerato come un carico verticale concentrato in testa alla fondazione.

I micropali hanno un diametro di 300 mm, posti a interasse 0.90 m e lunghezza di 10 m, armati con tubolare ϕ 244.5 spessore 10 mm.

Si riporta di seguito una sezione tipo rappresentante l'opera oggetto di studio.

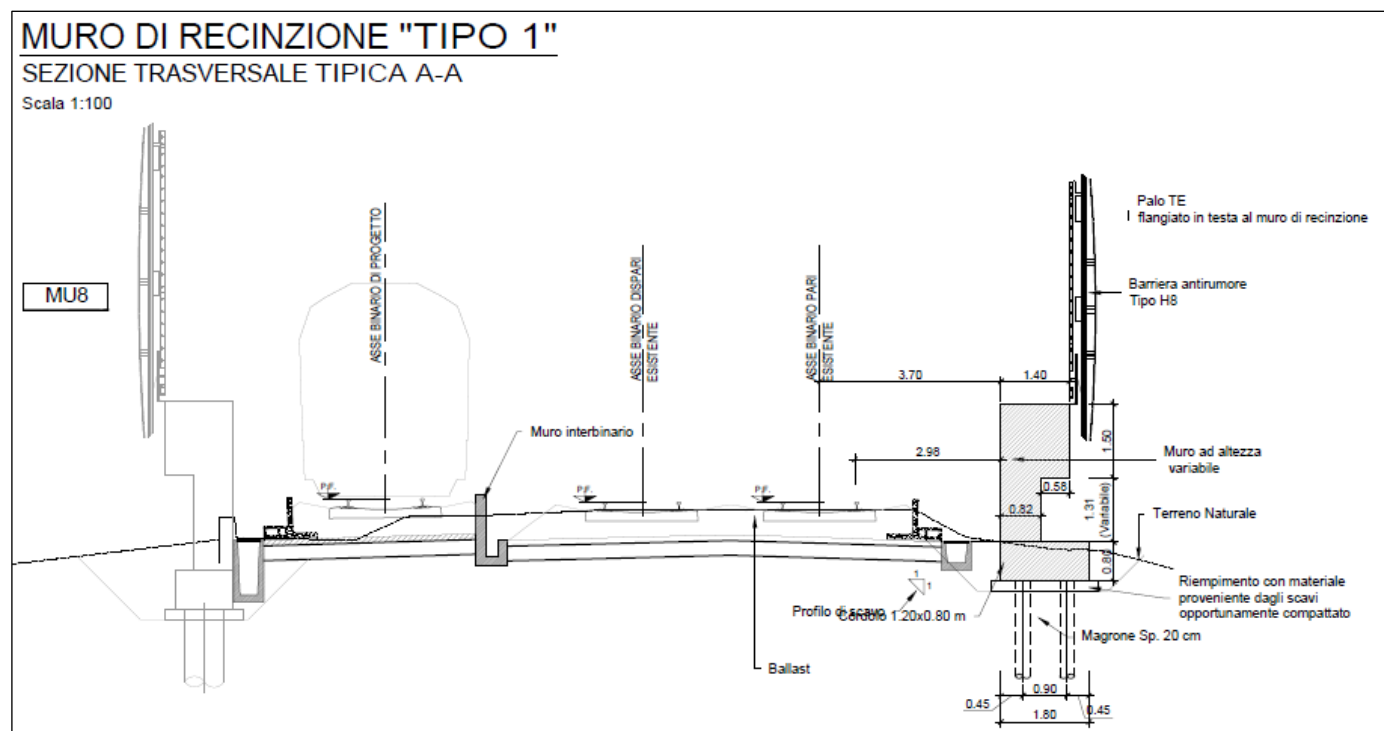


Figura 2 – Sezione tipo muro su pali.

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU1900 001

A

5 di 80

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

I documenti utilizzati come input per il presente documento sono i seguenti:

3.1.1 Documenti di progetto

- NN1X00D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione geotecnica generale”;
- NN1X00D78L6GE0600001 ÷ NN1X00D78L6GE0600006 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6”.

3.1.2 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. 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° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 D Dicembre 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Calcestruzzo per fondazione e elevazione

- classe di resistenza C32/40:
- Classe di esposizione XC4
- Copriferro 50 mm
- $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$ Resistenza cubica caratteristica a compressione
- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica a compressione;
- $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 18.81 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a compressione del cls;
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3.10 \text{ N/mm}^2$ Resistenza media a trazione del cls;
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica a trazione del cls;
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo a trazione del cls.
- $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.88 \text{ N/mm}^2$ Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls,

dove $\eta = 1.0$ per barre di diametro inferiore a 32 mm;

- $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.25 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ N/mm}^2$ Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
- $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33642.78 \text{ N/mm}^2$ Modulo elastico del calcestruzzo
- $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 18.26 \text{ N/mm}^2$ tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
- $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 13.28 \text{ N/mm}^2$ tensione massima di eserc. per il cls con comb. quasi perm

4.1.2 Calcestruzzo per riempimento micropali

- classe di resistenza C25/30
- modulo elastico $E_c = 31.447 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza caratteristica a compressione cilindrica $f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza media a compressione cilindrica $f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza a trazione (valore medio) $f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza caratteristica a trazione per flessione $f_{ctk} = 2,15 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza di progetto a trazione $f_{ctd} = 1,19 \text{ N/mm}^2$.

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	7 di 80

4.2 ACCIAIO

4.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- | | |
|--|--|
| – acciaio | B450C |
| – tensione caratteristica di snervamento | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$; |
| – tensione caratteristica di rottura | $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$; |
| – resistenza di calcolo a trazione | $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$; |
| – modulo elastico | $E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$. |
| – tensione massima di esercizio per l'acciai | $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 337,50 \text{ N/mm}^2$. |

4.2.2 Acciaio armatura micropalo

tipologia S275JR:

Rapporto a/c max	0.50
Classe di Resistenza minima	C25/30
Tipo di Cemento	CEM III-V

Si dovrà inoltre garantire il seguente requisito: Viscosità Marsh: 10-30 sec (ugello di 13mm)

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: si riportano di seguito i terreni su cui poggia l'opera analizzata lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati. Da un'analisi dei dati a disposizione emerge che la stratigrafia del terreno sul quale verrà impostato il piano di posa della fondazione e i relativi micropali è caratterizzato dai valori dei parametri di calcolo riportati.

L'opera analizzata ricade all'interno del terreno L1 per i primi 4.5 m e GS in profondità, le cui caratteristiche sono le seguenti:

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E' = E_0/5$
	γ	φ'	c'	C_u	$E_0^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Limo scarsa consistenza L1⁽⁵⁾	18	23	3	30	140	<10	$3.5 \cdot 10^{-6}$	25
Ghiaia/sabbia G/S⁽⁷⁾	19	35	-	-	550	30-50	$7.8 \cdot 10^{-5} - 1.5 \cdot 10^{-4}$	110

La falda è considerata ad una profondità di 4.30 m da p.c.

5.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Come riportato dettagliatamente nella relazione geologica, l'analisi dell'assetto stratigrafico e dei valori di $V_{S,30}$ disponibili dalle prove sismiche Masw ha permesso di definire la categoria di sottosuolo come "C e E".

Nel seguito, a vantaggio di sicurezza, si assume l'intera area di progetto appartenente alla categoria di sottosuolo di fondazione "E" ovvero "Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m".

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

9 di 80

6 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE

Per i muri su micropali si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi:

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

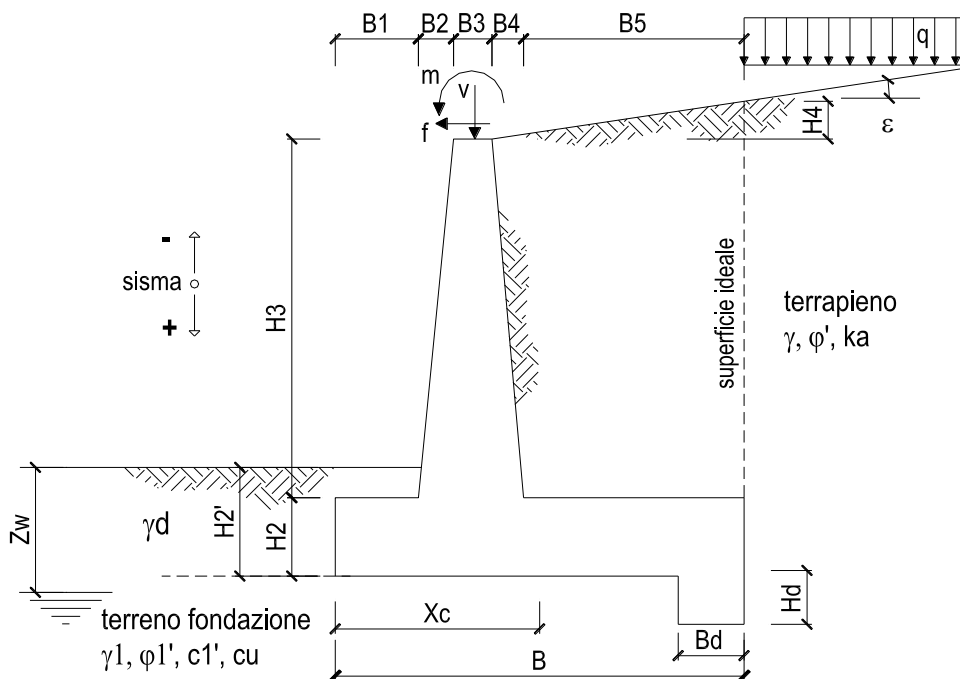
La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al §6.8 delle NTC2018, secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC18.

La verifica deve essere effettuata secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC18.

Il progetto e la verifica dei muri sono stati effettuati con l'ausilio di fogli di calcolo nei quali vengono implementate tutte le caratteristiche geometriche dei muri insieme ai parametri di resistenza geotecnica.

L'angolo di attrito tra paramento e terreno, δ , si assume pari 0.

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



6.1 VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE

Per le verifiche di stabilità dei pendii naturali si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, in particolare il metodo di Bishop. Si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale, S , si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da questa e dalla superficie topografica in n conci e si analizza l'equilibrio limite di ciascun concio.

6.2 VERIFICA A CARICO LIMITE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE

La verifica a carico limite verticale dei pali di fondazione viene condotta confrontando il carico limite di un palo Q_{lim} , dato dalla somma della resistenza alla base Q_b e della resistenza laterale Q_s , con il valore di progetto (che tiene conto dei coefficienti parziali di sicurezza) del carico applicato in testa al palo Q_{Ed} .

$$Q_{lim} = Q_b + Q_s = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s \cdot dz$$

$$p = N_q \sigma_{vL} + N_c c \quad \text{con} \quad N_c = (N_q - 1) \tan \phi$$

Dove con p si indica la resistenza unitaria alla punta, con s la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con d il diametro e con L la lunghezza del palo e con σ'_{vL} la tensione litostatica verticale alla profondità L .

Come ogni analisi geotecnica, anche il calcolo del carico limite di un palo si riferisce sia alle condizioni drenate sia alle condizioni non drenate. Nel primo caso, il calcolo viene agevolmente condotto in termini di tensioni efficaci, mentre, nel secondo caso risulta in genere più agevole eseguirlo in termini di tensioni totali.

Il modello di calcolo impiegato è quello proposto da Berezantzev et al. (1961) che ipotizza l'esistenza di una sorta di effetto silo per il quale la tensione verticale σ'_{vL} risulterebbe minore della tensione litostatica.

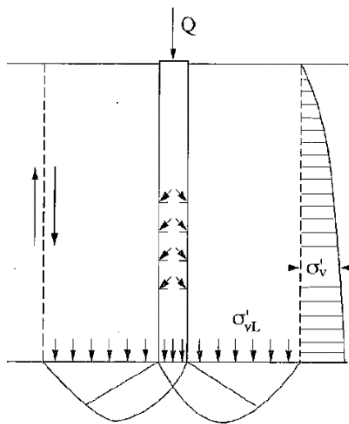


Figura 3 – Valori effetto silo (Berezantzev et al. 1961).

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

11 di 80

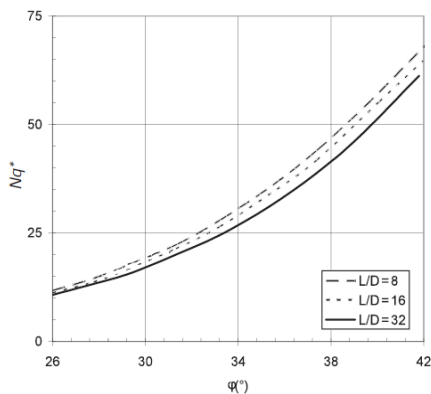


Figura 4 – Valori di N_q secondo Berezantzev 1965.

Il coefficiente N_q risulta funzione decrescente del rapporto L/d oltre che funzione crescente dell'angolo di attrito.

6.3 VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale è stato valutato facendo riferimento alla teoria sviluppata da Broms (1964). Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento δ e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, si considera separatamente il caso di rottura non drenata, analizzato in termini di tensioni totali (terreno coesivo; $c = c_u$; $\phi=0$) e quello di rottura drenata (terreno incoerente; $c'=0$; $\phi' \neq 0$).

In ambedue i casi il terreno è stato assunto come omogeneo e cioè avente proprietà costanti con la profondità.

I possibili meccanismi di rottura per un palo vincolato alla sua estremità attraverso un vincolo che ne impedisca totalmente o parzialmente la rotazione sono rappresentati in figura e possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo".

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

12 di 80

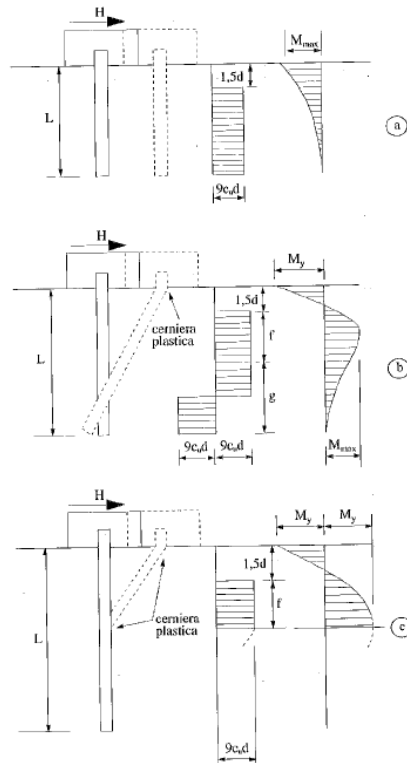


Figura 5 – a) palo corto; b) palo intermedio; c) palo lungo.

7 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (paragrafo 7.11.1 delle NTC18) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC2018.

Come indicato dal Manuale di Progettazione RFI al §3.10.3.1, i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali, nelle verifiche allo stato limite ultimo, saranno assunti come definito al par. 7.11.6.2.1. delle NTC 2018 anche per i muri su pali, con l'avvertenza di sostituire le relazioni 7.11.6 e 7.11.7 delle stesse norme tecniche con le espressioni di seguito riportate:

$$k_h = 2 \cdot \beta_m \cdot S_T \cdot S_s \cdot \frac{a_g}{g} \qquad k_v = \frac{1}{2} \cdot k_h$$

Per opere particolari con terrapieno in falda occorre tener conto degli effetti, diversi in ragione della permeabilità, indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua interstiziale.

Spinta sismica

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

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{a,t} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{as} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente k_{as} è valutato, quindi, secondo tale formulazione, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = 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:

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

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

8 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo E_d e C_d rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

Per i lavori e le opere da realizzare in prossimità di linee ferroviarie già in esercizio, le verifiche agli SLE dovranno essere condotte assumendo come limite degli spostamenti indotti durante la costruzione sui binari in esercizio i valori limite dei difetti riferiti al secondo livello di qualità descritti nella specifica tecnica RFI TCAR ST AR 01 001 D “Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h” e relativi allegati.

Qualora vengano superati i limiti riferiti al primo livello di qualità, il progetto dovrà prevedere l'esecuzione di un monitoraggio del binario durante la costruzione al fine di controllare l'effettivo andamento delle deformazioni.

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	16 di 80

8.1 CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE)

Il calcolo dei cedimenti di una palificata è stato effettuato valutando in prima battuta il cedimento del palo singolo attraverso la seguente espressione:

$$\delta = \beta \cdot F_{ck} / E \cdot L$$

In cui: β è un coefficiente di influenza adimensionale funzione di L/D e del modello di sottosuolo adottato;

F_{ck} è il carico caratteristico agente;

E è il modulo elastico del terreno;

L è la lunghezza del palo.

Per l'espressione di β si è fatto riferimento all'espressione proposta da Poulos e Davis (1981):

$$\beta = 0,5 + \text{Log}\left(\frac{L_u}{D}\right)$$

Il cedimento medio della palificata è stato poi determinato come il prodotto del cedimento δ del palo isolato, a parità di carico medio, per un coefficiente di amplificazione R_g (coefficiente di riduzione del gruppo) legato alla geometria della fondazione.

9 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nell'istruttoria RFI DTC INC PO SP IFS 001 A § 1.8.3.

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 e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

9.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

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.

9.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

9.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU1900 001

A

18 di 80

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm;}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

MURI DI RECINZIONE

 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

19 di 80

10 VERIFICHE STRUTTURALI SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

10.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Manuale di progettazione opere civili"

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$

10.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

20 di 80

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali.

Risultando:

$w_1 = 0.2 \text{ mm}$

$w_2 = 0.3 \text{ mm}$

$w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

Combinazione Caratteristica (Rara)

$$\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto "C4.1.2.2.4.5 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

11 VERIFICHE IN CONDIZIONI ECCEZIONALI - URTO

L'urto rappresenta un carico eccezionale quindi la combinazione di riferimento vede i coefficienti parziali delle azioni e dei materiali pari all'unità.

Tale verifica viene eseguita per tener conto dell'azione dell'eventuale urto ferroviario sull'opera. Le verifiche che vengono eseguite sono quelle strutturali, sul paramento e sul micropalo.

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

21 di 80

12 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

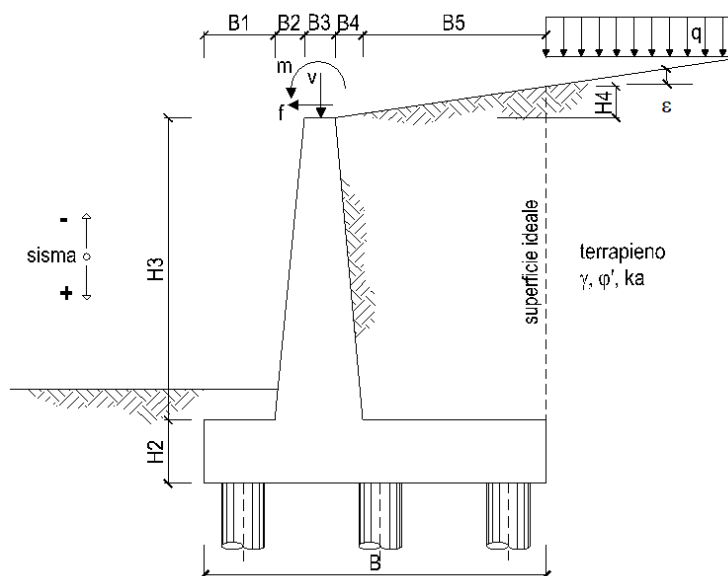
Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo del muro, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

12.1 PESI PROPRI

Il peso proprio del muro è calcolato in automatico dal foglio di calcolo elettronico.

I dati di input per i muri su fondazione diretta sono i seguenti:



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.10	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	1.80	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.80	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

22 di 80

12.1 CARICHI PERMANENTI E VARIABILI

12.1.1 Spinta del terreno

A tergo del muro agisce la spinta del terreno del rilevato.

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta attiva k_a .

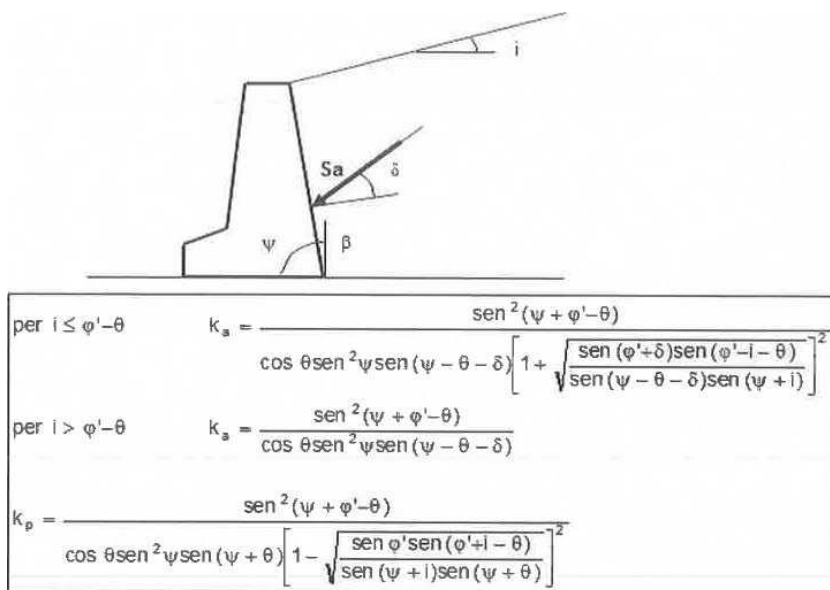


Figura 6 – Coefficiente di spinta attiva e passiva.

La spinta sull'opera di sostegno dovrà essere applicata sul piano verticale, assunto come paramento virtuale del muro, definito a partire dall'estremo a monte della scarpa di fondazione.

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta è assunta pari a 0.

Dati Geotecnici			valori caratteristici SLE	valori di progetto
				STR/GEO
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00

Il calcolo della spinta del terreno sulle opere di sostegno fondate su micropali è stato effettuato valutando l'entità degli spostamenti che mobilitano la spinta attiva, come suggerito dalla seguente tabella desunta dall'EC7 – Parte 1 – Annesso C (C.3 “Movements to mobilise limit earth pressures):

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

23 di 80

Table C.1 — Ratios v_a/h

Kind of wall movement		v_a/h loose soil %	v_a/h dense soil %
a)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b)		0,2	0,05 to 0,1
c)		0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2

where:
 v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure
 h is the height of the wall

Tabella 2 – Valori degli spostamenti che mobilitano la spinta attiva.

In condizioni statiche, si ipotizza che gli spostamenti siano di entità inferiore alla mobilitazione della spinta attiva e si procederà al calcolo delle spinte adottando il coefficiente di spinta a riposo:

$$k_0 = 1 - \sin \phi$$

In condizioni sismiche, l'entità degli spostamenti dipende principalmente dall'intensità dell'azione sismica e dalla rigidità del sistema pali-terreno; pertanto, la possibilità di ammettere la mobilitazione della spinta attiva è subordinata alla valutazione degli spostamenti dell'opera e potrà essere valutata caso per caso. Cautelativamente, la valutazione degli spostamenti, da effettuarsi calcolando le spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche, sarà riferita alla base dell'opera (i.e. alla sommità della palificata) e il confronto con i valori di riferimento per la mobilitazione della spinta attiva sarà effettuato in accordo con lo schema b) della tabella estratta dall'EC7 per terreni addensati (rilevati stradali e ferroviari). L'altezza h rispetto alla quale effettuare la verifica corrisponde all'altezza totale dell'opera su cui agisce la spinta del terreno, comprensiva dello spessore della fondazione.

Pertanto risulta:

$$v_a = 6.96 \text{ mm (spostamento sismico minimo in testa al palo)}$$

$$v_a/h = 2.26 \text{ mm}/800\text{mm} = 0,002825 = 0,3\% > 0,1$$

Dalla verifica è possibile osservare che, per il particolare caso in esame, ricorrono sempre le condizioni di attivazione della spinta attiva.

MURI DI RECINZIONE
 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	24 di 80

12.1.2 Paramento

La parte di muro fuori calcolo (il paramento) viene considerato come un carico verticale concentrato in testa all'opera, pari a 82.22 kN, che moltiplicato per il coefficiente parziale di 1.30, si ottiene un valore di 106.89 kN.

12.1.3 Barriere antirumore

Le barriere presenti in testa all'opera in oggetto sono la tipologia H5 e H8: a favore di sicurezza si considera il carico verticale generato dal pannello bagnato della tipologia H8, pari a $P_{pb} = 13.55$ kN e dal montante pari a $P_m = 7.16$ kN. La somma dei due valori è pari a 20.71 kN, che moltiplicati per il coefficiente parziale di 1.50, si ottiene un valore pari a 31 kN.

12.1.4 Palo TE

I carichi del palo TE sono ricavati dalla tabella fornita da Italferr:

COMBINAZIONI DI CARICO - condizione C (T=+5°C; NO ICE; 100% WIND)																
COMBINAZIONE	CONDIZIONE	STR_1_C	STR_2_C	STR_3_C	STR_4_C	STR_5_C	STR_6_C	STR_7_C	SLV_1_C	SLV_2_C	SLV_3_C	SLV_4_C	SLV_5_C	SLV_6_C	SLV_7_C	SLV_8_C
G1: C.P.S.	FAV	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
G1: C.P.S.	SFAV	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2: C.P.N.S.	FAV	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G2: C.P.N.S.	SFAV	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q2: WINDX (no ice)	FAV	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
Q2: WINDX (no ice)	SFAV	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	1.05	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q4: WINDY	FAV	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
Q4: WINDY	SFAV	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q5: AERODINAMICA	FAV	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
Q5: AERODINAMICA	SFAV	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TRENO LM71	FAV	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
TRENO LM71	SFAV	0.00	1.16	0.20	1.16	0.20	1.16	1.45	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
ECC 1	-	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SISMA X	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.30	-0.30	0.30	-0.30
SISMA Y	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	1.00	-1.00	-1.00

La combinazione presa in considerazione è STR2_C, dove il vento è considerato con un fattore di sicurezza di 1.50, per la quale si ottengono le seguenti sollecitazioni:

REAZIONI ALLA BASE DEL PORTALE						
Combinazione	F _H - Trasv.	F _L - Long.	N - Vert.	M _H - Trasv.	M _L - Long.	M _{torcente}
Testo	daN	daN	daN	daNm	daNm	daNm
STR_2C	6419,64	20405,97	10919,09	22685,23	169209,50	742,25

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU1900 001

A

25 di 80

Considerando un'angolo di diffusione del carico di 45° si ha una lunghezza di ripartizione pari a circa 5 m, per cui le sollecitazioni interessate sono le seguenti:

$$N = 109.2/5 = 21.84 \text{ kN/m};$$

$$M = 226.85/5 = 45.37 \text{ kNm/m};$$

$$H = 64.19/5 = 12.84 \text{ kN/m}.$$

12.1.5 Carichi ferroviari

La diffusione del carico ferroviario all'interno del rilevato ferroviario non intercetta l'opera in esame, pertanto non vengono applicati carichi ad essa associata.

12.1.6 Carico del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

– q_b = pressione cinetica di riferimento;

– c_e = coefficiente di esposizione ;

– c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);

– c_d = coefficiente dinamico.

Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

v_b = velocità di riferimento del vento (m/s)

ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Essendo v_b pari a 27 m/s si ottiene:

q_b [kN/mq]	0.456
---------------	-------

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

26 di 80

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione (k_r , z_0 , z_{min}). Facendo riferimento alla tabella 3.3.I del D.M. 2018, la regione Campania ricade in zona 3, pertanto i parametri saranno i seguenti:

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	2 km	10 km	30 km	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Classe di rugosità del terreno: B = Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive;

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Considerando l'altezza della barriera, considerata dalla sommità della barriera fino alla base è 7.38 m.

k_r	0,20		Cat. III (D.M.18, Tab 3.3.II)
z_0	0,10	m	
z_{min}	5,00	m	
z	7.38	m	altezza sul suolo del punto considerato (Z)

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

27 di 80

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

essendo z l'altezza della barriera pari a $7.38 > z_{\min} = 5$, si ha:

c_e	1.94
-------	------

Coefficiente di forma

Il coefficiente di forma c_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento. il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

In riferimento alle pareti isolate (§7.4.1) – Zona D (Prospetto 7.9) - E.C.1 si ottiene:

c_p	1.20
-------	------

Coefficiente dinamico

Il coefficiente dinamico può essere assunto cautelativamente pari a 1:

c_d	1.00
-------	------

Quindi riassunto si ha:

- q_b	0.456
- C_e	1.94
- C_p	1.20
- C_d	1

da cui si ricava la pressione del vento, secondo D.M. 2018:

$$P_v = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0,456 \cdot 1,94 \cdot 1,20 \cdot 1,0 = 1,06 \text{ kN/m}^2$$

Tale sollecitazione si traduce in una forza orizzontale e un momento in testa alla fondazione, per unità di lunghezza, che, moltiplicato per un coefficiente parziale pari a 1.50, si ha:

$$H_{\text{vento}} = 1.06 \cdot 2.95 \cdot 1.50 = 4.69 \text{ kN/m};$$

$$M_{\text{vento}} = 3.12 \cdot 2.95/2 \cdot 1.50 = 6.91 \text{ kN}.$$

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

28 di 80

12.1.7 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

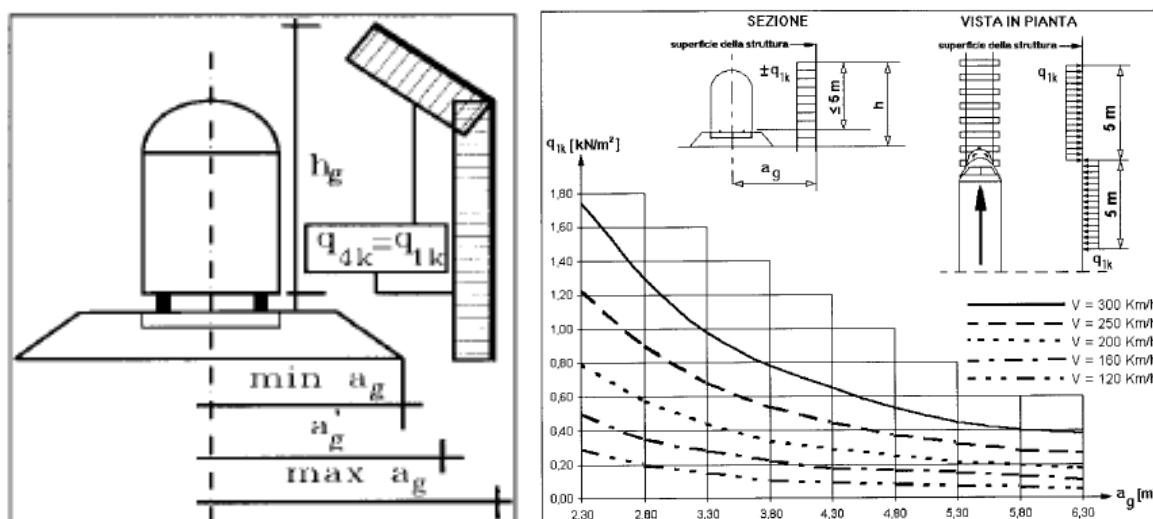
In accordo con quanto previsto al punto 5.2 della NTC2018 relativo ai ponti ferroviari, si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno.

Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.6.4 – NTC2018)

Il valore dell'azione $\pm q_{1k}$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia a_g' dal binario:

$$a_g' = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g$$

dove le distanze $\min a_g$ e $\max a_g$ sono state determinate in base al grafico sottostante.



Considerando $V = 140$ km/h si ottiene:

$$q_{1k} = 0,22 \text{ kN/m}^2$$

Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.

Le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento quindi complessivamente si ha:

$$q_{\text{tot}} = 1.28 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Vento} + \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.}$$

Il manuale di progettazione (RFI DTC SI PS MA IFS 001 D) prescrive però che il valore minimo della risultante della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica deve essere pari a 1.50 kN/m^2 per linee percorse a velocità $V \leq 200 \text{ Km/h}$ e pari a 2.50 kN/m^2 per linee percorse a velocità $V > 200 \text{ Km/h}$. (5.2.3.2.2 PARTE II - SEZIONE 2 PONTI E STRUTTURE).

Per rispettare tale limitazione si considera quindi:

$$q_{1k} = 1.5 - 1.063 = 0.44 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli}$$

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

29 di 80

Tale sollecitazione si traduce in una forza orizzontale e un momento in testa alla fondazione, per unità di lunghezza, che moltiplicati per il coefficiente parziale di 1.50, si ha:

$$H_{\text{aerodinamica}} = 0.44 * 2.95 * 1.50 = 1.94 \text{ kN/m};$$

$$M_{\text{aerodinamica}} = 1.94 * 2.95/2 * 1.50 = 4.29 \text{ kN}.$$

12.2 AZIONI ECCEZIONALI

La distanza d della pila da proteggere dall'asse dei binari è inferiore a 5m, di conseguenza sono state assunte le seguenti azioni statiche equivalenti in accordo al paragrafo 3.6.3.4 del NTC2018:

- 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

Tale forza sarà applicata a 1.80 m dal piano del ferro, al centro di un tratto di 20 m.

Quindi si considera in testa al muro un'azione pari a:

$$F = 1500/20 = 75 \text{ kN/m};$$

$$M = 75 * 3 = 225 \text{ kNm/m}.$$

Le sollecitazioni permanenti agenti verticalmente in testa all'opera vengono considerate con coefficienti parziali di sicurezza unitari.

12.3 AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

12.3.1 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. Per la definizione della Vita Nominale da assegnare ad ogni singolo manufatto facente parte di una infrastruttura ferroviaria si rimanda al “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”;

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale [V_N] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V < 250$ km/h)	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ ($V \geq 250$ Km/h)	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) - La medesima V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di RFI. (	

Nel caso in esame si considera $V_N = 75$.

12.3.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle

strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso in esame si considera $C_U = 1.5$.

12.3.3 Periodo di riferimento

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 :

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

12.3.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

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:

	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%

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

da cui si ottiene:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	68
	SLD	113
SLU	SLV	1068
	SLC	2193

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1068$ anni.

Le strutture di progetto avranno quindi i seguenti parametri sismici:

- vita nominale $V_N = 75$;
- periodo di riferimento pari a $V_R = 112.5$;
- il periodo T_R in corrispondenza dello SLV sarà pari a $T_R = 1068$ anni.

12.3.5 Caratterizzazione sismica del terreno

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.

Si considera cautelativamente la Categoria E.

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 $i > 30^\circ$

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.

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:

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

33 di 80

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	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

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

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1,600$ e $C_c = 1,546$

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	34 di 80

Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☐ Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 14.8743
 LATITUDINE: 40.6435

☒ Ricerca per comune
 REGIONE: Campania
 PROVINCIA: Salerno
 COMUNE: Pontecagnano

Elaborazioni grafiche

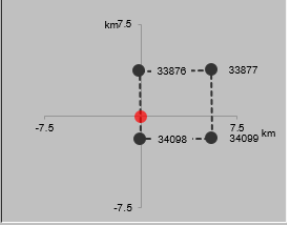
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- ☐ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

media ponderata

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 l'Area del tracciato la "Ricerca per coordinate".

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 112.5 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$: 68
- SLD - $P_{VR} = 63\%$: 113

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$: 1068
- SLC - $P_{VR} = 5\%$: 2193

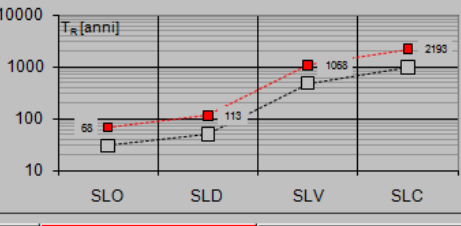
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
 FASE 3

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	35 di 80

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **E** info $S_s = 1.600$ $C_c = 1.546$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE) $\xi = 5\%$ $\eta = 1.000$ info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) $\text{Fattore } q_s = 1$ $\text{Regol. in altezza } \text{no}$ info

Compon. verticale

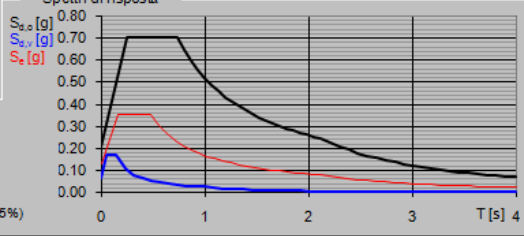
Spettro di progetto $\text{Fattore } q_v = 1$ $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta info

Parametri e punti spettri di risposta info

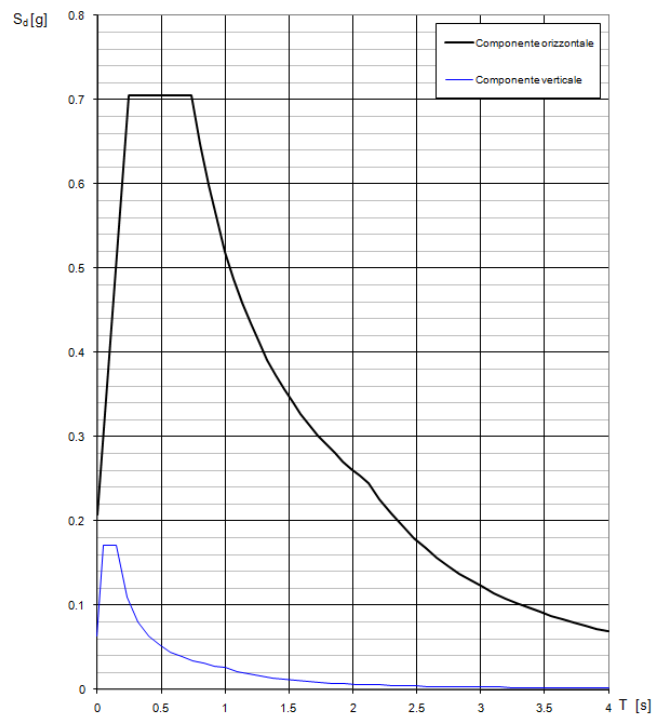
Spettri di risposta



— 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**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



MURI DI RECINZIONE

 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU1900 001

A

36 di 80

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

STATO LIMITE	SLV
a_s	0.130 g
F_a	2.710
T_c	0.477 s
S_a	1.600
C_a	1.546
S_c	1.000
q	0.800

Parametri dipendenti

S	1.600
η	1.250
T_B	0.246 s
T_c	0.738 s
T_D	2.121 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_c \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η 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	0.208
T_B	0.246	0.705
T_c	0.738	0.705
	0.804	0.648
	0.870	0.598
	0.935	0.556
	1.001	0.520
	1.067	0.488
	1.133	0.459
	1.199	0.434
	1.265	0.412
	1.330	0.391
	1.396	0.373
	1.462	0.356
	1.528	0.341
	1.594	0.327
	1.660	0.314
	1.726	0.302
	1.791	0.291
	1.857	0.280
	1.923	0.271
	1.989	0.262
	2.055	0.253
T_D	2.121	0.245
	2.210	0.226
	2.300	0.209
	2.389	0.193
	2.479	0.180
	2.568	0.167
	2.658	0.156
	2.747	0.146
	2.837	0.137
	2.926	0.129
	3.016	0.121
	3.105	0.114
	3.195	0.108
	3.284	0.102
	3.374	0.097
	3.463	0.092
	3.553	0.087
	3.642	0.083
	3.732	0.079
	3.821	0.076
	3.911	0.072
	4.000	0.069

Avendo calcolato i parametri con cui determinare l'azione sismica che andrà ad assoggettare la nostra struttura, si esegue ora la valutazione della forza effettiva che il sisma induce sulle barriere.

13 COMBINAZIONE DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

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, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

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

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Gli effetti dell'azione sismica vanno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione ψ 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. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti; inoltre l'azione del vento ed aerodinamica verranno considerate come un'unica azione variabile.

MURI DI RECINZIONE
 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	38 di 80

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

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

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

 Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{F1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{F2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g_{F3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{F4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	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 ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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

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

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	39 di 80

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

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

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

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

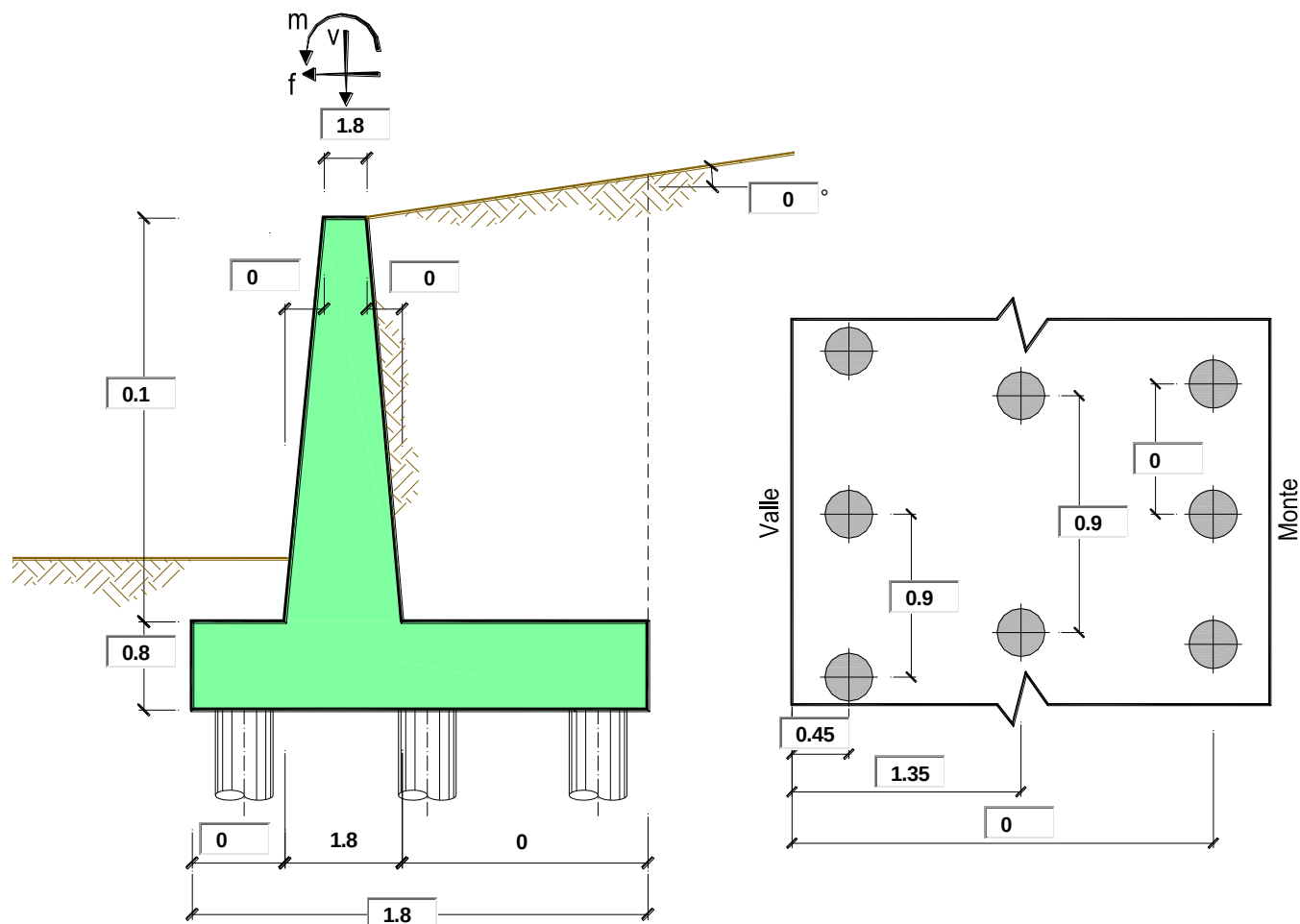
A

FOGLIO

40 di 80

14 PROGETTO E VERIFICA

14.1 DATI DI INPUT



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.10	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	1.80	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.80	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	41 di 80

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica

				valori caratteristici SLE	valori di progetto STR/GEO
Dati Geotecnici					
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	38.00	38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.13	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.6	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.76	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.15808	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0790	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	☒ si ☐ no		

		SLE	STR/GEO
Coeff. di Spinta a riposo		k0 0.384	0.384
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.319
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.335

				valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto STR/GEO
Carichi Agenti					
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	☒ si ☐ no			
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	159.73	159.73
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	16.86	16.86
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	90.16	90.16
Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ_1				1.00	condizione quasi permanente Ψ_2 0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00	

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	42 di 80

Dati geotecnici e carichi agenti – Presenza di urto

Carichi Agenti						valori caratteristici SLE - sisma	valori di progetto STR/GEO
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	
	Sovraccarico su zattera di monte	☒ si ☐ no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	117.49	117.49	
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	0.00	0.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	75.00	75.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	225.00	225.00	
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	1.00	condizione quasi permanente Ψ2	0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm/m)	ms	0.00		

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls

Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fc _m	40	
E _c	33346	(MPa)
α _{cc}	0.85	
γ _c	1.50	
f _{cd} = α _{cc} * f _{ck} / γ _c	18.13	(MPa)
f _{ctm} = 0.30 * f _{ck} ^{2/3}	3.02	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ _c	9.75	Mpa
σ _t	260	Mpa

condizioni sismiche

σ _c	8.5	Mpa
σ _t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w _l	0.2	mm
Quasi Permanente	w _l	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio

f _{yk} =	450	(MPa)
γ _s	1.15	
f _{yd} = f _{yk} / γ _s	391.30	(MPa)

E _s =	210000	(MPa)
ε _{ys} =	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 7.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 5.00 (cm)

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} = 1.60 (cm)

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

43 di 80

14.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE

14.2.1 Forze verticali e inerziali

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

			SLE	STR/GEO
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	4.50	4.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	36.00	36.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	(kN/m)	40.50	40.50

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	0.00	0.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

- Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kN/m)	4.05	4.05
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kN/m)	32.40	32.40
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	(kN/m)	36.45	36.45

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kN/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kN/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kN/m)	0.00	0.00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	44 di 80

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)

Ps h =	Pm*kh	(kN/m)	6.40
Ps v =	Pm*k _v	(kN/m)	3.20

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	0.00
Ptsv =	Pt*k _v	(kN/m)	0.00

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kN/m)	0.00
MPs2 h=	kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kN/m)	0.60
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kN/m)	0.00
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kN/m)	2.28
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kN/m)	2.88

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	k _v *Pm1*(B1+2/3*B2)	(kN/m)	0.00
MPs2 v=	k _v *Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kN/m)	0.32
MPs3 v=	k _v *Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kN/m)	0.00
MPs4 v=	k _v *Pm4*(B/2)	(kN/m)	2.56
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4	(kN/m)	2.88

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	0.00
MPts2 h=	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	(kNm/m)	0.00
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	0.00

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	k _v *Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)	(kNm/m)	0.00
MPts2 v=	k _v *Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	k _v *Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)	(kNm/m)	0.00
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	0.00

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	45 di 80

14.2.2 Spinte in condizione statica

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4)^2 \cdot k_0$$

$$Sq_{perm} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_0$$

$$Sq_{acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_0$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	3.11	3.11
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{perm} = Sq_{perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh_{acc} = Sq_{acc} \cdot \cos \delta$$

(kN/m)	3.11	3.11
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{perm} = Sq_{perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv_{acc} = Sq_{acc} \cdot \sin \delta$$

(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

$$MSt1 = Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 3)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1_{perm} = Sqh_{perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 2)$$

$$MSq2_{perm} = Sqv_{perm} \cdot B$$

$$MSq1_{acc} = Sqh_{acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4) / 2)$$

$$MSq2_{acc} = Sqv_{acc} \cdot B$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	0.93	0.93
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext_{perm} = m_p + f_p \cdot (H_3 + H_2) + v_p \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

$$Mfext_{acc} = m + f \cdot (H_3 + H_2) + v \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$$

(kNm/m)	287.51	287.51
(kNm/m)	105.33	105.33

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N_{perm} = P_m + P_t + v_p + Stv + Sqv_{perm} + Sqv_{acc}$$

$$N_{acc_{min}} = v + Sqv_{acc}$$

$$N_{acc_{max}} = v + Sqv_{acc} + q_{acc}$$

(kN/m)	200.23	200.23
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00

Risultante forze orizzontali (T)

$$T_{perm} = Sth + Sqh_{perm} + f_p$$

$$T_{acc} = Sqh_{acc} + f$$

(kN/m)	3.11	3.11
(kN/m)	16.86	16.86

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM_{perm} = \Sigma M$$

$$MM_{acc_{(Nmin)}} = \Sigma M$$

$$MM_{acc_{(Nmax)}} = \Sigma M$$

(kNm/m)	-252.00	-252.00
(kNm/m)	-105.33	-105.33
(kNm/m)	-105.33	-105.33

MURI DI RECINZIONE

 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

46 di 80

14.2.3 Spinte in condizione sismica+

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

$$Sst1 \text{ stat} = 0,5 \cdot g \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot ka$$

$$Sst1 \text{ sism} = 0,5 \cdot g \cdot (1 + kv) \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot kas + - Sst1 \text{ stat}$$

$$Ssq1 \text{ perm} = qp \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot kas +$$

$$Ssq1 \text{ acc} = qs \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot kas +$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	1.93	1.93
(kN/m)	0.86	0.86
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

$$Sst1h \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$$

$$Sst1h \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \cos(d)$$

$$Ssq1h \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos(d)$$

$$Ssq1h \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos(d)$$

(kN/m)	1.93	1.93
(kN/m)	0.86	0.86
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

$$Sst1v \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$$

$$Sst1v \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \sin(d)$$

$$Ssq1v \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin(d)$$

$$Ssq1v \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin(d)$$

(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

$$MSst1 \text{ stat} = Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2 + H3 + H4)/3)$$

$$MSst1 \text{ sism} = Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2 + H3 + H4)/3)$$

$$MSst2 \text{ stat} = Sst1v \text{ stat} \cdot B$$

$$MSst2 \text{ sism} = Sst1v \text{ sism} \cdot B$$

$$MSsq1 = Ssq1h \cdot ((H2 + H3 + H4)/2)$$

$$MSsq2 = Ssq1v \cdot B$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	0.58	0.58
(kN/m)	0.26	0.26
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = mp + ms$$

$$Mfext2 = (fp + fs) \cdot (H3 + H2)$$

$$Mfext3 = (vp + vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$$

(kNm/m)	0.00
(kNm/m)	0.00
(kNm/m)	143.76

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$Nmin = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$$

$$Nmax = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + q \text{ acc}$$

(kN/m)	203.43	203.43
(kN/m)	203.43	203.43

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$$

(kN/m)	9.19	9.19
--------	------	------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM (Nmin) = \Sigma M$$

$$MM (Nmax) = \Sigma M$$

(kNm/m)	179.37	179.37
(kNm/m)	179.37	179.37

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

47 di 80

14.2.4 Spinte in condizione sismica-

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

$$Sst1 \text{ stat} = 0,5 \cdot g \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot ka$$

$$Sst1 \text{ sism} = 0,5 \cdot g \cdot (1 - kv) \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$$

$$Ssq1 \text{ perm} = qp \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot kas -$$

$$Ssq1 \text{ acc} = qs \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot kas -$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	1.93	1.93
(kN/m)	0.57	0.57
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

$$Sst1h \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$$

$$Sst1h \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \cos(d)$$

$$Ssq1h \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos(d)$$

$$Ssq1h \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos(d)$$

(kN/m)	1.93	1.93
(kN/m)	0.57	0.57
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

$$Sst1v \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$$

$$Sst1v \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \sin(d)$$

$$Ssq1v \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin(d)$$

$$Ssq1v \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin(d)$$

(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

$$MSst1 \text{ stat} = Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2 + H3 + H4)/3)$$

$$MSst1 \text{ sism} = Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2 + H3 + H4)/3)$$

$$MSst2 \text{ stat} = Sst1v \text{ stat} \cdot B$$

$$MSst2 \text{ sism} = Sst1v \text{ sism} \cdot B$$

$$MSsq1 = Ssq1h \cdot ((H2 + H3 + H4)/2)$$

$$MSsq2 = Ssq1v \cdot B$$

	SLE	STR/GEO
(kN/m)	0.58	0.58
(kN/m)	0.17	0.17
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00
(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = mp + ms$$

$$Mfext2 = (fp + fs) \cdot (H3 + H2)$$

$$Mfext3 = (vp + vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$$

(kNm/m)	0.00
(kNm/m)	0.00
(kNm/m)	143.76

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$Nmin = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$$

$$Nmax = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + q \text{ acc}$$

(kN/m)	197.03	197.03
(kN/m)	197.03	197.03

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$$

(kN/m)	8.90	8.90
--------	------	------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM (Nmin) = \Sigma M$$

$$MM (Nmax) = \Sigma M$$

(kNm/m)	173.70	173.70
(kNm/m)	173.70	173.70

MURI DI RECINZIONE
 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	48 di 80

Sollecitazioni agenti sul singolo palo

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso		Np		Mp		Tp	
		[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	Nmin	200.23	0.00	432.20	105.33	3.11	16.86
	Nmax	200.23	0.00	432.20	105.33		
sisma+	Nmin	203.43		3.72		9.19	
	Nmax	203.43		3.72			
sisma-	Nmin	197.03		3.63		8.90	
	Nmax	197.03		3.63			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	[kN]
statico	Nmin	627.64		-447.43				8.99	
	Nmax	627.64		-447.43					
sisma+	Nmin	91.54		87.83				4.14	
	Nmax	91.54		87.83					
sisma-	Nmin	88.66		85.03				4.01	
	Nmax	88.66		85.03					

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso		Np			Mp			Tp	
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	rara	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
	freq.	200.23	0.00	0	432.20	105.33	-105.33	3.11	16.86
	quasi perm		0.00	0.00		105.33	-105.33		16.86
						0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin	203.43			3.72			9.19	
	Nmax	203.43			3.72				
sisma-	Nmin	197.03			3.63			8.90	
	Nmax	197.03			3.63				

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
	freq.	90.10	0.00	-342.10	-105.33			1.40	7.59
	Nmin		0.00		-105.33				7.59
	quasi perm		0.00		0.00				0.00
statico	rara		0.00		105.33				7.59
	freq.	90.10	0.00	-342.10	105.33			1.40	7.59
	Nmax		0.00		0.00				7.59
	quasi perm		0.00						0.00
sisma+	Nmin	91.54		87.83				4.14	
	Nmax	91.54		87.83					
sisma-	Nmin	88.66		85.03				4.01	
	Nmax	88.66		85.03					

MURI DI RECINZIONE
 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	49 di 80

Sollecitazioni agenti sul singolo palo – presenza di urto

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso		Np		Mp		Tp	
		[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	Nmin	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
	Nmax	157.97	0.00	312.30	292.50	3.11	75.00
		157.97	0.00	312.30	292.50		
sisma+	Nmin	161.16		6.67		9.19	
	Nmax	161.16		6.67		9.19	
sisma-	Nmin	154.77		6.58		8.90	
	Nmax	154.77		6.58		8.90	

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	[kN]
statico	Nmin	675.89		-533.72				35.15	
	Nmax	675.89		-533.72				35.15	
sisma+	Nmin	72.52		65.85				4.13	
	Nmax	72.52		65.85				4.13	
sisma-	Nmin	69.64		63.06				4.00	
	Nmax	69.64		63.06				4.00	

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche

caso		Np			Mp			Tp	
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	rara	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
	freq.	157.97	0.00	0.00	312.30	292.50	-292.50	3.11	75.00
	quasi perm		0.00	0.00		292.50	-292.50		75.00
			0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin	161.16			6.67			9.19	
	Nmax	161.16			6.67			9.19	
sisma-	Nmin	154.77			6.58			8.90	
	Nmax	154.77			6.58			8.90	

Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
	freq.	71.08	0.00	-241.22	-292.50			1.40	33.75
	quasi perm		0.00		-292.50				33.75
			0.00		0.00				0.00
statico	rara		0.00		292.50				33.75
	freq.	71.08	0.00	-241.22	292.50			1.40	33.75
	quasi perm		0.00		0.00				0.00
sisma+	Nmin	72.52		65.85				4.13	
	Nmax	72.52		65.85				4.13	
sisma-	Nmin	69.64		63.06				4.00	
	Nmax	69.64		63.06				4.00	

MURI DI RECINZIONE
 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	50 di 80

14.3 VERIFICHE PORTANZA VERTICALE MICROPALI

Per la valutazione dei coefficienti α e s si fa riferimento alle seguenti tabelle:

Valori del coefficiente α ($V_s = Ls \cdot \pi \cdot d s^2 / 4$)				
TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcari mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Indicazioni per la scelta del valore di s

TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

51 di 80

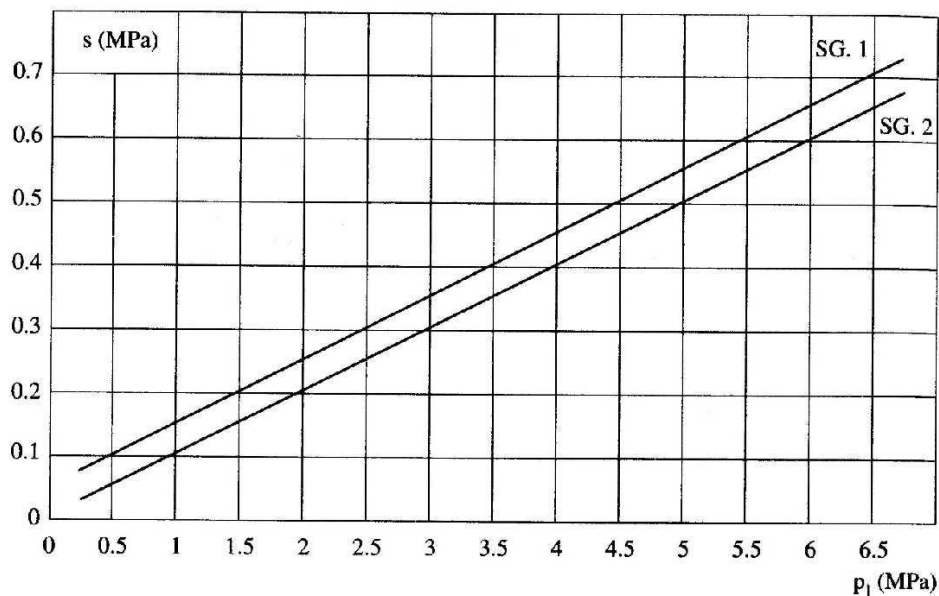


Fig. 13.16. Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

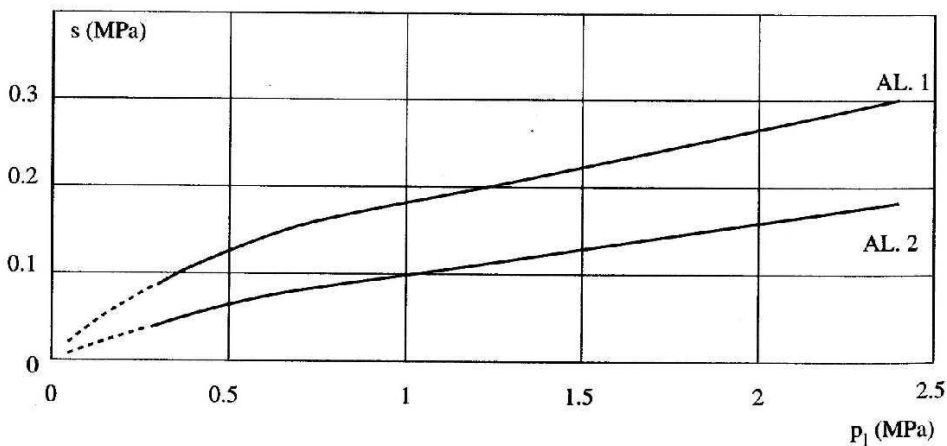


Fig. 13.17. Abaco per il calcolo di s per argille e limi

MURI DI RECINZIONE

 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

52 di 80

A partire dalla relazione geotecnica vengono assunti i seguenti parametri.

Unità geotecnica	α	s
L1	1.1	0.07
GS	1.3	0.15

Sulla base dei parametri su definiti si procede alla determinazione della capacità portante mediante la formulazione analitica.

Il calcolo della capacità portante permette inoltre di determinare il valore caratteristico della resistenza caratteristica R_k del palo così come definito al par.6.4.3.1.1. delle NTC2018, tale valore è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione ξ (vedi Tab.6,4,IV delle NTC2018 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine.

$$R_{e,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{e,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{e,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

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

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

MURI DI RECINZIONE
 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	53 di 80

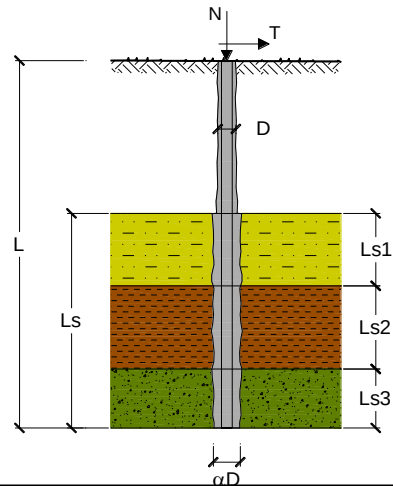
14.3.1 Verifica micropalo compresso

CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropalo compresso

DATI DI INPUT:
Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	627.64	0.00	627.64
T (kN)	9.00	0.00	9.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SUS	A1+M1+R1	☐	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	☐	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	☐	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	☐	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_d	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 (m)

Armatura:

☐ IPE	☐ INP	☐ HEA	☐ HEB	☐ HEM	☒ Tubi	☐ ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø244,5 x 10,0	

ø244,5 x 10,0

 Area dell'armatura (A_{arm}): 7367 (mm²)

 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 5.073E+07 (mm⁴)

 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 414,981 (mm³)

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	54 di 80

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430) ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio (fy):	275	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	262	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}):	210,000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k):	6.0	(MN/m ³)
------------------------	-----	----------------------

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l_{s_i} (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
L1	4.50	1.10	0.33	0.070	0.070	0.036	167.04
GS	8.00	1.30	0.39	0.150	0.150	0.077	752.05
			0.00			0.000	0.00

$$Ls = 12.50 \quad (m) \quad QI = 919.10 \quad (kN)$$

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$$\% \text{ Punta } 15\% \quad Qp = 137.86 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALLO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + QI$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Qlim = 1056.96 \quad (kN)$$

$$Fs = 1.68$$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0.453 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 9.93 \quad (kN \cdot m)$$

MURI DI RECINZIONE
 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	55 di 80

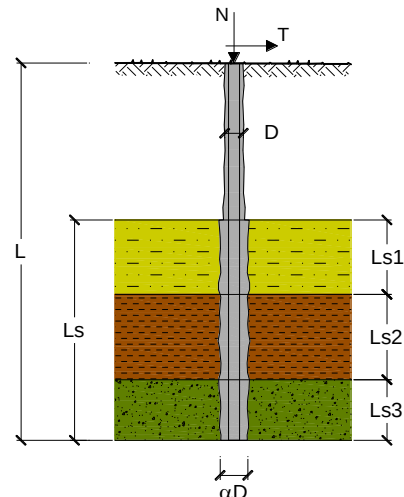
14.3.2 Verifica micropalo teso

CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropalo teso

DATI DI INPUT:
Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-447.43	0.00	-447.43
T (kN)	9.00	0.00	9.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
SLU	A1+M1+R1	☐	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	☐	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	☐	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	☐	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 (m)

Armatura:

☐ IPE	☐ INP	☐ HEA	☐ HEB	☐ HEM	☒ Tubi	☐ ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø244,5 x 10,0	

ø244,5 x 10,0

 Area dell'armatura (A_{arm}): 7367 (mm²)

 Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 5.073E+07 (mm⁴)

 Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 414,981 (mm³)

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU1900 001

A

56 di 80

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430)

 Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y):

275

 (N/mm²)

 Coefficiente Parziale Acciaio γ_M

1.05

 Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):

262

 (N/mm²)

 Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}):

210,000

 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k):

6.0

 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA
Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
L1	4.50	1.10	0.33	0.070	0.070	0.033	153.68
GS	8.00	1.30	0.39	0.150	0.150	0.071	691.89
			0.00			0.000	0.00

 $L_s = 12.50$ (m)

 $QI = 845.57$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

15%

 $Qp = 0.00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Q_{lim} = Q_b + QI$$

$$F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$$

 $Q_{lim} = 845.57$ (kN)

 $F_s = 1.89$

MURI DI RECINZIONE
 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	57 di 80

14.3.3 Verifica micropalo compresso – urto

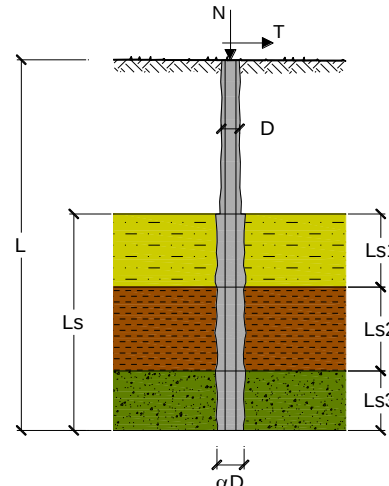
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropalo compresso

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	675.89	0.00	675.89
T (kN)	35.15	0.00	35.15



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
SU	A1+M1+R1	☐	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	☐	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	☐	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	☐	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 (m)

Armatura:

☐ IPE	☐ INP	☐ HEA	☐ HEB	☐ HEM	☒ Tubi	☐ ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø244,5 x 10,0	

ø244,5 x 10,0

Area dell'armatura (Aarm): 7367 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 5.073E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 414,981 (mm³)

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	58 di 80

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430) ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 275 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 262 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 6.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot D s_i \cdot s_i \cdot l s_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $l s_i$ (m)	α (-)	$D s_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	$Q s_i$ (kN)
L1	4.50	1.10	0.33	0.070	0.070	0.036	167.04
GS	8.00	1.30	0.39	0.150	0.150	0.077	752.05
			0.00			0.000	0.00

$L s = 12.50$ (m) $QI = 919.10$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

15%

$Qp = 137.86$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Q_{lim} = Qb + QI$$

$$F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$$

$Q_{lim} = 1056.96$ (kN)

$F_s = 1.56$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0.453$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 38.77$ (kN m)

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	59 di 80

14.3.4 Verifica micropalo teso – urto

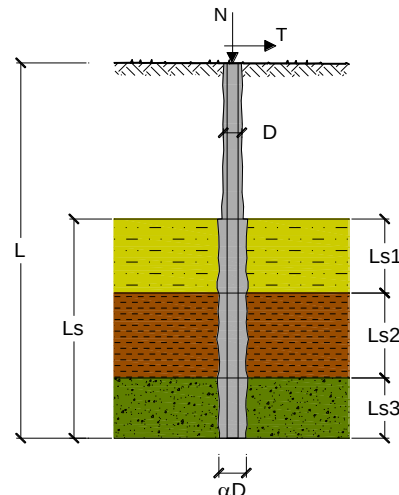
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropalo teso

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-533.72	0.00	-533.72
T (kN)	9.00	0.00	9.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	☐	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	☐	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	☐	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	☐	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 10.00 (m)

Armatura:

☐ IPE	☐ INP	☐ HEA	☐ HEB	☐ HEM	☒ Tubi	☐ ALTRO
IPE 180	INP 160	HEA 300	HEB 160	HEM 200	ø244,5 x 10,0	

ø244,5 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 7367 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 5.073E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 414,981 (mm³)

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	60 di 80

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430) ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y):	275	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ_M	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}):	262	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}):	210,000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 6.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l_{s_i} (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Q_{si} (kN)
L1	4.50	1.10	0.33	0.070	0.070	0.033	153.68
GS	8.00	1.30	0.39	0.150	0.150	0.071	691.89
			0.00			0.000	0.00

$L_s = 12.50$ (m) $QI = 845.57$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot QI \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

% Punta 15% $Qp = 0.00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Q_{lim} = Qb + QI$$

$Q_{lim} = 845.57$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Q_{lim} / N \quad (Fs > 1)$$

$Fs = 1.58$

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

61 di 80

14.3.5 Verifica a carico limite orizzontale

Momento di plasticizzazione

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

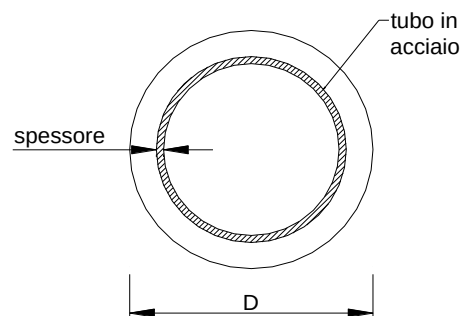
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 244.5 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 88.66 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Acciaio

tipo di acciaio

S 275 (Fe 430)

f_{yk} = 275 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 239.1 \text{ (Mpa)}$

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.114%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 152.7 (kN m)

Inserisci

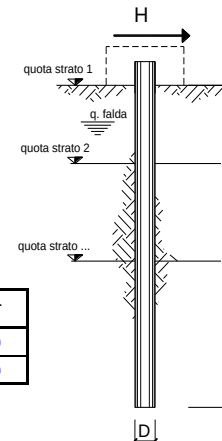
MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	62 di 80

Condizioni drenate

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_{ef}	γ_{cu}	γ_r
SU	A1+M1+R1	☐	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	☐	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	☐	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	☐	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			☐	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			☒	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	Parametri medi			Parametri minimi		
					ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	L1	100.00	19	9	23	2.28		23	2.28	
☒ strato 2	GS	95.50	19	9	35	3.69		35	3.69	
☐ strato 3						1.00			1.00	
☐ strato 4						1.00			1.00	
☐ strato 5						1.00			1.00	
☐ strato 6						1.00			1.00	

Quota falda 95.5 (m)

Diametro del palo D 0.30 (m)

Lunghezza del palo L 10.00 (m)

Momento di plasticizzazione palo My 152.68 (kNm)

Step di calcolo 0.2 (m)

☒ palo immedito di puntare

☐ palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

H medio				H minimo			
Palo lungo	149.0	(kN)		149.0	(kN)		
Palo intermedio	687.0	(kN)		687.0	(kN)		
Palo corto	2409.1	(kN)		2409.1	(kN)		
H_{med}	149.0	(kN)	Palo lungo	H_{min}	149.0	(kN)	Palo lungo
H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)				87.66	(kN)		
EFFICIENZA E del gruppo di pali				1.00			
H_d = E·H_k·h_r				67.43	(kN)		
Carico Assiale Permanente (G):				G =	9	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):				Q =	0	(kN)	
F_d = G·γ_G + Q·γ_Q =					9.00	(kN)	
FS = H_d / F_d =					7.49		

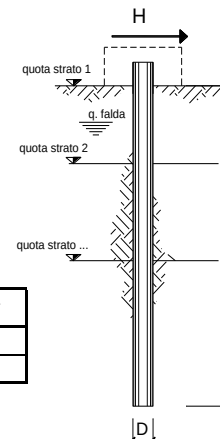
MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	63 di 80

Condizioni non drenate

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_{ef}	γ_{cu}	γ_T
SUU	A1+M1+R1	☐	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	☐	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	☐	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	☐	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DMB8			1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			☒ 1.00	☒ 1.00	☒ 1.00	☒ 1.00	☒ 1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	φ (°)	Parametri medi k_p	c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	L1	100.00	19	9		1.00	30		1.00	30
☒ strato 2	GS	95.50	19	9	35	3.69		35	3.69	
☐ strato 3						1.00			1.00	
☐ strato 4						1.00			1.00	
☐ strato 5						1.00			1.00	
☐ strato 6						1.00			1.00	

Quota falda ✓ 95.5 (m)
 Diametro del palo D 0.25 (m)
 Lunghezza del palo L 10.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 152.68 (kNm)
 Step di calcolo 0.2 (m)

☒ palo immerso in nintare
☐ palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	186.4 (kN)		186.4 (kN)	
Palo intermedio	533.1 (kN)		533.1 (kN)	
Palo corto	1968.2 (kN)		1968.2 (kN)	
H_{med}	186.4 (kN)	Palo lungo	H_{min}	186.4 (kN)
H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)		109.64 (kN)		
EFFICIENZA E del gruppo di pali		1.00		
H_d = E·H_k·γ_T		84.34 (kN)		
Carico Assiale Permanente (G):	G = 9 (kN)			
Carico Assiale variabile (Q):	Q = 0 (kN)			
F_d = G·γ_G + Q·γ_Q =		9.00 (kN)		
FS = H_d / F_d =		9.37		

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

64 di 80

14.3.6 Verifica a carico limite orizzontale – urto

Momento di plasticizzazione

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

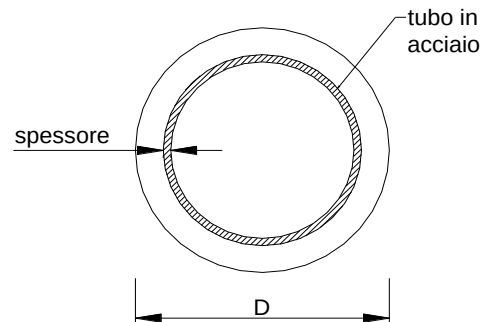
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 244.5 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

Sforzo Normale = 154.77 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Acciaio

tipo di acciaio

S 275 (Fe 430)

f_{yk} = 275 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 239.1 \text{ (Mpa)}$

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.114%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 154.1 (kN m)

Inserisci

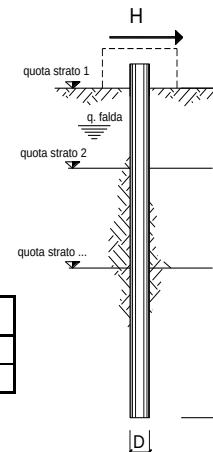
MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	65 di 80

Condizioni drenate

coefficienti parziali Metodo di calcolo		A		M		R
		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_{ϕ}	γ_{cu}	γ_r
SU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	L1	100.00	19	9	23	2.28		23	2.28	
☒ strato 2	GS	95.50	19	9	35	3.69		35	3.69	
☐ strato 3						1.00			1.00	
☐ strato 4						1.00			1.00	
☐ strato 5						1.00			1.00	
☐ strato 6						1.00			1.00	

Quota falda ✔ 95.5 (m)
 Diametro del palo D 0.30 (m)
 Lunghezza del palo L 10.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 152.68 (kNm)
 Step di calcolo 0.2 (m)

☒ palo innadito di riutare
☐ palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>			<u>H minimo</u>		
Palo lungo	149.0	(kN)		149.0	(kN)	
Palo intermedio	687.0	(kN)		687.0	(kN)	
Palo corto	2409.1	(kN)		2409.1	(kN)	
H_{med}	149.0	(kN)	Palo lungo	H_{min}	149.0	(kN)
$H_k = \min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$						
EFFICIENZA E del gruppo di pali				87.66	(kN)	
$H_d = E \cdot H_k / \gamma_r$				1.00		
				67.43	(kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	35.15	(kN)			
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)			
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$				35.15	(kN)	
$FS = H_d / F_d =$				1.92		

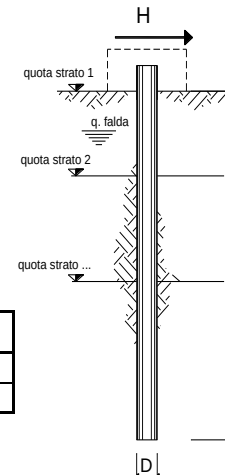
MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	66 di 80

Condizioni non drenate

coefficienti parziali Metodo di calcolo		A		M		R
		permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_{cu}	γ_T
CS	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	L1	100.00	19	9		1.00	30		1.00	30
☒ strato 2	GS	95.50	19	9	35	3.69		35	3.69	
☐ strato 3						1.00			1.00	
☐ strato 4						1.00			1.00	
☐ strato 5						1.00			1.00	
☐ strato 6						1.00			1.00	

Quota falda ✔ 95.5 (m)

Diametro del palo D 0.25 (m)

Lunghezza del palo L 10.00 (m)

Momento di plasticizzazione palo M_y 154.13 (kNm)

Step di calcolo 0.2 (m)

☒ palo immedito di riuntare

☐ palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	186.4 (kN)		186.4 (kN)	
Palo intermedio	533.1 (kN)		533.1 (kN)	
Palo corto	1968.2 (kN)		1968.2 (kN)	
H_{med}	186.4 (kN)	Palo lungo	H_{min}	186.4 (kN)
H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)				
EFFICIENZA E del gruppo di pali				
H_d = E · H_k / γ_T				
Carico Assiale Permanente (G):	G =	35.15 (kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0 (kN)		
F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =				
FS = H_d / F_d =				
2.40				

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

67 di 80

14.4 CALCOLO DEI CEDIMENTI

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Micropalo compresso

DATI DI IMPUT:

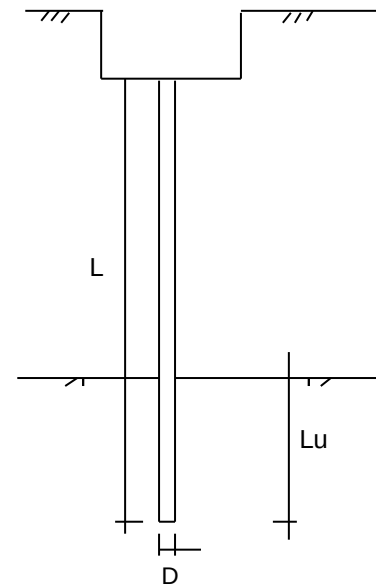
Diametro del Palo (D): 0.30 (m)

Carico massimo sul palo (Pmax): 627.64 (kN)

Lunghezza del Palo (L): 10.00 (m)

Lunghezza Utile del Palo (Lu): 10.00 (m)

Modulo di Deformazione (E): 20000 (kN/m²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): 2.02 \quad (-)$$

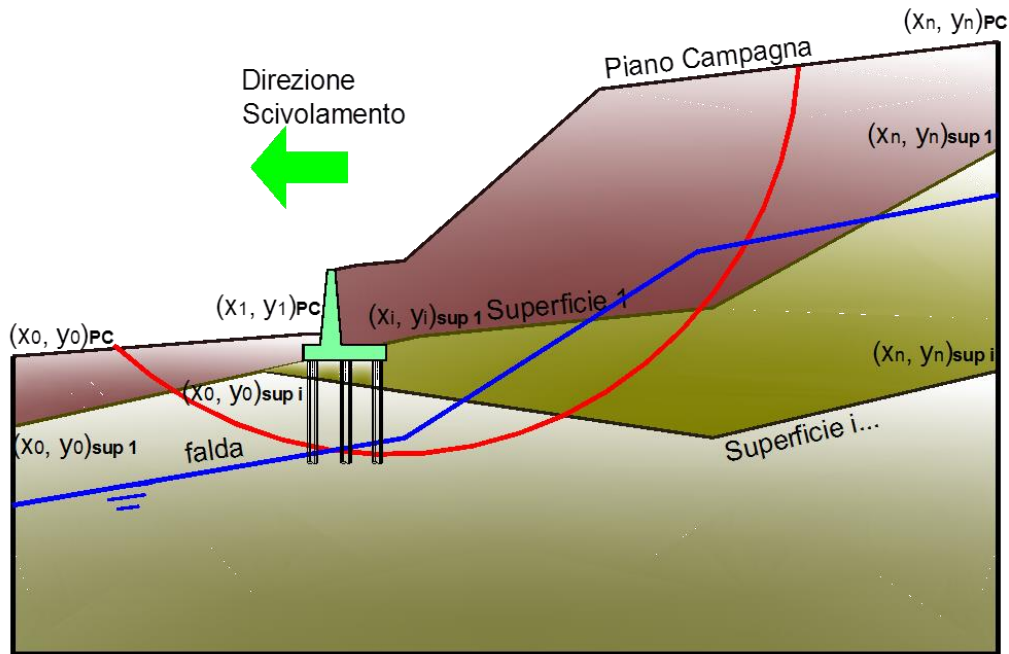
Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u \quad 6.35 \quad (\text{mm})$$

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	68 di 80

14.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE



	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	pl [kPa]	KsD [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	32.00656	0			Rilevato ferroviario
materiale 2	18	18.75645	2.4			L1
materiale 3	19	29.25607	0			GS

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

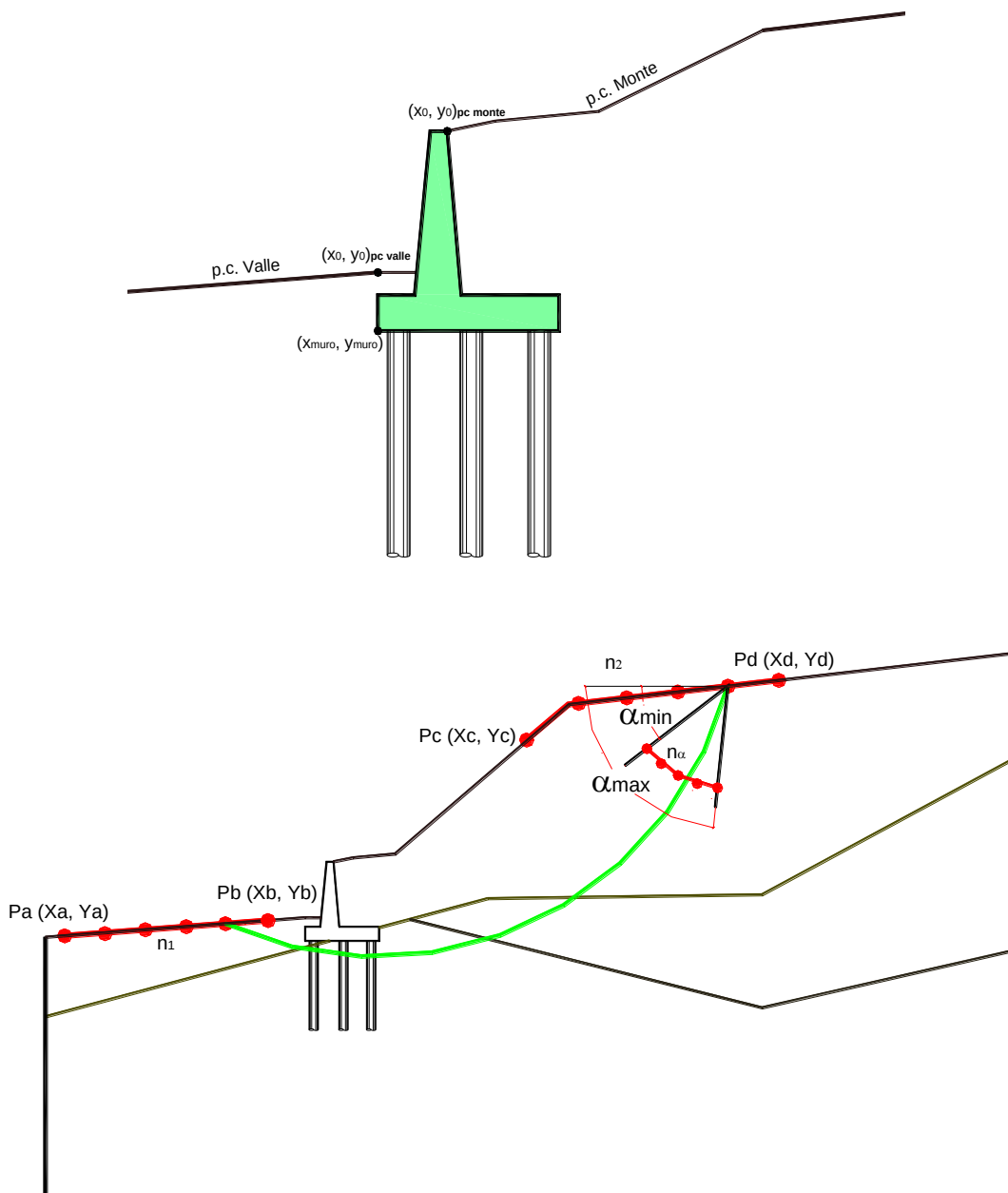
CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

69 di 80



p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda					
	materiale 1						materiale 2			materiale 2		☒	materiale 3		☒	falda	
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	100.000	0	101.750	100.800	0	75.000	100.000	0			0	75.000	95.500	0	75.000	95.500
1	75.000	100.000	1	150.000	100.800	1	150.000	100.000	1			1	150.000	95.500	1	150.000	95.500

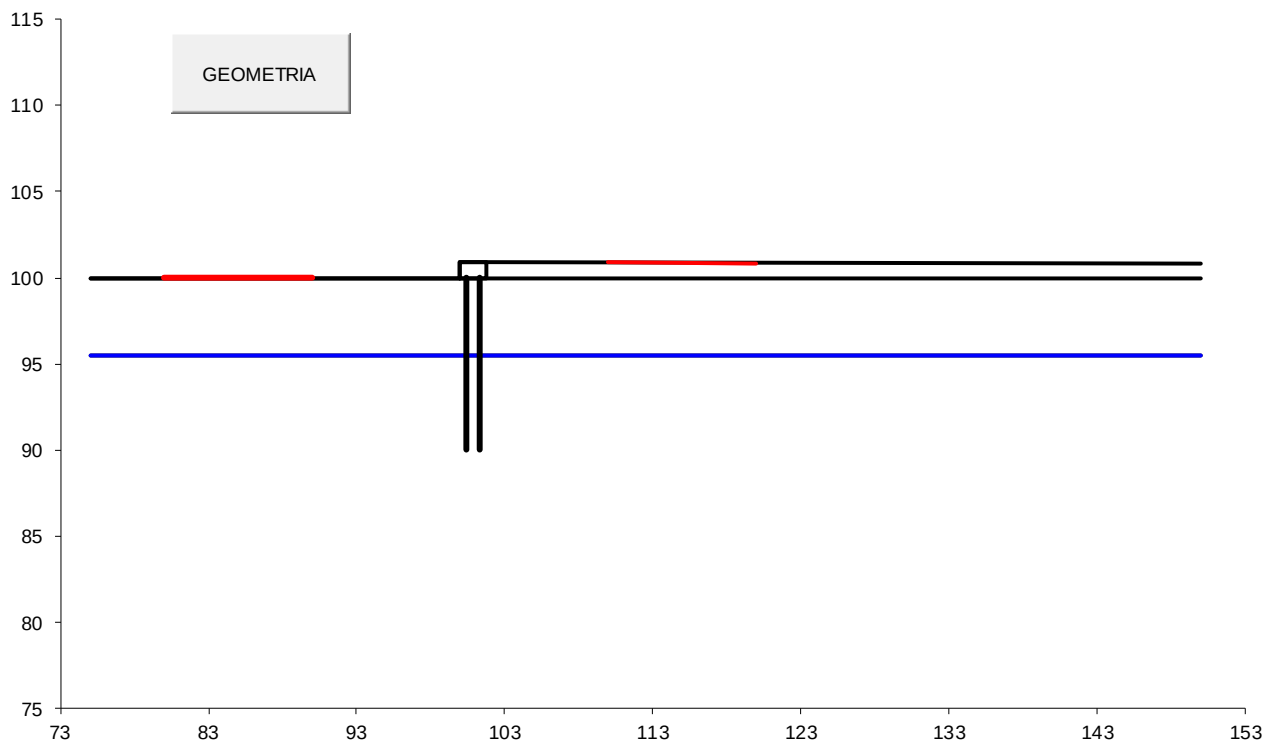
MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	70 di 80

Caratteristiche dei pali

Lunghezza pali	10.00	m
Diametro pali	0.30	m
Rigidezza EI	50000.00	kN m ²
Momento di plasticizzazione	152.68	kN m
Taglio ultimo pali	9.00	kN



#strisce

30

Superfici
Calcolate

150

FS
Bishop

STATICO	7.252
SISMICO	2.786

CALCOLO

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

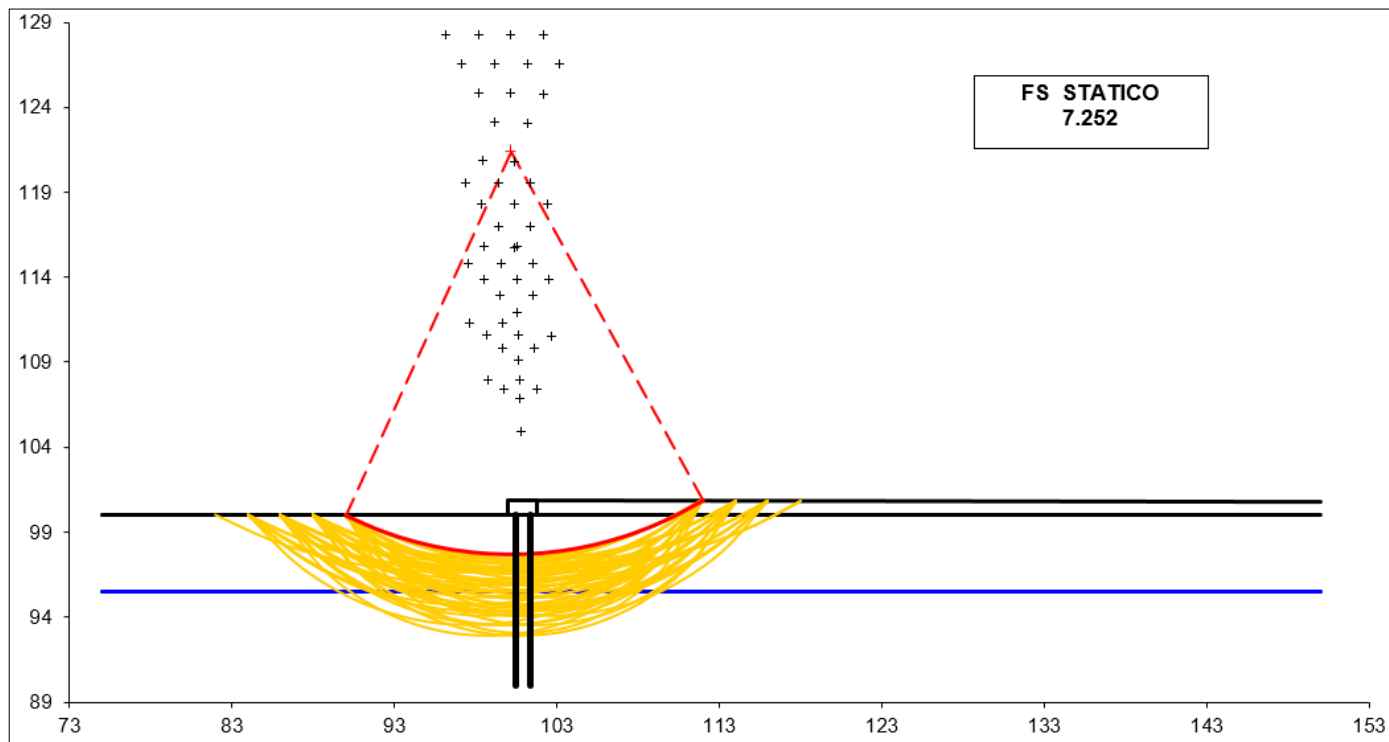
REV.

A

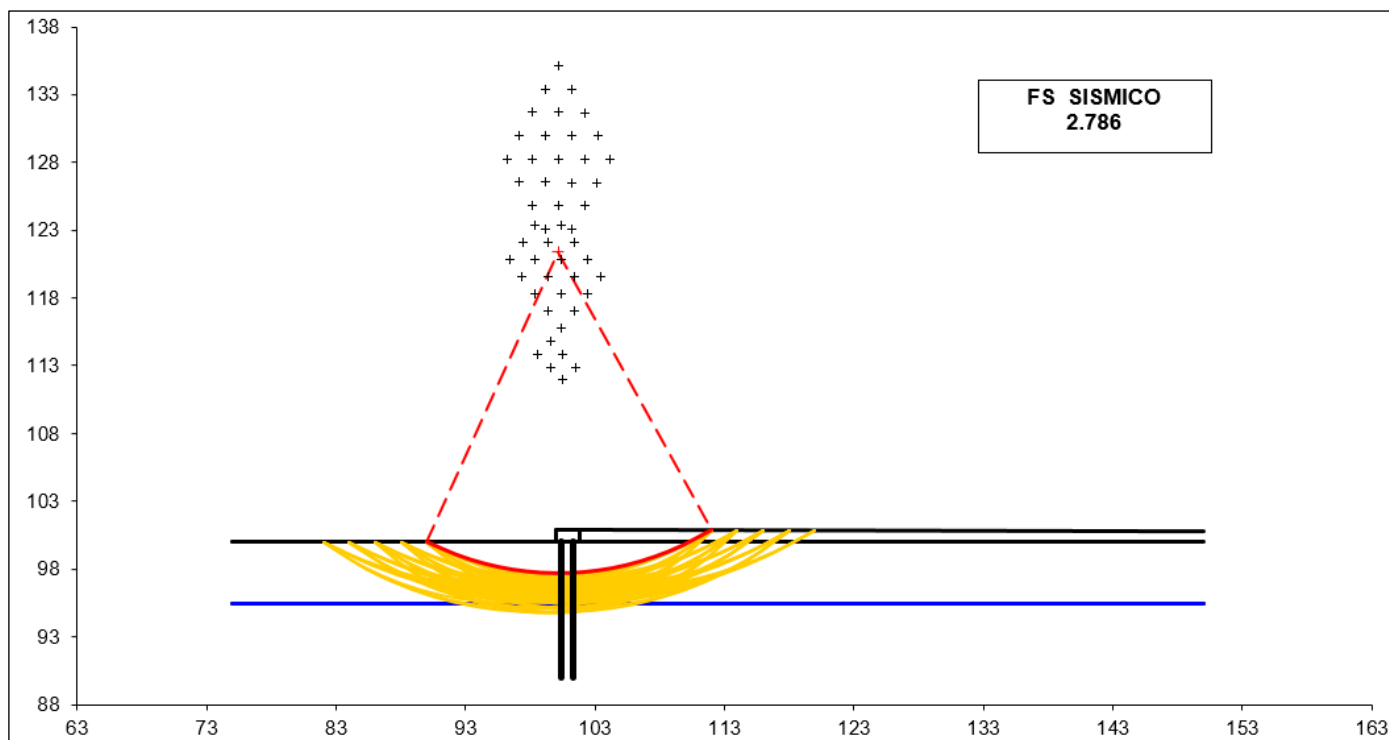
FOGLIO

71 di 80

Condizioni statiche



Condizioni sismiche



MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

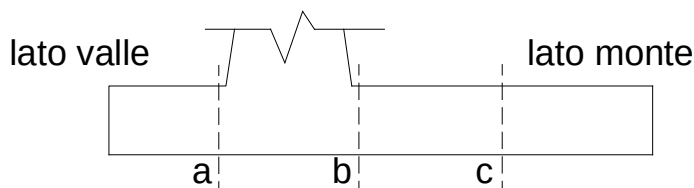
72 di 80

14.6 VERIFICHE STRUTTURALI

14.6.1 Calcolo delle sollecitazioni

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i (B_1 - d_i) / i_i - PP * (1 \pm k_v) * B_1^2 / 2$$

$$T_a = \sum N_i / i_i - PP * (1 \pm k_v)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

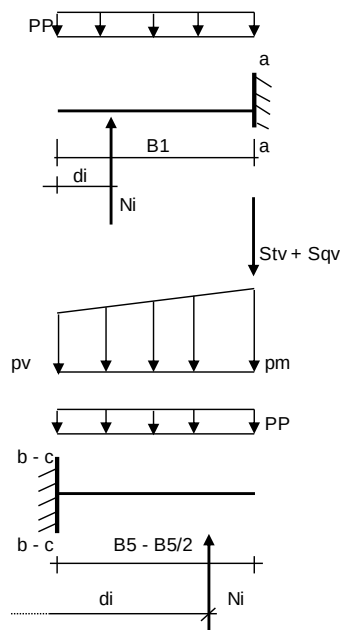
$$M_b = \sum N_i (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP * B_5^2 / 2 + p_{vb} * B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) * B_5^2 / 3] * (1 \pm k_v) - (St_v + Sq_v) * B_5$$

$$M_c = \sum N_i (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP * (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} * (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) * (B_5 / 2)^2 / 3] * (1 \pm k_v) - (St_v + Sq_v) * B_5 / 2$$

$$V_b = \sum N_i / i_i - [PP * B_5 + p_{vb} * B_5 + (p_m - p_{vb}) * B_5] * (1 \pm k_v) - (St_v + Sq_v)$$

$$V_c = \sum N_i / i_i - [PP * (B_5 / 2) + p_{vc} * (B_5 / 2) + (p_m - p_{vc}) * (B_5 / 2)] * (1 \pm k_v) - (St_v + Sq_v)$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola



Peso Proprio	PP	=	20.00	(kN/m ²)
	p _m	=	2.00	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	2.00	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	2.00	(kN/m ²)

caso	M _a [kNm/m]	V _a [kN/m]	M _b [kNm/m]	V _b [kN/m]	M _c [kNm/m]	V _c [kN/m]
statico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
sisma+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
sisma-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU1900 001

REV.

A

FOGLIO

73 di 80

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K a_{orizz} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K a_{orizz} \cdot (1 \pm k_v) - K a_{orizz}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \quad h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K a_{orizz} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot k h \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm k_v)$$

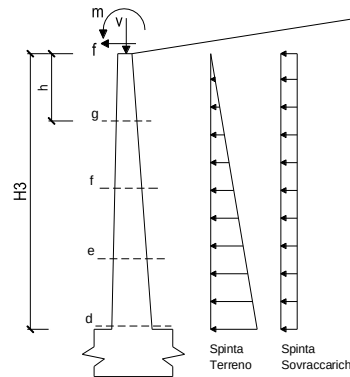
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K a_{orizz} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K a_{orizz} \cdot (1 \pm k_v) - K a_{orizz}) \cdot h^2$$

$$V_q = K a_{orizz} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot k h$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.00	0.00	91.84	91.84	159.73	4.50	164.23
e-e	0.08	0.00	0.00	91.42	91.42	159.73	3.38	163.11
f-f	0.05	0.00	0.00	91.00	91.00	159.73	2.25	161.98
g-g	0.03	0.00	0.00	90.58	90.58	159.73	1.13	160.86

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.02	0.00	16.86	16.88
e-e	0.08	0.01	0.00	16.86	16.87
f-f	0.05	0.01	0.00	16.86	16.87
g-g	0.03	0.00	0.00	16.86	16.86

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	0.04	159.73	4.86	164.59
e-e	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.02	159.73	3.64	163.37
f-f	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	159.73	2.43	162.16
g-g	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	159.73	1.21	160.94

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.02	0.01	0.00	0.00	0.71	0.75
e-e	0.08	0.01	0.01	0.00	0.00	0.53	0.55
f-f	0.05	0.01	0.00	0.00	0.00	0.36	0.36
g-g	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18	0.18

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	0.04	159.73	4.14	163.87
e-e	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.02	159.73	3.11	162.84
f-f	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	159.73	2.07	161.80
g-g	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	159.73	1.04	160.77

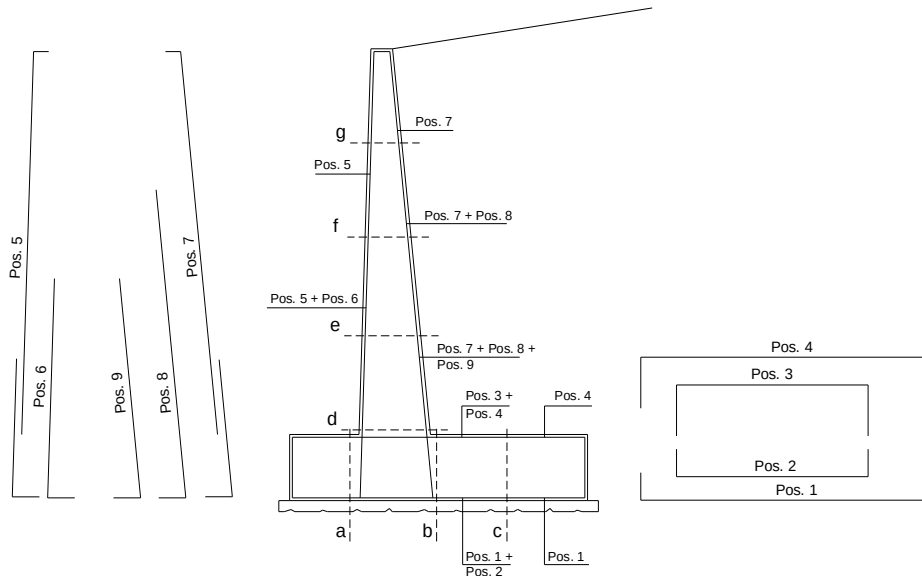
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.02	0.01	0.00	0.00	0.71	0.74
e-e	0.08	0.01	0.00	0.00	0.00	0.53	0.55
f-f	0.05	0.01	0.00	0.00	0.00	0.36	0.36
g-g	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18	0.18

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	74 di 80

15 VERIFICA SLU

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5.0	16		5	5.0	16	
2	0.0		☐	6	0.0	0	☐
3	0.0	0	☐	7	5.0	16	
4	5.0	16		8	0.0	0	☐
				9	0.0	0	☐

Calcola

MURI DI RECINZIONE

 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU1900 001

A

75 di 80

15.1 CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	291.02	#DIV/0!
b - b	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	291.02	#DIV/0!
c - c	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	291.02	#DIV/0!
d - d	91.84	164.23	1.80	10.05	10.05	822.39	8.95
e - e	91.42	163.11	1.80	10.05	10.05	821.45	8.99
f - f	91.00	161.98	1.80	10.05	10.05	820.50	9.02
g - g	90.58	160.86	1.80	10.05	10.05	819.56	9.05

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	Ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	0.00	0.80	271.77	10	50	50	21.8	201.92	Armatura a taglio non necessaria
b - b	0.00	0.80	271.77	12	20	50	21.8	726.90	Armatura a taglio non necessaria
c - c	0.00	0.80	271.77	12	20	50	21.8	726.90	Armatura a taglio non necessaria
d - d	16.88	1.80	554.99	12	50	50	21.8	689.06	Armatura a taglio non necessaria
e - e	16.87	1.80	554.83	10	50	50	21.8	478.51	Armatura a taglio non necessaria
f - f	16.87	1.80	554.67	10	50	50	21.8	478.51	Armatura a taglio non necessaria
g - g	16.86	1.80	554.50	10	50	50	21.8	478.51	Armatura a taglio non necessaria

15.2 CONDIZIONI ECCEZIONALI – PRESENZA DI URTO

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	291.02	#DIV/0!
b - b	-0.03	0.00	0.80	10.05	10.05	291.02	9807.35
c - c	-0.59	0.00	0.80	10.05	10.05	291.02	490.37
d - d	232.50	121.87	1.75	10.05	10.05	764.09	3.29
e - e	230.63	120.77	1.75	10.05	10.05	763.20	3.31
f - f	228.75	119.68	1.75	10.05	10.05	762.31	3.33
g - g	226.88	118.58	1.75	10.05	10.05	761.42	3.36

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	Ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	0.00	0.80	271.77	10	50	50	21.8	201.92	Armatura a taglio non necessaria
b - b	1.19	0.80	271.77	12	20	50	21.8	726.90	Armatura a taglio non necessaria
c - c	0.59	0.80	271.77	12	20	50	21.8	726.90	Armatura a taglio non necessaria
d - d	75.02	1.75	536.41	12	50	50	21.8	669.14	Armatura a taglio non necessaria
e - e	75.01	1.75	536.25	10	50	50	21.8	464.68	Armatura a taglio non necessaria
f - f	75.01	1.75	536.10	10	50	50	21.8	464.68	Armatura a taglio non necessaria
g - g	75.00	1.75	535.94	10	50	50	21.8	464.68	Armatura a taglio non necessaria

MURI DI RECINZIONE
 MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	76 di 80

16 VERIFICA SLE – TENSIONE

Condizione Statica Rara

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	0.00	0.00
b - b	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	0.00	0.00
c - c	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	0.00	0.00
d - d	91.84	164.23	1.80	10.05	10.05	0.29	2.48
e - e	91.42	163.11	1.80	10.05	10.05	0.29	2.49
f - f	91.00	161.98	1.80	10.05	10.05	0.29	2.50
g - g	90.58	160.86	1.80	10.05	10.05	0.29	2.51

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	0.00	0.00
b - b	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	0.00	0.00
c - c	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	0.00	0.00
d - d	0.04	163.87	1.80	10.05	10.05	0.09	- sez. compressa
e - e	0.02	162.84	1.80	10.05	10.05	0.09	- sez. compressa
f - f	0.01	161.80	1.80	10.05	10.05	0.09	- sez. compressa
g - g	0.00	160.77	1.80	10.05	10.05	0.09	- sez. compressa

17 VERIFICA SLE – FESSURAZIONE

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	0.00	0.00	0.000	0.200
c - c	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	0.00	0.00	0.000	0.200
d - d	91.84	164.23	1.80	10.05	10.05	0.29	2.48	0.005	0.200
e - e	91.42	163.11	1.80	10.05	10.05	0.29	2.49	0.005	0.200
f - f	91.00	161.98	1.80	10.05	10.05	0.29	2.50	0.005	0.200
g - g	90.58	160.86	1.80	10.05	10.05	0.29	2.51	0.005	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	0.00	0.00	0.000	0.200
c - c	0.00	0.00	0.80	10.05	10.05	0.00	0.00	0.000	0.200
d - d	0.00	164.23	1.80	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200 sez. compressa
e - e	0.00	163.11	1.80	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200 sez. compressa
f - f	0.00	161.98	1.80	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200 sez. compressa
g - g	0.00	160.86	1.80	10.05	10.05	0.00	-	-	0.200 sez. compressa

MURI DI RECINZIONE

MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674 al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	77 di 80

18 VERIFICHE STRUTTURALI – PALI DI FONDAZIONE

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari - UNI EN 10219 - 2 -1999

Dott. Ing. Simone Caffè

Diametro esterno nominale	D	244.50 [mm]
Spessore nominale	T	10.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	224.50 [mm]

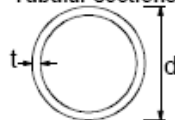
CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	73.7 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	5073 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	8.30 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	415 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	550 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	10146 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	830 [cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	275 [MPa]
Coefficiente ε	ε	0.92 [-]
Classificazione		
Diametro	d	244.50 [mm]
Spessore	t	10.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	24.45 [-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1

Tubular sections



Class	Section in bending and/or compression					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTE For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71
	ϵ^2	1.00	0.85	0.66	0.56	0.51

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	78 di 80

18.1 CONDIZIONI STATICHE E SISMICHE

VERIFICHE DI RESISTENZA		per sezioni di classe 1,2	
$\gamma_{M0} =$	1.05		
$\gamma_{M1} =$	1.1		
Sollecitazioni di progetto	$N_{ed} =$	627.64	KN
	$M_{ed} =$	9.93	KNm
	$V_{ed} =$	9	KN
Resistenze di calcolo	$N_{c,rd} =$	1929.46	KN
	$M_{c,rd} =$	144.11	KNm
	$V_{c,rd} =$	709.18	KN
Condizione			
$V_{ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,rd}$	SI	$\Rightarrow$	taglio non influenza la resistenza a flessione
		$\Rightarrow$	$\rho = (2V_{cd}/V_{c,rd}-1)^2 = 0$
Compressione	$N_{ed}/N_{c,rd} =$	0.325293	≤ 1
Flessione	$M_{ed}/M_{c,rd} =$	0.068906	≤ 1
Taglio	$V_{ed}/V_{c,rd} =$	0.012691	≤ 1
Flessione e Taglio			
	$M_{V,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} =$	144.1094	KNm
	$M_{ed}/M_{V,rd} =$	0.068906	≤ 1
Presso-Flessione			
	$n=N_{ed}/N_{c,rd} =$	0.325293	
	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{c,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	127.6615	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	0.077784	≤ 1
Presso-Flessione e Taglio			
	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{V,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	127.6615	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	0.077784	≤ 1

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	79 di 80

18.1 CONDIZIONI ECCEZIONALI – PRESENZA DI URTO

VERIFICHE DI RESISTENZA		per sezioni di classe 1,2	
$\gamma_{M0} =$	1		
$\gamma_{M1} =$	1		
Sollecitazioni di progetto	$N_{ed} =$	675.89	KN
	$M_{ed} =$	38.77	KNm
	$V_{ed} =$	35.15	KN
Resistenze di calcolo	$N_{c,rd} =$	2025.93	KN
	$M_{c,rd} =$	151.31	KNm
	$V_{c,rd} =$	744.64	KN
Condizione			
$V_{ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,rd}$	SI	$\Rightarrow$ taglio non influenza la resistenza a flessione	
		$\Rightarrow \rho = (2V_{ed}/V_{c,rd}-1)^2 = 0$	
Compressione	$N_{ed}/N_{c,rd} =$	0.333619	≤ 1
Flessione	$M_{ed}/M_{c,rd} =$	0.256221	≤ 1
Taglio	$V_{ed}/V_{c,rd} =$	0.047204	≤ 1
Flessione e Taglio			
	$M_{V,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} =$	151.3149	KNm
	$M_{ed}/M_{V,rd} =$	0.256221	≤ 1
Presso-Flessione			
	$n = N_{ed}/N_{c,rd} =$	0.333619	
	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{c,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	133.0207	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	0.291458	≤ 1
Presso-Flessione e Taglio			
	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{V,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	133.0207	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	0.291458	≤ 1

MURI DI RECINZIONE
MU19 Muro di recinzione lato linea storica dal km 3+674
al km 3+950 e dal km 4+042 al km 4+096

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU1900 001	A	80 di 80

19 INCIDENZA

INCIDENZA		
Elevazione	40	kg/m ³
Fondazione	40	kg/m ³