

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**U.O. INFRASTRUTTURE SUD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

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

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali

Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL MU0000 007 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Ott-2020	G.Romano	Ott-2020	M.D'Avino	Ott-2020	D.Tiberti Gen-2021
B	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Gen-2021	G.Romano	Gen-2021	M.D'Avino	Gen-2021	ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Generale UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Danilo Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10176

NN1X.0.0.D.78.CL.MU.00.0.0.007.B

n. Elab.:

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	1 di 82

INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>6</b>
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI .....	6
3.1.1	<i>Documenti di progetto</i> .....	6
3.1.2	<i>Normativa e istruzioni</i> .....	6
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</b> .....	<b>7</b>
4.1	CALCESTRUZZO .....	7
4.1.1	<i>Calcestruzzo per fondazione e elevazione</i> .....	7
4.1.2	<i>Calcestruzzo per riempimento micropali</i> .....	7
4.2	ACCIAIO .....	8
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i> .....	8
4.2.2	<i>Acciaio armatura micropalo</i> .....	8
<b>5</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOTECNICO</b> .....	<b>9</b>
5.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO AI FINI DEL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA .....	9
<b>6</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE</b> .....	<b>10</b>
6.1	VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE .....	11
6.2	VERIFICA A CARICO LIMITE DEI MICROPALI DI FONDAZIONE .....	11
6.3	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE .....	12
<b>7</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE</b> .....	<b>14</b>
<b>8</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)</b> .....	<b>16</b>
8.1	CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE) .....	17
<b>9</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI SLU</b> .....	<b>18</b>
9.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ....	18
9.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE .....	18
9.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO .....	18
<b>10</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI SLE</b> .....	<b>20</b>
10.1	VERIFICHE ALLE TENSIONI .....	20
10.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE .....	20
<b>11</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE – URTO</b> .....	<b>21</b>
<b>12</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO</b> .....	<b>22</b>
12.1	PESI PROPRI .....	22
12.1	CARICHI PERMANENTI: SPINTA DEL TERRENO .....	23
12.2	CARICHI PERMANENTI: SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA .....	25
12.3	CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO .....	25
12.4	VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER OPERE MINORI SOTTOBINARIO: CARICO EQUIVALENTE .....	26
12.5	AZIONI ECCEZIONALI .....	28
12.6	AZIONE SISMICA .....	29
12.6.1	<i>Vita nominale</i> .....	30
12.6.2	<i>Classe d'uso</i> .....	30
12.6.3	<i>Periodo di riferimento</i> .....	31
12.6.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i> .....	31

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	2 di 82

12.6.5	Caratterizzazione sismica del terreno.....	32
<b>13</b>	<b>COMBINAZIONE DI CARICO .....</b>	<b>37</b>
<b>14</b>	<b>PROGETTO E VERIFICA .....</b>	<b>40</b>
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 micropalo compresso – urto.....	57
14.3.4	Verifica micropalo teso – urto .....	59
14.3.5	Verifica a carico limite orizzontale – condizioni drenate .....	61
14.3.6	Verifica a carico limite orizzontale – condizioni non drenate .....	63
14.3.7	Verifica a carico limite orizzontale – condizioni drenate - urto .....	65
14.3.8	Verifica a carico limite orizzontale – condizioni non drenate .....	67
14.4	CALCOLO DEI CEDIMENTI .....	69
14.5	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	70
14.6	VERIFICHE STRUTTURALI .....	74
14.6.1	Calcolo delle sollecitazioni.....	74
<b>15</b>	<b>VERIFICA SLU.....</b>	<b>76</b>
<b>16</b>	<b>VERIFICA SLE – TENSIONE .....</b>	<b>77</b>
<b>17</b>	<b>VERIFICA SLE – FESSURAZIONE .....</b>	<b>77</b>
<b>18</b>	<b>VERIFICA SLU IN PRESENZA DI URTO .....</b>	<b>78</b>
<b>19</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI – PALI DI FONDAZIONE .....</b>	<b>79</b>
<b>20</b>	<b>VERIFICA STRUTTURALE – PALI DI FONDAZIONE SOGGETTI A URTO.....</b>	<b>81</b>
<b>21</b>	<b>INCIDENZA .....</b>	<b>82</b>

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	3 di 82

## 1 PREMESSA

Il presente documento illustra il dimensionamento e le verifiche dei muri su micropali realizzati a protezione delle pile dei viadotti che si sviluppano al di sopra della nuova linea metro Salerno.

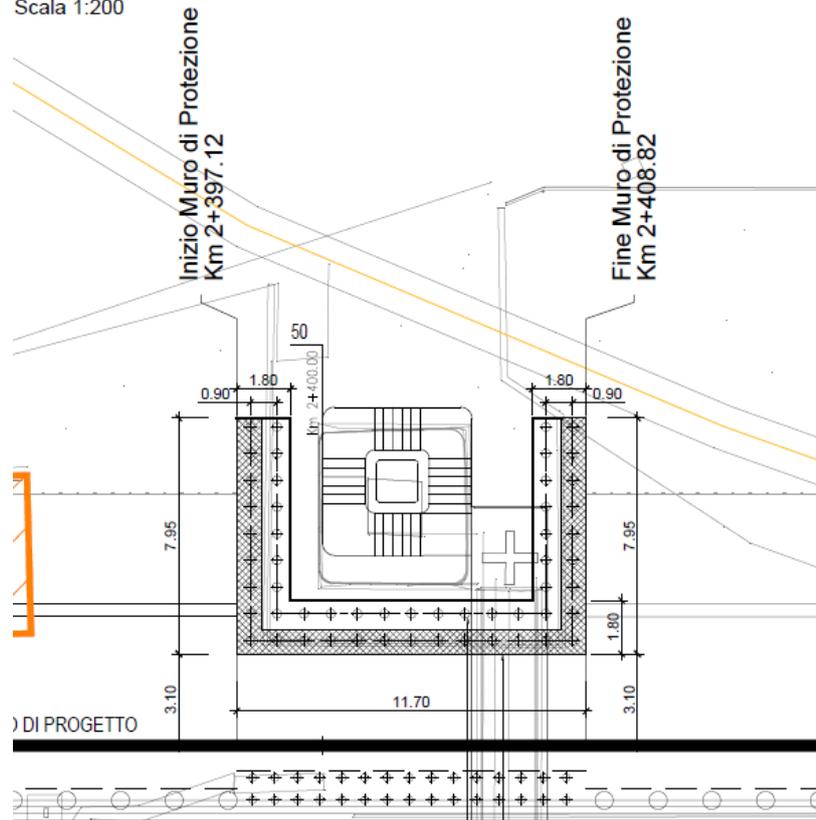
La tipologia analizzata si presenta in corrispondenza di due tratti:

- alla progressiva 2+400 km;
- alla progressiva 3+500 km.

## MURO di PROTEZIONE

### PIANTA

Scala 1:200



**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	4 di 82

## MURO di PROTEZIONE

### PIANTA

Scala 1:200

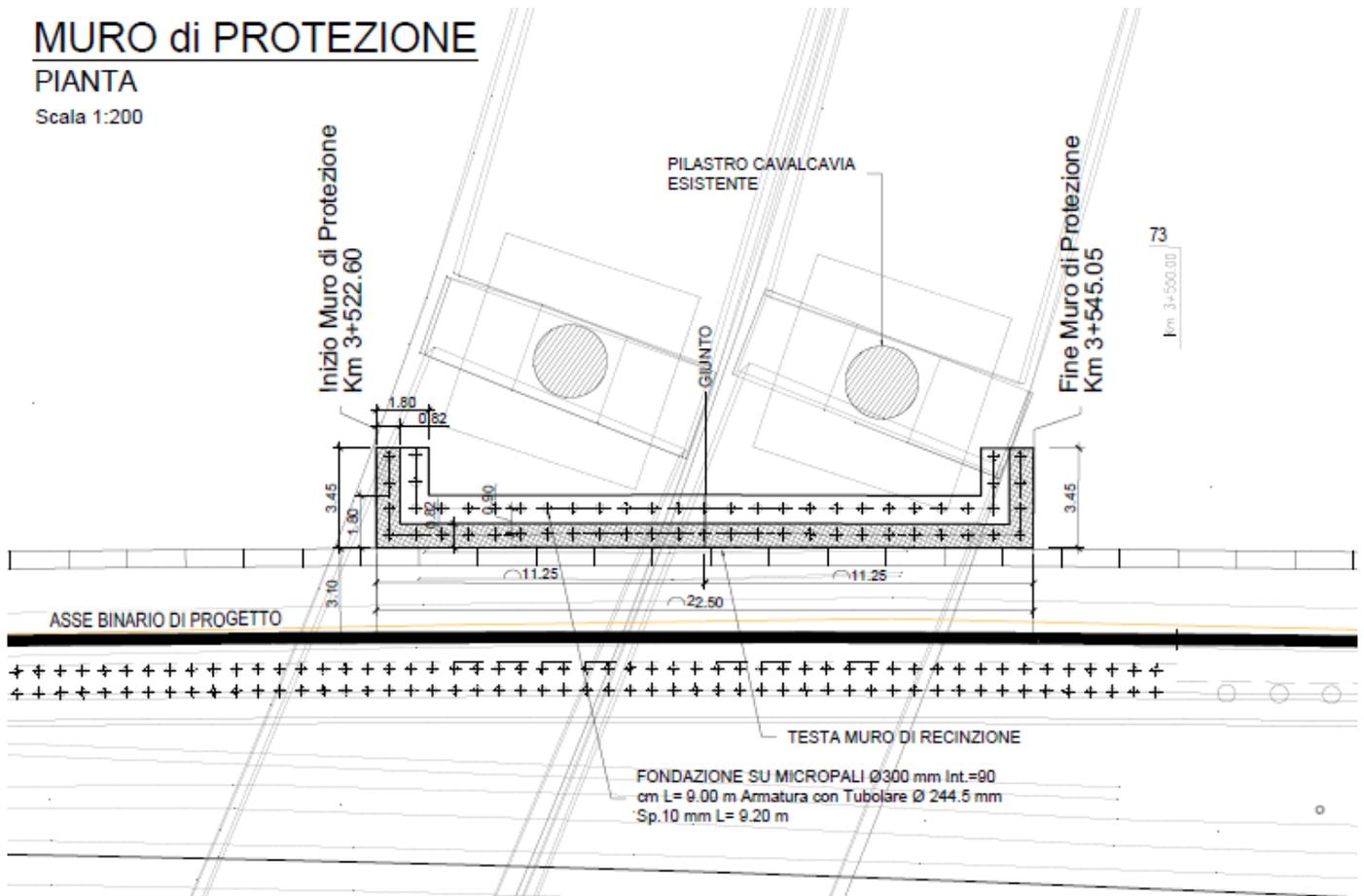


Figura 1 – Planimetrie opere dimensionate.



MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	6 di 82

### 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

- NN1400D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale”;
- NN1400D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – “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

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	7 di 82

## 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
– $R_{ck} = 40$ MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione
– $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20$ N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica a compressione;
– $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 18.81$ N/mm <sup>2</sup>	Resistenza di calcolo a compressione del cls;
– $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3.10$ N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media a trazione del cls;
– $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17$ N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica a trazione del cls;
– $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44$ N/mm <sup>2</sup>	Resistenza di calcolo a trazione del cls.
– $f_{bk} = 2.25 \eta \cdot f_{ctk} = 4.88$ N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza del cls,

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

– $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 3.25$ N/mm <sup>2</sup>	Resistenza di calcolo di aderenza del cls.
– $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20$ N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media cilindrica a compressione del cls;
– $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33642.78$ N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico del calcestruzzo
– $\sigma_c < 0.55 \cdot f_{ck} = 18.26$ N/mm <sup>2</sup>	tensione massima di eserc. per il cls con comb. rara;
– $\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck} = 13.28$ N/mm <sup>2</sup>	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	$E_c = 31.447$ N/mm <sup>2</sup> ;
– resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 24,90$ N/mm <sup>2</sup> ;
– resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 32,90$ N/mm <sup>2</sup> ;
– resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,11$ N/mm <sup>2</sup> ;
– resistenza a trazione ( valore medio )	$f_{ctm} = 2,56$ N/mm <sup>2</sup> ;
– resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1,79$ N/mm <sup>2</sup> ;
– resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2,15$ N/mm <sup>2</sup> ;
– resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1,19$ N/mm <sup>2</sup> .

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	8 di 82

## 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)

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	9 di 82

## 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 poggiano le opere analizzate 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 delle barriere antirumore e i relativi micropali è caratterizzato dai valori dei parametri di calcolo riportati.

L'opera analizzata ricade in entrambe le condizioni all'interno del terreno L1 per i primi 6 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 $E'=E_0/5$
	$\gamma$	$\varphi'$	$c'$	$C_u$	$E_0^{(1)}$		k	$E'$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
<b>Limo scarsa consistenza L1</b> <sup>(5)</sup>	18	23	3	30	140	<10	$3.5 \cdot 10^{-6}$	25
<b>Ghiaia/sabbia G/S</b> <sup>(7)</sup>	19	35	-	-	550	30-50	$7.8 \cdot 10^{-5} - 1.5 \cdot 10^{-4}$	110

La falda è considerata ad una profondità di 4.50 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 PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU0000 007

REV.

B

FOGLIO

10 di 82

## 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.

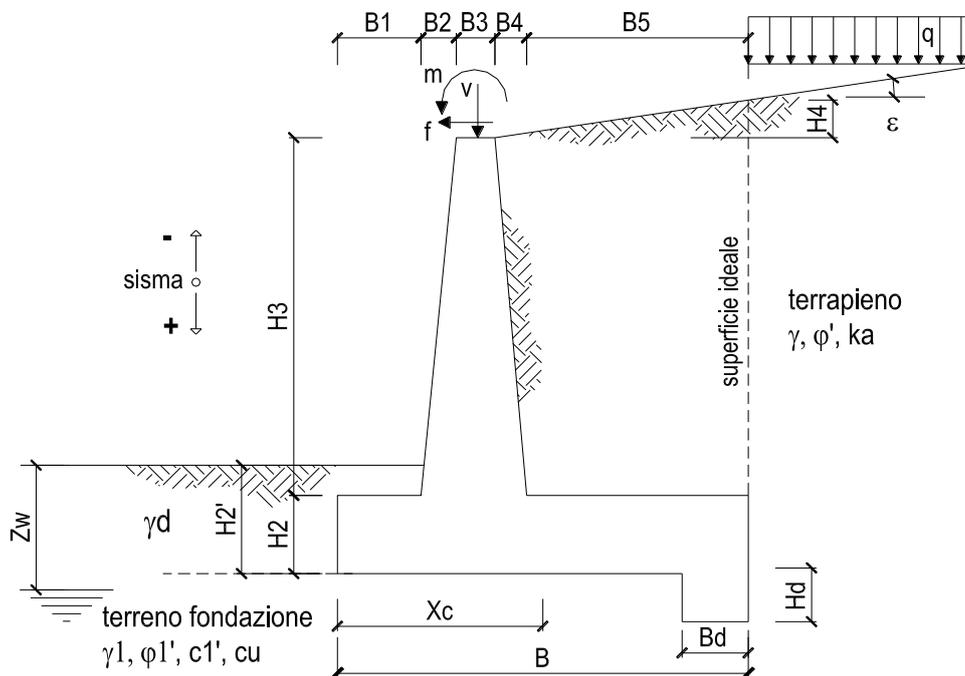
La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al §6.8 delle NTC2018, secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC18.

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,  $\delta$ , si assume pari a 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  $Q_{Ed}$ .

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

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

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  $\sigma'_{vL}$  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  $\sigma'_{vL}$  risulterebbe minore della tensione litostatica.

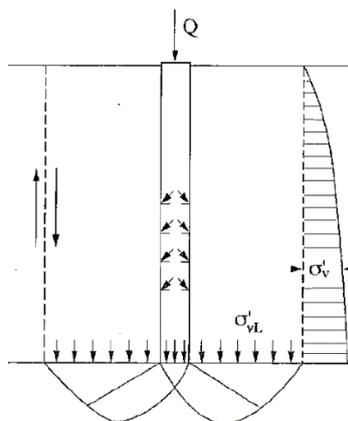


Figura 3 – Valori effetto silo (Berezantzev et al. 1961).

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	12 di 82

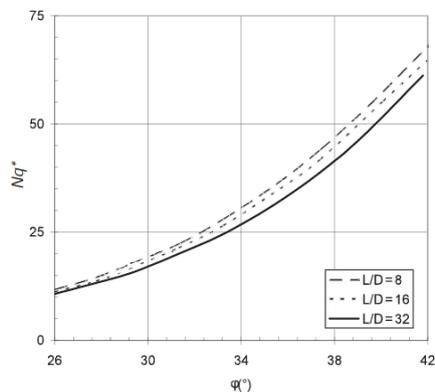


Figura 4 – Valori di  $N_q$  secondo Berezantzev 1965.

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  $\delta$  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 PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	13 di 82

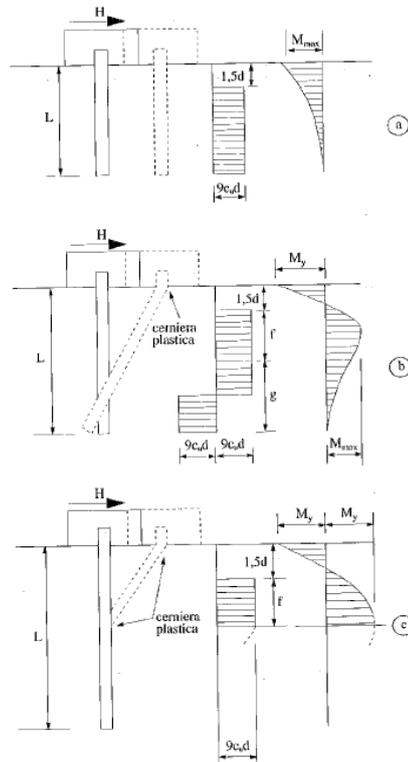


Figura 5 – a) palo corto; b) palo intermedio; c) palo lungo.

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	14 di 82

## 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:

$\beta_m$  = 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  $\beta_m$  assume valore unitario.

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	15 di 82

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  $\beta_m$  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:

$\phi$  = angolo di attrito interno del terrapieno;

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

$\beta$  = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

$\delta$  = angolo di attrito terrapieno – muro;

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

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	16 di 82

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

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 PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	17 di 82

## 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:  $\beta$  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  $\beta$  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  $\delta$  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.

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	18 di 82

## 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:

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

- 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 PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 007

B

19 di 82

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

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

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

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

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

$A_{s1}$  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;

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \text{cot}\theta \leq 2,5$  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 PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	20 di 82

## 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:

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	21 di 82

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	$\leq w_1$

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 GEOTECNICHE – URTO

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

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	22 di 82

## 12 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

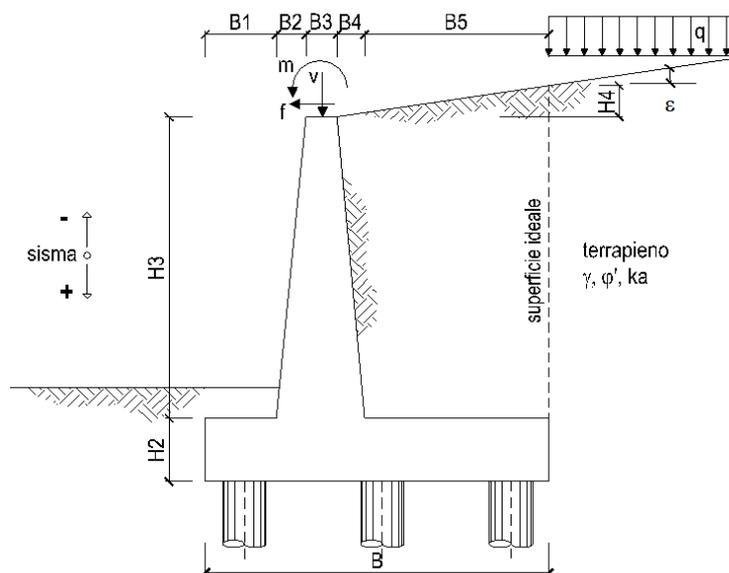
Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

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 =	0.63	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.82	(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 =	0.98	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	23 di 82

## 12.1 CARICHI PERMANENTI: SPINTA DEL TERRENO

La parte di muro fuori calcolo viene considerata come forza verticale agente in testa al muro:

$$v_p = 25 \cdot (0.82 + 3.27) = 67 \text{ kN/m.}$$

Inoltre 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  $k_a$ .

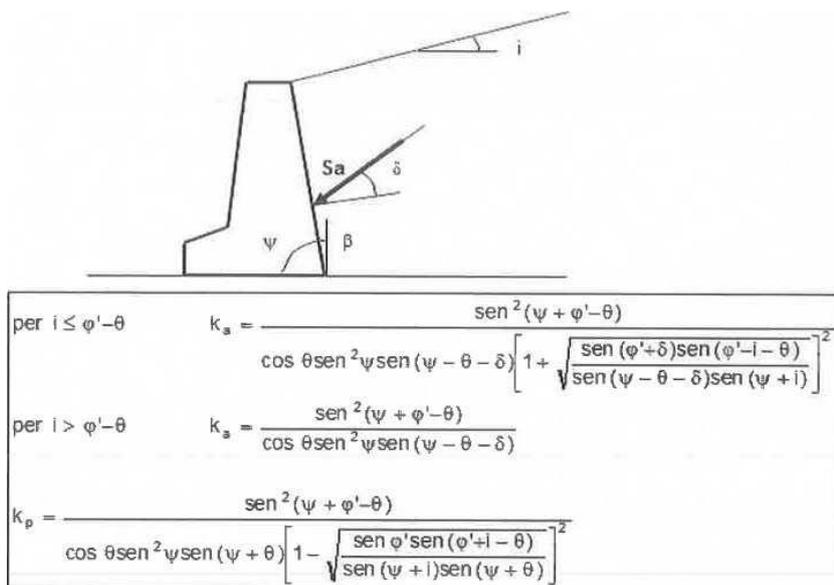


Figura 6 – Coefficiente di spinta attiva e passiva.

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  $\delta$  della risultante della spinta viene posto pari a 0.

<b>Dati Geotecnici</b>			<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>	
			<b>SLE</b>		<b>STR/GEO</b>	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	38.00	38.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20.00	20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	0.00	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 PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

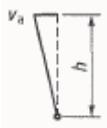
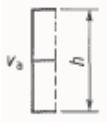
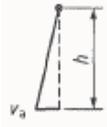
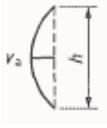
D 78

CL MU0000 007

B

24 di 82

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:

$$k_0 = 1 - \tan\phi$$

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:

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

$$v_a/h = 6.96 \text{ mm}/1430\text{mm} = 0,004867 = 0,5\% > 0,1$$

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

## 12.2 CARICHI PERMANENTI:SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA

Il manuale di progettazione ove non si eseguano valutazioni più dettagliate prevede per la determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata e dell'armamento (sovrastuttura ferroviaria) che potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, un peso di volume pari a  $18,0 \text{ kN/m}^3$  applicato sull'impronta del ballast, per una altezza media fra il piano del ferro (P.F.) e l'estradosso del sub-ballast pari a  $0,80 \text{ m}$  (al carico è stato poi applicato un coefficiente parziale di sicurezza pari a  $1,5$ ).

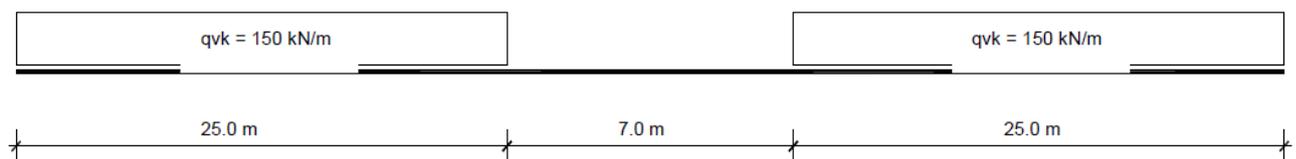
$$p = 18.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.80 \text{ m} = 14.40 \text{ kPa.}$$

## 12.3 CARICHI MOBILI DA TRAFFICO FERROVIARIO

Le azioni variabili su opere di sostegno sono definite dal par. 3.5.2.3.4 del Manuale di progettazione Parte II – Sezione 3 Corpo Stradale.

Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario si applica il carico verticale dovuto al treno di carico SW2 uniformemente distribuito su una larghezza trasversale di calcolo fino a livello del piano campagna. Il treno di carico SW2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

Il treno di carico SW2 è schematizzato nella figura seguente.



**Figura 7 – Treno di carico SW2.**

Per la ripartizione si considera

- $B_t = 2.40 \text{ m} + 2 \times 0.40\text{m} = 2.60\text{m}$

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	26 di 82

I carichi verticali sono definiti per mezzo dei modelli di carico elencati nella seguente tabella. I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente  $\alpha$  che deve assumersi come da tabella seguente:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " $\alpha$ "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

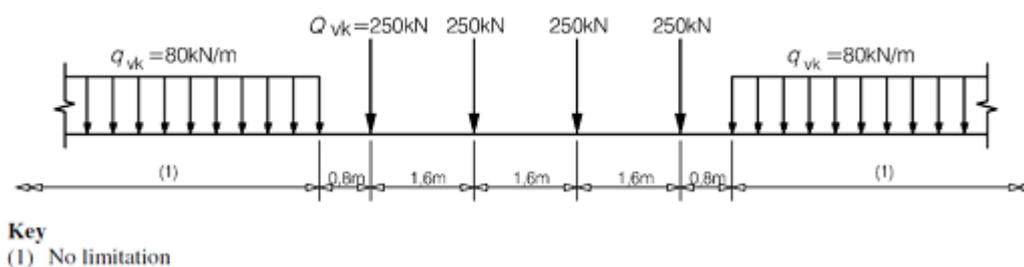
**Figura 8 – Coefficienti  $\alpha$  per modelli di carico.**

Il valore considerato di carico distribuito in corrispondenza della zona sopra la soletta, risulta dunque:

$$Q = 150 \text{ kN} \quad q_{var} = (150/2.60) * 1.0 = 57.7 \text{ kN/m}^2$$

#### 12.4 VERIFICA REQUISITI S.T.I. PER OPERE MINORI SOTTOBINARIO: CARICO EQUIVALENTE

Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

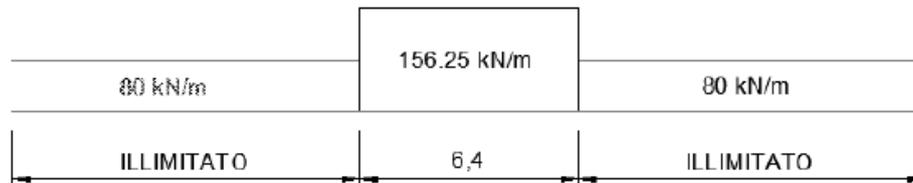
Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

MURI DI PROTEZIONE

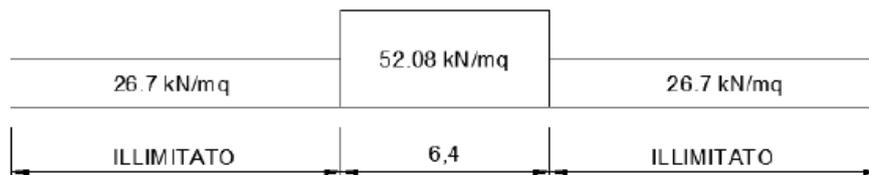
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	27 di 82

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



A tali carichi si deve applicare il coefficiente  $\alpha$  relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

**Fattore alfa ( $\alpha$ ) per la progettazione di strutture nuove**

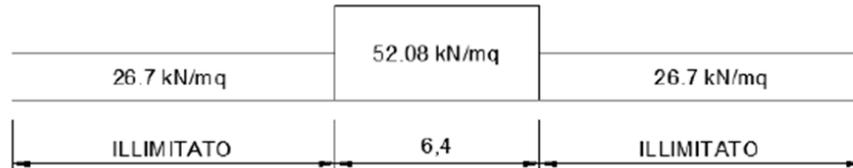
Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa ( $\alpha$ )
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	28 di 82

Nel caso in esame, il coefficiente  $\alpha$  è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P2-P4 per il traffico passeggeri ed F1 per il traffico merci per cui, alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



Considerando la ripartizione dei carichi attraverso il sottostante rilevato fino alla quota della testa dell'opera di sostegno con un angolo pari all'angolo di attrito interno del terreno ( $38^\circ$ ) si ottiene un carico in corrispondenza del piano orizzontale alla quota della testa dell'opera di sostegno pari a:

$$q_{\text{var}} = (52.08 \text{ kN/m}^2 \times 3.0\text{m}) / (3.0\text{m} + 2 \times 0.4\text{m} \times 1/4) = 48.82 \text{ kN/m}^2$$

Ai fini delle verifiche del carico equivalente si considera, in tutte le relazioni di calcolo specifiche, il carico equivalente SW2 pari a  $57.69 \text{ kN/m}^2$  a vantaggio di sicurezza rispetto ai  $48.82 \text{ kN/m}^2$  calcolati con riferimento alle STI.

### 12.5 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:

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

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

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	29 di 82

## 12.6 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.

### 12.6.1 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 <sup>(1)</sup>	Vita Nominale [ $V_N$ ] <sup>(1)</sup>
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE ESISTENTI OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' 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	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>
(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  $V_N = 75$ .

### 12.6.2 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

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	31 di 82

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  $C_U = 1.5$ .

### 12.6.3 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  $C_U$  :

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

### 12.6.4 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
<b>SLE</b>	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
<b>SLU</b>	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)
<b>SLE</b>	<b>SLO</b>	68
	<b>SLD</b>	113
<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	1068
	<b>SLC</b>	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.

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	32 di 82

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.

### 12.6.5 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 PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 007

B

33 di 82

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 PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	34 di 82

## 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

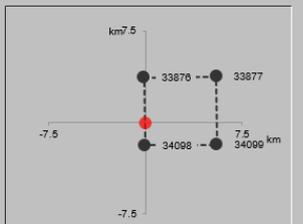
Grafici spettri di risposta

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) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="68"/> <input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="1068"/> <input type="text" value="2193"/>

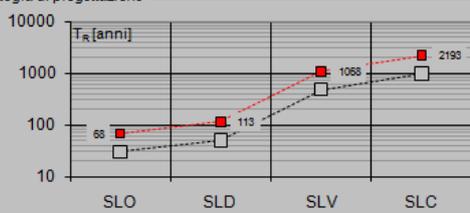
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	35 di 82

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

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato: **SLV** info

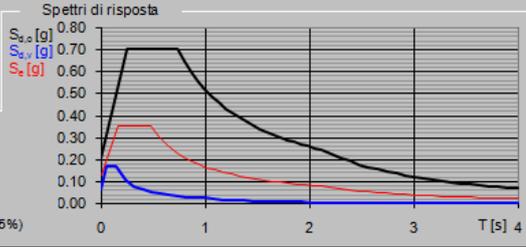
**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo: **E** info  $S_s = 1.600$   $C_o = 1.546$  info  
 Categoria topografica: **T1** info  $h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**  
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%): **5**  $\eta = 1.000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_o$ : **1** Regol. in altezza: **no** info

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto Fattore  $q$ : **1**  $\eta = 1.000$  info

**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta  
 Parametri e punti spettri di risposta

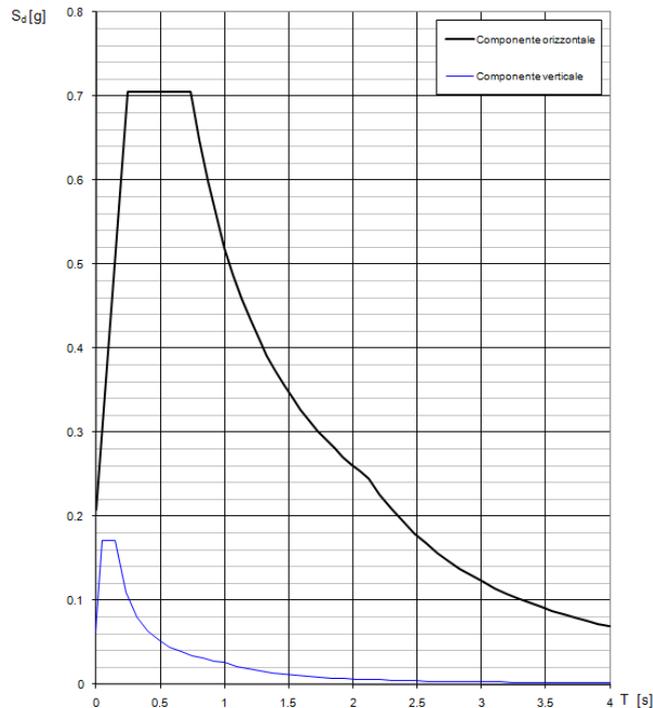
**Spettri di risposta**



— 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 PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 007

B

36 di 82

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_s$	0.130 g
$F_o$	2.710
$T_c$	0.477 s
$S_s$	1.600
$C_c$	1.546
$S_T$	1.000
$q$	0.800

**Parametri dipendenti**

$S$	1.600
$\eta$	1.250
$T_B$	0.246 s
$T_c$	0.738 s
$T_D$	2.121 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.208
$T_B$	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.

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	37 di 82

### 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:

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

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  $\gamma_F$ ,  $\gamma_M$  e  $\gamma_R$  (relativi alle resistenze dei pali soggetti a carichi assiali), nonché i coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. 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 PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	38 di 82

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

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

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

<sup>(2)</sup> 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.

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

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

<sup>(5)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(6)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
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 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di carico	$g_{F2}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	$g_{F3}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{F4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 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.

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

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

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

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	39 di 82

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

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

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

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

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU0000 007

REV.

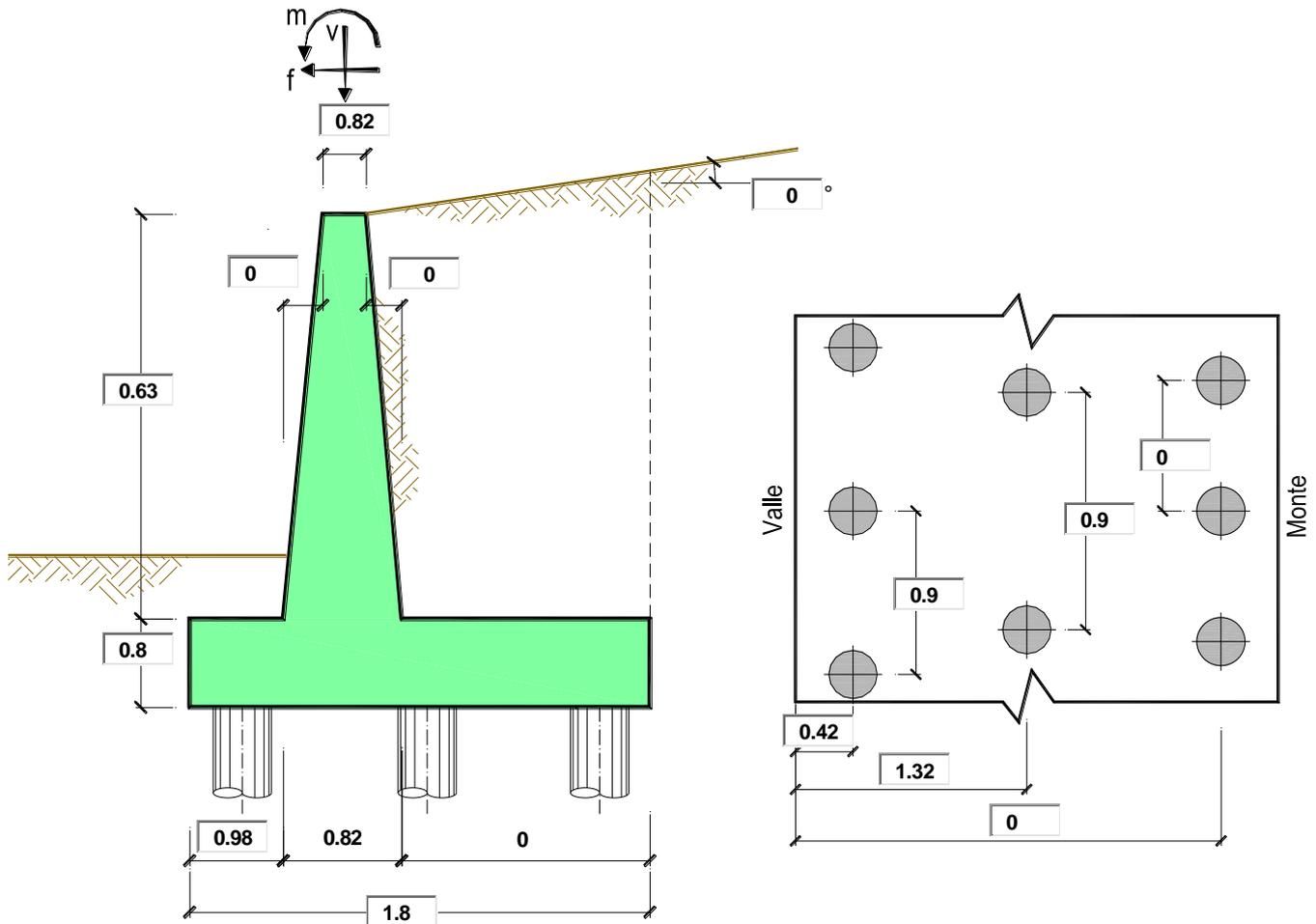
B

FOGLIO

40 di 82

## 14 PROGETTO E VERIFICA

### 14.1 DATI DI INPUT



#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.63	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.82	(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 =	0.98	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	41 di 82

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica

<b>Dati Geotecnici</b>			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	38.00	38.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20.00	20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	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	$\beta_s$	0.76	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.15808	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0790	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si

		SLE		STR/GEO	
Coeff. di Spinta a riposo		$k_0$	0.384	0.384	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	$k_a$	0.238	0.238	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	$k_{as+}$	0.319	0.319	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	$k_{as-}$	0.335	0.335	

<b>Carichi Agenti</b>			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_p$	14.40	18.72	
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	$f_p$	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	$v_p$	67.00	67.00	
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	$m_p$	0.00	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q$	57.00	85.50	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$f$	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$v$	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	$m$	0.00	0.00	
Coefficients di combinazione			condizione frequente $\Psi_1$	1.00	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_s$	11.40		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	$f_s$	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	$v_s$	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	$m_s$	0.00		

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	42 di 82

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione eccezionale con urto

<b>Carichi Agenti</b>		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	14.40	14.40
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	67.00	67.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	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 $\Psi 1$	1.00	condizione quasi permanente $\Psi 2$	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	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	C32/40		
Rck	40	(MPa)	
fck	32	(MPa)	
fc,m	40		
Ec	33346	(MPa)	
$\alpha_{cc}$	0.85		
$\gamma_c$	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)	

**Tensioni limite (tensioni ammissibili)**

condizioni statiche

$\sigma_c$	9.75	Mpa
$\sigma_r$	260	Mpa

condizioni sismiche

$\sigma_c$	8.5	Mpa
$\sigma_r$	260	Mpa

**Valore limite di apertura delle fessure**

Frequente	w1	0.2	mm
Quasi Permanente	w1	0.2	mm

**Acciaio**

tipo di acciaio	B450C	
f <sub>yk</sub> =	450	(MPa)
$\gamma_s$	1.15	
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / $\gamma_s$	391.30	(MPa)
Es =	210000	(MPa)
$\epsilon_{ys}$ =	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

**Copriferro** (distanza asse armatura-bordo)

c = 7.00 (cm)

**Copriferro minimo di normativa** (ricoprimento armatura)

c<sub>min</sub> = 5.00 (cm)

**Interferro tra I e II strato**

i<sub>I-II</sub> = 1.60 (cm)

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	43 di 82

## 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)	12.92	12.92
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)	48.92	48.92

- 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)	17.95	17.95
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)	50.35	50.35

- 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 PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	44 di 82

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	7.73
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	3.87

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	0.00
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	0.00

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

MPs1 h=	$k_h \cdot P_{m1} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs2 h=	$k_h \cdot P_{m2} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kN/m)	2.28
MPs3 h=	$k_h \cdot P_{m3} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 h=	$k_h \cdot P_{m4} \cdot (H_2/2)$	(kN/m)	2.28
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	4.55

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

MPs1 v=	$k_v \cdot P_{m1} \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kN/m)	0.00
MPs2 v=	$k_v \cdot P_{m2} \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kN/m)	1.42
MPs3 v=	$k_v \cdot P_{m3} \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kN/m)	0.00
MPs4 v=	$k_v \cdot P_{m4} \cdot (B/2)$	(kN/m)	2.56
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4$	(kN/m)	3.98

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

MPts1 h=	$k_h \cdot P_{t1} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	0.00
MPts2 h=	$k_h \cdot P_{t2} \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$k_h \cdot P_{t3} \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(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=	$k_v \cdot P_{t1} \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts2 v=	$k_v \cdot P_{t2} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$k_v \cdot P_{t3} \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0.00

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	45 di 82

14.2.2 Spinte in condizione statica

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot k0$	(kN/m) 7.86	10.22
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k0$	(kN/m) 7.91	10.29
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k0$	(kN/m) 31.33	46.99

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 7.86	10.22
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 7.91	10.29
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 31.33	46.99

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m) 3.75	4.87
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 5.66	7.36
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m) 22.40	33.60
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kN/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext perm =	$mp + fp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 120.60	120.60
Mfext acc =	$m + f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

N perm =	$Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 115.92	115.92
N acc min =	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 0.00	0.00
N acc max =	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m) 0.00	0.00

Risultante forze orizzontali (T)

T perm =	$Sth + Sqh \text{ perm} + fp$	(kN/m) 15.77	20.51
T acc =	$Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m) 31.33	46.99

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm =	$\Sigma M$	(kNm/m) -79.65	-82.47
MM acc (Nmin) =	$\Sigma M$	(kNm/m) -22.40	-33.60
MM acc (Nmax) =	$\Sigma M$	(kNm/m) -22.40	-33.60

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	46 di 82

**14.2.3 Spinte in condizione sismica+**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

	(kN/m)	SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot g \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	4.86	4.86
Sst1 sism = $0,5 \cdot g \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas + - Sst1 stat$	(kN/m)	2.17	2.17
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas +$	(kN/m)	6.57	6.57
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas +$	(kN/m)	5.20	5.20

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.86	4.86
Sst1h sism = $Sst1 sism \cdot \cos(d)$	(kN/m)	2.17	2.17
Ssq1h perm = $Ssq1 perm \cdot \cos(d)$	(kN/m)	6.57	6.57
Ssq1h acc = $Ssq1 acc \cdot \cos(d)$	(kN/m)	5.20	5.20

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 sism \cdot \sin(d)$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm = $Ssq1 perm \cdot \sin(d)$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 acc \cdot \sin(d)$	(kN/m)	0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica +

MSst1 stat = $Sst1h stat \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	2.32	2.32
MSst1 sism = $Sst1h sism \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kN/m)	1.04	1.04
MSst2 stat = $Sst1v stat \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v sism \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kN/m)	8.41	8.41
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kN/m)	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = $mp+ms$	( kNm/m )		0.00
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	( kNm/m )		0.00
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	( kNm/m )		93.13

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

Nmin = $Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	(kN/m)	119.78	119.78
Nmax = $Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc$	(kN/m)	119.78	119.78

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	(kN/m)	26.54	26.54
---	--------	-------	-------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = $\Sigma M$	(kNm/m)	131.14	131.14
MM (Nmax) = $\Sigma M$	(kNm/m)	131.14	131.14

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	47 di 82

*14.2.4 Spinte in condizione sismica-*

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

	SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot g \cdot (H_2 + H_3 + H_4)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 4.86	4.86
Sst1 sism = $0,5 \cdot g \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 1.45	1.45
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as}$	(kN/m) 6.90	6.90
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as}$	(kN/m) 5.46	5.46

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m) 4.86	4.86
Sst1h sism = Sst1 sism * cos(d)	(kN/m) 1.45	1.45
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos(d)	(kN/m) 6.90	6.90
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos(d)	(kN/m) 5.46	5.46

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m) 0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism * sen(d)	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen(d)	(kN/m) 0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen(d)	(kN/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica -

	SLE	STR/GEO
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> )/3)	(kN/m) 2.32	2.32
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> )/3)	(kN/m) 0.69	0.69
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kN/m) 0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kN/m) 0.00	0.00
MSSq1 = Ssq1h * ((H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> )/2)	(kN/m) 8.84	8.84
MSSq2 = Ssq1v * B	(kN/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = mp + ms	( kNm/m )	0.00
Mfext2 = (fp + fs) * (H <sub>3</sub> + H <sub>2</sub> )	( kNm/m )	0.00
Mfext3 = (vp + vs) * (B <sub>1</sub> + B <sub>2</sub> + B <sub>3</sub> /2)	( kNm/m )	93.13

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

Nmin = P <sub>m</sub> + P <sub>t</sub> + v <sub>p</sub> + v <sub>s</sub> + Sst1v + Ssq1v + P <sub>s</sub> v + P <sub>ts</sub> v	(kN/m)	112.05	112.05
Nmax = P <sub>m</sub> + P <sub>t</sub> + v <sub>p</sub> + v <sub>s</sub> + Sst1v + Ssq1v + P <sub>s</sub> v + P <sub>ts</sub> v + q acc	(kN/m)	112.05	112.05

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P <sub>s</sub> h + P <sub>ts</sub> h	(kN/m)	26.41	26.41
--	--------	-------	-------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM (Nmin) = ∑M	(kNm/m)	123.10	123.10
MM (Nmax) = ∑M	(kNm/m)	123.10	123.10

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	48 di 82

Sollecitazioni combinazioni statiche e sismiche

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU

caso	Np		Mp		Tp		
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	
statico	Nmin	115.92	0.00	183.32	33.60	20.51	46.99
	Nmax	115.92	0.00	183.32	33.60		
sisma+	Nmin	119.78		-26.93		26.54	
	Nmax	119.78		-26.93			
sisma-	Nmin	112.05		-25.62		26.41	
	Nmax	112.05		-25.62			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	269.08		-164.76				30.37
	Nmax	269.08		-164.76				
sisma+	Nmin	53.90		80.83				11.94
	Nmax	53.90		80.83				
sisma-	Nmin	50.42		76.04				11.88
	Nmax	50.42		76.04				

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]
	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
statico	rara	0.00	0.00		22.40	-22.40		31.33
	freq.	115.92	0.00	180.50	22.40	-22.40	15.77	31.33
	quasi perm		0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin	119.78			-26.93			26.54
	Nmax	119.78			-26.93			
sisma-	Nmin	112.05			-25.62			26.41
	Nmax	112.05			-25.62			

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]
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
statico	rara	0.00		-22.40				14.10
	freq.	52.16		-128.34			7.10	14.10
	quasi perm		0.00		0.00			0.00
statico	rara	0.00		22.40				14.10
	freq.	52.16		-128.34			7.10	14.10
	quasi perm		0.00		0.00			0.00
sisma+	Nmin	53.90		80.83				11.94
	Nmax	53.90		80.83				
sisma-	Nmin	50.42		76.04				11.88
	Nmax	50.42		76.04				

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	49 di 82

Sollecitazioni combinazioni eccezionali – 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]	
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	
statico	Nmin	115.92	0.00	180.50	332.25	15.77	75.00
	Nmax	115.92	0.00	180.50	332.25		
sisma+	Nmin	119.78		-30.65		21.34	
	Nmax	119.78		-30.65			
sisma-	Nmin	112.05		-29.53		20.94	
	Nmax	112.05		-29.53			

Sollecitazioni sui pali SLU

caso	N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
statico	Nmin	564.91		-460.59			40.85	
	Nmax	564.91		-460.59				
sisma+	Nmin	53.90		84.55			9.60	
	Nmax	53.90		84.55				
sisma-	Nmin	50.42		79.95			9.42	
	Nmax	50.42		79.95				

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]
	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Acc. Nmin	Acc. Nmax	Permanenti	Accidentali
statico	rara	0.00	0.00		332.25	-332.25		75.00
	freq.	115.92	0.00	180.50	332.25	-332.25	15.77	75.00
	quasi perm		0.00		0.00	0.00		0.00
sisma+	Nmin	119.78			-30.65		21.34	
	Nmax	119.78			-30.65			
sisma-	Nmin	112.05			-29.53		20.94	
	Nmax	112.05			-29.53			

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]	
	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali	Permanenti	Accidentali
statico	rara	0.00		-332.25				33.75
	freq.	52.16		-128.34			7.10	33.75
	quasi perm		0.00		0.00			0.00
statico	rara	0.00		332.25				33.75
	freq.	52.16		-128.34			7.10	33.75
	quasi perm		0.00		0.00			0.00
sisma+	Nmin	53.90		84.55			9.60	
	Nmax	53.90		84.55				
sisma-	Nmin	50.42		79.95			9.42	
	Nmax	50.42		79.95				

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 007

B

50 di 82

### 14.3 VERIFICHE PORTANZA VERTICALE MICROPALI

Per la valutazione dei coefficienti  $\alpha$  e  $s$  si fa riferimento alle seguenti tabelle:

Valori del coefficiente $\alpha$ ( $V_s = L_s \cdot \pi \cdot d_s^2 / 4$ )				
TERRENO	Valori di $\alpha$		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	
Calcarei mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
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
Marne, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

MURI DI PROTEZIONE  
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	51 di 82

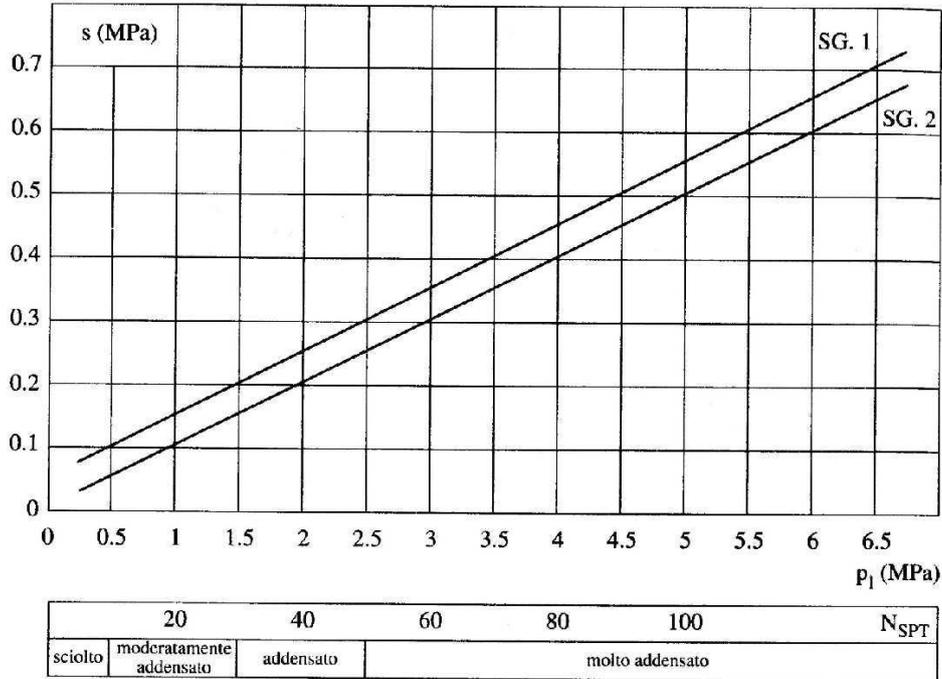


Fig. 13.16. Abaco per il calcolo di  $s$  per sabbie e ghiaie

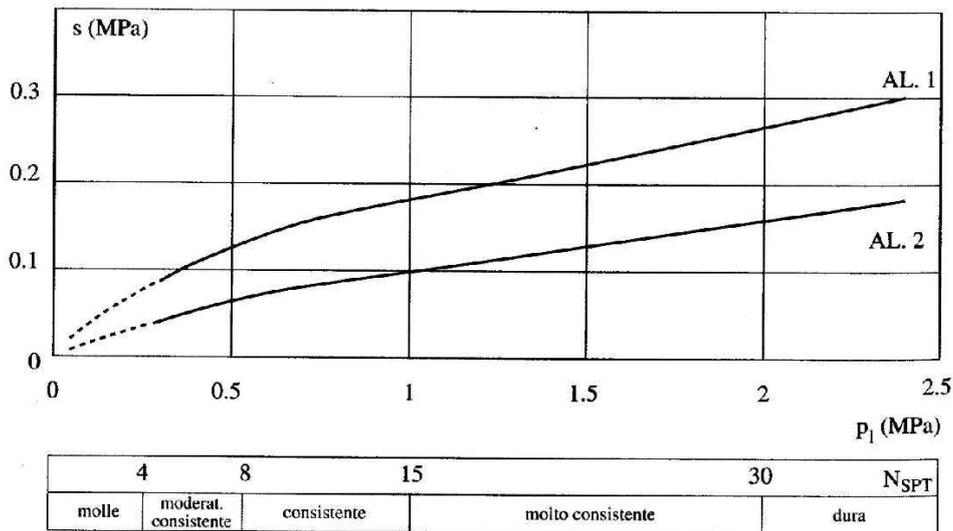


Fig. 13.17. Abaco per il calcolo di  $s$  per argille e limi

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	52 di 82

A partire dalla relazione geotecnica vengono assunti i seguenti parametri.

Unità geotecnica	$\alpha$	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  $\xi$  (vedi Tab.6,4,IV delle NTC2018 riportata nel seguito), in funzione del numero n di verticali di indagine.

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

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

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

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

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU0000 007

REV.

B

FOGLIO

53 di 82

### 14.3.1 Verifica micropalo compresso

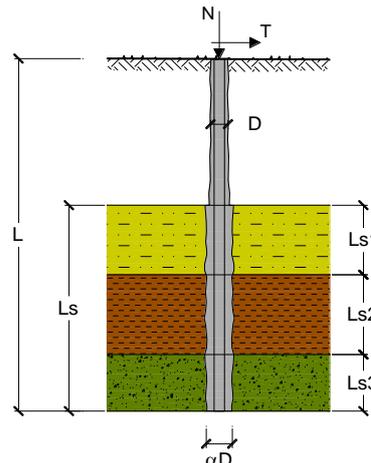
#### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropalo

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	269.08	0.00	269.08
T (kN)	30.37	0.00	30.37



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_s$	$\gamma_{s\text{traz}}$
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
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	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_s$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_t$	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): 9.00 (m)

Armatura:

IPE   
 INP   
 HEA   
 HEB   
 HEM   
 Tubi   
 ALTRO

IPE 180    INP 160    HEA 300    HEB 160    HEM 200     $\phi 244,5 \times 10,0$

**$\phi 244,5 \times 10,0$**

Area dell'armatura (Aarm): 7367 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 5.073E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 414,981 (mm<sup>3</sup>)

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	54 di 82

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430) ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio ( $f_y$ ):	275	(N/mm <sup>2</sup> )
Coefficiente Parziale Acciaio $\gamma_M$	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio ( $\sigma_{lim}$ ):	262	(N/mm <sup>2</sup> )
Modulo di elasticità dell'acciaio ( $E_{arm}$ ):	210,000	(N/mm <sup>2</sup> )

**Coefficiente di Reazione Laterale:**

Coeff. di Winkler (k): 6.0 (MN/m<sup>3</sup>)

**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)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	$S_i$ media (MPa)	$S_i$ minima (MPa)	$S_i$ calcolo (MPa)	$Qsi$ (kN)
L1	6.00	1.10	0.33	0.070	0.070	0.036	222.72
GS	4.00	1.30	0.39	0.150	0.150	0.077	376.03
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 10.00$  (m)  $QI = 598.75$  (kN)

**Capacità portante di punta**

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

(consigliato 10-15%)

% Punta

15%

$Qp = 89.81$  (kN)

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

$$Qlim = Qb + QI$$

$Qlim = 688.56$  (kN)

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

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

$Fs = 2.56$

**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):

$M = 33.50$  (kN m)

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU0000 007

REV.

B

FOGLIO

55 di 82

### 14.3.2 Verifica micropalo teso

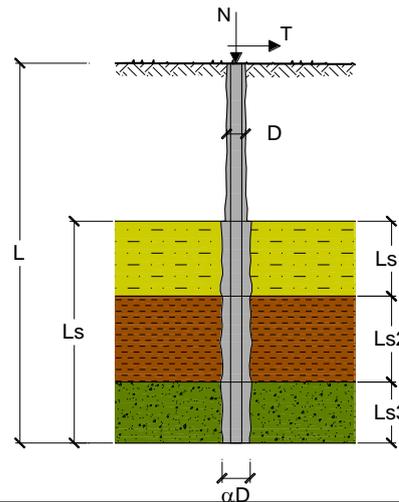
#### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropalo

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	-164.76	0.00	-164.76
<b>T (kN)</b>	30.37	0.00	30.37



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_s$	$\gamma_{s\text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_s$	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>							
$\xi_t$	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>							

Caratteristiche del micropalo:

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

Lunghezza del micropalo (L): 9.00 (m)

Armatura:

IPE   
 INP   
 HEA   
 HEB   
 HEM   
 Tubi   
 ALTRO

IPE 180    INP 160    HEA 300    HEB 160    HEM 200     $\phi 244,5 \times 10,0$

**$\phi 244,5 \times 10,0$**

Area dell'armatura (Aarm): 7367 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 5.073E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 414,981 (mm<sup>3</sup>)

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	56 di 82

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430) ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio ( $f_y$ ):	275	(N/mm <sup>2</sup> )
Coefficiente Parziale Acciaio $\gamma_M$	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio ( $\sigma_{lim}$ ):	262	(N/mm <sup>2</sup> )
Modulo di elasticità dell'acciaio ( $E_{arm}$ ):	210,000	(N/mm <sup>2</sup> )

**Coefficiente di Reazione Laterale:**

Coeff. di Winkler (k): 6.0 (MN/m<sup>3</sup>)

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**

**Capacità portante di fusto**

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore $Is_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	$S_i$ media (MPa)	$S_i$ minima (MPa)	$S_i$ calcolo (MPa)	$Qs_i$ (kN)
L1	6.00	1.10	0.33	0.070	0.070	0.033	204.91
GS	10.00	1.30	0.39	0.150	0.150	0.071	864.86
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 16.00$  (m)       $Ql = 1069.77$  (kN)

**Capacità portante di punta**

$$Qp = \%Punta * Ql$$

(consigliato 10-15%)

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

**CARICO LIMITE DEL MICROPALLO**

$$Qlim = Qb + Ql$$

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

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

$Qlim = 1069.77$  (kN)

$Fs = 6.49$

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	57 di 82

### 14.3.3 Verifica micropalo compresso – urto

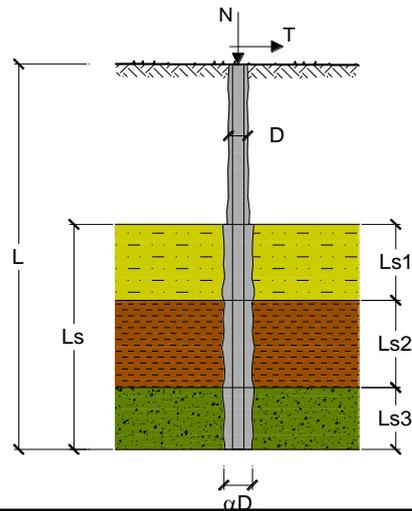
#### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

**OPERA:** Micropalo

**DATI DI INPUT:**

**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	564.91	0.00	564.91
<b>T (kN)</b>	40.85	0.00	40.85



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_s$	$\gamma_{s \text{ traz}}$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SUD	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_s$	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>							
$\xi_d$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_t$	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): 9.00 (m)

**Armatura:**

IPE   
 INP   
 HEA   
 HEB   
 HEM   
 Tubi   
 ALTRO

IPE 180   
INP 160   
HEA 300   
HEB 160   
HEM 200   
 $\phi 244,5 \times 10,0$

**$\phi 244,5 \times 10,0$**

Area dell'armatura (Aarm): 7367 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 5.073E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 414,981 (mm<sup>3</sup>)

MURI DI PROTEZIONE  
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	58 di 82

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430) ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio ( $f_y$ ):	275	(N/mm <sup>2</sup> )
Coefficiente Parziale Acciaio $\gamma_M$	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio ( $\sigma_{im}$ ):	262	(N/mm <sup>2</sup> )
Modulo di elasticità dell'acciaio ( $E_{arm}$ ):	210,000	(N/mm <sup>2</sup> )

**Coefficiente di Reazione Laterale:**

Coeff. di Winkler (k): 6.0 (MN/m<sup>3</sup>)

**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)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	$S_i$ media (MPa)	$S_i$ minima (MPa)	$S_i$ calcolo (MPa)	$Qs_i$ (kN)
L1	6.00	1.10	0.33	0.070	0.070	0.041	256.13
GS	4.00	1.30	0.39	0.150	0.150	0.088	432.43
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 10.00$  (m)  $QI = 688.56$  (kN)

**Capacità portante di punta**

$Qp = \%Punta \cdot QI$  (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 15\%$   $Qp = 103.28$  (kN)

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

$Qlim = Qb + QI$

$Qlim = 791.85$  (kN)

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

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

$Fs = 1.40$

**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):

$M = 45.05$  (kN m)

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU0000 007

REV.

B

FOGLIO

59 di 82

### 14.3.4 Verifica micropalo teso – urto

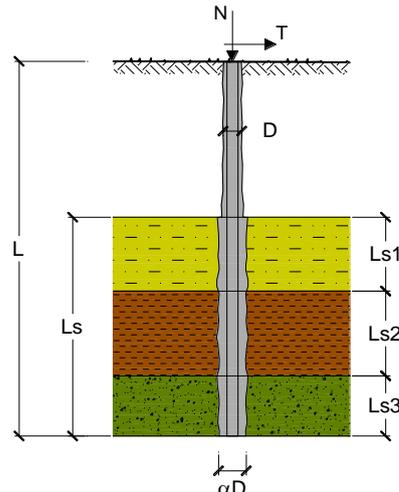
#### CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Micropalo

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	-460.59	0.00	-460.59
<b>T (kN)</b>	40.85	0.00	40.85



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_s$	$\gamma_{s\text{traz}}$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	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): 9.00 (m)

Armatura:

IPE   
  INP   
  HEA   
  HEB   
  HEM   
  Tubi   
  ALTRO

IPE 180    INP 160    HEA 300    HEB 160    HEM 200     $\phi 244,5 \times 10,0$

**$\phi 244,5 \times 10,0$**

Area dell'armatura (Aarm): 7367 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 5.073E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 414,981 (mm<sup>3</sup>)

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	60 di 82

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430) ▼

Tensione di snervamento dell'acciaio ( $f_y$ ):	275	(N/mm <sup>2</sup> )
Coefficiente Parziale Acciaio $\gamma_M$	1.05	
Tensione ammissibile dell'acciaio ( $\sigma_{lim}$ ):	262	(N/mm <sup>2</sup> )
Modulo di elasticità dell'acciaio ( $E_{arm}$ ):	210,000	(N/mm <sup>2</sup> )

**Coefficiente di Reazione Laterale:**

Coeff. di Winkler (k): 6.0 (MN/m<sup>3</sup>)

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**

**Capacità portante di fusto**

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

Tipo di Terreno	Spessore $Is_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	$S_i$ media (MPa)	$S_i$ minima (MPa)	$S_i$ calcolo (MPa)	$Qs_i$ (kN)
L1	6.00	1.10	0.33	0.070	0.070	0.033	204.91
GS	10.00	1.30	0.39	0.150	0.150	0.071	864.86
			0.00			0.000	0.00

$L_s = 16.00$  (m)       $QI = 1069.77$  (kN)

**Capacità portante di punta**

$$Qp = \%Punta * QI$$

(consigliato 10-15%)

% Punta 15%       $Qp = 0.00$  (kN)

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

$$Qlim = Qb + QI$$

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

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

$Qlim = 1069.77$  (kN)

$Fs = 2.32$

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 007

B

61 di 82

### 14.3.5 Verifica a carico limite orizzontale – condizioni drenate

#### Momento di plasticizzazione

##### **Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo**

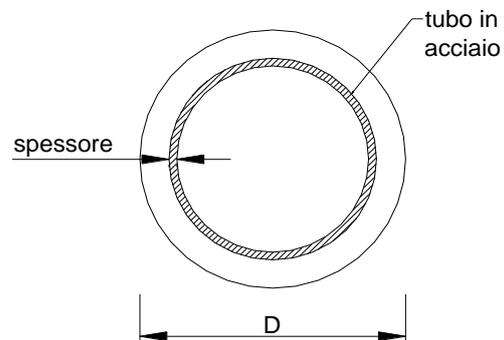
**Diametro** = 300 (mm)

**Tubo**

Diametro esterno = 244.5 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

**Sforzo Normale** = 50.42 (kN)



##### **Caratteristiche dei Materiali**

**malta**

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

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

**Acciaio**

tipo di acciaio

$f_{yk}$  = 275 (Mpa)

$\gamma_m$  = 1.15

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

E<sub>s</sub> = 210000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.114%

$\epsilon_{uk}$  = 1.000%

Calcolo

##### **Momento di Plasticizzazione**

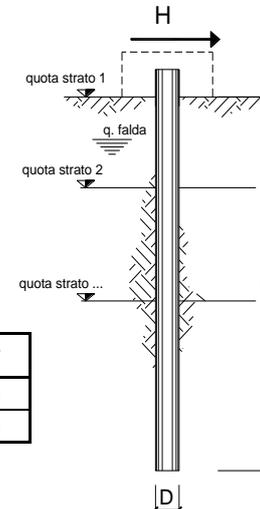
**My** = 151.7 (kN m)

Inserisci

MURI DI PROTEZIONE  
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	62 di 82

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_{\varphi}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi	
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$
p.c.=strato 1	L1	100.00	18	8	23	2.28		23	2.28
<input type="checkbox"/> strato 2						1.00			1.00
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00

Quota falda **95.5** (m)  
 Diametro del palo D **0.25** (m)  
 Lunghezza del palo L **9.00** (m)  
 Momento di plasticizzazione palo My **151.79** (kNm)  
 Step di calcolo **0.2** (m)

palo innedito di rinfare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	143.2 (kN)		143.2 (kN)	
Palo intermedio	364.0 (kN)		364.0 (kN)	
Palo corto	1144.0 (kN)		1144.0 (kN)	
	<b>H<sub>med</sub> 143.2 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b>H<sub>min</sub> 143.2 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>

$H_k = \text{Min}(H_{\text{med}}/\xi_3 ; R_{\text{min}}/\xi_4)$  **84.26** (kN)  
**EFFICIENZA E del gruppo di pali** **1.00**  
 $H_d = E \cdot H_k / \gamma_T$  **64.81** (kN)

Carico Assiale Permanente (G): G = **30.37** (kN)  
 Carico Assiale variabile (Q): Q = **0** (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$  **30.37** (kN)

$FS = H_d / F_d =$  **2.13**

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 007

B

63 di 82

### 14.3.6 Verifica a carico limite orizzontale – condizioni non drenate

#### Momento di plasticizzazione

##### **Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo**

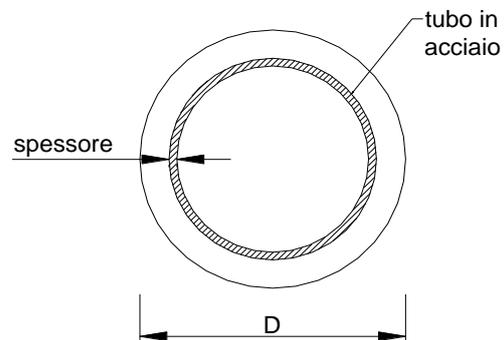
**Diametro** = 300 (mm)

**Tubo**

Diametro esterno = 244.5 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

**Sforzo Normale** = 50.42 (kN)



##### **Caratteristiche dei Materiali**

**malta**

C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.17$  (N/mm<sup>2</sup>)

**Acciaio**

tipo di acciaio

S 275 (Fe 430)

$f_{yk}$  = 275 (Mpa)

$\gamma_m$  = 1.15

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

E<sub>s</sub> = 210000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.114%

$\epsilon_{uk}$  = 1.000%

Calcolo

##### **Momento di Plasticizzazione**

**M<sub>y</sub>** = 151.7 (kN m)

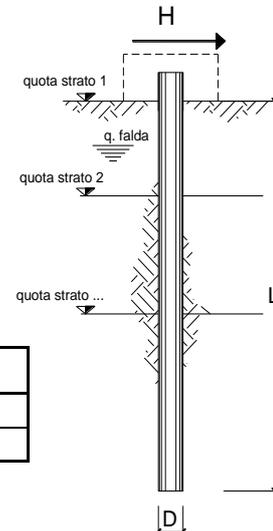
Inserisci

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	64 di 82

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_{\varphi'}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
S.L.U.	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	L1	100.00	18	8		1.00	30		1.00	30
<input type="checkbox"/> strato 2						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda ✔ 95.5 (m)  
 Diametro del palo D 0.25 (m)  
 Lunghezza del palo L 9.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  151.79 (kNm)  
 Step di calcolo 0.2 (m)

- palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	186.4 (kN)		186.4 (kN)	
Palo intermedio	248.5 (kN)		248.5 (kN)	
Palo corto	593.7 (kN)		593.7 (kN)	
	<b><math>H_{med}</math> 186.4 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b><math>H_{min}</math> 186.4 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$  109.64 (kN)  
**EFFICIENZA E del gruppo di pali** 1.00  
 $H_d = E \cdot H_k / \gamma_T$  **84.34 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 30.37 (kN)  
 Carico Assiale variabile (Q): Q = 0 (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$  **30.37 (kN)**

$FS = H_d / F_d =$  **2.78**

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 007

B

65 di 82

### 14.3.7 Verifica a carico limite orizzontale – condizioni drenate - urto

#### Momento di plasticizzazione

##### **Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo**

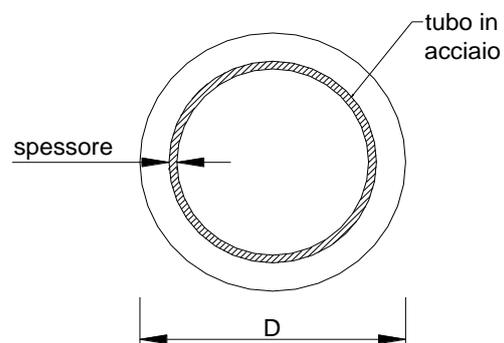
**Diametro** = 300 (mm)

**Tubo**

Diametro esterno = 244.5 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

**Sforzo Normale** = 50.42 (kN)



##### **Caratteristiche dei Materiali**

**malta**

C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 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)

$\gamma_m$  = 1.15

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

E<sub>s</sub> = 210000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.114%

$\epsilon_{uk}$  = 1.000%

Calcolo

##### **Momento di Plasticizzazione**

**My** = 151.7 (kN m)

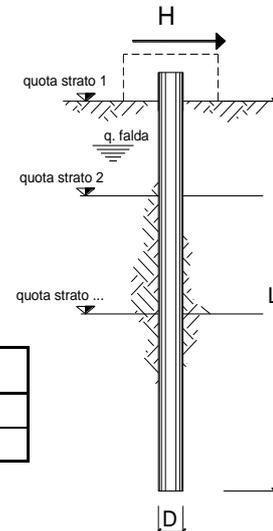
Inserisci

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	66 di 82

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_{\varphi'}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
S.L.U.	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	L1	100.00	18	8	23	2.28		23	2.28	
<input type="checkbox"/> strato 2						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda ✔ 95.5 (m)  
 Diametro del palo D 0.25 (m)  
 Lunghezza del palo L 9.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  151.79 (kNm)  
 Step di calcolo 0.2 (m)

- palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	143.2 (kN)		143.2 (kN)	
Palo intermedio	364.0 (kN)		364.0 (kN)	
Palo corto	1144.0 (kN)		1144.0 (kN)	
	<b>H<sub>med</sub> 143.2 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b>H<sub>min</sub> 143.2 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$  84.26 (kN)  
**EFFICIENZA E del gruppo di pali** 1.00  
 $H_d = E \cdot H_k / \gamma_T$  **64.81 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 40.85 (kN)  
 Carico Assiale variabile (Q): Q = 0 (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$  **40.85 (kN)**

$FS = H_d / F_d =$  **1.59**

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 007

B

67 di 82

### 14.3.8 Verifica a carico limite orizzontale – condizioni non drenate

#### Momento di plasticizzazione

##### **Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo**

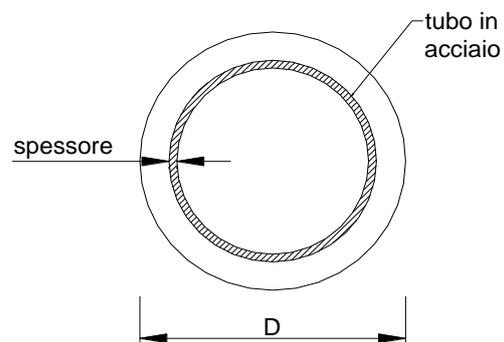
**Diametro** = 300 (mm)

**Tubo**

Diametro esterno = 244.5 (mm)

Spessore = 10.0 (mm)

**Sforzo Normale** = 50.42 (kN)



##### **Caratteristiche dei Materiali**

**malta**

C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

$\gamma_c$  = 1.5

$\alpha_{cc}$  = 0.85

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

**Acciaio**

tipo di acciaio

S 275 (Fe 430)

$f_{yk}$  = 275 (Mpa)

$\gamma_m$  = 1.15

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

Es = 210000 (Mpa)

$\epsilon_{ys}$  = 0.114%

$\epsilon_{uk}$  = 1.000%

Calcolo

##### **Momento di Plasticizzazione**

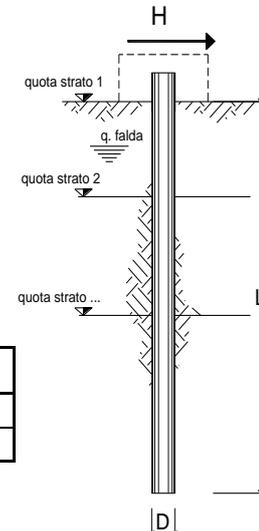
**My** = 151.7 (kN m)

Inserisci

**MURI DI PROTEZIONE**  
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	68 di 82

coefficienti parziali Metodo di calcolo		A		M		R
		permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_{\varphi}$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_T$
S.U.	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	$\geq 10$	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	L1	100.00	18	8		1.00	30		1.00	30
<input type="checkbox"/> strato 2						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00			1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00			1.00	

Quota falda **95.5** (m)

Diametro del palo D **0.25** (m)

Lunghezza del palo L **9.00** (m)

Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  **151.79** (kNm)

Step di calcolo **0.2** (m)

- palo immedito di rientrare
- palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	186.4 (kN)		186.4 (kN)	
Palo intermedio	248.5 (kN)		248.5 (kN)	
Palo corto	593.7 (kN)		593.7 (kN)	
<b><math>H_{med}</math></b>	<b>186.4 (kN)</b>	<b>Palo lungo</b>	<b><math>H_{min}</math></b>	<b>186.4 (kN)</b> <b>Palo lungo</b>

**$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$**  109.64 (kN)

**EFFICIENZA E del gruppo di pali** 1.00

**$H_d = E \cdot H_k / \gamma_T$**  **84.34 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = **40.85** (kN)

Carico Assiale variabile (Q): Q = **0** (kN)

**$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$**  **40.85 (kN)**

**$FS = H_d / F_d =$**  **2.06**

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 007

B

69 di 82

## 14.4 CALCOLO DEI CEDIMENTI

### CALCOLO DEL CEDIMENTO

**OPERA:** Micropalo

**DATI DI IMPUT:**

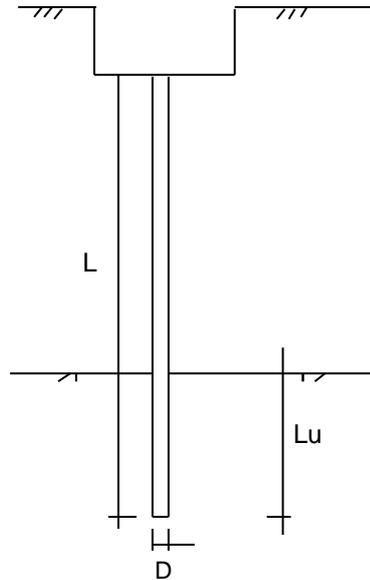
Diametro del Palo (D): 0.30 (m)

Carico massimo sul palo (Pmax): 269.08 (kN)

Lunghezza del Palo (L): 9.00 (m)

Lunghezza Utile del Palo (Lu): 9.00 (m)

Modulo di Deformazione (E): 20000 (kN/m<sup>2</sup>)



**CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:**

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

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1.98 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P_{max} / E * L_u \quad 2.96 \quad (\text{mm})$$

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

NN1X

LOTTO

00

CODIFICA

D 78

DOCUMENTO

CL MU0000 007

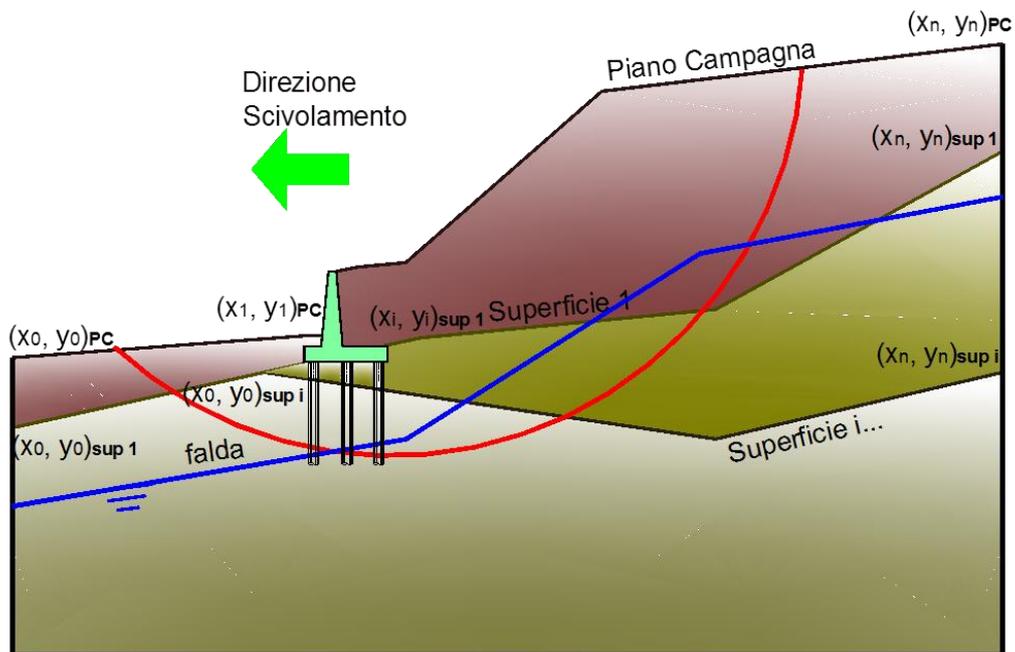
REV.

B

FOGLIO

70 di 82

## 14.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE



	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c$ [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



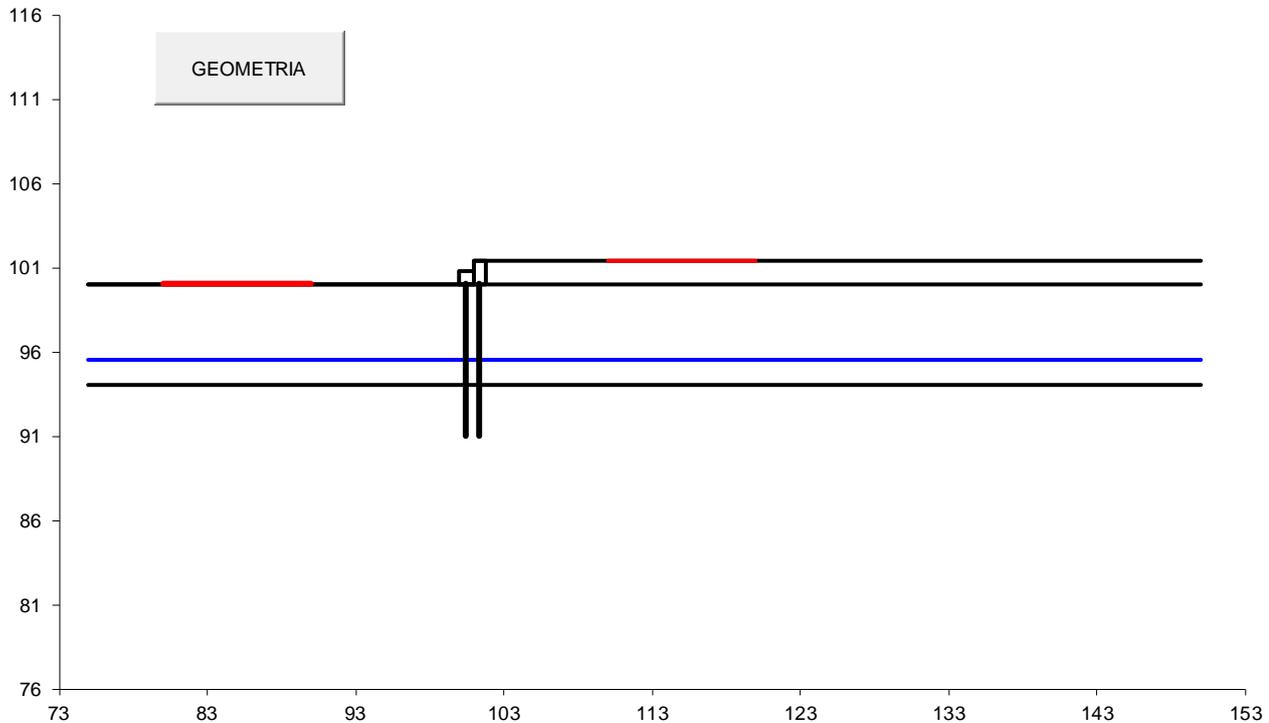
**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	72 di 82

**Caratteristiche dei pali**

Lunghezza pali	9.00	m
Diametro pali	0.30	m
Rigidezza EI	50000.00	kN m <sup>2</sup>
Momento di plasticizzazione	151.70	kN m
Taglio ultimo pali	30.37	kN



#strisce

30

# Superfici  
Calcolate

150

FS  
Bishop

STATICO	2.348
SISMICO	1.780

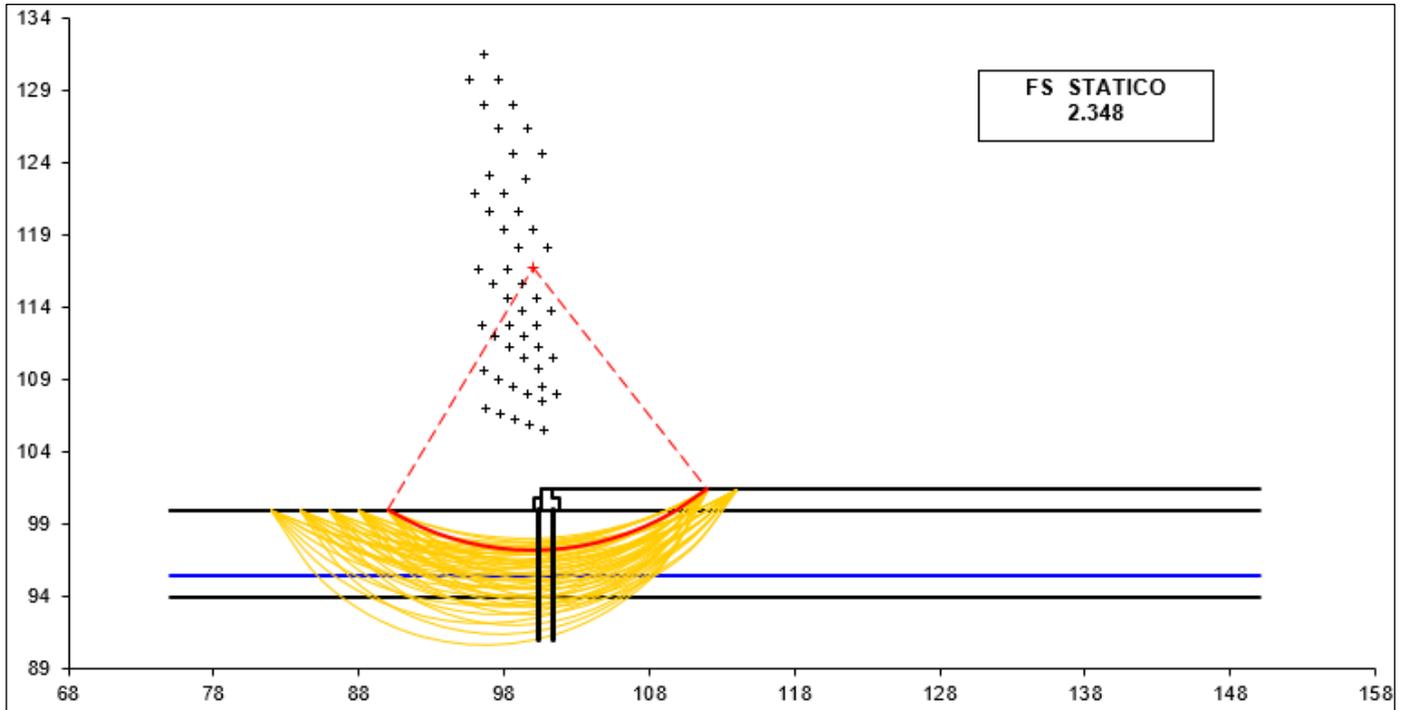
CALCOLO

**MURI DI PROTEZIONE**

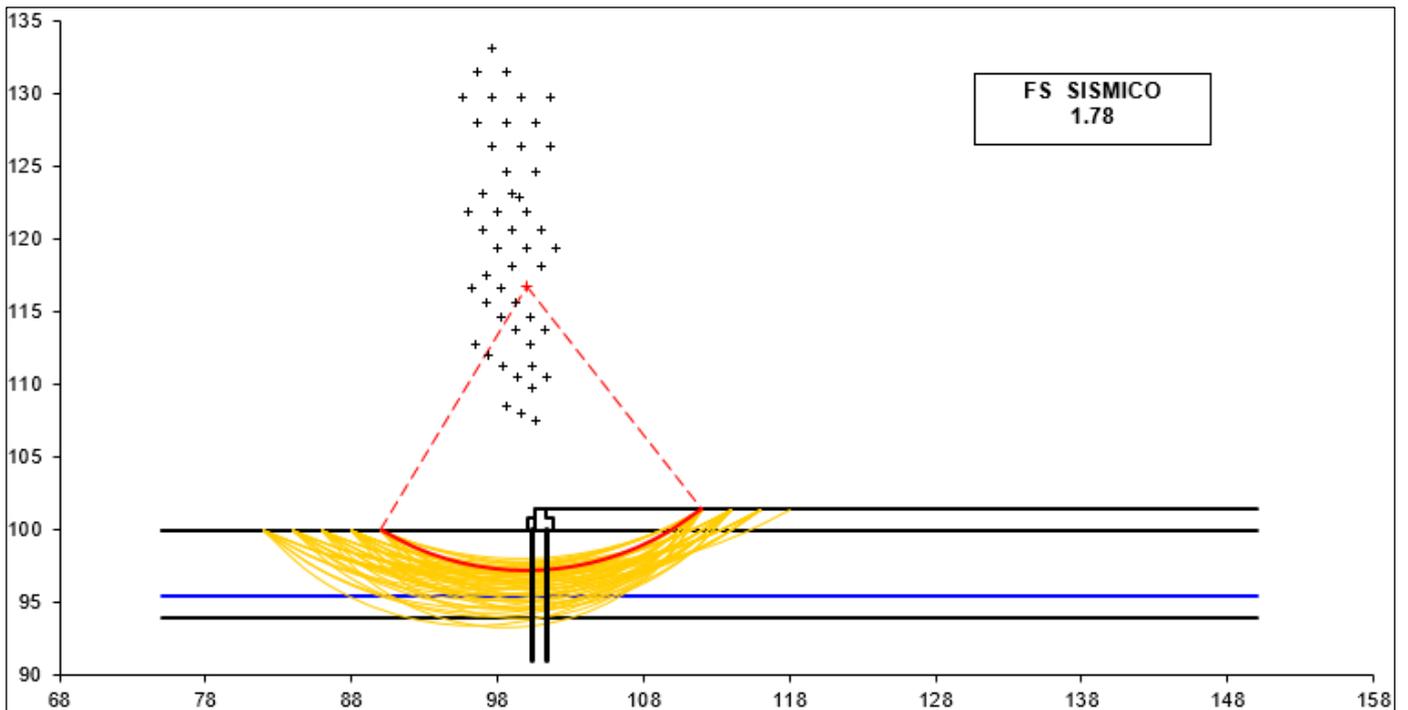
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	73 di 82

Condizioni statiche



Condizioni sismiche



MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 007

B

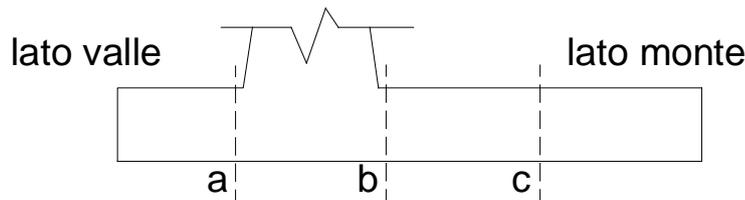
74 di 82

## 14.6 VERIFICHE STRUTTURALI

### 14.6.1 Calcolo delle sollecitazioni

#### Verifica allo Stato Limite Ultimo

#### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



#### Mensola Lato Valle

$$Ma = \sum N_i \cdot (B1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1^2 / 2$$

$$Ta = \sum N_i / i_i - PP \cdot (1 \pm kv)$$

$\sum$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

#### Mensola Lato Monte

$$Mb = \sum N_i \cdot (B5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5$$

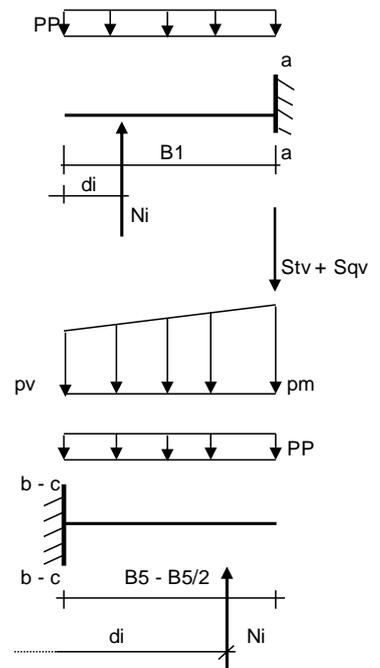
$$Mc = \sum N_i \cdot (B5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5 / 2$$

$$Vb = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B5 + p_{vb} \cdot B5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$$

$$Vc = \sum N_i / i_i - [PP \cdot (B5 / 2) + p_{vc} \cdot (B5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5 / 2)] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$$

$\sum$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	20.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>m</sub>	=	31.32	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vb</sub>	=	31.32	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vc</sub>	=	31.32	(kN/m <sup>2</sup> )



caso	Ma	Va	Mb	Vb	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	157.82	279.38	0.00	0.00	0.00	0.00
sisma+	23.18	38.74	0.00	0.00	0.00	0.00
sisma-	22.53	37.97	0.00	0.00	0.00	0.00

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	75 di 82

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

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

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

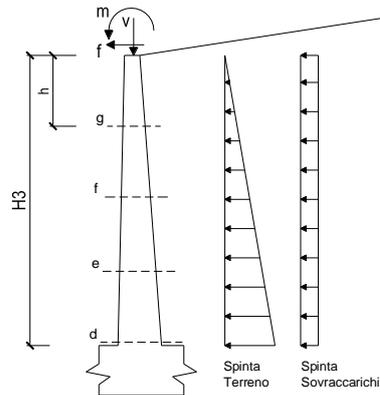
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.63	0.26	4.92	0.00	5.18	67.00	12.92	79.92
e-e	0.47	0.11	2.77	0.00	2.88	67.00	9.69	76.69
f-f	0.32	0.03	1.23	0.00	1.26	67.00	6.46	73.46
g-g	0.16	0.00	0.31	0.00	0.31	67.00	3.23	70.23

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.63	1.23	15.62	0.00	16.85
e-e	0.47	0.69	11.71	0.00	12.40
f-f	0.32	0.31	7.81	0.00	8.12
g-g	0.16	0.08	3.90	0.00	3.98

**condizione sismica +**

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.63	0.20	0.09	1.63	0.00	0.64	2.56	67.00	13.94	80.94
e-e	0.47	0.08	0.04	0.92	0.00	0.36	1.40	67.00	10.45	77.45
f-f	0.32	0.02	0.01	0.41	0.00	0.16	0.60	67.00	6.97	73.97
g-g	0.16	0.00	0.00	0.10	0.00	0.04	0.15	67.00	3.48	70.48

sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.63	0.94	0.42	5.18	0.00	2.04	8.59
e-e	0.47	0.53	0.24	3.89	0.00	1.53	6.19
f-f	0.32	0.24	0.11	2.59	0.00	1.02	3.95
g-g	0.16	0.06	0.03	1.30	0.00	0.51	1.89

**condizione sismica -**

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.63	0.20	0.06	1.72	0.00	0.64	2.62	67.00	11.89	78.89
e-e	0.47	0.08	0.02	0.97	0.00	0.36	1.44	67.00	8.92	75.92
f-f	0.32	0.02	0.01	0.43	0.00	0.16	0.62	67.00	5.95	72.95
g-g	0.16	0.00	0.00	0.11	0.00	0.04	0.15	67.00	2.97	69.97

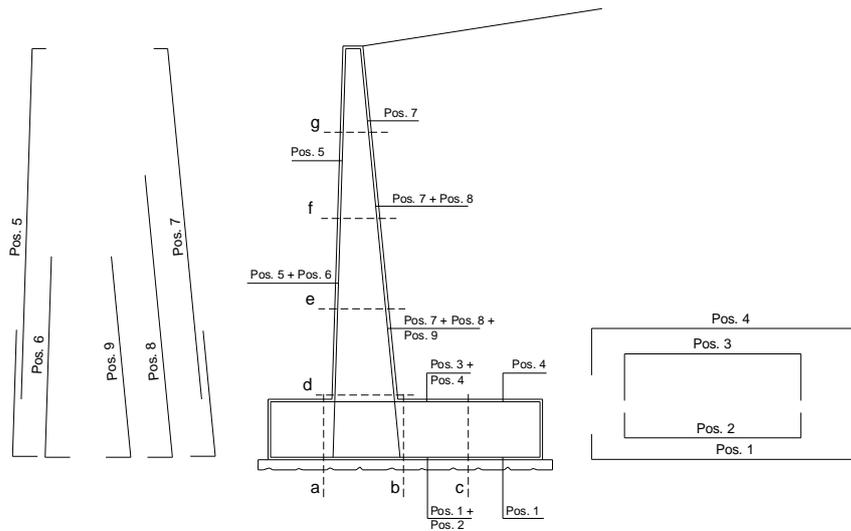
sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.63	0.94	0.28	5.45	0.00	2.04	8.71
e-e	0.47	0.53	0.16	4.08	0.00	1.53	6.31
f-f	0.32	0.24	0.07	2.72	0.00	1.02	4.05
g-g	0.16	0.06	0.02	1.36	0.00	0.51	1.95

MURI DI PROTEZIONE  
Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	76 di 82

## 15 VERIFICA SLU

### SCHEMA DELLE ARMATURE



### ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	18		5	5.0	18	
2	0.0		<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	18	
4	5.0	18		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)	(-)
a - a	157.82	0.00	0.80	12.72	12.72	361.52	2.29
b - b	0.00	0.00	0.80	12.72	12.72	361.52	#DIV/0!
c - c	0.00	0.00	0.80	12.72	12.72	361.52	#DIV/0!
d - d	5.18	79.92	0.82	12.72	12.72	399.32	77.12
e - e	2.88	76.69	0.82	12.72	12.72	398.20	138.44
f - f	1.26	73.46	0.82	12.72	12.72	397.07	314.58
g - g	0.31	70.23	0.82	12.72	12.72	395.95	1270.99

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	279.38	0.80	271.77	12	20	50	21.8	726.90	Sezione verificata
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	16.85	0.82	288.25	12	50	50	21.8	298.72	Armatura a taglio non necessaria
e - e	12.40	0.82	287.80	10	50	50	21.8	207.45	Armatura a taglio non necessaria
f - f	8.12	0.82	287.36	10	50	50	21.8	207.45	Armatura a taglio non necessaria
g - g	3.98	0.82	286.92	10	50	50	21.8	207.45	Armatura a taglio non necessaria

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	77 di 82

## 16 VERIFICA SLE – TENSIONE

### Condizione Statica Rara

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
a - a	22.85	0.00	0.80	12.72	12.72	0.42	26.40	
b - b	0.00	0.00	0.80	12.72	12.72	0.00	0.00	
c - c	0.00	0.00	0.80	12.72	12.72	0.00	0.00	
d - d	3.57	79.92	0.82	12.72	12.72	0.12	-	sez. compressa
e - e	1.98	76.69	0.82	12.72	12.72	0.11	-	sez. compressa
f - f	0.87	73.46	0.82	12.72	12.72	0.09	-	sez. compressa
g - g	0.21	70.23	0.82	12.72	12.72	0.08	-	sez. compressa

### Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
a - a	23.18	0.00	0.80	12.72	12.72	0.43	26.77	
b - b	0.00	0.00	0.80	12.72	12.72	0.00	0.00	
c - c	0.00	0.00	0.80	12.72	12.72	0.00	0.00	
d - d	2.62	78.89	0.82	12.72	12.72	0.11	-	sez. compressa
e - e	1.44	75.92	0.82	12.72	12.72	0.10	-	sez. compressa
f - f	0.62	72.95	0.82	12.72	12.72	0.09	-	sez. compressa
g - g	0.15	69.97	0.82	12.72	12.72	0.08	-	sez. compressa

## 17 VERIFICA SLE – FESSURAZIONE

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk	w <sub>amm</sub>	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)	
a - a	22.85	0.00	0.80	12.72	12.72	0.42	26.40	0.047	0.200	
b - b	0.00	0.00	0.80	12.72	12.72	0.00	0.00	0.000	0.200	
c - c	0.00	0.00	0.80	12.72	12.72	0.00	0.00	0.000	0.200	
d - d	3.57	79.92	0.82	12.72	12.72	0.00	-	-	0.200	sez. compressa
e - e	1.98	76.69	0.82	12.72	12.72	0.00	-	-	0.200	sez. compressa
f - f	0.87	73.46	0.82	12.72	12.72	0.00	-	-	0.200	sez. compressa
g - g	0.21	70.23	0.82	12.72	12.72	0.00	-	-	0.200	sez. compressa

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

### condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk	w <sub>amm</sub>	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)	
a - a	22.85	0.00	0.80	12.72	12.72	0.42	26.40	0.047	0.200	
b - b	0.00	0.00	0.80	12.72	12.72	0.00	0.00	0.000	0.200	
c - c	0.00	0.00	0.80	12.72	12.72	0.00	0.00	0.000	0.200	
d - d	0.88	79.92	0.82	12.72	12.72	0.00	-	-	0.200	sez. compressa
e - e	0.47	76.69	0.82	12.72	12.72	0.00	-	-	0.200	sez. compressa
f - f	0.19	73.46	0.82	12.72	12.72	0.00	-	-	0.200	sez. compressa
g - g	0.05	70.23	0.82	12.72	12.72	0.00	-	-	0.200	sez. compressa

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	78 di 82

## 18 VERIFICA SLU IN PRESENZA DI URTO

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)	(-)
a - a	341.90	0.00	0.80	12.72	12.72	361.52	1.06
b - b	0.00	0.00	0.80	12.72	12.72	361.52	#DIV/0!
c - c	0.00	0.00	0.80	12.72	12.72	361.52	#DIV/0!
d - d	273.13	79.92	0.82	12.72	12.72	399.32	1.46
e - e	260.90	76.69	0.82	12.72	12.72	398.20	1.53
f - f	248.82	73.46	0.82	12.72	12.72	397.07	1.60
g - g	236.86	70.23	0.82	12.72	12.72	395.95	1.67

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	608.08	0.80	271.77	12	20	50	21.8	726.90	Sezione verificata
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	78.10	0.82	288.25	12	50	50	21.8	298.72	Armatura a taglio non necessaria
e - e	77.15	0.82	287.80	10	50	50	21.8	207.45	Armatura a taglio non necessaria
f - f	76.32	0.82	287.36	10	50	50	21.8	207.45	Armatura a taglio non necessaria
g - g	75.60	0.82	286.92	10	50	50	21.8	207.45	Armatura a taglio non necessaria

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	79 di 82

## 19 VERIFICHE STRUTTURALI – PALI DI FONDAZIONE

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

Dot. Ing. Simone Caffè

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

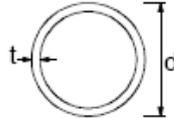
#### CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	73.7 [cm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia	I	5073 [cm <sup>4</sup> ]
Raggio d'inerzia	i	8.30 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W <sub>el,yy</sub>	415 [cm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W <sub>pl,yy</sub>	550 [cm <sup>3</sup> ]
Momento d'inerzia torsionale	I <sub>t</sub>	10146 [cm <sup>4</sup> ]
Modulo di torsione	C <sub>t</sub>	830 [cm <sup>3</sup> ]

#### CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

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

Tubular sections



Class	Section in bending and/or compression					
1	d / t ≤ 50ε <sup>2</sup>					
2	d / t ≤ 70ε <sup>2</sup>					
3	d / t ≤ 90ε <sup>2</sup>					
	NOTE For d / t > 90ε <sup>2</sup> see EN 1993-1-6.					
ε = √(235 / f <sub>y</sub> )	f <sub>y</sub>	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε <sup>2</sup>	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

**MURI DI PROTEZIONE**

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	80 di 82

<b>VERIFICHE DI RESISTENZA</b>		<b>per sezioni di classe 1,2</b>	
$\gamma_{M0} =$	<b>1.05</b>		
$\gamma_{M1} =$	<b>1.1</b>		
Sollecitazioni di progetto	$N_{ed} =$	<b>269.08</b>	KN
	$M_{ed} =$	<b>33.5</b>	KNm
	$V_{ed} =$	<b>30.37</b>	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	$N_{ed}/N_{c,rd} =$	<b>0.139459</b>	$\leq 1$
Flessione	$M_{ed}/M_{c,rd} =$	<b>0.232462</b>	$\leq 1$
Taglio	$V_{ed}/V_{c,rd} =$	<b>0.042824</b>	$\leq 1$
Flessione e Taglio	$M_{v,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} =$	144.1094	KNm
	$M_{ed}/M_{v,rd} =$	<b>0.232462</b>	$\leq 1$
Presso-Flessione	$n = N_{ed}/N_{c,rd} =$	0.139459	
	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{c,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	144.6102	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	<b>0.232462</b>	$\leq 1$
Presso-Flessione e Taglio	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{v,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	144.6102	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	<b>0.232462</b>	$\leq 1$

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

00

D 78

CL MU0000 007

B

81 di 82

## 20 VERIFICA STRUTTURALE – PALI DI FONDAZIONE SOGGETTI A URTO

VERIFICHE DI RESISTENZA		per sezioni di classe 1,2	
$\gamma_{M0} =$	1		
$\gamma_{M1} =$	1		
Sollecitazioni di progetto			
	$N_{ed} =$	564.91	KN
	$M_{ed} =$	45.05	KNm
	$V_{ed} =$	40.85	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
		$\Rightarrow$	$\rho = (2V_{cd}/V_{c,rd}-1)^2 = 0$
Compressione	$N_{ed}/N_{c,rd} =$	0.278839	$\leq 1$
Flessione	$M_{ed}/M_{c,rd} =$	0.297724	$\leq 1$
Taglio	$V_{ed}/V_{c,rd} =$	0.054859	$\leq 1$
Flessione e Taglio			
	$M_{v,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} =$	151.3149	KNm
	$M_{ed}/M_{v,rd} =$	0.297724	$\leq 1$
Presso-Flessione			
	$n = N_{ed}/N_{c,rd} =$	0.278839	
	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{c,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	139.4194	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	0.323126	$\leq 1$
Presso-Flessione e Taglio			
	$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{v,rd} \cdot (1-n^{1.7}) =$	139.4194	KNm
	$M_{ed}/M_{N,rd} =$	0.323126	$\leq 1$

MURI DI PROTEZIONE

Elaborati Generali: Relazione di calcolo muri MU33 e MU34

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL MU0000 007	B	82 di 82

## 21 INCIDENZA

INCIDENZA		
Elevazione	30	kg/m <sup>3</sup>
Fondazione	40	kg/m <sup>3</sup>