

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA  
U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

OPERE CIVILI

Opere di sostegno

Muro di sostegno viabilità NV06

Relazione di calcolo muro di sostegno

SCALA:

-

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

I A 5 F 0 1 D 7 8 C L N V 0 6 0 5 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE	E.SELLARI	07/2019	C.TORALDO <i>Catena Toraldo</i>	07/2019	F.GERNONE <i>Felso Gernone</i>	07/2019	D.TIBERTI 07/2019

ITALFERR S.p.A.  
Gruppo Ferrovie dello Stato  
Direzione Tecnica  
UO Infrastrutture Sud  
Dott. Ing. Dario Tiberti  
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10875

File: IA5F01D78CLNV0605001A.doc

n. Elab.:

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale				
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA				
RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL NV0605 001	DOCUMENTO REV. A	FOGLIO 2 DI 85

Sommario

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	3
2.2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	3
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>4</b>
3.1	CALCESTRUZZO .....	4
3.2	ACCIAIO .....	4
<b>4</b>	<b>DATI GEOTECNICI DI CALCOLO.....</b>	<b>5</b>
<b>5</b>	<b>MURI DI SOSTEGNO: ANALISI DEI CARICHI E VERIFICHE .....</b>	<b>6</b>
5.1	AZIONI STATICHE .....	6
5.2	AZIONI SISMICHE .....	6
5.3	URTO DA TRAFFICO VEICOLARE .....	7
5.4	COMBINAZIONI DI CARICO .....	8
5.5	VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU) .....	8
5.6	VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE) .....	12
5.7	VERIFICHE ALL'URTO .....	13
<b>6</b>	<b>ANALISI E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO NV06_1 .....</b>	<b>14</b>
6.1	INPUT .....	14
6.2	AZIONI.....	17
6.3	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	24
6.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO ..	30
6.5	VERIFICHE STRUTTURALI.....	32
<b>7</b>	<b>ANALISIS E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO NV06_2 .....</b>	<b>38</b>
7.1	INPUT .....	38
7.2	AZIONI.....	41
7.3	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	47
7.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO ..	52
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI.....	55
<b>8</b>	<b>ANALISIS E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO NV06_3 .....</b>	<b>62</b>
8.1	INPUT .....	62
8.2	AZIONI.....	65
8.3	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	71
8.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO ..	77
8.5	VERIFICHE STRUTTURALI.....	79

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b> <b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA</b>	<b>PROGETTO</b> IA5F	<b>LOTTO</b> 01	<b>CODIFICA DOCUMENTO</b> D 78 CL NV0605 001	<b>REV.</b> A	<b>FOGLIO</b> 3 di 85

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione descrive la modalità esecutiva per il dimensionamento dei muri di sostegno relativi alla viabilità di accesso al piazzale di emergenza Galleria Miglionico lato Matera (NV06 ).

## 2 NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

### 2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore

:

- **RFI DTC SI CS MA IFS 001 C – rev 21/12/2018:** Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- **D.M. 17 Gennaio 2018:** Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni e relativa circolare.
- **UNI EN 1997-1: Eurocodice 7** – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- **UNI EN 1998-5: Eurocodice 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- **EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1** Novembre 2005

### 2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Inoltre si fa riferimento ai seguenti documenti e ai seguenti riferimenti bibliografici:

- [D1]. R. Lancellotta, Geotecnica, Zanichelli;
- [D2]. C. Viggiani, Fondazioni, Hevelius, 1999;
- [D3]. C.R. I. Clayton, J. Milititsky, R.I. Woods, Earth Pressure and Earth Retaining Structures, 1993 (traduzione italiana a cura di M. Cecconi, G.M.B. Viggiani, La spinta delle terre e le opere di sostegno, Hevelius, 2006)

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale <b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>				
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 78 CL NV0605 001	REV. A

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 CALCESTRUZZO

- Classe di resistenza C32/40  $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione ambientale XC3
- Copriferro nominale minimo 40 mm

Resistenza di calcolo del calcestruzzo per la verifica agli SLU ( $\gamma_c = 1.5$ ):

Resistenza di calcolo a rottura per compressione:

- $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.2 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.8 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a rottura per trazione:

- $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctk,5\%} = 0.70 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.72 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cfk,5\%} = 0.70 \cdot f_{cfm} = 2.60 \text{ N/mm}^2$
- $E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33642.8 \text{ N/mm}^2$

Massima tensione allo SLE per combinazione caratteristica (rara):

- $\sigma_c = 0.55 \cdot f_{ck} = 18.26 \text{ N/mm}^2$

Massima tensione allo SLE per combinazione quasi permanente:

- $\sigma_c = 0.40 \cdot f_{ck} = 13.28 \text{ N/mm}^2$

#### 3.2 ACCIAIO

L'acciaio utilizzato è ad aderenza migliorata tipo B450C ed è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni di snervamento e rottura:

- $f_y$ , nom 450  $\text{N/mm}^2$
- $f_t$ , nom 540  $\text{N/mm}^2$

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tabella 1 – Tabella 11.3.Ib delle NTC18.

caratteristiche	requisiti	frattile (%)
tensione caratteristica di snervamento, $f_{yk}$	$\geq f_{y, nom}$	5.0
tensione caratteristica di rottura, $f_{tk}$	$\geq f_{t, nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1.15$ $< 1.35$	10.0
$(f_y/f_{y, nom})_k$	$\leq 1.25$	10.0
allungamento, $(A_{gt})_k$	$\geq 7.5\%$	10.0
diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche		
$\Phi < 12$ mm	4 $\Phi$	
$12 \leq \Phi \leq 16$ mm	5 $\Phi$	
per $16 < \Phi \leq 25$ mm	8 $\Phi$	
per $25 < \Phi \leq 40$ mm	10 $\Phi$	

**Tabella 1** Tabella 11.3.Ib delle NTC18.

- $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>
- Sovrapposizioni barre  $\geq 40\Phi$

Resistenza di calcolo dell'acciaio per la verifica agli SLU ( $\gamma_s=1.15$ ):

Resistenza di calcolo a rottura per trazione e deformazione corrispondente:

- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3$  N/mm<sup>2</sup>
- $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\%$

Massima tensione allo SLE:

- $\sigma_s = 0.75 f_{yk} = 337.5$  N/mm<sup>2</sup>

#### 4 DATI GEOTECNICI DI CALCOLO

La viabilità NV06 si sviluppa alla progressiva chilometrica 9+087.

I muri di sostegno sono realizzati sul terreno di fondazione di tipo U1c, che rappresenta dei depositi alluvionali recenti, mentre a tergo del muro vi è terreno di riporto.

Si riporta di seguito una tabella con i relativi parametri assegnati:

Terreno	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c$ [kPa]	$\phi$ [°]
U1c	19	15	30
Rilevato stradale	19	0	35

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale				
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA				
RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL NV0605 001	DOCUMENTO REV. A	FOGLIO 6 DI 85

## 5 MURI DI SOSTEGNO: ANALISI DEI CARICHI E VERIFICHE

### 5.1 AZIONI STATICHE

La spinta del terreno a tergo dei muri viene valutata considerando uno stato limite attivo e utilizzando per la determinazione del coefficiente di spinta la formulazione proposta da Muller – Breslau, secondo cui:

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

Dove:

$\psi$  = angolo che il paramento del muro forma con l'orizzontale;

$\delta$  = angolo di attrito terrapieno – muro assunto pari a  $\beta$ ;

$\beta$  = angolo che il profilo del terrapieno forma con l'orizzontale;

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

Per la determinazione del coefficiente di spinta attiva si è considerata un'inclinazione nulla del terreno a monte ( $\beta = 0$ ).

### 5.2 AZIONI SISMICHE

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:

$$S_{A/P} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{A/P} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente  $k_{A/P}$  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.

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

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

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

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

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

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

### 5.3 URTO DA TRAFFICO VEICOLARE

Per i muri di sostegno si considera l'azione causata da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza. La normativa prevede una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia (il più piccolo dei due valori), ed applicata su una linea lunga 0,5 m. Effettuando una diffusione longitudinale a 45° fino alla base del paramento si ottiene la lunghezza longitudinale ( $L_c$ ) e il valore della forza riferito ad 1 m di lunghezza di muro.

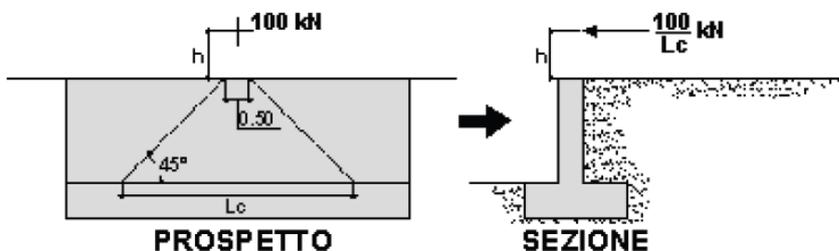


Figura 1 – Schema di diffusione forza collisione.

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale				
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA				
RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL NV0605 001	DOCUMENTO REV. A	FOGLIO 8 DI 85

## 5.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni definite associate alla progettazione geotecnica.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Di seguito si riportano invece i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_f$	1,0	1,0

*Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo*

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

Le verifiche vengono condotte definendo diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definite per le azioni (A1 e A2) e per i parametri geotecnici (M1 e M2), come descritto nel dettaglio nei successivi paragrafi.

## 5.5 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

### 5.5.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE

Gli Stati Limite Ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i **muri di sostegno** si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione – terreno;
- ribaltamento;

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b> <b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO NV0605 001	REV. A

- stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno.

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza strutturale del muro.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata secondo l’Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC18 per le azioni e i parametri geotecnici e 6.8.I delle NTC18 per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l’Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC18. Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.4$

**Tabella 2** Tabella 6.5.I delle NTC18 – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

### Verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno

Per le verifiche di stabilità, si ricorre, nell’ambito dei metodi all’equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce. Le ipotesi alla base di questi metodi sono:

1. stato di deformazione piano;
2. arco della superficie di scorrimento alla base del concio approssimabile con la relativa corda;
3. comportamento del terreno rigido-perfettamente plastico e criterio di rottura di Mohr – Coulomb;
4. coefficiente di sicurezza FS uguale per la componente di coesione e per quella di attrito e unico per tutti i conci.

I diversi metodi poi differiscono sulle ipotesi semplificative necessarie a rendere il problema determinato; i due più diffusi sono il metodo di Fellenius ed il metodo di Bishop. Si è fatto riferimento a quest’ultimo nelle analisi effettuate.

### Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Secondo il paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC18, ai fini della verifica a traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva antistante il muro.

### Verifica al collasso per carico limite del complesso fondazione - terreno

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale <b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO NV0605 001	REV. <b>A</b>

dove:

$\gamma$  = peso di volume del terreno di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico  $B = B_f - 2e$ );

$c'$  = coesione del terreno di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

$N_y, N_c, N_q$  = fattori di capacità portante;

$s_y, s_c, s_q$  = fattori di forma della fondazione;

$d_y, d_c, d_q$  = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;

$i_y, i_c, i_q$  = fattori di inclinazione del carico;

$b_y, b_c, b_q$  = fattori di inclinazione della base della fondazione;

$g_y, g_c, g_q$  = fattori di inclinazione del piano campagna.

## 5.5.2 VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

In conformità con il paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC18, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è stata eseguita mediante i metodi pseudo – statici.

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

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

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 (SS) e dell'amplificazione topografica (ST) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b> <b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO NV0605 001	REV. A

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)

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.

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione 6.2.1 delle NTC18, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nella Tabella 7.11.III delle NTC18.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 1.2$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.0$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.2$

**Tabella 3** Tabella 7.11.III delle NTC18 – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi (SLV) dei muri di sostegno.

Per l'analisi sismica, si considera che le opere abbiano una Vita Nominale VN di 75 anni, ricadano in classe d'uso II (coefficiente d'uso CU=1.00) e, quindi hanno una Vita di Riferimento VR= VN·CU di 75 anni.

Con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), i parametri sismici sono di seguito riportati.

Categoria sismica	$a_g/g$	$S_s$	$a_{max}/g$
[-]	[-]	[-]	[-]
C	0.182	1.428	0.255

**Tabella 4** Parametri sismici di riferimento.

### Verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno - terreno

Anche in condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC18.

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b> <b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO NV0605 001	REV. A

Utilizzando il metodo pseudo – statico, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente sono pari a:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

con  $k_h$  e  $k_v$  definiti come segue (paragrafo 7.11.3.5.2 delle NTC18):

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove  $\beta_s = 0.38$  è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, relativo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

La verifica di sicurezza deve essere effettuata con lo stesso approccio utilizzato in condizioni statiche ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con un coefficiente di progetto  $\gamma_R = 1.2$ .

## 5.6 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

Per i muri a mensola in condizioni di esercizio devono essere rispettate le seguenti limitazioni per le tensioni di compressione nel calcestruzzo e di trazione nell'acciaio; va inoltre effettuata la verifica allo SLE di apertura delle fessure.

Verifica delle tensioni in esercizio

limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara) =  $0.55 f_{ck}$ ;
- per combinazione di carico quasi permanente =  $0.40 f_{ck}$  ;

limiti per le tensioni di trazione nel acciaio:

- per caratteristica (rara):  $0.75 f_{yk}$ .

Verifica per lo Stato Limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

$$\delta f < w_1 = 0.2 \text{ mm.}$$

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale <b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>				
RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 78 CL NV0605 001	REV. A	FOGLIO 13 DI 85

## 5.7 VERIFICHE ALL'URTO

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

Si eseguirà la verifica a scorrimento e a ribaltamento per le quali si applica un carico di 100 kN diffuso sulla lunghezza del muro, che a favore di sicurezza si considera pari a 10 m da cui:

$f=100/10=10$  kN/m      forza in testa

$m=f \cdot l=10$  kNm/m      momento in testa al muro

Per le verifiche strutturali si considera la verifica a pressoflessione della sezione di spiccato del paramento per la quale:

$M=[100 \cdot (H_p+1)]/L_c$       momento allo spiccato      momento allo spiccato

$T=100/L_c$       taglio allo spiccato

in cui

$L_c=0.5 \text{ m} + 2 H_p$       larghezza di ripartizione come descritto al par. 5.3

$H_p$       altezza del paramento



Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_d/g$	0.182	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.428	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0987605	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0494	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.297		0.297		0.297
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.361		0.361		0.361
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.369		0.369		0.369
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		3.000		3.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.832		2.832		2.832
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.814		2.814		2.814

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	altro	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	1.00	1.00
	sfavorevole		1.35	1.00
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.00

Parametro		altro	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	1.00	1.00
coesione	$c'_k$	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	altro	altro
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.40	1.20
Scorrimento		1.10	1.00
Ribaltamento		1.15	1.00

Nella tabella successiva è riportato il valore del sovraccarico variabile dovuto al carico stradale di 20 kPa che in condizioni sismiche è stato ridotto al 20% (4 kPa).

		SLE		STR/GEO	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.244		0.244
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.302		0.302
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.309		0.309
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000		3.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.832		2.832
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.814		2.814

<b>Carichi Agenti</b>		valori caratteristici		valori di	
		SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	20.00	20.00
	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
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1		1.00	condizione quasi permanente Ψ2	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	4.00	
	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	

Si eseguirà la verifica a scorrimento e a ribaltamento per le quali si applica un carico di 100 kN diffuso sulla lunghezza del muro, che a favore di sicurezza si considera pari a 10 m da cui:

$$f=100/10=10 \text{ kN/m} \quad \text{forza in testa}$$

$$m=f \cdot 1=10 \text{ kNm/m} \quad \text{momento in testa al muro}$$

<b>Carichi Agenti</b>		valori caratteristici		valori di	
		SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00
	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	10.00	10.00
	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	10.00	10.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1		1.00	condizione quasi permanente Ψ2	
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	

## 6.2 AZIONI

### 6.2.1 FORZE VERTICALI E FORZE INERZIALI

#### FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	53.13	53.13
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	80.00	80.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	133.13	133.13
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	258.40	258.40
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 =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	258.40	258.40
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	64	96
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

			SLE	STR/GEO
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	29.22	29.22
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	160.00	160.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	189.22	189.22
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	620.16	620.16
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	620.16	620.16
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	153.6	230.4
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

### INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	13.15
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	6.57

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	25.52
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	12.76

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

MPs1 h =	$k_h \cdot P_{m1} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h =	$k_h \cdot P_{m2} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	15.35
MPs3 h =	$k_h \cdot P_{m3} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h =	$k_h \cdot P_{m4} \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	3.16
MPs5 h =	$-k_h \cdot P_{m5} \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	18.51

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

MPs1 v =	$k_v \cdot P_{m1} \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v =	$k_v \cdot P_{m2} \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	1.44
MPs3 v =	$k_v \cdot P_{m3} \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v =	$k_v \cdot P_{m4} \cdot (B/2)$	(kNm/m)	7.90
MPs5 v =	$k_v \cdot P_{m5} \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	9.34

- 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)	74.65
MPts2 h =	$k_h \cdot P_{t2} \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$k_h \cdot P_{t3} \cdot (H_2 + H_3^2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	74.65

- 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)	30.62
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 =	$k_v \cdot P_{t3} \cdot ((H_2 + H_3^2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	30.62

## 6.2.2 SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE

### CONDIZIONE STATICA

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 59.63	80.50
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 24.86	37.29

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$S_t \cdot \cos \delta$	(kN/m) 56.87	76.77
Sqh perm =	$S_q \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqh acc =	$S_q \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 23.71	35.56

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$S_t \cdot \sin \delta$	(kN/m) 17.93	24.21
Sqv perm =	$S_q \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqv acc =	$S_q \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 7.48	11.21

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d \right]$	(kN/m) 0.00	0.00
------	--	-------------	------

#### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$S_{th} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 95.73	129.24
MSt2 =	$S_{tv} \cdot B$	(kNm/m) 71.72	96.83
MSq1 perm =	$S_{qh \text{ perm}} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq1 acc =	$S_{qh \text{ acc}} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 59.86	89.79
MSq2 perm =	$S_{qv \text{ perm}} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq2 acc =	$S_{qv \text{ acc}} \cdot B$	(kNm/m) 29.90	44.85
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00

#### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00

### 6.2.3 SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE

#### CONDIZIONE SISMICA +

##### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	59.21	59.21
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	17.58	17.58
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	30.51	30.51
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	54.37	54.37
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	16.15	16.15
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	28.01	28.01
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	23.45	23.45
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6.96	6.96
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	12.08	12.08
- Spinta passiva sul dente			
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00

##### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica +			
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	( kNm/m )	91.52	91.52
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	( kNm/m )	27.18	27.18
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	93.81	93.81
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	27.86	27.86
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	( kNm/m )	70.74	70.74
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	48.34	48.34
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/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 )	0.00

## CONDIZIONE SISMICA -

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	59.21	59.21
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	11.91	11.91
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	31.19	31.19

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	54.37	54.37
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	10.93	10.93
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	28.64	28.64

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	23.45	23.45
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	4.72	4.72
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	12.35	12.35

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^- + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps}^- \cdot H_2) \cdot H_d$	(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> +h <sub>d</sub> )/3-h <sub>d</sub> )	( kNm/m )	91.52	91.52
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> +H <sub>d</sub> )/3-H <sub>d</sub> )	( kNm/m )	18.41	18.41
MSst2 stat = Sst1v stat * B	( kNm/m )	93.81	93.81
MSst2 sism = Sst1v sism * B	( kNm/m )	18.87	18.87
MSsq1 = Ssq1h * ((H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> +H <sub>d</sub> )/2-H <sub>d</sub> )	( kNm/m )	72.31	72.31
MSsq2 = Ssq1v * B	( kNm/m )	49.41	49.41
MSp = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^- / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^- \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	( kNm/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 )	0.00

## 6.2.1 SPINTE IN PRESENZA DI URTO

### FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	27.50	27.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	18.75	18.75
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	46.25	46.25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	29.26	29.26
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 =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	29.26	29.26
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

			SLE	STR/GEO
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	15.13	15.13
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	14.06	14.06
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	29.19	29.19
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	33.65	33.65
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	33.65	33.65
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

## CONDIZIONE STATICA

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 16.93	22.85
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 15.34	20.71
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 7.15	9.66
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

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00
------	--	-------------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 13.81	18.64
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 10.73	14.49
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 10.00	15.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m) 27.00	40.50
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale				
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA				
RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL NV0605 001	DOCUMENTO REV. A	FOGLIO 24 DI 85

### 6.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

#### 6.3.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

##### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 426.94 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 112.34 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$\mathbf{Fs \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2.19} \quad > \quad \mathbf{1.1}}$$

##### VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

##### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 809.38 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 77.35 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{Fs \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{10.46} \quad > \quad \mathbf{1.15}}$$

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b> <b>NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA</b>				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA</b>	<b>PROGETTO</b> IA5F	<b>LOTTO</b> 01	<b>CODIFICA DOCUMENTO</b> D 78 CL NV0605 001	<b>REV.</b> A

### VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)		426.94	522.94	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T = Sth + Squ + f - Sp		112.34	112.34	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM = ΣM		732.03	962.43	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M = Xc*N - MM		121.86	83.46	( kNm/m )

### **Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0*Nq'iq + 0,5*\gamma_1*B*N\gamma'i\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	15.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m <sup>3</sup> )
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.29	0.16	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.43	3.68	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg <sup>2</sup> (45 + φ/2)*e <sup>(π*tg(φ))</sup>	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	30.14		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

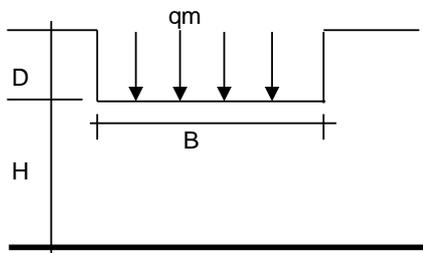
iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0.61	0.67	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.59	0.59	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) <sup>m+1</sup>		0.48	0.48	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	829.99	853.85	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub>*B*/N</b>	Nmin	<b>6.67</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>6.01</b>	>	

### CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	416.93	(kN/m)
M	78.45	(kNm/m)
e=M/N	0.19	(m)
B*	3.62	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.00	(m)
D/B* =	0.28	(m)
Hs/B* =	0.94	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 117.82 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.949 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.35 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 2.35 \quad (\text{mm})$$

### 6.3.2 VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv = 402.83 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh = 109.70 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' = 0.58 \quad (-)$$

$$Fs = (N*f + Sp) / T$$

$$2.12 > 1$$

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 = 809.38 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts = 201.84 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr$$

$$4.01 > 1$$

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b> <b>NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA</b>				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 78 CL NV0605 001	REV. A

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	443.69	456.49	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	114.79		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	754.68	785.40	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	132.70	127.58	(kNm/m)

### Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c * i_c + q_0 * N_q * i_q + 0,5 * \gamma_1 * B * N_\gamma * i_\gamma$$

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	15.00		(kN/mq)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.30	0.28	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.40	3.44	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.62	0.62	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.59	0.60	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot(\phi)))^{m+1}$		0.48	0.48	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	832.35	844.04	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>6.38</b>	>	<b>1.2</b>
		Nmax	<b>6.36</b>	>	



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	NV0605 001	A	28 DI 85

### Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriorme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c'$	coesione terreno di fondaz.	15.00		(kN/mq)
$\phi'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.37	0.28	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.25	3.44	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.53	0.58	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi')))^{m+1}$		0.41	0.42	(-)

(fondazione nastriorme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	719.17	775.36	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>5.16</b>	>	<b>1.2</b>
		Nmax	<b>5.16</b>	>	

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale <b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO NV0605 001	REV. <b>A</b>

### 6.3.3 VERIFICA IN CONDIZIONI ECCEZIONALI (URTO)

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$		409.46	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$		66.87	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\varphi_1'$		0.58	(-)	
<b>Fs scorr.</b>	<b><math>(N \cdot f + S_p) / T</math></b>	<b>3.54</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		809.38	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$		84.51	(kNm/m)	
<b>Fs ribaltamento</b>	<b><math>M_s / M_r</math></b>	<b>9.58</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA5F 01 D 78 CL NV0605 001 A 30 DI 85

## 6.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO

### 6.4.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	28.0	0	Rilevato stradale
materiale 2	19	24.0	12	Unità U1c
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 10 [kN/m<sup>3</sup>]

azioni sismiche  $a_g/g$  0.182 (-)  $S_s$  1.428  $k_h$  0.0988 (-)  
 $\beta_s$  0.38  $S_T$  1  $k_v$  0.0494 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda				
	materiale 1			<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 2	<input type="checkbox"/>	materiale 4	<input type="checkbox"/>	materiale 2	<input type="checkbox"/>	falda			
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y			
0	100.000	101.000	0	100.800	104.600	0	50.000	100.000	0			0	50.000	80.000
1	50.000	101.000	1	150.000	104.600	1	150.000	100.000	1			1	150.000	80.000
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		

#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop
1024	STATICO 2.619
	SISMICO 1.695

CALCOLO

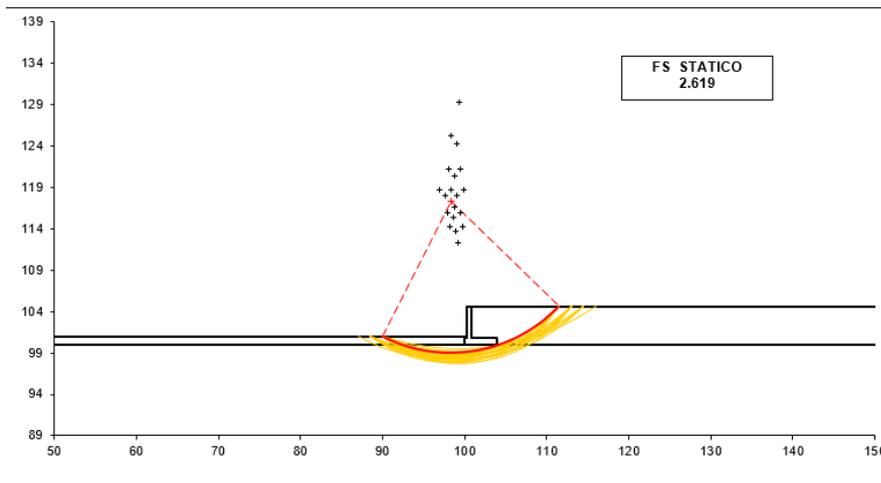
Condizione di Carico

STATICA

# superfici da disegnare

20

DISEGNO



2.619 > 1.1 VERIFICA SODDISFATTA

### 6.4.2 VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	35	0	Riporto
materiale 2	19	30	15	Unità U1c
materiale 3				
materiale 4				

azioni sismiche  $a_g/g$  0.182 (-)  $S_s$  1.428  $k_h$  0.0988 (-)  
 $\beta_s$  0.38  $S_T$  1  $k_v$  0.0494 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
	materiale 1			<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 2	<input type="checkbox"/>	materiale 4	<input type="checkbox"/>	materiale 2	<input checked="" type="checkbox"/>	
	x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.000	0	100.800	104.600	0	50.000	100.000	0		
1	50.000	101.000	1	150.000	104.600	1	150.000	100.000	1	50.000	80.000
2			2			2			2		
3			3			3			3		

#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
1024	STATICO	3.388
	SISMICO	2.202

CALCOLO

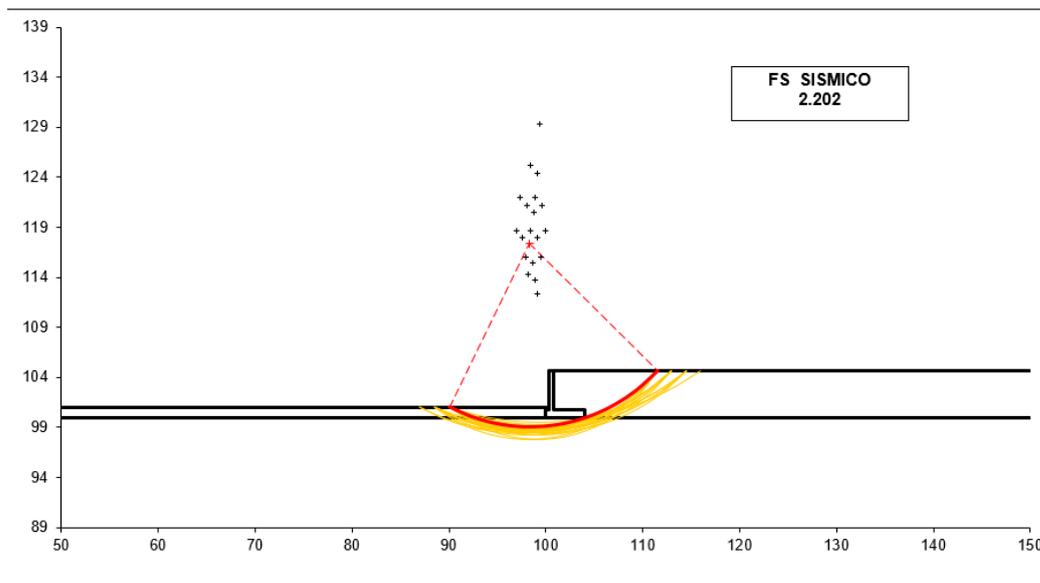
Condizione di Carico

SISMICA

# superfici da disegnare

20

DISEGNO



2.202 > 1.2 VERIFICA SOFFISFATTA

## 6.5 VERIFICHE STRUTTURALI

### 6.5.1 CALCOLO SOLLECITAZIONI

#### Verifica allo Stato Limite Ultimo

#### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

##### Reazione del terreno

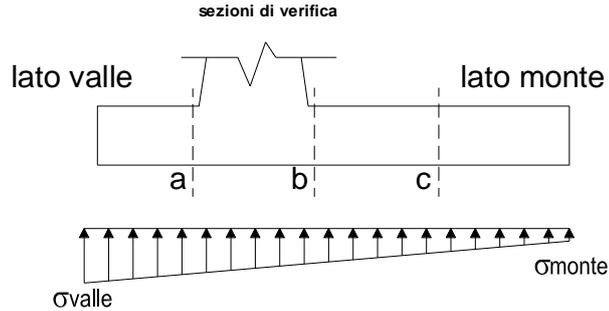
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 4.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.67 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	426.94	121.86	152.43	61.04
	522.94	83.46	162.03	99.44
sisma+	433.92	142.54	161.93	55.03
	433.92	142.54	161.93	55.03
sisma-	393.53	139.38	150.65	46.12
	393.53	139.38	150.65	46.12



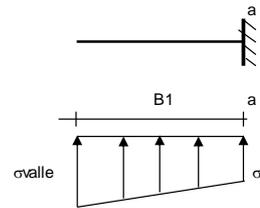
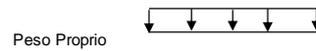
##### Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^3 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	152.43	145.58	5.86	38.70
	162.03	157.34	6.32	41.91
sisma+	161.93	153.91	6.22	43.89
	161.93	153.91	6.27	43.89
sisma-	150.65	142.81	5.81	40.47
	150.65	142.81	5.76	40.47



##### Mensola Lato Monte

PP = 20.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

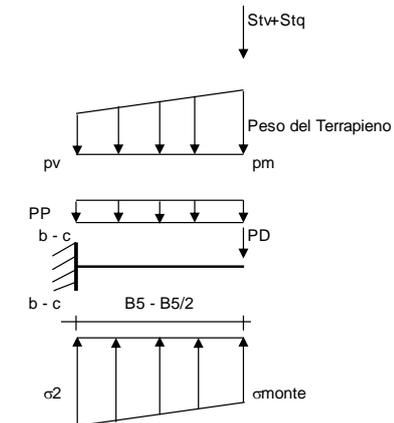
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	80.75	110.75	80.75	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	80.75	110.75	80.75	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	80.75	110.75	80.75	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2b$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_2c$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	61.04	134.15	-191.88	-45.51	97.60	-91.90	-69.71
	99.44	149.51	-188.19	-55.49	124.48	-86.07	-65.49
sisma+	55.03	140.55	-187.41	-48.46	97.79	-83.55	-69.97
	55.03	140.55	-187.41	-48.46	97.79	-83.55	-69.97
sisma-	46.12	129.74	-179.82	-46.45	87.93	-79.87	-67.35
	46.12	129.74	-179.82	-46.45	87.93	-79.87	-67.35

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

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

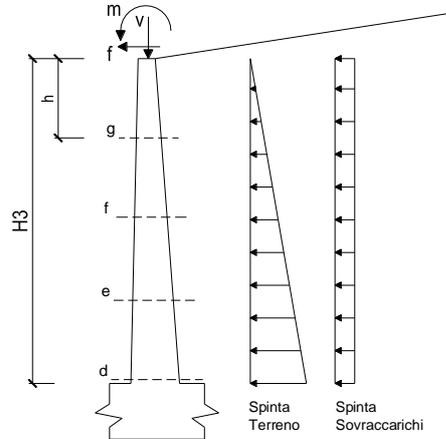
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

$$V_q = K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	77.03	63.60	0.00	140.63	0.00	53.13	53.13
e-e	3.19	32.50	35.77	0.00	68.27	0.00	39.84	39.84
f-f	2.13	9.63	15.90	0.00	25.53	0.00	26.56	26.56
g-g	1.06	1.20	3.97	0.00	5.18	0.00	13.28	13.28

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	54.38	29.93	0.00	84.30
e-e	3.19	30.59	22.45	0.00	53.03
f-f	2.13	13.59	14.96	0.00	28.56
g-g	1.06	3.40	7.48	0.00	10.88

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	57.06	17.13	0.00	0.00	11.15	85.34	0.00	55.75	55.75
e-e	3.19	24.07	7.23	0.00	0.00	6.27	37.57	0.00	41.81	41.81
f-f	2.13	7.13	2.14	0.00	0.00	2.79	12.06	0.00	27.87	27.87
g-g	1.06	0.89	0.27	0.00	0.00	0.70	1.86	0.00	13.94	13.94

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	40.28	12.10	0.00	0.00	5.25	57.62
e-e	3.19	22.66	6.80	0.00	0.00	3.93	33.40
f-f	2.13	10.07	3.02	0.00	0.00	2.62	15.72
g-g	1.06	2.52	0.76	0.00	0.00	1.31	4.59

**condizione sismica -**

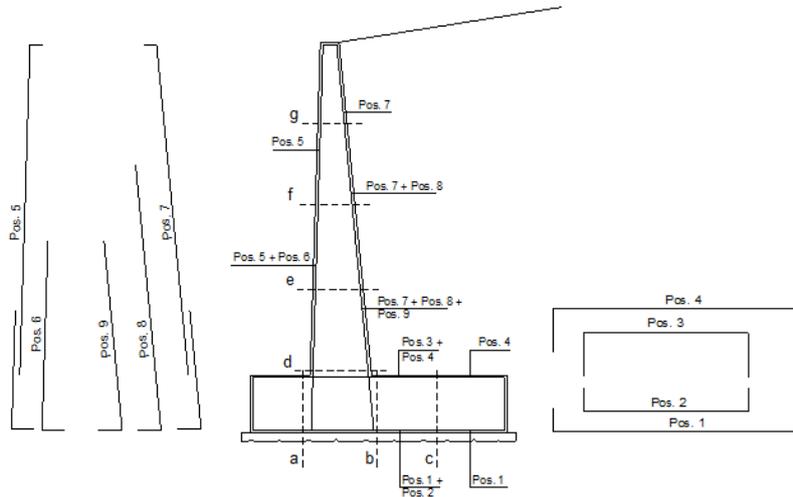
sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	57.06	11.38	0.00	0.00	11.15	79.59	0.00	50.50	50.50
e-e	3.19	24.07	4.80	0.00	0.00	6.27	35.15	0.00	37.88	37.88
f-f	2.13	7.13	1.42	0.00	0.00	2.79	11.34	0.00	25.25	25.25
g-g	1.06	0.89	0.18	0.00	0.00	0.70	1.77	0.00	12.63	12.63

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	40.28	8.03	0.00	0.00	5.25	53.56
e-e	3.19	22.66	4.52	0.00	0.00	3.93	31.11
f-f	2.13	10.07	2.01	0.00	0.00	2.62	14.70
g-g	1.06	2.52	0.50	0.00	0.00	1.31	4.33

### 6.5.2 VERIFICHE SLU

Si dispone un'armatura principale, sia nel paramento verticale che nella soletta di fondazione, costituita da  $\phi 20/20$  e un'armatura di ripartizione costituita da  $\phi 10/25$ . Il copriferro di calcolo è pari a 4 mm.

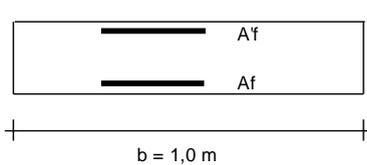
#### SCHEMA DELLE ARMATURE



#### ARMATURE

pos	n°/ml	$\phi$	Il strato	pos	n°/ml	$\phi$	Il strato
1	5.0	20	┌	5	5.0	20	┌
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	0	
				9	0.0	0	┌

Calcola



c-c pos 1-4  
d-d pos 5-6-7-8-9  
e-e pos 5-6-7-8-9  
f-f pos 5-7-8  
g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	6.32	0.00	0.80	15.71	15.71	444.95
b - b	-191.88	0.00	0.80	15.71	15.71	444.95
c - c	-91.90	0.00	0.80	15.71	15.71	444.95
d - d	140.63	53.13	0.50	15.71	15.71	271.02
e - e	68.27	39.84	0.50	15.71	15.71	268.41
f - f	25.53	26.56	0.50	15.71	15.71	265.79
g - g	5.18	13.28	0.50	15.71	15.71	263.17

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>Rd</sub>	$\phi$ staffe	i orizz.	i vert.	$\theta$	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	43.89	0.80	275.36	10	25	25	21.8	822.05	Armatura a taglio non necessaria
b - b	55.49	0.80	275.36	10	25	25	21.8	822.05	Armatura a taglio non necessaria
c - c	69.97	0.80	275.36	10	25	25	21.8	822.05	Armatura a taglio non necessaria
d - d	84.30	0.50	206.78	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
e - e	53.03	0.50	205.01	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
f - f	28.56	0.50	203.25	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
g - g	10.88	0.50	201.48	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICATO

### 6.5.3 VERIFICHE SLE

VERIFICA DI TENSIONI DI ESERCIZIO

#### Condizione Statica

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	4.35	0.00	0.80	15.71	15.71	0.07	4.00
b - b	-100.20	0.00	0.80	15.71	15.71	1.59	92.30
c - c	-52.40	0.00	0.80	15.71	15.71	0.83	48.27
d - d	71.40	47.50	0.50	15.71	15.71	2.64	98.58
e - e	34.68	35.63	0.50	15.71	15.71	1.29	44.14
f - f	12.98	23.75	0.50	15.71	15.71	0.49	13.51
g - g	2.63	11.88	0.50	15.71	15.71	0.09	1.09

#### 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	4.87	0.00	0.80	15.71	15.71	0.08	4.48
b - b	-134.57	0.00	0.80	15.71	15.71	2.14	123.96
c - c	-63.81	0.00	0.80	15.71	15.71	1.01	58.78
d - d	57.99	45.42	0.50	15.71	15.71	2.15	78.01
e - e	25.58	34.06	0.50	15.71	15.71	0.96	30.27
f - f	8.24	22.71	0.50	15.71	15.71	0.31	6.54
g - g	1.28	11.35	0.50	15.71	15.71	0.05	0.01

VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

#### condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	w <sub>k</sub>	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	5.36	0.00	0.80	15.71	15.71	0.09	4.94	0.007	0.200
b - b	-133.76	0.00	0.80	15.71	15.71	2.12	123.21	0.165	0.200
c - c	-63.81	0.00	0.80	15.71	15.71	1.01	58.78	0.079	0.200
d - d	99.46	53.13	0.50	15.71	15.71	3.67	141.26	0.174	0.200
e - e	47.92	39.84	0.50	15.71	15.71	1.78	63.78	0.078	0.200
f - f	17.73	26.56	0.50	15.71	15.71	0.66	20.14	0.024	0.200
g - g	3.54	13.28	0.50	15.71	15.71	0.13	1.99	0.002	0.200

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

#### condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	w <sub>k</sub>	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	4.24	0.00	0.80	15.71	15.71	0.07	3.91	0.005	0.200
b - b	-79.17	0.00	0.80	15.71	15.71	1.26	72.92	0.098	0.200
c - c	-38.43	0.00	0.80	15.71	15.71	0.61	35.40	0.047	0.200
d - d	57.06	53.13	0.50	15.71	15.71	2.12	74.25	0.090	0.200
e - e	24.07	39.84	0.50	15.71	15.71	0.90	26.26	0.031	0.200
f - f	7.13	26.56	0.50	15.71	15.71	0.26	4.04	0.004	0.200
g - g	0.89	13.28	0.50	15.71	15.71	0.00	-	-	0.200

sez. compressa

VERIFICATO

### 6.5.4 VERIFICHE STRUTTURALI IN PRESENZA DI URTO

Per le verifiche strutturali si considera la verifica a pressoflessione della sezione di spiccato del paramento per la quale:

$M = [100 \cdot (H_p + 1)] / L_c = 58.33$  kNm/m momento allo spiccato

$T = 100 / L_c = 11.11$  kN/m taglio allo spiccato

in cui

$L_c = 0.5 \text{ m} + 2 H_p = 9.0$  m larghezza di ripartizione come descritto al par. 5.3

$H_p = 4.25$  m altezza del paramento

#### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm

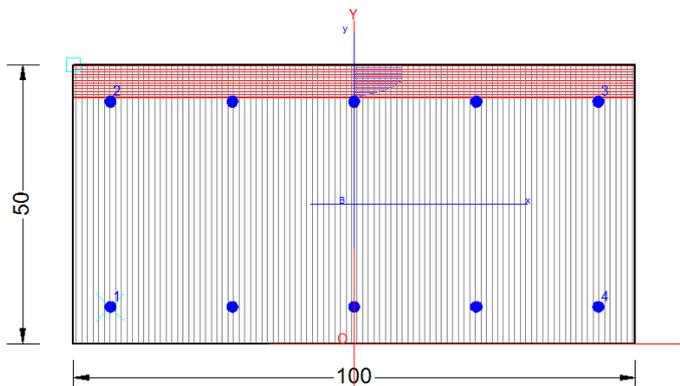
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.7 cm

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

- Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
- N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
- Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
- My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
- N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
- Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
- My Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
- Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$
- As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	5315	5833	0	5326	26954	0	4.62	15.7(8.4)

Nome sezione: spiccato Comb. n. 1 (S.L.U.)  
Coprif. netto minimo barre long.: 5.6 cm Coprif. netto staffe: 4.8 cm



**Legenda**

- 10 Ø 20 tensioni normali

Aff tot = 31.42 (0.83 %)

<p><b>Calcestruzzo</b></p> <p>Sc (daN/cm<sup>2</sup>)</p> <p>Def. unitaria</p>	<p><b>Acciaio</b></p> <p>Ss (daN/cm<sup>2</sup>)</p> <p>Def. unitaria</p>	<p><b>Visualizza</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Asse riferimento sezione</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Quotatura sezione</p> <p><input type="checkbox"/> Numeraz. vertici cong.</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Numerazione barre</p>
--	---	---



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA5F 01 D 78 CL NV0605 001 A 37 DI 85

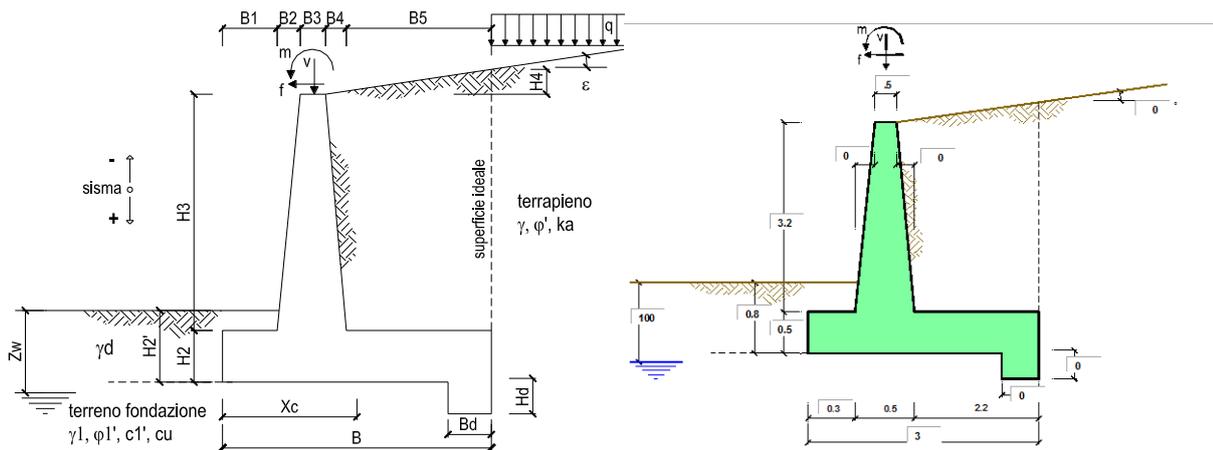
verifica a taglio						
h	500	mm	Rck	40		
c	62	mm	fck	33.2		
d	438	mm	yc	1.5		
bw	1000	mm				
$1+(200/d)$	1.676		As	5	Φ	20.0
k	1.676					
Asl	1571	mm <sup>2</sup>				
Asl/(bw·c)	0.004					
ρ1	0.004		Vrd	201.1	kN	
vmin	0.437		Ved	11	KN	
vmin·bw·c	191611	N				
Vrd	201120	N	VERIFICATO			

armatura a taglio non necessaria

## 7 ANALISIS E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO NV06\_2

### 7.1 INPUT

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



#### DATI DI PROGETTO:

##### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.20	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

##### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.20	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.50	(m)

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

				valori caratteristici SLE	valori c STR/GEO
<b>Dati Geotecnici</b>					
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	35.00	35.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	17.50	17.50
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	15.00	15.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma1$	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d$	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	3.40	
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	60000	
Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_d/g$	0.182	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.428	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)	
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0987605	(-)	
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0494	(-)	
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			

		SLE	STR/GEO
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.246
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.302
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.308
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.832
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.814

				valori caratteristici SLE - sisma	valori di p STR/GEO
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	20.00	30.00
	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
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$		1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	4.00	
	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		

Si riporta di seguito una tabella rappresentante i coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni statiche nella prima colonna e i coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni sismiche nella seconda colonna.

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	altro	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	1.00	1.00
	sfavorevole		1.35	1.00
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.00

Parametro		altro	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	1.00	1.00
coesione	$c'_k$	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	altro	altro
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.40	1.20
Scorrimento		1.10	1.00
Ribaltamento		1.15	1.00

Si eseguirà la verifica a scorrimento e a ribaltamento per le quali si applica un carico di 100 kN diffuso sulla lunghezza del muro, che a favore di sicurezza si considera pari a 10 m da cui:

$$f=100/10=10 \text{ kN/m} \quad \text{forza in testa}$$

$$m=f \cdot 1=10 \text{ kNm/m} \quad \text{momento in testa al muro}$$

<b>Carichi Agenti</b>		valori caratteristici		valori di	
		SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00
	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	10.00	10.00
	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	10.00	10.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi_1$	1.00	condizione quasi permanente $\Psi_2$	
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	



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	NV0605 001	A	41 DI 85

## 7.2 AZIONI

### 7.2.1 FORZE VERTICALI E FORZE INERZIALI

#### FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m) 0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 40.00	40.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m) 0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 37.50	37.50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m) 77.50	77.50
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m) 133.76	133.76
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) 133.76	133.76
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 44	66
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 8.8	

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

		SLE	STR/GEO
- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m) 22.00	22.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m) 56.25	56.25
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m) 78.25	78.25
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m) 254.14	254.14
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m) 0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m) 0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m) 254.14	254.14
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m) 83.6	125.4
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m) 16.72	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	7.65
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	3.83

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	13.21
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	6.61

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	8.30
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.93
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	9.22

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	1.09
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	2.78
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	3.86

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	27.74
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	27.74

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	12.55
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	12.55

## 7.2.2 SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

			SLE	STR/GEO	
St	=	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	32.01	43.21
Sq perm	=	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq acc	=	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	18.21	27.32

- Componente orizzontale condizione statica

Sth	=	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	30.53	41.21
Sqh perm	=	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh acc	=	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.37	26.06

- Componente verticale condizione statica

Stv	=	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	9.63	12.99
Sqv perm	=	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv acc	=	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.48	8.22

- Spinta passiva sul dente

Sp	=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00
----	---	--	--------	------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO	
MSt1	=	$St \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	37.65	50.83
MSt2	=	$St \cdot B$	(kNm/m)	28.88	38.98
MSq1 perm	=	$Sq \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq1 acc	=	$Sq \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	32.13	48.20
MSq2 perm	=	$Sq \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq2 acc	=	$Sq \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	16.43	24.65
MSp	=	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1	=	$mp + m$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext2	=	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext3	=	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.00	0.00

### 7.2.3 SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE

#### CONDIZIONE SISMICA +

##### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	32.01	32.01
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	9.17	9.17
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	4.47	4.47

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	30.53	30.53
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8.74	8.74
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.26	4.26

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	9.63	9.63
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.76	2.76
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.34	1.34

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00
---	--------	------	------

##### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	37.65	37.65
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	10.78	10.78
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	28.88	28.88
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	8.27	8.27
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	7.88	7.88
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	4.03	4.03
MSp = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

##### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp + ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 = $(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 = $(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		0.00

## CONDIZIONE SISMICA -

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	32.01	32.01
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	6.09	6.09
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	4.56	4.56

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	30.53	30.53
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.81	5.81
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.35	4.35

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	9.63	9.63
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.83	1.83
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.37	1.37

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00
---	--------	------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	( kNm/m )	37.65	37.65
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	( kNm/m )	7.16	7.16
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	28.88	28.88
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	5.49	5.49
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	( kNm/m )	8.05	8.05
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	4.11	4.11
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00

## 7.2.4 SPINTE IN PRESENZA DI URTO

### FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	40.00	40.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	37.50	37.50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	77.50	77.50
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	133.76	133.76
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)	133.76	133.76
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0

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

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Muro (Mm)</b>				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	22.00	22.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	56.25	56.25
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	78.25	78.25
<b>- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	254.14	254.14
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	254.14	254.14
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0

## CONDIZIONE STATICA

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 32.01	43.21	43.21
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 30.53	41.21	41.21
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 9.63	12.99	12.99
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	---	-------------	------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MS <sub>t1</sub> =	$St \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 37.65	50.83	50.83
MS <sub>t2</sub> =	$St \cdot B$	(kNm/m) 28.88	38.98	38.98
MS <sub>q1 perm</sub> =	$Sq \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MS <sub>q1 acc</sub> =	$Sq \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MS <sub>q2 perm</sub> =	$Sq \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MS <sub>q2 acc</sub> =	$Sq \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MS <sub>p</sub> =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

M <sub>fext1</sub> =	$m_p + m$	(kNm/m) 10.00	15.00	15.00
M <sub>fext2</sub> =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 37.00	55.50	55.50
M <sub>fext3</sub> =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

## 7.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 7.3.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc}$	232.47	(kN/m)
-----	---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$St_h + Sq_h + f$	67.27	(kN/m)
-----	-------------------	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.58	(-)
-----	----------------	------	-----

<b>Fs scorr.</b>	<b>(N * f + Sp) / T</b>	<b>2.00</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>
------------------	-------------------------	-------------	-------------	------------



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	NV0605 001	A	48 DI 85

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 332.39 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp \quad 35.40 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fs \text{ ribaltamento} \quad Ms / Mr \quad \mathbf{9.39} \quad > \quad \mathbf{1.15}$$

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b> <b>NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA</b>				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 78 CL NV0605 001	REV. A

### VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)		232.47	298.47	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T = Sth + Squ + f - Sp		67.27	67.27	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM = ΣM		296.99	422.39	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M = Xc*N - MM		51.71	25.31	(kNm/m)

### Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0*N_q'iq + 0,5*\gamma_1*B*N_\gamma'i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	15.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m <sup>3</sup> )
q <sub>0</sub> = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.22	0.08	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.56	2.83	(m)

I valori di N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub> e N<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N <sub>q</sub> = tg <sup>2</sup> (45 + φ/2)*e <sup>(π*tg(φ'))</sup>	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	30.14		(-)
N <sub>γ</sub> = 2*(N <sub>q</sub> + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

I valori di i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub> e i<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

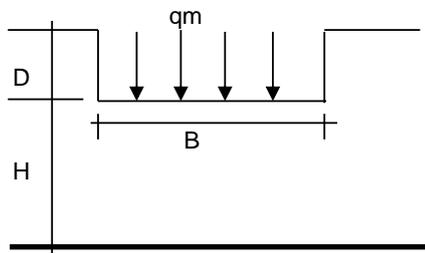
i <sub>q</sub> = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0.60	0.67	(-)
i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> )/(N <sub>q</sub> - 1)		0.58	0.58	(-)
i <sub>γ</sub> = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) <sup>m+1</sup>		0.47	0.47	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	682.09	707.01	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub>*B* / N</b>	Nmin	<b>7.50</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>6.70</b>	>	

### CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	226.36	(kN/m)
M	31.63	(kNm/m)
e=M/N	0.14	(m)
B*	2.72	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.80	(m)
D/B*	0.29	(m)
Hs/B*	1.25	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 85.45 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.948 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.46 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 1.68 \quad (\text{mm})$$

### 7.3.2 VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} = 217.76 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} = 60.12 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' = 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + S_p) / T$$

$$2.09 > 1$$

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} = 332.39 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} = 80.36 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r$$

$$4.14 > 1$$

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b> <b>NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA</b>				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 78 CL NV0605 001	REV. A

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr acc})$	239.79	248.59	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	62.82		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	311.86	328.58	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	47.83	44.31	(kNm/m)

### Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	15.00		(kN/mq)
$\phi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.20	0.18	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.60	2.64	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.63	0.64	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.61	0.62	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot(\phi)))^{m+1}$		0.50	0.51	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	732.47	745.53	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>7.95</b>	>	<b>1.2</b>
		Nmax	<b>7.93</b>	>	

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale <b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO NV0605 001	REV. A

### 7.3.3 VERIFICA IN CONDIZIONI ECCEZIONALI (URTO)

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv\text{ perm}} + S_{qv\text{ acc}}$		224.25	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$		56.21	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \tan \phi_1'$		0.58	(-)	
<b>Fs scorr.</b>	<b><math>(N \cdot f + S_p) / T</math></b>	<b>2.30</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		332.39	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$		82.35	(kNm/m)	
<b>Fs ribaltamento</b>	<b><math>M_s / M_r</math></b>	<b>4.04</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>

## 7.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO

### 7.4.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	28.0	0	Rilevato stradale
materiale 2	19	24.0	12	Unità U1c
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 10 [kN/m<sup>3</sup>]

azioni sismiche  $a_g/g$  0.182 (-)  $S_s$  1.428  $k_h$  0.0988 (-)  
 $\beta_s$  0.38  $S_T$  1  $k_v$  0.0494 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
	materiale 1			<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 2	<input type="checkbox"/>	materiale 4	<input type="checkbox"/>	materiale 2	<input type="checkbox"/>	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	101.000	0	100.600	102.800	0	50.000	100.000	0		
1	50.000	101.000	1	150.000	102.800	1	150.000	100.000	1	1	150.000
2			2			2			2		
3			3			3			3		



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA5F 01 D 78 CL NV0605 001 A 53 DI 85

#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop
1100	STATICO <b>4.615</b> SISMICO <b>2.445</b>

CALCOLO

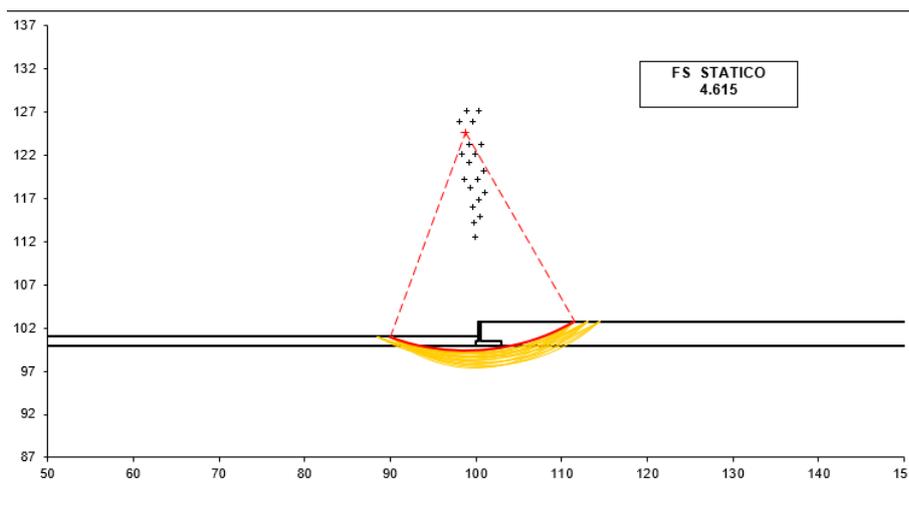
Condizione di Carico

STATICA

# superfici da disegnare

20

DISEGNO



4.615 > 1.1 VERIFICA SODDISFATTA

### 7.4.2 VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	35	0	Riporto
materiale 2	19	30	15	Unità U1c
materiale 3				
materiale 4				

azioni sismiche  $a_g/g$  0.182 (-)  $S_s$  1.428  $k_h$  0.0988 (-)

$\beta_s$  0.38  $S_T$  1  $k_v$  0.0494 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
materiale 1				materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda	
	x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.000	0	100.600	102.800	0	50.000	100.000	0		
1	50.000	101.000	1	150.000	102.800	1	150.000	100.000	1	50.000	80.000
2			2			2			2		
3			3			3			3		



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	NV0605 001	A	54 DI 85

#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	SISMICO
1100	5.959	3.175

CALCOLO

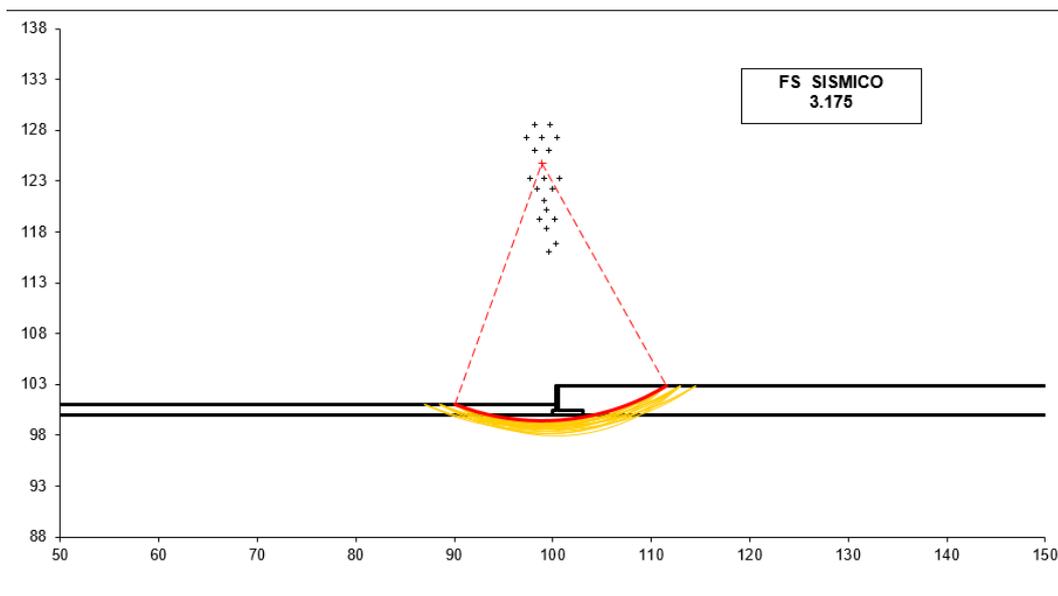
Condizione di Carico

SISMICA

# superfici da disegnare

20

DISEGNO



3.175 > 1.2 VERIFICA SODDISFATTA

## 7.5 VERIFICHE STRUTTURALI

### 7.5.1 CALCOLO SOLLECITAZIONI

#### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

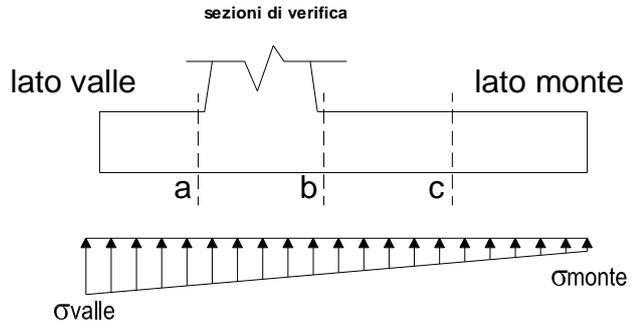
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 3.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.50 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
statico	232.47	51.71	111.97	43.01
sisma+	298.47	25.31	116.37	82.61
sisma-	222.46	52.32	109.03	39.27



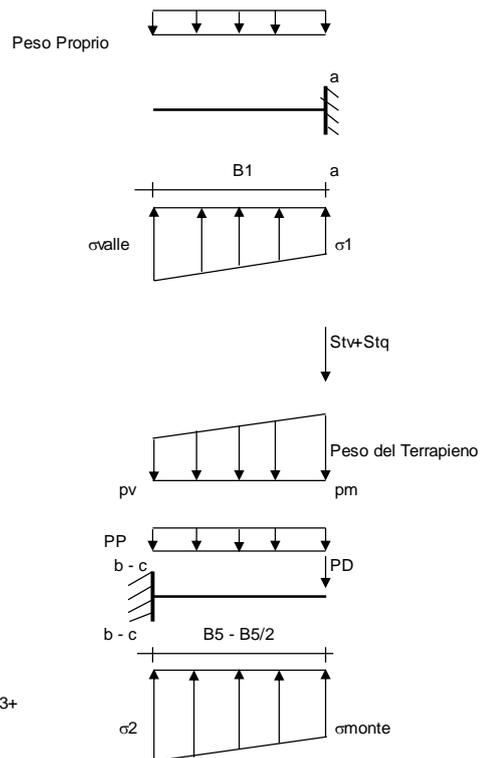
#### Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_a$ [kNm]	$V_a$ [kN]
statico	111.97	105.07	4.37	28.81
sisma+	116.37	112.99	4.62	30.65
sisma-	109.03	102.06	4.24	30.17



#### Mensola Lato Monte

PP = 12.50 (kN/m) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	60.80	90.80	64.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	60.80	90.80	64.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	60.80	90.80	64.80	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2b}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_b$ [kNm]	$V_b$ [kN]	$\sigma_{2c}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_c$ [kNm]	$V_c$ [kN]
statico	43.01	93.58	-79.16	-32.22	68.30	-36.55	-40.62
sisma+	82.61	107.36	-76.75	-39.49	94.99	-33.35	-37.16
sisma-	39.27	90.43	-69.75	-31.82	64.85	-29.65	-36.39

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

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

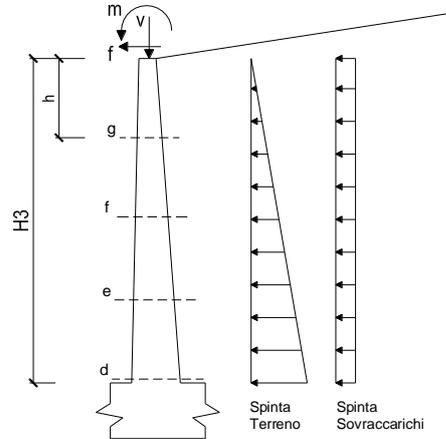
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

$$V_q = K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.20	32.88	36.05	0.00	68.94	0.00	40.00	40.00
e-e	2.40	13.87	20.28	0.00	34.15	0.00	30.00	30.00
f-f	1.60	4.11	9.01	0.00	13.12	0.00	20.00	20.00
g-g	0.80	0.51	2.25	0.00	2.77	0.00	10.00	10.00

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.20	30.83	22.53	0.00	53.36
e-e	2.40	17.34	16.90	0.00	34.24
f-f	1.60	7.71	11.27	0.00	18.97
g-g	0.80	1.93	5.63	0.00	7.56

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.20	24.36	7.31	5.89	0.00	6.32	43.88	0.00	41.98	41.98
e-e	2.40	10.28	3.09	3.31	0.00	3.56	20.23	0.00	31.48	31.48
f-f	1.60	3.04	0.91	1.47	0.00	1.58	7.01	0.00	20.99	20.99
g-g	0.80	0.38	0.11	0.37	0.00	0.40	1.26	0.00	10.49	10.49

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.20	22.83	6.86	3.68	0.00	3.95	37.33
e-e	2.40	12.84	3.86	2.76	0.00	2.96	22.43
f-f	1.60	5.71	1.71	1.84	0.00	1.98	11.24
g-g	0.80	1.43	0.43	0.92	0.00	0.99	3.76

**condizione sismica -**

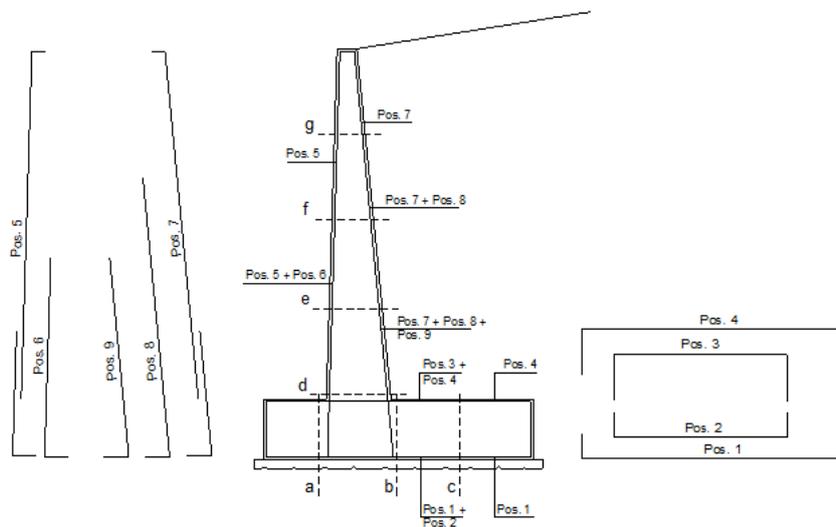
sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.20	24.36	4.86	6.02	0.00	6.32	41.55	0.00	38.02	38.02
e-e	2.40	10.28	2.05	3.39	0.00	3.56	19.27	0.00	28.52	28.52
f-f	1.60	3.04	0.61	1.50	0.00	1.58	6.74	0.00	19.01	19.01
g-g	0.80	0.38	0.08	0.38	0.00	0.40	1.23	0.00	9.51	9.51

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.20	22.83	4.55	3.76	0.00	3.95	35.10
e-e	2.40	12.84	2.56	2.82	0.00	2.96	21.19
f-f	1.60	5.71	1.14	1.88	0.00	1.98	10.70
g-g	0.80	1.43	0.28	0.94	0.00	0.99	3.64

### 7.5.2 VERIFICHE SLU

Si dispone un'armatura principale, sia nel paramento verticale che nella soletta di fondazione, costituita da  $\phi 20/20$  e un'armatura di ripartizione costituita da  $\phi 10/25$ . Il copriferro di calcolo è pari a 4 mm.

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

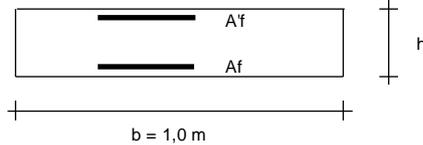


**ARMATURE**

pos	n°/ml	$\phi$	II strato	pos	n°/ml	$\phi$	II strato
1	5.0	20	<input type="checkbox"/>	5	5.0	20	<input type="checkbox"/>
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	<input type="checkbox"/>
4	5.0	20	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

**VERIFICHE**



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	4.62	0.00	0.50	15.71	15.71	260.55
b - b	-79.16	0.00	0.50	15.71	15.71	260.55
c - c	-36.55	0.00	0.50	15.71	15.71	260.55
d - d	68.94	40.00	0.50	15.71	15.71	268.44
e - e	34.15	30.00	0.50	15.71	15.71	266.47
f - f	13.12	20.00	0.50	15.71	15.71	264.50
g - g	2.77	10.00	0.50	15.71	15.71	262.52

(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	32.48	0.50	199.72	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
b - b	39.49	0.50	199.72	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
c - c	40.62	0.50	199.72	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
d - d	53.36	0.50	205.04	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
e - e	34.24	0.50	203.71	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
f - f	18.97	0.50	202.38	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
g - g	7.56	0.50	201.05	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICATO

**7.5.3 VERIFICHE SLE**

VERIFICA DI TENSIONI DI ESERCIZIO

**Condizione Statica**

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	3.89	0.00	0.50	15.71	15.71	0.14	6.16
b - b	-54.09	0.00	0.50	15.71	15.71	1.97	85.68
c - c	-24.95	0.00	0.50	15.71	15.71	0.91	39.52
d - d	48.39	40.00	0.50	15.71	15.71	1.80	64.48
e - e	23.80	30.00	0.50	15.71	15.71	0.89	28.66
f - f	9.05	20.00	0.50	15.71	15.71	0.34	8.49
g - g	1.88	10.00	0.50	15.71	15.71	0.07	0.54

**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	4.55	0.00	0.50	15.71	15.71	0.17	7.21
b - b	-73.12	0.00	0.50	15.71	15.71	2.66	115.82
c - c	-31.35	0.00	0.50	15.71	15.71	1.14	49.66
d - d	43.88	38.02	0.50	15.71	15.71	1.63	57.95
e - e	20.23	28.52	0.50	15.71	15.71	0.76	23.49
f - f	7.01	19.01	0.50	15.71	15.71	0.26	5.65
g - g	1.26	9.51	0.50	15.71	15.71	0.05	0.09

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

VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

condizione Frequente

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	3.89	0.00	0.50	15.71	15.71	0.14	6.16	0.008	0.200
b - b	-54.09	0.00	0.50	15.71	15.71	1.97	85.68	0.107	0.200
c - c	-24.95	0.00	0.50	15.71	15.71	0.91	39.52	0.050	0.200
d - d	48.39	40.00	0.50	15.71	15.71	1.80	64.48	0.079	0.200
e - e	23.80	30.00	0.50	15.71	15.71	0.89	28.66	0.034	0.200
f - f	9.05	20.00	0.50	15.71	15.71	0.34	8.49	0.010	0.200
g - g	1.88	10.00	0.50	15.71	15.71	0.07	0.54	0.000	0.200

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	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	2.97	0.00	0.50	15.71	15.71	0.11	4.70	0.006	0.300
b - b	-26.74	0.00	0.50	15.71	15.71	0.97	42.35	0.053	0.300
c - c	-12.74	0.00	0.50	15.71	15.71	0.46	20.18	0.025	0.300
d - d	24.36	40.00	0.50	15.71	15.71	0.91	26.66	0.031	0.300
e - e	10.28	30.00	0.50	15.71	15.71	0.38	7.74	0.009	0.300
f - f	3.04	20.00	0.50	15.71	15.71	0.11	0.45	0.000	0.300
g - g	0.38	10.00	0.50	15.71	15.71	0.00	-	-	0.300

sez. compressa

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

VERIFICATO

7.5.4 VERIFICHE STRUTTURALI IN PRESENZA DI URTO

Per le verifiche strutturali si considera la verifica a pressoflessione della sezione di spiccato del paramento per la quale:

$M = [100 * (H_p + 1)] / L_c = 60.9$  kNm/m momento allo spiccato

$T = 100 / L_c = 14.50$  kN/m taglio allo spiccato

in cui

$L_c = 0.5$  m + 2  $H_p = 6.9$  m larghezza di ripartizione come descritto al par. 5.3

$H_p = 3.2$  m altezza del paramento

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm

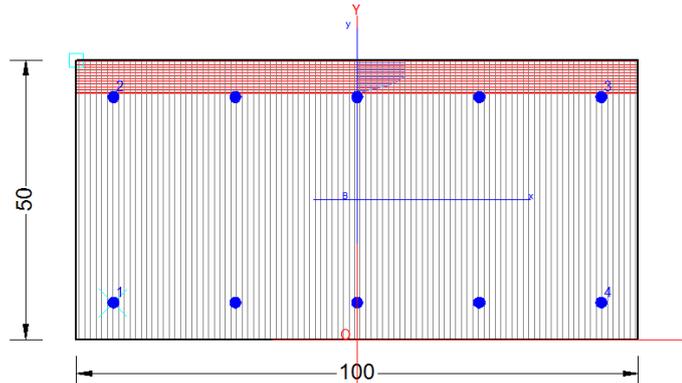
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.7 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
As Tesa	Area armature trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	4000	6089	0	4028	26707	0	4.39	15.7(8.4)

Nome sezione: spiccato Comb. n. 1 (S.L.U.)  
Coprif. netto minimo barre long.: 5.6 cm Coprif. netto staffe: 4.8 cm



<b>Legenda</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>10 Ø 20 tensioni normali</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Calcestruzzo</li> <li>S<sub>c</sub>(daN/cm<sup>2</sup>)</li> <li>Def. unitaria</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Visualizza</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> Assi riferimento sezione</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> Quotatura sezione</li> <li><input type="checkbox"/> Numeraz. vertici cong.</li> <li><input checked="" type="checkbox"/> Numerazione barre</li> </ul>
	Af tot = 31.42 (0.83 %)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Acciaio</li> <li>S<sub>s</sub>(daN/cm<sup>2</sup>)</li> <li>Def. unitaria</li> </ul>	

verifica a taglio

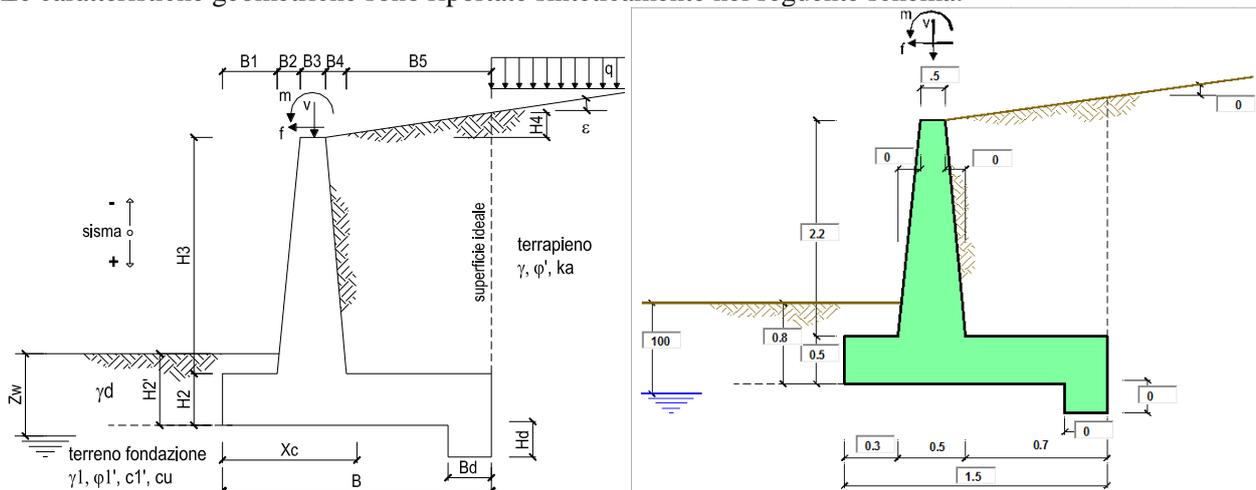
h	500	mm	R <sub>ck</sub>	40		
c	62	mm	f <sub>ck</sub>	33.2		
d	438	mm	γ <sub>c</sub>	1.5		
bw	1000	mm				
1+(200/d)·k	1.676		As	5	Φ	20.0
k	1.676					
Asl	1571	mm <sup>2</sup>				
Asl/(bw·c)	0.004					
ρ <sub>1</sub>	0.004		V <sub>rd</sub>	201.1	kN	
v <sub>min</sub>	0.437		V <sub>ed</sub>	15	kN	
v <sub>min</sub> ·bw·c	191611	N				
V <sub>rd</sub>	201120	N	VERIFICATO			

armatura a taglio non necessaria

## 8 ANALISIS E VERIFICA MURO DI SOSTEGNO NV06\_3

### 8.1 INPUT

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.20	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.70	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.75	(m)

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

				valori caratteristici SLE	valori c STR/GEO
<b>Dati Geotecnici</b>					
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	35.00	35.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	17.50	17.50
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c_1'$	15.00	15.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi_1'$	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata $H = 2*B$ )	(m)	$H_s$	3.40	
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	$E$	60000	
Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.182	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_z$	1.428	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_x$	0.38	(-)	
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.0987605	(-)	
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0494	(-)	
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

Si riporta di seguito una tabella rappresentante i coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni statiche nella prima colonna e i coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni sismiche nella seconda colonna.

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	altro	altro
			1.00	1.00
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	1.00	1.00
	sfavorevole		1.35	1.00
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.00

Parametro		altro	altro
angolo d'attrito	$\tan \varphi_k$	1.00	1.00
coesione	$c_k'$	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	altro	altro
		1.40	1.20
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.10	1.00
Scorrimento		1.15	1.00
Ribaltamento			

Non essendoci carichi permanenti applicati  $q_p=0$ , però essendo in prossimità di un piazzale è stato inserito un carico variabile di 20kN/m<sup>2</sup>, e pari al 20% in condizioni sismiche.

		SLE	STR/GEO
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	$k_a$	0.246
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	$k_{a+}$	0.295
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	$k_{a-}$	0.300
	Coeff. Di Spinta Passiva	$k_p$	3.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	$k_{p+}$	2.851
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	$k_{p-}$	2.837

<b>Carichi Agenti</b>		valori caratteristici		valori di	
		SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	20.00	30.00
	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
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1		1.00	condizione quasi permanente Ψ2	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	4.00	
	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	

Si eseguirà la verifica a scorrimento e a ribaltamento per le quali si applica un carico di 100 kN diffuso sulla lunghezza del muro, che a favore di sicurezza si considera pari a 10 m da cui:

$$f=100/10=10 \text{ kN/m} \quad \text{forza in testa}$$

$$m=f \cdot 1=10 \text{ kNm/m} \quad \text{momento in testa al muro}$$

<b>Carichi Agenti</b>		valori caratteristici		valori di	
		SLE - sisma		STR/GEO	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00
	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	10.00	10.00
	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	10.00	10.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1		1.00	condizione quasi permanente Ψ2	
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	

## 8.2 AZIONI

### 8.2.1 FORZE VERTICALI E FORZE INERZIALI

#### FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	27.50	27.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	18.75	18.75
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	46.25	46.25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	29.26	29.26
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)	29.26	29.26
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	14	21
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	2.8	

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

			SLE	STR/GEO
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	15.13	15.13
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	14.06	14.06
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	29.19	29.19
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	33.65	33.65
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	33.65	33.65
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	16.1	24.15
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	3.22	

### INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	4.05
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	2.03

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	2.56
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	1.28

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

MPs1 h =	$k_h \cdot P_m 1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h =	$k_h \cdot P_m 2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	3.86
MPs3 h =	$k_h \cdot P_m 3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h =	$k_h \cdot P_m 4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	0.41
MPs5 h =	$-k_h \cdot P_m 5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	4.27

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

MPs1 v =	$k_v \cdot P_m 1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v =	$k_v \cdot P_m 2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.66
MPs3 v =	$k_v \cdot P_m 3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v =	$k_v \cdot P_m 4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0.62
MPs5 v =	$k_v \cdot P_m 5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.28

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

MPts1 h =	$k_h \cdot P_t 1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	4.10
MPts2 h =	$k_h \cdot P_t 2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$k_h \cdot P_t 3 \cdot (H_2 + H_3^2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	4.10

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

MPts1 v =	$k_v \cdot P_t 1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	1.47
MPts2 v =	$k_v \cdot P_t 2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$k_v \cdot P_t 3 \cdot ((H_2 + H_3^2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	1.47

## 8.2.2 SPINTE IN CONDIZIONI STATICHE

### CONDIZIONE STATICA

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

			SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	17.05	23.01
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	13.29	19.94

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	16.26	21.95
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.68	19.01

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.13	6.92
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.00	5.99

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00
------	---	--------	------	------

#### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO
MSt1 =	$St \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	14.63	19.75
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	7.69	10.38
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	17.11	25.67
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	5.99	8.99
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

#### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.00	0.00

### 8.2.3 SPINTE IN CONDIZIONI SISMICHE

#### CONDIZIONE SISMICA +

##### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	17.05	17.05
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	4.29	4.29
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	3.19	3.19

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	16.26	16.26
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.09	4.09
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.04	3.04

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.13	5.13
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.29	1.29
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.96	0.96

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00
---	--------	------	------

##### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	14.63	14.63
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	3.68	3.68
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	7.69	7.69
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	1.94	1.94
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	4.10	4.10
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	1.44	1.44
MSp = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

##### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp + ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 = $(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 = $(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		0.00

## CONDIZIONE SISMICA -

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	17.05	17.05
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	2.83	2.83
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	3.24	3.24

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	16.26	16.26
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.70	2.70
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.09	3.09

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.13	5.13
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.85	0.85
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.97	0.97

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00
---	--------	------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	( kNm/m )	14.63	14.63
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	( kNm/m )	2.43	2.43
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	7.69	7.69
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	1.28	1.28
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	( kNm/m )	4.17	4.17
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	1.46	1.46
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/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 )		0.00

## 8.2.4 SPINTE IN PRESENZA DI URTO

### FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	27.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	18.75
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	46.25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	29.26
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	29.26
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0

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

		SLE	STR/GEO
- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	15.13
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	14.06
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	29.19
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	33.65
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	33.65
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0

## CONDIZIONE STATICA

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
- Spinta totale condizione statica			
St	$= 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 16.93	22.85
Sq perm	$= q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00
Sq acc	$= q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth	$= St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 15.34	20.71
Sqh perm	$= Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
Sqh acc	$= Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00
- Componente verticale condizione statica			
Stv	$= St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 7.15	9.66
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
- Spinta passiva sul dente			
Sp	$= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d \right]$	(kN/m) 0.00	0.00

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO
MSt1	$= St \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 13.81	18.64
MSt2	$= St \cdot B$	(kNm/m) 10.73	14.49
MSq1 perm	$= Sq \text{h perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq1 acc	$= Sq \text{h acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq2 perm	$= Sq \text{v perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq2 acc	$= Sq \text{v acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSp	$= \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1	$= m_p + m$	(kNm/m) 10.00	15.00
Mfext2	$= (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 27.00	40.50
Mfext3	$= (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00

## 8.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 8.3.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc} \quad 88.42 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = St_h + Sq_h + f \quad 40.96 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s \text{ scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T \quad 1.25 \quad > \quad 1.1$$



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	NV0605 001	A	72 DI 85

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 62.84 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSP \quad 26.05 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fs \text{ ribaltamento} \quad Ms / Mr \quad \mathbf{2.41} \quad > \quad \mathbf{1.15}$$

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b> <b>NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA</b>				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA</b>	<b>PROGETTO</b> IA5F	<b>LOTTO</b> 01	<b>CODIFICA DOCUMENTO</b> D 78 CL NV0605 001	<b>REV.</b> A

### VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)		88.42	109.42	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T = Sth + Squ + f - Sp		40.96	40.96	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM = ΣM		36.79	60.94	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M = Xc*N - MM		29.53	21.13	( kNm/m )

### Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0*N_q'iq + 0,5*\gamma_1*B*N_\gamma'i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	15.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m <sup>3</sup> )
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.33	0.19	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	0.83	1.11	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg <sup>2</sup> (45 + φ/2)*e <sup>(π*tg(φ'))</sup>	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	30.14		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

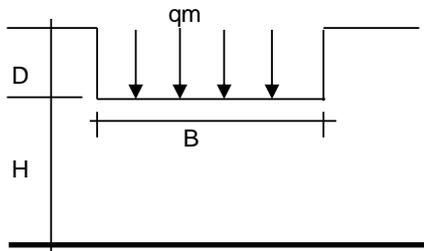
iq = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0.39	0.50	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.36	0.36	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) <sup>m+1</sup>		0.25	0.28	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	316.49	349.91	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub>*B*/ N</b>	Nmin	<b>2.98</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>3.56</b>	>	

### CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	84.63	(kN/m)
M	18.70	(kNm/m)
e=M/N	0.22	(m)
B*	1.06	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.80	(m)
D/B*	0.76	(m)
Hs/B*	3.21	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 83.56 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.928 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.88 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 1.20 \quad (\text{mm})$$

### 8.3.2 VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{ts} v = 81.15 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{ts} h = 29.19 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' = 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + S_p) / T$$

$$1.61 > 1$$

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} = 62.84 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} = 26.47 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r$$

$$2.37 > 1$$

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b> <b>NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA</b>				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA DOCUMENTO D 78 CL NV0605 001	REV. A

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr acc})$	89.23	92.03	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	30.61		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	49.30	52.52	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	17.62	16.50	(kNm/m)

### Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	15.00		(kN/mq)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.20	0.18	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.11	1.14	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.53	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m+1}$		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	484.96	497.94	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>6.01</b>	>	<b>1.2</b>
		Nmax	<b>6.18</b>	>	

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale <b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO NV0605 001	REV. <b>A</b>

### 8.3.3 VERIFICA IN CONDIZIONI ECCEZIONALI (URTO)

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 85.17 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 35.71 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.38} \quad > \quad \mathbf{1}$$

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 62.84 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 59.65 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{1.05} \quad > \quad \mathbf{1}$$



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA5F 01 D 78 CL NV0605 001 A 77 DI 85

## 8.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO

### 8.4.1 VERIFICA IN CONDIZIONI STATICHE

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	28.0	0	Rilevato stradale
materiale 2	19	24.0	12	Unità U1c
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 10 [kN/m<sup>3</sup>]

azioni sismiche  $a_g/g$  0.182 (-)  $S_s$  1.428  $k_h$  0.0988 (-)  
 $\beta_s$  0.38  $S_T$  1  $k_v$  0.0494 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
materiale 1				materiale 2		materiale 4		materiale 2			
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	100.800	0	100.600	101.500	0	50.000	100.000	0		
1	50.000	100.800	1	150.000	101.500	1	150.000	100.000	1	50.000	80.000
2			2			2			2		
3			3			3			3		

#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop
1100	STATICO 8.909
	SISMICO 3.646

CALCOLO

Condizione di Carico

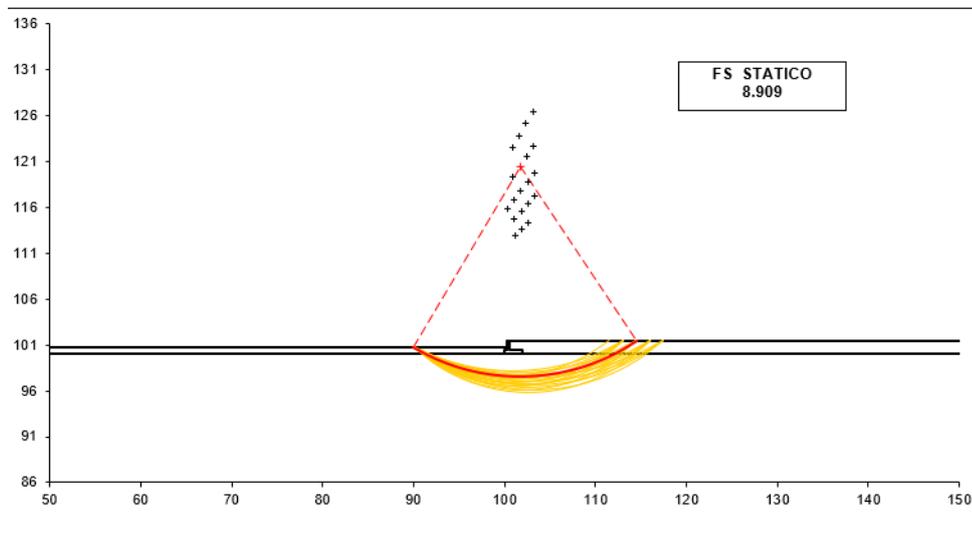
STATICA

# superfici da disegnare



20

DISEGNO



8.909 > 1.1 VERIFICA SODDISFATTA



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA5F 01 D 78 CL NV0605 001 A 78 DI 85

### 8.4.2 VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19	35	0	Riporto
materiale 2	19	30	15	Unità U1c
materiale 3				
materiale 4				

azioni sismiche  $a_g/g$  0.182 (-)  $S_s$  1.428  $k_h$  0.0988 (-)

$\beta_s$  0.38  $S_T$  1  $k_v$  0.0494 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda				
materiale 1				materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda				
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y			
0	100.000	100.800	0	100.600	101.500	0	50.000	100.000	0			0	50.000	80.000
1	50.000	100.800	1	150.000	101.500	1	150.000	100.000	1			1	150.000	80.000
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		

#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop
1100	STATICO 11.439 SISMICO 4.707

CALCOLO

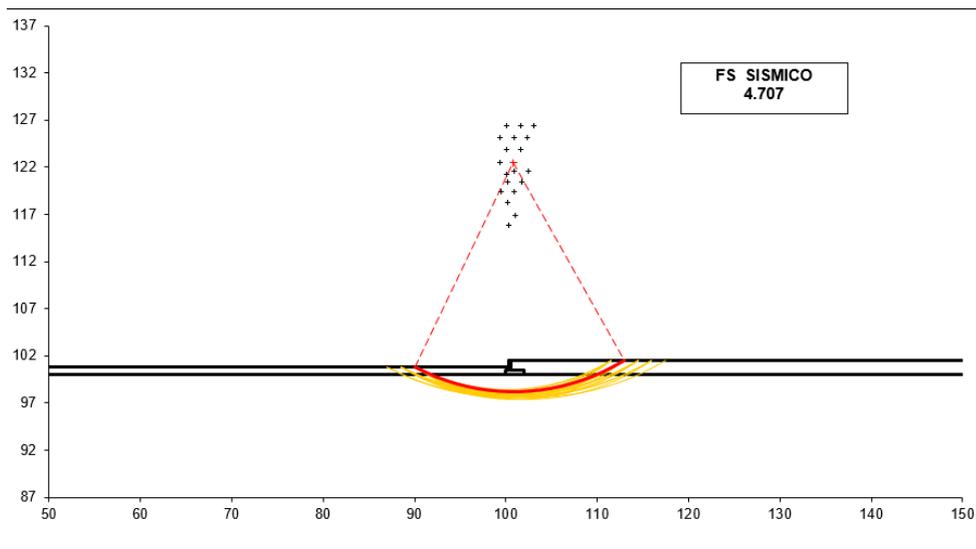
Condizione di Carico

SISMICA

# superfici da disegnare

20

DISEGNO



4.707 > 1.2 VERIFICA SODDISFATTA

## 8.5 VERIFICHE STRUTTURALI

### 8.5.1 CALCOLO SOLLECITAZIONI

#### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

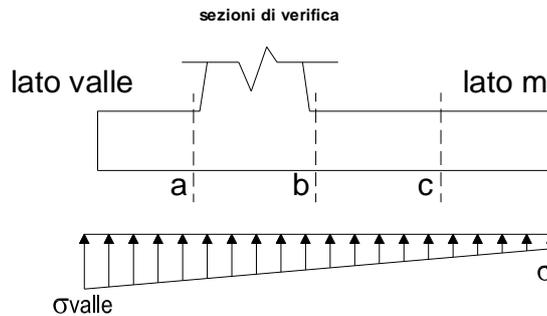
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 1.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.38 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
statico	88.42	29.53	141.69	0.00
	109.42	21.13	129.30	16.60
sisma+	86.19	18.78	107.55	7.37
	88.99	17.66	106.43	12.22
sisma-	79.15	18.46	101.99	3.54
	81.95	17.34	100.87	8.40



#### Mensola Lato Valle

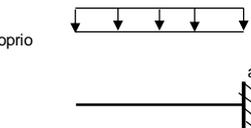
Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_a$ [kNm]	$V_a$ [kN]
statico	141.69	107.63	5.30	33.65
	129.30	106.76	4.92	31.66
sisma+	107.55	87.52	3.95	32.36
	106.43	87.59	3.94	31.78
sisma-	101.99	82.30	3.76	30.62
	100.87	82.38	3.70	30.05

Peso Proprio



#### Mensola Lato Monte

PP = 12.50 (kN/m<sup>2</sup>)

PD = 0.00 (kN/m)

peso proprio soletta fondazione

peso proprio dente

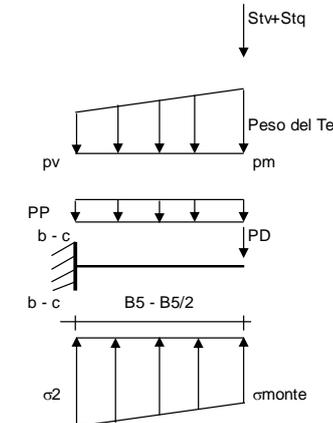
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	41.80	71.80	45.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	41.80	71.80	45.80	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	41.80	71.80	45.80	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2b}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_b$ [kNm]	$V_b$ [kN]	$\sigma_{2c}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_c$ [kNm]	$V_c$ [kN]
statico	0.00	50.87	-20.64	-39.53	11.14	-7.83	-31.37
	16.60	69.19	-21.33	-41.90	42.90	-8.13	-32.01
sisma+	7.37	54.12	-13.43	-25.53	30.75	-5.12	-20.54
	12.22	56.19	-13.49	-26.03	34.21	-5.11	-20.55
sisma-	3.54	49.49	-12.97	-24.73	26.52	-4.93	-19.86
	8.40	51.55	-12.94	-24.99	29.97	-4.89	-19.75

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

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

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

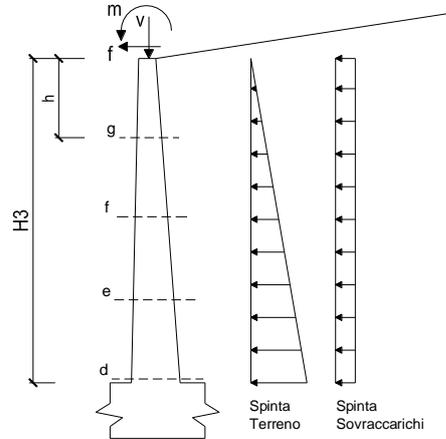
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	10.69	17.04	0.00	27.73	0.00	27.50	27.50
e-e	1.65	4.51	9.59	0.00	14.09	0.00	20.63	20.63
f-f	1.10	1.34	4.26	0.00	5.60	0.00	13.75	13.75
g-g	0.55	0.17	1.07	0.00	1.23	0.00	6.88	6.88

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	14.57	15.49	0.00	30.06
e-e	1.65	8.20	11.62	0.00	19.82
f-f	1.10	3.64	7.75	0.00	11.39
g-g	0.55	0.91	3.87	0.00	4.78

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	7.91	2.09	2.73	0.00	2.65	15.38	0.00	28.71	28.71
e-e	1.65	3.34	0.88	1.53	0.00	1.49	7.25	0.00	21.53	21.53
f-f	1.10	0.99	0.26	0.68	0.00	0.66	2.59	0.00	14.35	14.35
g-g	0.55	0.12	0.03	0.17	0.00	0.17	0.49	0.00	7.18	7.18

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	10.79	2.85	2.48	0.00	2.41	18.53
e-e	1.65	6.07	1.60	1.86	0.00	1.81	11.34
f-f	1.10	2.70	0.71	1.24	0.00	1.21	5.85
g-g	0.55	0.67	0.18	0.62	0.00	0.60	2.07

**condizione sismica -**

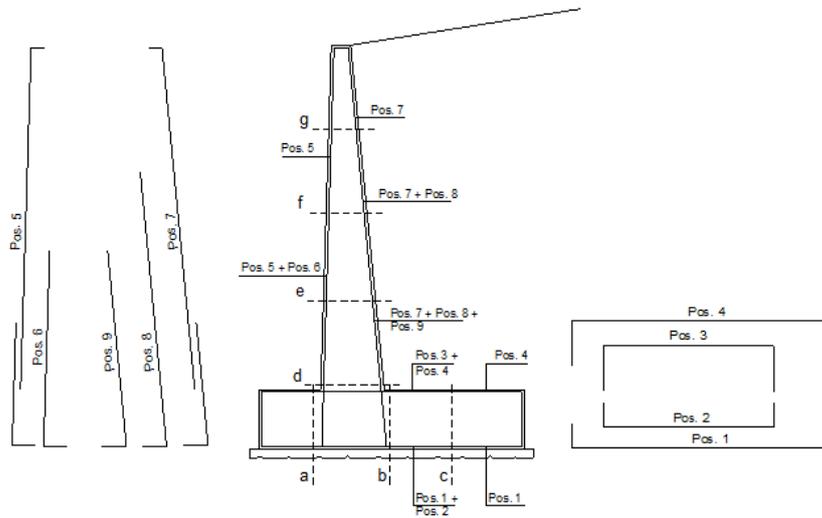
sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	7.91	1.38	2.77	0.00	2.65	14.71	0.00	26.29	26.29
e-e	1.65	3.34	0.58	1.56	0.00	1.49	6.97	0.00	19.72	19.72
f-f	1.10	0.99	0.17	0.69	0.00	0.66	2.52	0.00	13.15	13.15
g-g	0.55	0.12	0.02	0.17	0.00	0.17	0.48	0.00	6.57	6.57

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.20	10.79	1.88	2.52	0.00	2.41	17.60
e-e	1.65	6.07	1.06	1.89	0.00	1.81	10.82
f-f	1.10	2.70	0.47	1.26	0.00	1.21	5.63
g-g	0.55	0.67	0.12	0.63	0.00	0.60	2.02

### 8.5.2 VERIFICHE SLU

Si dispone un'armatura principale, sia nel paramento verticale che nella soletta di fondazione, costituita da  $\phi 24/20$  e un'armatura di ripartizione costituita da  $\phi 12/25$ . Il copriferro di calcolo è pari a 4 mm.

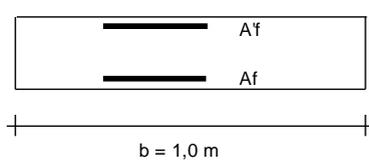
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	$\phi$	II strato	pos	n°/ml	$\phi$	II strato
1	5.0	20	┌	5	5.0	20	┌
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0	└	7	5.0	20	└
4	5.0	20		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

Calcola



c-c pos 1-4  
d-d pos 5-6-7-8-9  
e-e pos 5-6-7-8-9  
f-f pos 5-7-8  
g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	5.30	0.00	0.50	15.71	15.71	260.55
b - b	-21.33	0.00	0.50	15.71	15.71	260.55
c - c	-8.13	0.00	0.50	15.71	15.71	260.55
d - d	27.73	27.50	0.50	15.71	15.71	265.97
e - e	14.09	20.63	0.50	15.71	15.71	264.62
f - f	5.60	13.75	0.50	15.71	15.71	263.26
g - g	1.23	6.88	0.50	15.71	15.71	261.91

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

Sez.	VEd	h	Vrd	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	VRsd	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	33.65	0.50	199.72	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
b - b	41.90	0.50	199.72	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
c - c	32.01	0.50	199.72	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
d - d	30.06	0.50	203.37	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
e - e	19.82	0.50	202.46	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
f - f	11.39	0.50	201.55	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria
g - g	4.78	0.50	200.63	10	25	25	21.8	490.13	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICATO

### 8.5.3 VERIFICHE SLE

VERIFICA DI TENSIONI DI ESERCIZIO

#### Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	3.92	0.00	0.50	15.71	15.71	0.14	6.21
b - b	-14.37	0.00	0.50	15.71	15.71	0.52	22.77
c - c	-5.64	0.00	0.50	15.71	15.71	0.21	8.94
d - d	19.28	27.50	0.50	15.71	15.71	0.72	22.29
e - e	9.73	20.63	0.50	15.71	15.71	0.36	9.36
f - f	3.83	13.75	0.50	15.71	15.71	0.14	2.28
g - g	0.83	6.88	0.50	15.71	15.71	0.03	0.03

#### Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	3.95	0.00	0.50	15.71	15.71	0.14	6.26
b - b	-13.49	0.00	0.50	15.71	15.71	0.49	21.36
c - c	-5.12	0.00	0.50	15.71	15.71	0.19	8.12
d - d	15.38	26.29	0.50	15.71	15.71	0.58	16.54
e - e	7.25	19.72	0.50	15.71	15.71	0.27	5.82
f - f	2.59	13.15	0.50	15.71	15.71	0.09	0.83
g - g	0.49	6.57	0.50	15.71	15.71	0.02	- sez. compressa

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

VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

condizione Frequente

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	3.92	0.00	0.50	15.71	15.71	0.14	6.21	0.008	0.200
b - b	-14.37	0.00	0.50	15.71	15.71	0.52	22.77	0.029	0.200
c - c	-5.64	0.00	0.50	15.71	15.71	0.21	8.94	0.011	0.200
d - d	19.28	27.50	0.50	15.71	15.71	0.72	22.29	0.026	0.200
e - e	9.73	20.63	0.50	15.71	15.71	0.36	9.36	0.011	0.200
f - f	3.83	13.75	0.50	15.71	15.71	0.14	2.28	0.002	0.200
g - g	0.83	6.88	0.50	15.71	15.71	0.03	0.03	0.000	0.200

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	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	2.33	0.00	0.50	15.71	15.71	0.08	3.70	0.005	0.200
b - b	-5.78	0.00	0.50	15.71	15.71	0.21	9.16	0.011	0.200
c - c	-2.46	0.00	0.50	15.71	15.71	0.09	3.90	0.005	0.200
d - d	7.91	27.50	0.50	15.71	15.71	0.29	4.92	0.005	0.200
e - e	3.34	20.63	0.50	15.71	15.71	0.12	0.61	0.000	0.200
f - f	0.99	13.75	0.50	15.71	15.71	0.00	-	-	0.200
g - g	0.12	6.88	0.50	15.71	15.71	0.00	-	-	0.200

sez. compressa  
sez. compressa

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

VERIFICATO

### 8.5.4 VERIFICHE STRUTTURALI IN PRESENZA DI URTO

Per le verifiche strutturali si considera la verifica a pressoflessione della sezione di spiccato del paramento per la quale:

$M = [100 * (H_p + 1)] / L_c = 65.30 \text{ kNm/m}$  momento allo spiccato

$T = 100 / L_c = 20.41 \text{ kN/m}$  taglio allo spiccato

in cui

$L_c = 0.5 \text{ m} + 2 H_p = 4.9 \text{ m}$  larghezza di ripartizione come descritto al par. 5.3

$H_p = 2.2 \text{ m}$  altezza del paramento

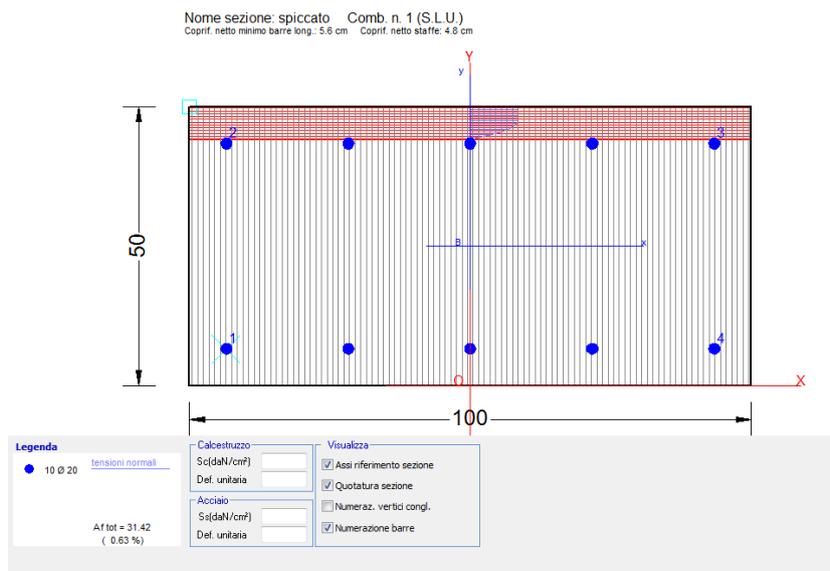
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.6 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.7 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)  
 Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	2750	6530	0	2723	26457	0	4.05	15.7(8.4)





Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI SOTTOSCARPA

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA5F 01 D 78 CL NV0605 001 A 85 DI 85

verifica a taglio						
h	500	mm	Rck	40		
c	62	mm	fck	33.2		
d	438	mm	$\gamma_c$	1.5		
bw	1000	mm				
$1+(200/d)$	1.676		As	5	$\Phi$	20.0
k	1.676					
Asl	1571	mm <sup>2</sup>				
Asl/(bw·c)	0.004					
p1	0.004		Vrd	201.1	kN	
vmin	0.437		Ved	20	KN	
vmin·bw·c	191611	N				
Vrd	201120	N	VERIFICATO			

armatura a taglio non necessaria