

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO**

**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA**

**U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TRATTA CALTANISSETTA XIRBI - NUOVA ENNA (LOTTO 4A)**

Opere di sostegno viabilità

NV93: Muro di sottoscarpa MU20B

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

RS3U 40 D 29 CL MU20B0 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoil - Edin	Feb-2020	M.Arcangeli	Feb-2020	A.Barreca	Feb-2020	F.Arduini Apr-2020
B	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoil - Edin	Apr-2020	M.Arcangeli	Apr-2020	A.Barreca	Apr-2020	ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Ing. Fabrizio Arduini Dott. Ing. Roberto Barreca Dott. Ing. Roberto Barreca Dott. Ing. Roberto Barreca



## INDICE

1.	PREMESSA .....	7
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	7
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	11
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	11
4.	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	12
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	13
5.1	CALCESTRUZZO .....	13
5.2	ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C .....	16
6.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	17
7.	CRITERI DI VERIFICA.....	19
7.1	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE.....	19
7.1.1	VERIFICA A SCORRIMENTO .....	21
7.1.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	22
7.1.3	VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE .....	22
7.1.4	VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE .....	22
7.2	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE .....	23
7.3	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE) .....	25
7.3.1	SPOSTAMENTI ATTESI IN CAMPO SLE .....	26
7.3.2	SPOSTAMENTI PERMANENTI INDOTTI DAL SISMA .....	26
7.4	VERIFICHE STRUTTURALI SLU .....	28
7.4.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	28
7.4.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE.....	28
7.4.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO .....	28
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI SLE.....	30
7.5.1	VERIFICHE ALLE TENSIONI.....	30
7.5.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE .....	31

8.	ANALISI DEI CARICHI .....	33
8.1	PESI PROPRI .....	33
8.2	CARICHI PERMANENTI .....	36
8.2.1	PARAPETTO METALLICO.....	36
8.2.2	BARRIERA DI SICUREZZA.....	36
8.2.3	SPINTA DEL TERRENO .....	36
8.3	CARICHI VARIABILI.....	38
8.3.1	CARICHI MOBILI DA TRAFFICO.....	38
8.4	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	39
8.4.1	VITA NOMINALE.....	39
8.4.2	CLASSE D'USO .....	39
8.4.3	PERIODO DI RIFERIMENTO.....	39
8.4.4	PARAMETRI SISMICI.....	39
9.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	44
10.	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOTTOSCARPA "TIPO 1" .....	48
10.1	DATI DI INPUT .....	48
10.2	CALCOLO DELLE AZIONI .....	51
10.2.1	FORZE VERTICALI E INERZIALI .....	51
10.2.2	SPINTE IN CONDIZIONE STATICA.....	53
10.2.3	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +.....	54
10.2.4	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -.....	55
10.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	56
10.3.1	VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE .....	56
10.3.2	VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE .....	58
10.3.3	VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE .....	62



10.3.4	VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE .....	64
10.3.5	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE .....	68
10.3.6	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE .....	72
10.3.7	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI SLD .....	76
10.4	VERIFICHE STRUTTURALI .....	77
10.4.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI .....	77
10.4.2	VERIFICHE SLU.....	79
10.4.3	VERIFICHE SLE TENSIONE.....	81
10.4.4	VERIFICHE SLE FESSURAZIONE .....	82
10.4.5	CALCOLO INCIDENZA ARMATURA .....	83
11.	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOTTOSCARPA “TIPO 2” .....	84
11.1	DATI DI INPUT .....	84
11.2	CALCOLO DELLE AZIONI .....	87
11.2.1	FORZE VERTICALI E INERZIALI .....	87
11.2.2	SPINTE IN CONDIZIONE STATICA.....	89
11.2.3	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +.....	90
11.2.4	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -.....	91
11.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	92
11.3.1	VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE .....	92
11.3.2	VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE .....	94
11.3.3	VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE .....	98
11.3.4	VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE .....	100
11.3.5	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND DRENATE .....	104
11.3.6	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE.....	108

11.3.7	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI SLD .....	112
11.4	VERIFICHE STRUTTURALI .....	113
11.4.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI .....	113
11.4.2	VERIFICHE SLU.....	115
11.4.3	VERIFICHE SLE TENSIONE.....	117
11.4.4	VERIFICHE SLE FESSURAZIONE .....	118
11.4.5	CALCOLO INCIDENZA ARMATURA .....	119
12.	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOTTOSCARPA “TIPO 3” .....	120
12.1	DATI DI INPUT .....	120
12.2	CALCOLO DELLE AZIONI .....	123
12.2.1	FORZE VERTICALI E INERZIALI .....	123
12.2.2	SPINTE IN CONDIZIONE STATICA.....	125
12.2.3	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +.....	126
12.2.4	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -.....	127
12.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	128
12.3.1	VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE .....	128
12.3.2	VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE .....	130
12.3.3	VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE .....	134
12.3.4	VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE .....	136
12.3.5	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE.....	140
12.3.6	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE.....	144
12.3.7	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI SLD .....	148
12.4	VERIFICHE STRUTTURALI .....	149
12.4.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI .....	149
12.4.2	VERIFICHE SLU.....	151



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO  
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA  
TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4)  
OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'

NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU20B0 001	B	6 di 155

12.4.3	VERIFICHE SLE TENSIONE.....	153
12.4.4	VERIFICHE SLE FESSURAZIONE.....	154
12.4.5	CALCOLO INCIDENZA ARMATURA.....	155

## 1. PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo della direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo, nuovo collegamento Palermo-Catania tratta Caltanissetta Xirbi – Enna (Lotto 4).

### 1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche del muro di sottoscarpa MU20B che si sviluppa planimetricamente dal 0+153.89 km al 0+199.58 km (Figura 1-1, Figura 1-2).

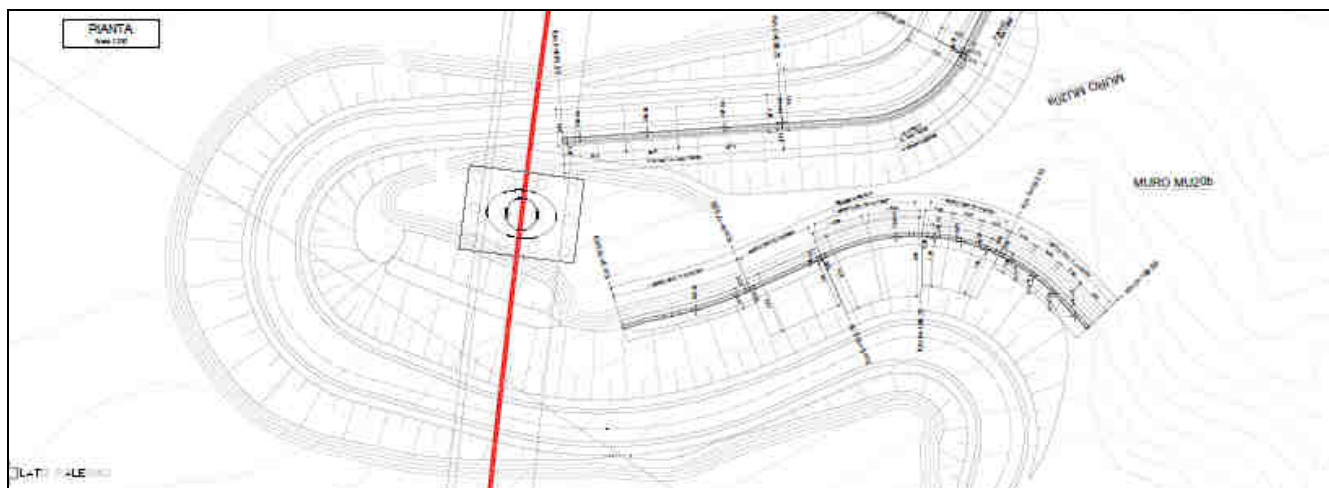


Figura 1-1 – NV93: Muro di sottoscarpa MU20B - Pianta.

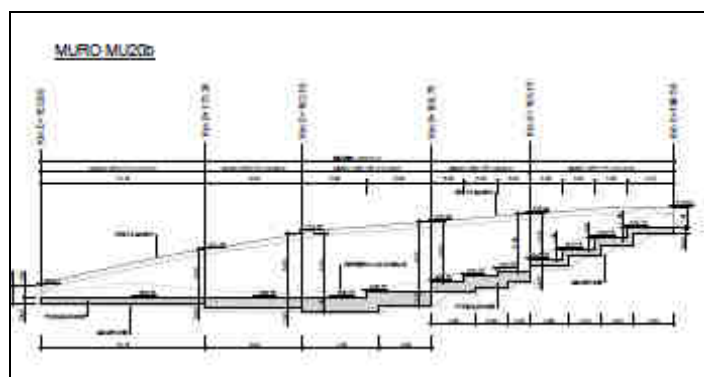


Figura 1-2 – NV93: Muro di sottoscarpa MU20B - Prospetto.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

L'altezza del muro è variabile con lo sviluppo dell'opera stessa fino ad un massimo di 7.50m, con spessore del paramento in testa di 0.4m, spessore della soletta di fondazione variabile che assume i valori tra 0.6m e 1.20 m e larghezza della stessa compresa tra 4.20m e 9.00m.

Sono state individuate quattro tipologie di "muri di sottoscarpa" le cui caratteristiche sono di seguito riassunte:

- muro *"tipo 1"*, fino ad altezze del paramento di 4.50 metri circa la fondazione del muro è diretta ed è caratterizzata da una lunghezza di 4.20 m e spessore 0.60 m. Il ricoprimento sopra la zattera di valle è pari ad almeno 20 cm. L'altezza del paramento massima è pari a 4.50 m (Figura 1-3).

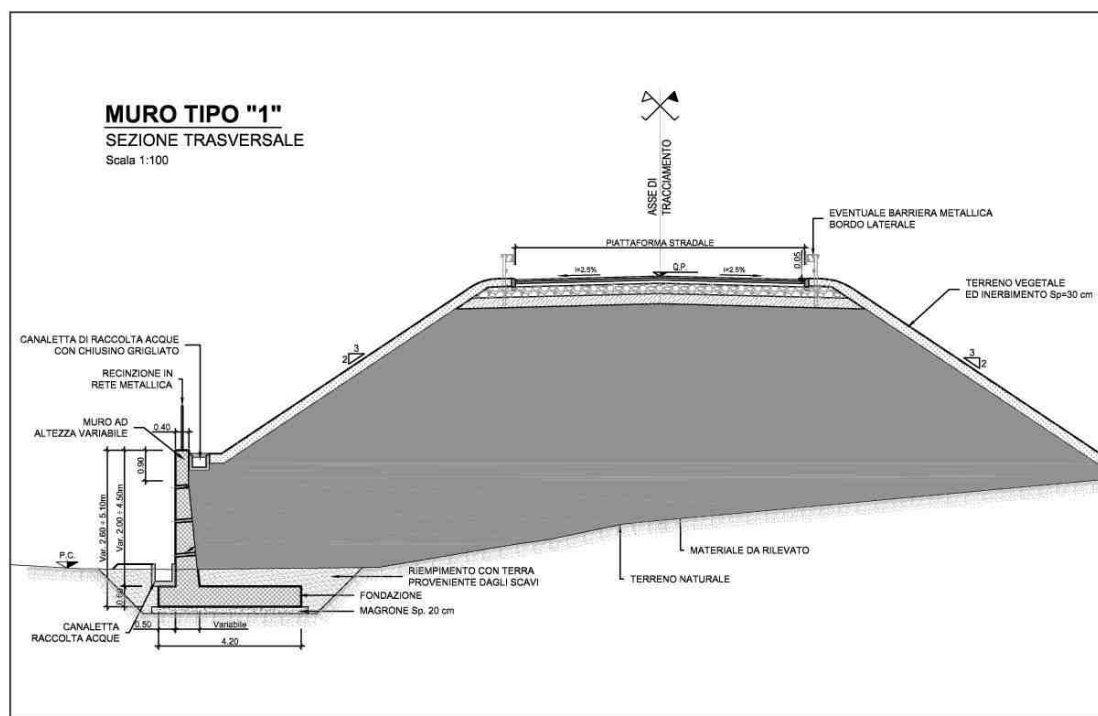


Figura 1-3 – NV93: Muro di sottoscarpa MU20B- Sezione. TIPO 1

- muro *"tipo 2"*, fino ad altezze del paramento di 6.00 metri circa la fondazione del muro è diretta ed è caratterizzata da una lunghezza di 7.00 m e spessore 1.00 m. Il ricoprimento sopra la

zattera di valle è pari ad almeno 20 cm. L'altezza del paramento massima è pari a 6.00 m (Figura 1-4).

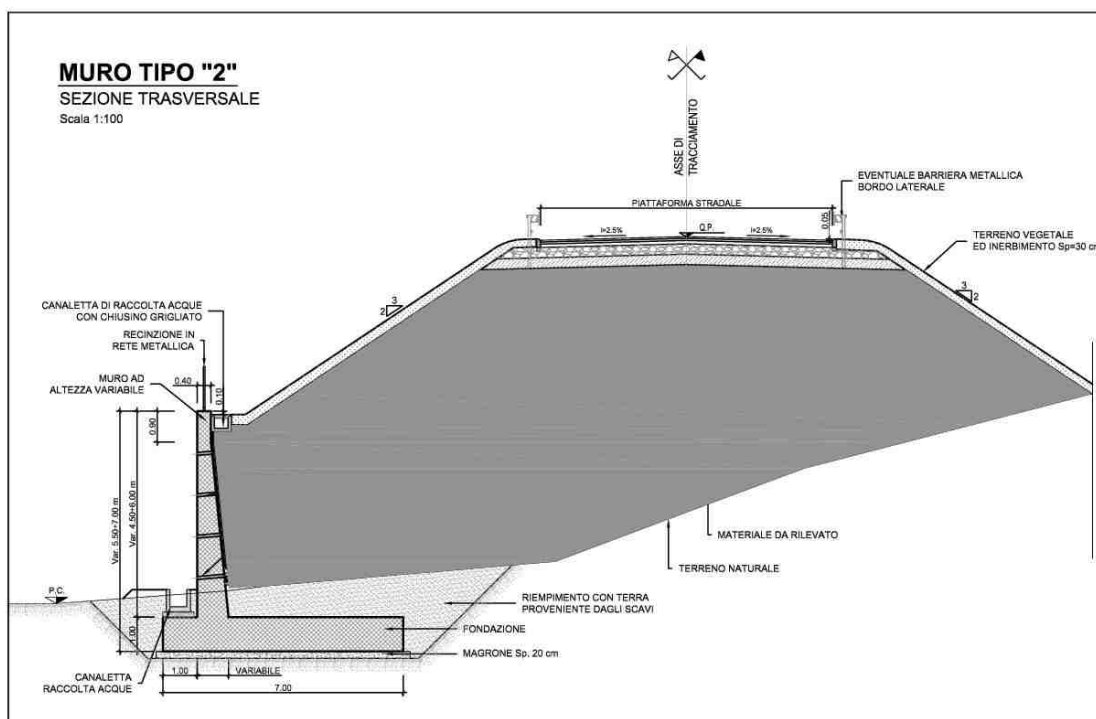


Figura 1-4 – NV93: Muro di sottoscarpa MU19A- Sezione. TIPO 2

- muro "tipo 3" fino ad altezze del paramento di 7.50 metri circa la fondazione del muro è diretta ed è caratterizzata da una lunghezza di 9.00 m e spessore 1.20 m. Il ricoprimento sopra la zattera di valle è pari ad almeno 20 cm. L'altezza del paramento massima è pari a 7.50 m.



	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'					
NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU20B0 001	REV. B	FOGLIO 11 di 155

## 2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

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

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

**Norme Tecniche per le Costruzioni** - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

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

**Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea.** Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.

**Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2**

**RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18** - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

## 3. **DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Vengono presi a riferimento i seguenti elaborati grafici progettuali di pertinenza:

RS3U.4.0.D.29.P9.MU.20.B.0.001: "Opere di sostegno di linea – NV93: Muro di sottoscarpa MU20B – Piante, prospetti e sezioni"

RS3U.4.0.D.29.TT.OC.00.0.0.004: "Opere civili – Elaborati generali OO. CC. – Tabella incidenze armature Opere Civili – Viabilità"

RS3U.4.0.D.29.GE.GE.00.0.0.001: "Geotecnica – Elaborati generali – Relazione geotecnica generale delle opere all'aperto"



#### 4. UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

unità di misura principali

N (Newton)	unità di forza
m (metro)	unità di lunghezza
kg (kilogrammo-massa)	unità di massa
s (secondo)	unità di tempo

unità di misura derivate **kN**

(kiloNewton)	10 <sup>3</sup> N
<b>MN</b> (megaNewton)	10 <sup>6</sup> N
<b>kgf</b> (kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
<b>cm</b> (centimetro)	10 <sup>-2</sup> m
<b>mm</b> (millimetro)	10 <sup>-3</sup> m
<b>Pa</b> (Pascal)	1 N/m <sup>2</sup>
<b>kPa</b> (kiloPascal)	10 <sup>3</sup> N/m <sup>2</sup>
MPa (megaPascal)	10 <sup>6</sup> N/m <sup>2</sup>
N/m <sup>3</sup>	(peso specifico)
<b>g</b> (accelerazione di gravità)	~9.81 m/s <sup>2</sup>

corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

$\gamma$ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m <sup>3</sup> )
$\sigma$ (sigma)	tensione normale	(N/mm <sup>2</sup> )

$\tau$ (tau)	tensione tangenziale	(N / mm <sup>2</sup> )	
$\varepsilon$ (epsilon)	deformazione	(m/m)	-
$\phi$ (fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)	

## 5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

### 5.1 CALCESTRUZZO

Elemento strutturale: fondazione ed elevazione muro di sostegno

Classe di resistenza = C30/37;

Rck = resistenza cubica = 37 N/mm<sup>2</sup>;

fck = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 Rck = 30.71 N/ mm<sup>2</sup>;

fcm = resistenza cilindrica media = fck + 8 = 38.71 N/ mm<sup>2</sup>;

fcd = acc fck/ $\gamma_c$  = 17.4 N/mm<sup>2</sup>;

fctm = resistenza a trazione media = 0.30 x fck<sup>2/3</sup> = 2.94 N/ mm<sup>2</sup>;

fcfm = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 x fctm = 3.53 N/ mm<sup>2</sup>;

fcfk = resistenza a traz. per flessione carati. = 0.70 x fcfm = 2.47 N/ mm<sup>2</sup>;

Ecm = modulo elast. tra 0 e 0.40fcm = 22000 x (fcm/10)<sup>0.3</sup> = 33019.43 N/ mm<sup>2</sup>;

Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm;

Classe di esposizione XC4

Copriferro minimo cmin = 45 mm

Condizioni ambientali: aggressive

Apertura fessure limite: w1 = 0.2 mm

### CALCOLO COPRIFERRO - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC 2018

Elemento strutturale: fondazione ed elevazione muro di sostegno – muro tipo 1

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	20	[mm]
Diametro staffe:	10	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C30/37	
Condizioni ambientali:	Ordinarie	
Vita nominale costruzione:	100	[anni]
Tolleranza di posa:	10	[mm]
<b>Copriferro staffe:</b>		
Copriferro minimo $c_{min}$ :	35	[mm]
Copriferro nominale Netto Staffe:	45	[mm]
<b>Copriferro barre longitudinali:</b>		
Copriferro nominale Netto barre longitudinali:	65	[mm]
<b>Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale:</b>	<b>75</b>	<b>[mm]</b>

Elemento strutturale: fondazione ed elevazione muro di sostegno – muro tipo 2

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	24	[mm]
Diametro staffe:	10	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C30/37	
Condizioni ambientali:	Ordinarie	
Vita nominale costruzione:	100	[anni]
Tolleranza di posa:	10	[mm]
<b>Copriferro staffe:</b>		
Copriferro minimo $c_{min}$ :	35	[mm]
Copriferro nominale Netto Staffe:	45	[mm]
<b>Copriferro barre longitudinali:</b>		

Copriferro nominale Netto barre longitudinali: 65 [mm]

**Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale: 77 [mm]**

Elemento strutturale: fondazione ed elevazione muro di sostegno – muro tipo 3

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali: 24 [mm]

Diametro staffe: 12 [mm]

Classe Calcestruzzo: C30/37

Condizioni ambientali: Ordinarie

Vita nominale costruzione: 100 [anni]

Tolleranza di posa: 10 [mm]

**Copriferro staffe:**

Copriferro minimo  $c_{min}$ : 35 [mm]

Copriferro nominale Netto Staffe: 45 [mm]

**Copriferro barre longitudinali:**

Copriferro nominale Netto barre longitudinali: 69 [mm]

**Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale: 81 [mm]**

## 5.2 ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$f_{v\ nom}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t\ nom}$	540 N/mm <sup>2</sup>

Tabella 5-1 Tensioni caratteristiche acciaio.

E deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{v\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_v/f_{vnom})_k$	$\leq 1,25$	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 5-2 Requisiti acciaio.

Inoltre si ha:

- $E_s = 210000\ N/mm^2$
- 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:

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

## 6. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: Si riportano di seguito i terreni su cui poggiano i muri di sostegno lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati. Da un inviluppo dei dati a disposizione emerge che lo strato di terreno avente peggiori caratteristiche meccaniche sul quale verrà impostato il piano di posa della fondazione dei muri di sottoscarpa tipo 1,2 e 3 è caratterizzato dai seguenti valori dei parametri di calcolo:

Unità litologiche da p.c.	da [m]	a [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'_k$ [kPa]	$\varphi'_k$ [°]	$c_u$ [kPa]	$E_0$ [MPa]
TRV	0.00	-	21	22.5	20	200	100

Tabella 6-1 – Valori di calcolo dei parametri geotecnici del terreno – muri tipo 1,2 e 3

In cui:

$\gamma$  = peso specifico del terreno;

$c'_k$  = coesione efficace;

$\varphi'_k$  = angolo d'attrito efficace;

$c_u$  = coesione non drenata;

$E_0$  = Modulo dinamico del terreno;

Il rilevato a monte avrà superficie inclinata di un angolo medio pari a circa 20°.

La falda è posta a circa 2.50 metri dal piano campagna.

Per le caratteristiche dei rilevati stradali si assumono i seguenti parametri:

- peso volume,  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>;

- angolo d'attrito,  $\varphi' = 35^\circ$ ;

- coesione efficace  $c' = 0$  kPa.

Per l'inquadramento geotecnico si rimanda alla "Relazione geotecnica generale" e ai relativi profili geotecnici.

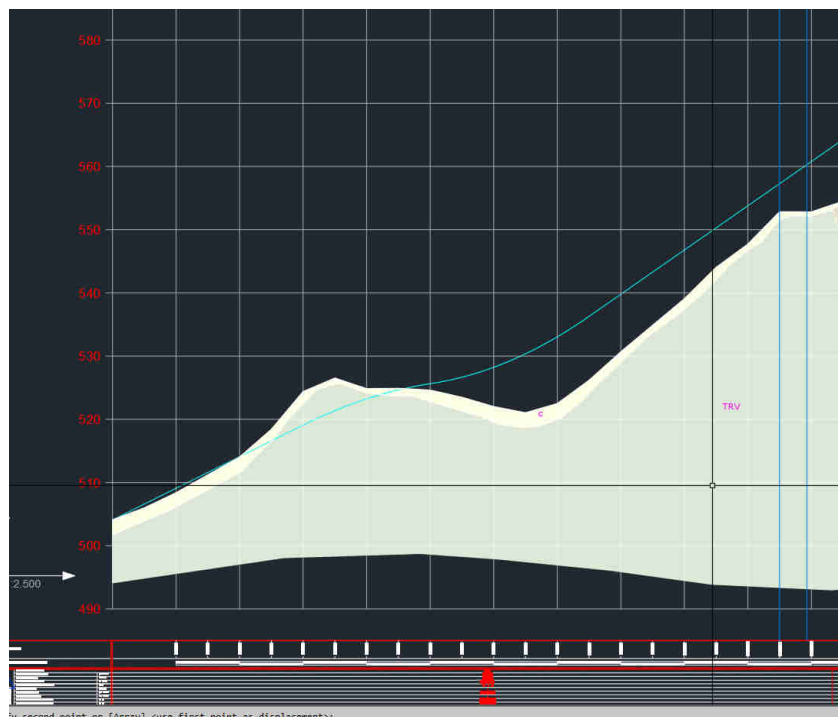


Figura 6-1 – Stralcio del profilo geotecnico.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'					
NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU20B0 001	REV. B	FOGLIO 19 di 155

## 7. CRITERI DI VERIFICA

### 7.1 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE

Nelle verifiche di sicurezza si è preso in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo sia a breve termine sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i **muri di sostegno su fondazione diretta** 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;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

#### SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

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

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 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC18.

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

Per ogni tipologia di muro di sostegno studiata, si è verificato che le caratteristiche geometriche siano tali che il muro possa essere considerato a mensola con suola lunga (vedere Figura 7-1), così come previsto al §3.10.3.3. del Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001 C).

Si è considerato, pertanto, che la spinta sull'opera di sostegno agisca sul piano verticale cd, assunto come il paramento virtuale del muro.



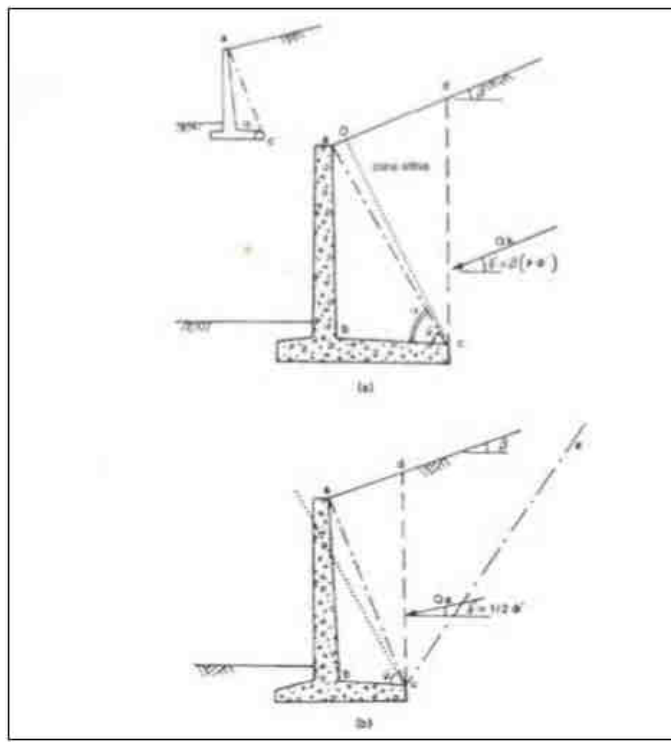


Figura 7-1 – Spinta sui muri di sostegno a mensola con suola lunga (caso a) e con suola corta (caso b).

Su tale paramento l'angolo di inclinazione  $\delta$  della risultante della spinta (applicata ad  $1/3$  dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione  $\beta$  del terrapieno, a meno che  $\beta$  non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno  $\varphi'$ , nel qual caso si potrà assumere  $\delta = \varphi'$ .

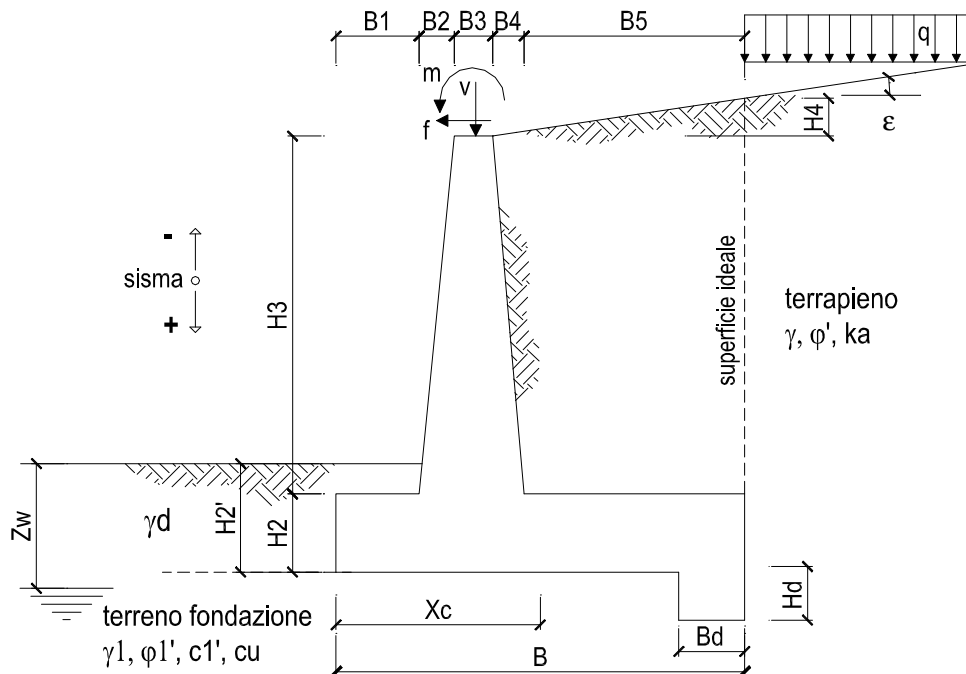
Il terreno al di sopra della suola (abcd) è stato considerato stabilizzante nelle verifiche, e ad esso sono da applicarsi le forze d'inerzia in fase sismica.

Inoltre nella verifica a scorrimento e a ribaltamento dei muri di sostegno viene trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

Nel nostro caso l'angolo di attrito fondazione-terreno nelle verifiche a scorrimento è pari a

$$\varphi'_{cv} = \arctan (\tan \varphi')$$

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



### 7.1.1 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica dell'equilibrio allo stato limite di scorrimento viene condotta confrontando l'azione resistente  $R_h$ , pari al prodotto della risultante delle forze verticali per il coefficiente d'attrito con l'azione instabilizzante, pari alla risultante di tutte le componenti orizzontali delle forze agenti sul muro.

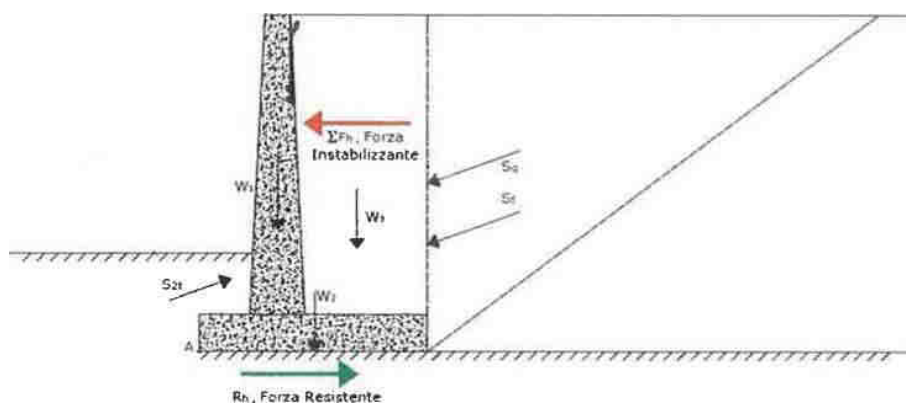


Figura 7-2 – Verifica a scorrimento.

In condizioni sismiche, ai fini del dimensionamento, si fa riferimento ad un sisma agente da monte verso valle del muro, in direzione orizzontale, dal basso verso l'alto e dall'alto verso il basso, in direzione verticale.

### 7.1.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO

L'equilibrio allo stato limite è condotto confrontando il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti, entrambi rispetto all'estremo A di valle della fondazione.

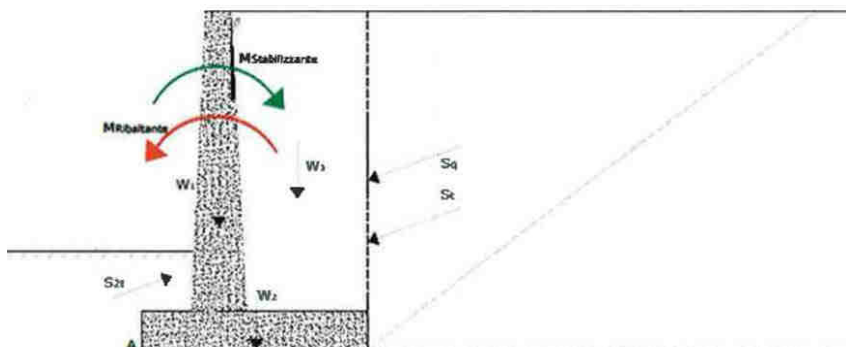


Figura 7-3- Verifica a ribaltamento.

### 7.1.3 VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Per il calcolo della capacità portante della fondazione si è fatto riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970) integrata dai coefficienti sismici di Paolucci e Pecker (1995), di seguito riportata:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + 0.5 \gamma B N_s s_y d_y i_y b_y g_y z_y$$

$$F_s = q_{lim} / q_{es}$$

con  $q_{es} = N / (B \cdot L')$  la pressione dovuta al carico verticale.

### 7.1.4 VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'					
	NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU20B0 001	REV. B

## 7.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE

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

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

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

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

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

$g$  = accelerazione di gravità.

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

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

dove:

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

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

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

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'					
	NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU20B0 001	REV. B

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

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

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

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

Il calcolo della spinta in condizioni sismiche è stato effettuato impiegando la Teoria di Mononobe – Okabe.

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

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

### 7.3 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)

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

$$E_d \leq C_d$$

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

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

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

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

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'												
NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS3U</td> <td>40 D 29</td> <td>CL</td> <td>MU20B0 001</td> <td>B</td> <td>26 di 155</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3U	40 D 29	CL	MU20B0 001	B	26 di 155
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3U	40 D 29	CL	MU20B0 001	B	26 di 155								

### 7.3.1 SPOSTAMENTI ATTESI IN CAMPO SLE

Gli spostamenti attesi in campo SLE dell'opera di sostegno, con le impostazioni di calcolo assunte (spinta attiva) sono di esigua entità, dell'ordine dei millimetri. Lo spostamento necessario per sviluppare lo stato limite di spinta attiva è legato anche al tipo di cinematismo della parete. Per terreni non coesivi con grado di addensamento medio - alto l'EC7 da spostamenti del seguente ordine di grandezza:

- Rotazione intorno alla sommità 0.002H
- Rotazione intorno alla base 0.005H
- Moto di traslazione 0.001H

In cui H è l'altezza del paramento del muro. Altri valori di riferimento sono stati ottenuti da Terzaghi.

Infine, un'altra fonte presa a riferimento è quella del NAFVAC 7.02 (DESIGN MANUAL). La figura riportata nel suddetto manuale mostra anche la curva di sviluppo della spinta in funzione dello spostamento. Anche in questo caso, per sabbia media, risulta ragionevole assumere uno spostamento atteso dell'ordine di 0.001H.

Gli spostamenti dei muri in progetto, quindi, in funzione dell'altezza massima del paramento risultano dell'ordine di pochi cm. Non si riscontrano quindi criticità sulle strutture presenti a monte del muro stesso, in quanto, vista la loro distanza dalla testa del paramento, non subiranno influenze significative.

Per quanto riguarda le distorsioni del muro, l'opera di sostegno risulta lineare in pianta e caricata in modo simmetrico a monte. Non verranno quindi a manifestarsi spinte dissimmetriche che possano generare distorsioni.

### 7.3.2 SPOSTAMENTI PERMANENTI INDOTTI DAL SISMA

Con riferimento alle condizioni di esercizio, sulla base delle indicazioni fornite dal RFI DTC SI CS MA IFS 001 C "Manuale di progettazione opere civili Parte II – Sezione 3", dovranno essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Lo spostamento SLD potrà essere determinato con analisi dinamiche avanzate o con i metodi degli spostamenti.

Nel caso particolare di muri di sostegno gli spostamenti permanenti potranno, in via semplificata, essere determinati con la seguente relazione:

$$d = (S_S \cdot S_T \cdot B) \cdot e^{A \left( \frac{a_c}{a_{max}} \right)}$$

Dove:

$S_S$  e  $S_T$  sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica (§ 3.2.3.2 NTC2018);

$a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito (§ 7.11.6.2.1 NTC2018);

$a_c$  è l'accelerazione critica e rappresenta il valore limite dell'accelerazione al di sotto della quale l'opera non subisce spostamenti;

A, B sono coefficienti raccolti nella seguente tabella in funzione di  $a_{max}$  e della categoria di sottosuolo (Rampello et al., 2008).

Sottosuolo	Cat. A		Cat. B		Cat. C, D, E	
	A	B	A	B	A	B
$a_{max}/g$						
0.3 – 0.4	-7.5	1.21	-7.9	1.06	-7.4	0.56
0.2 – 0.3	-7.42	1.28	-7.79	1.11	-7.54	0.58
0.1 – 0.2	-7.48	0.65	-7.86	0.73	-8.05	0.86
$\leq 0.1$	-7.87	0.28	-7.86	0.3	-8.07	0.44

Tabella 7-1 – Coefficienti A e B da utilizzare per valutare gli spostamenti dei muri di sostegno nelle verifiche SLE.

L'accelerazione critica  $a_c$  sarà determinata imponendo che, nella verifica a scorrimento – effettuata prendendo a riferimento i valori caratteristici di azioni e resistenze (coefficienti  $\gamma_F$  e  $\gamma_M$  pari ad 1) – il rapporto  $R_d/E_d$  sia pari a 1.

In condizioni sismiche, il coefficiente di combinazione  $\psi$  per il carico variabile da traffico ferroviario, da utilizzare tanto nelle verifiche agli stati limite ultimi che di esercizio, dovrà essere posto pari a 0,2.



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'					
	NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU20B0 001	REV. B

## 7.4 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

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

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

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

### 7.4.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

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

### 7.4.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE

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

### 7.4.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

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

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

$A_{s1}$  è l'area dell'armatura tesa;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd};$$

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

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

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

$1 \leq \operatorname{cot}\theta \leq 2,5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

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

$s$  è il passo delle staffe;

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

$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'					
	NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU20B0 001	REV. B

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

## 7.5 VERIFICHE STRUTTURALI SLE

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

### 7.5.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

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

La verifica consiste nel controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

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

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

$\sigma_s < 0.75 f_k$  per combinazione di carico caratteristica (rara).

#### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

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

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

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0.75 f_{yk}$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'					
	NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU20B0 001	REV. B

Per il caso in esame risulta in particolare :

- Muro di sostegno:

#### CALCESTRUZZO

$$\sigma_{\text{cmax QP}} = (0,40 f_{\text{ck}}) = \mathbf{13.28} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\text{cmax R}} = (0,55 f_{\text{ck}}) = \mathbf{18.26} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

#### ACCIAIO

$$\sigma_{\text{s max}} = (0,75 f_{\text{yk}}) = \mathbf{337.5} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

### 7.5.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

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

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

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

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Tabella 7-2 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Risultando:

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

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'					
NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU20B0 001	REV. B	FOGLIO 32 di 155

w3= 0.4 mm

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezione 2 – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

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

Combinazione Caratteristica (Rara)

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

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

## 8. ANALISI DEI CARICHI

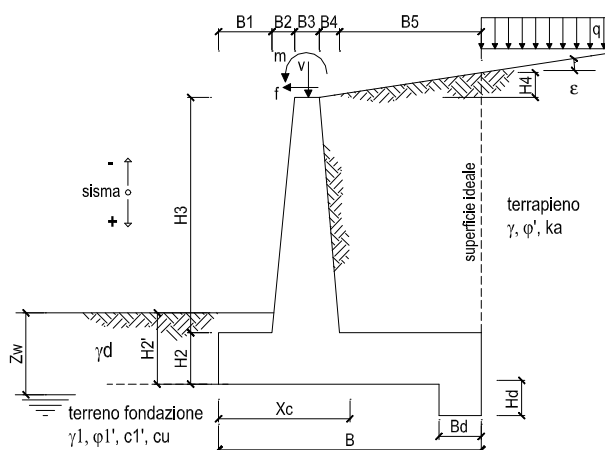
Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

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

### 8.1 PESI PROPRI

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

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



#### Geometria del Muro

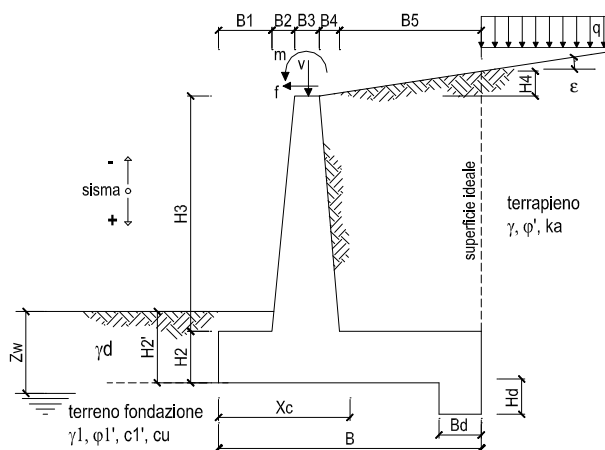
Elevazione	H3 =	4.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.36	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.94	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.10	(m)

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

Figura 8-1 – Caratteristiche geometriche muri di sostegno con fondazione diretta – tipo 1.



**Geometria del Muro**

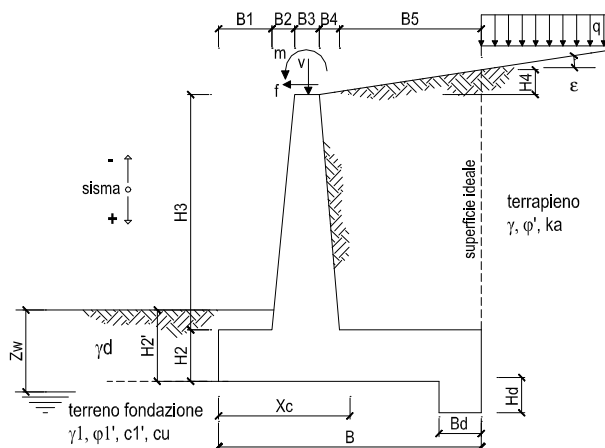
Elevazione	H3 =	6.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.51	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	7.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	5.09	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3.50	(m)

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

Figura 8-2 – Caratteristiche geometriche muri di sostegno con fondazione diretta – tipo 2.



**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	7.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.66	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	9.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.80	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	6.14	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	4.50	(m)

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

Figura 8-3 – Caratteristiche geometriche muri di sostegno con fondazione diretta – tipo 3.



## 8.2 CARICHI PERMANENTI

### 8.2.1 PARAPETTO METALLICO

Per il parapetto metallico si considerano le seguenti azioni agenti sul muro:

$$V_{\text{parapetto}} = 1.00 \text{ kN/m}$$

### 8.2.2 BARRIERA DI SICUREZZA

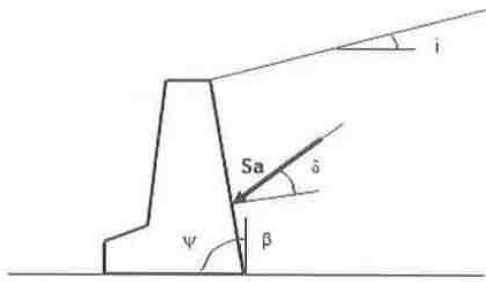
Per la barriera di sicurezza si considerano le seguenti azioni agenti sul muro:

$$V_{\text{barriera}} = 2.50 \text{ kN/m}$$

### 8.2.3 SPINTA DEL TERRENO

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

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



$$\text{per } i \leq \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \text{sen}(\varphi' - i - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + i)} \right]^2}$$

$$\text{per } i > \varphi' - \theta \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \frac{\text{sen} \varphi' \text{sen}(\varphi' + i - \theta)}{\text{sen}(\psi + i) \text{sen}(\psi + \theta)} \right]^2}$$

Figura 8-4 – Coefficiente di spinta attiva e passiva.

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

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'					
NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU20B0 001	REV. B	FOGLIO 37 di 155

Su tale paramento l'angolo di inclinazione  $\delta$  della risultante della spinta (applicata ad 1/3 dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione  $\beta$  del terrapieno, a meno che  $\beta$  non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno  $\varphi'$ , nel qual caso si assumerà  $\delta = \varphi'$ .

*Figura 8-5 – Dati geotecnici*

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'					
	NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU20B0 001	REV. B

## 8.3 CARICHI VARIABILI

### 8.3.1 CARICHI MOBILI DA TRAFFICO

Per quanto attiene il sovraccarico variabile dovuto al carico stradale non si applica alcun carico verticale statico sul terreno a monte del muro in quanto la notevole distanza della strada dall'opera di sostegno suggerisce la dissipazione delle tensioni nel terreno senza che si inneschi una spinta a tergo del muro.

<b>Carichi Agenti</b>		<b>valori caratteristici</b>		<b>valori di progetto</b>		
		<b>SLE - sisma</b>		<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>	
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	3.50	3.50	3.50
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	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	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi_1$	1.00	condizione quasi permanente $\Psi_2$		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

Figura 8-6 – Carichi agenti

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'					
	NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU20B0 001	REV. B

## 8.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

### 8.4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

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

La cui vita nominale è pari a: 100 anni.

### 8.4.2 CLASSE D'USO

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

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

Il coefficiente d'uso è pari a 1.50.

### 8.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO

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

Pertanto  $V_R = 100 \times 1.5 = 150$  anni.

### 8.4.4 PARAMETRI SISMICI

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

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

Stati Limite	$P_{VF}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 8-1 – Probabilità di superamento al variare dello stato limite considerato.

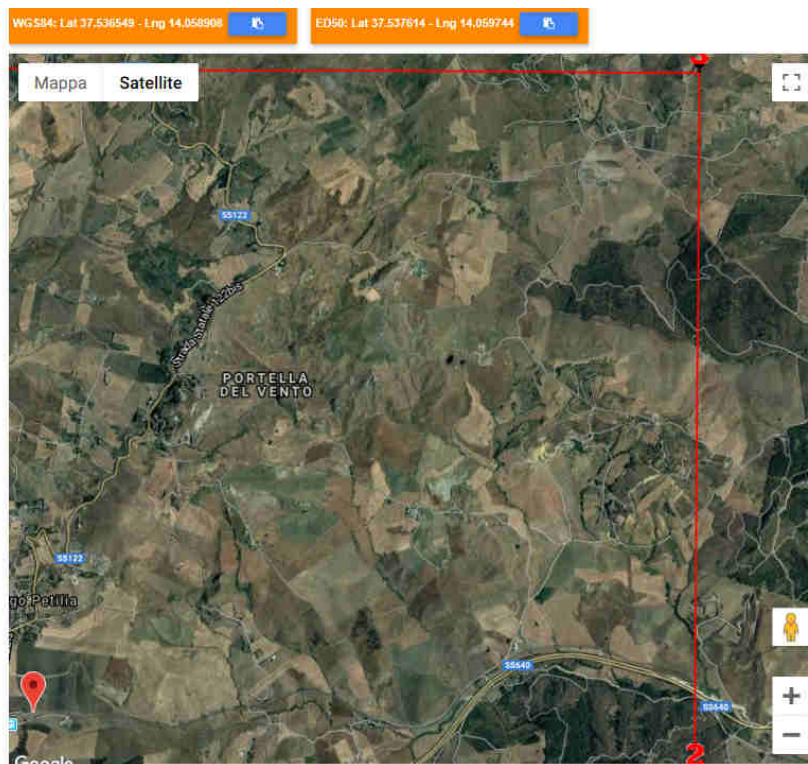




Tabella 8-2 – Localizzazione del sito ove sorgerà l'opera.


 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4) OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'					
	NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU20B0 001	REV. B

Da cui si ottiene la seguente tabella:

**Stati limite**

 Classe Edificio  
 III. Affollamento significativo...

 Vita Nominale: 100

 Interpolazione: Media ponderata

**CU = 1.5**

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> * [s]
Operatività (SLO)	90	0.044	2.503	0.306
Danno (SLD)	151	0.053	2.535	0.336
Salvaguardia vita (SLV)	1424	0.105	2.686	0.489
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0.122	2.742	0.533

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 150

Tabella 8-3 – Parametri relativi all'azione sismica.

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

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

Tabella 8-4 – Categorie topografiche.

L'area interessata risulta classificabile come T1.

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

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 8-5 – Espressioni di  $S_s$  e  $C_c$ .

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 8-6 – Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica  $S_T$ .

valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a  $S_s = 1.50$  e  $C_c = 1.33$

valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a  $S_T = 1.0$



Dalla sezione dedicata al calcolo dei parametri sismici di base del programma "GeoStru", si ricavano i seguenti parametri dello spettro di risposta relativo al sito più gravoso.

## Coefficienti sismici

 Tipo Muri di sostegno NTC 2018


Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

	H (m)		us (m)
	1		0.1

	Cal. Sottosuolo	C
	Cal. Topografica	T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz categoria	1,55	1,50	1,33	1,29
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc na massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]

 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.000	0.037	0.060	0.000
kv	--	0.019	0.030	--
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.647	0.781	1.545	1.793
Beta	--	0.470	0.380	--



## 9. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

Per ciascuna verifica si deve tenere conto dei coefficienti parziali per le azioni, dei parametri geotecnici e dei coefficienti di amplificazione per le verifiche di sicurezza, tutti riportati nelle seguenti tabelle.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

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

Tabella 9-1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

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

Tabella 9-2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

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 9-3 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO</b> <b>NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA</b> <b>TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – ENNA (LOTTO 4)</b> <b>OPERE DI SOSTEGNO VIABILITA'</b>					
	NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3U	LOTTO 40 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU20B0 001	REV. B

Tabella 9-4 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le combinazioni sismiche, in maniera del tutto analoga alle combinazioni statiche, sono effettuate con l'approccio 2, ponendo però 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 seguente tabella.

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

Tabella 9-5 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Le verifiche pseudo-statiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati in condizioni sismiche si eseguono adottando valori unitari dei coefficienti parziali del gruppo A e M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale  $\gamma_R$  pari a 1.2.

Al fine della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare, generalmente, le combinazioni riportate nella seguente tabella:

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico S)	Frenatura	Forza centrifuga	
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 9-6 – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico.

Questa fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimo.

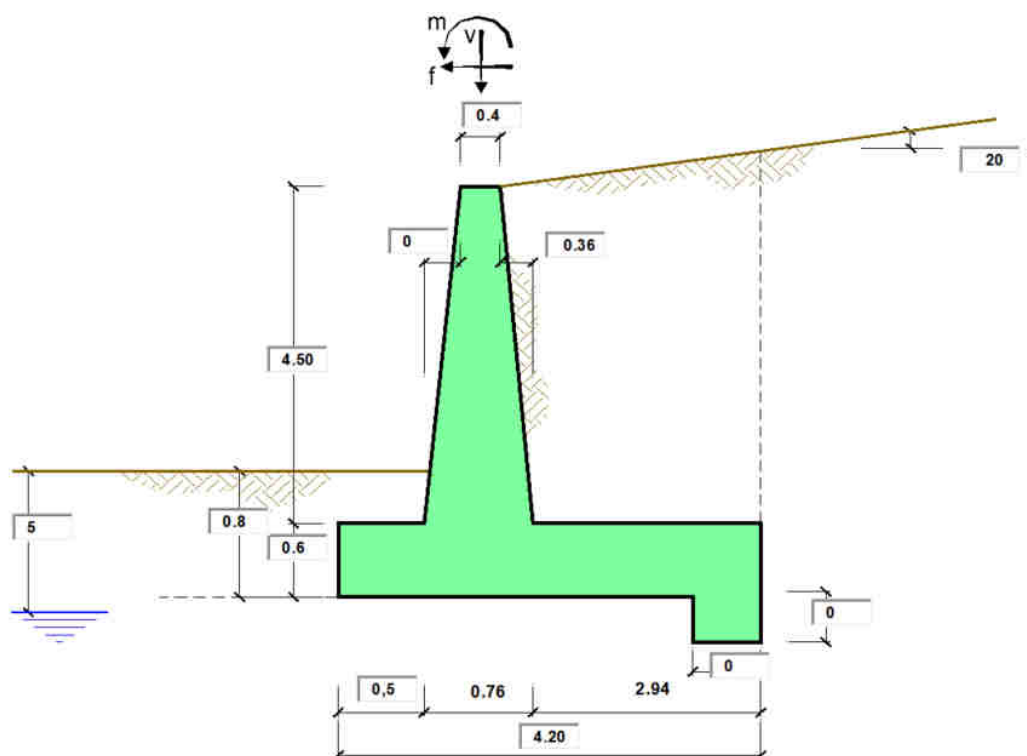
I valori dei coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$ ,  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie sono riportati nella tabella successiva:

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	—	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 9-7 – Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

## 10. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOTTOSCARPA "TIPO 1"

### 10.1 DATI DI INPUT



#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.36	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.94	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.10	(m)

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

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica

<b>Dati Geotecnici</b>			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	35.00	35.00	35.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	20.00	20.00	20.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c_1'$	22.50	22.50	22.50
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi_1'$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	10000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.104	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)	
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.05928	(-)	
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0296	(-)	
Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

			STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.322	0.322
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.381	0.415
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.385	0.426
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.040	2.040
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.955	1.912
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.949	1.899

<b>Carichi Agenti</b>			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	3.50	3.50	3.50
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi_1$		1.00	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

#### Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C30/37"/>		
Rck	37	(MPa)	
fck	30	(MPa)	
fc <sub>m</sub>	38	(MPa)	
E <sub>c</sub>	32837	(MPa)	
α <sub>oc</sub>	0.85		
γ <sub>c</sub>	1.50		
$f_{od} = \alpha_{oc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	17.00	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.90	(MPa)	

#### Tensioni limite (tensioni ammissibili)

##### condizioni statiche

σ <sub>c</sub>	18	Mpa
σ <sub>f</sub>	360	Mpa

##### condizioni sismiche

σ <sub>c</sub>	18	Mpa
σ <sub>f</sub>	360	Mpa

#### Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm

#### Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f <sub>yk</sub> =	450	(MPa)	
γ <sub>s</sub> =	1.15		
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>s</sub> / γ <sub>E</sub> =	391.30	(MPa)	
E <sub>s</sub> =	210000	(MPa)	
ε <sub>ys</sub> =	0.19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

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

c = 7.50 (cm)

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

c<sub>min</sub> = 4.50 (cm)

#### Interfero tra I e II strato

i<sub>I-II</sub> = 5.00 (cm)



## 10.2 CALCOLO DELLE AZIONI

### 10.2.1 FORZE VERTICALI E INERZIALI

#### FORZE VERTICALI

##### - Peso del Muro (Pm)

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	45.00	45.00	45.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	20.25	20.25	20.25
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	63.00	63.00	63.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	128.25	128.25	128.25

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	251.37	251.37	251.37
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	37.65	37.65	37.65
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	15.39	15.39	15.39
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	304.41	304.41	304.41

##### - 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

##### - Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	31.50	31.50	31.50
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	20.66	20.66	20.66
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	132.30	132.30	132.30
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	184.46	184.46	184.46

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	686.24	686.24	686.24
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	116.73	116.73	116.73
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	17.54	17.54	17.54
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	820.51	820.51	820.51

##### - 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		



### INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot kh$	(kN/m)	7.60	11.40
Ps v =	$P_m \cdot kv$	(kN/m)	3.80	5.70

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

Ptsh =	$P_t \cdot kh$	(kN/m)	18.05	27.07
Ptsh v =	$P_t \cdot kv$	(kN/m)	9.02	13.53

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

MPs1 h =	$kh \cdot P_m1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h =	$kh \cdot P_m2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	7.60	11.40
MPs3 h =	$kh \cdot P_m3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	2.52	3.78
MPs4 h =	$kh \cdot P_m4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	1.12	1.68
MPs5 h =	$-kh \cdot P_m5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	11.24	16.87

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

MPs1 v =	$kv \cdot P_m1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v =	$kv \cdot P_m2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.93	1.40
MPs3 v =	$kv \cdot P_m3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.61	0.92
MPs4 v =	$kv \cdot P_m4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	3.92	5.88
MPs5 v =	$kv \cdot P_m5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	5.47	8.20

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

MPts1 h =	$kh \cdot P_t1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	42.47	63.70
MPts2 h =	$kh \cdot P_t2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	20.31	30.47
MPts3 h =	$kh \cdot P_t3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	3.28	4.93
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	66.07	99.10

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

MPts1 v =	$kv \cdot P_t1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	20.34	30.51
MPts2 v =	$kv \cdot P_t2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	3.59	5.39
MPts3 v =	$kv \cdot P_t3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.66	0.99
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	24.59	36.89

## 10.2.2 SPINTE IN CONDIZIONE STATICA

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 121.32	157.71	157.71
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 114.00	148.20	148.20
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) 41.49	53.94	53.94
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

$S_p = \frac{1}{2} \cdot g \cdot 1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 239.45	311.28	311.28
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 174.27	226.55	226.55
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp/3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2/2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 2.45	2.45	2.45

### 10.2.3 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	121.32	121.32	121.32
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	26.77	26.77	42.36
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	114.00	114.00	114.00
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	25.15	25.15	39.81
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	41.49	41.49	41.49
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	9.15	9.15	14.49
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma'_1 \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

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

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	239.45	239.45	239.45
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	52.83	52.83	83.61
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	174.27	174.27	174.27
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	38.45	38.45	60.86
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
M <sub>Sp</sub> = $\gamma'_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma'_1 \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

#### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

M <sub>fext1</sub> = $m_p + m_s$	(kNm/m)		0.00	
M <sub>fext2</sub> = $(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00	
M <sub>fext3</sub> = $(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		2.45	

## 10.2.4 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	121.32	121.32	121.32
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$ - Sst1 stat	(kN/m)	19.75	19.75	32.28
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * $\cos \delta$	(kN/m)	114.00	114.00	114.00
Sst1h sism = Sst1 sism * $\cos \delta$	(kN/m)	18.56	18.56	30.33
Ssq1h perm = Ssq1 perm * $\cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * $\cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * $\sin \delta$	(kN/m)	41.49	41.49	41.49
Sst1v sism = Sst1 sism * $\sin \delta$	(kN/m)	6.76	6.76	11.04
Ssq1v perm = Ssq1 perm * $\sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * $\sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- 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	0.00
--	--------	------	------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = Sst1h stat * $((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	239.45	239.45	239.45
MSst1 sism = Sst1h sism * $((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	38.98	38.98	63.71
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	174.27	174.27	174.27
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	28.37	28.37	46.37
MSsq1 = Ssq1h * $((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
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	0.00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)	0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)	0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)	2.45

### 10.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

#### 10.3.1 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE

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

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} \text{ perm} + S_{qv} \text{ acc}$		490.11	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$		148.20	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$		0.36	(-)	
<b>Fs scorr.</b>	<b><math>(N \cdot f + S_p) / T</math></b>	<b>1.20</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

##### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		1007.42	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$		84.73	(kNm/m)	
<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>11.89</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>

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

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ S_{ovr} \text{ acc})$		490.11	490.11	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		148.20	148.20	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		922.69	922.69	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		106.53	106.53	(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.	22.50			(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20.00			(°)
$\gamma 1$	peso unità di volume terreno fondaz.	15.05			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.22	0.22		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.77	3.77		(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)	6.40			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	14.83			(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	5.39			(-)

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	0.63		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.56	0.56		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.50	0.50		(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	326.34	326.34		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>2.51</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>2.51</b>	>	

### 10.3.2 VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE

Condizione sismica +

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 499.64 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 164.80 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1' \quad 0.36 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.10} \quad > \quad \mathbf{1}$$

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1007.42 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 158.81 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{6.34} \quad > \quad \mathbf{1}$$

#### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 499.64 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 499.64 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 164.80 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 880.61 \quad 880.61 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 168.62 \quad 168.62 \quad (\text{kNm/m})$$



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

Fondazione Nastriforme

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

$c'$	coesione terreno di fondaz.	22.50			(kN/mq)
$\varphi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20.00			(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	15.05			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.34	0.34		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.53	3.53		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	6.40			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	14.83			(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	5.39			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.59	0.59		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.52		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0.46	0.46		(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	295.95	295.95		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	$N_{min}$	<b>2.09</b>	>	<b>1.2</b>
		$N_{max}$	<b>2.09</b>	>	



Condizione sismica -

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{t sv} \quad 471.59 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{t sh} \quad 158.21 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.36 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.08} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1007.42 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 243.57 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4.14} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{t sv} \quad \begin{matrix} N_{min} & N_{max} \\ 471.59 & 471.59 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{t sh} - S_p \quad 158.21 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 824.27 \quad 824.27 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 166.07 \quad 166.07 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'$	coesione terreno di fondaz.	22.50			(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20.00			(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	15.05			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.35	0.35		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.50	3.50		(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)	6.40			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	14.83			(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	5.39			(-)

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)	0.59	0.59		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.52		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.46	0.46		(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	295.02	295.02		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	<b>Nmin</b>	<b>2.19</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.2</b>
		<b>Nmax</b>	<b>2.19</b>	<b>&gt;</b>	

### 10.3.3 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE

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

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc} \quad 490.11 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 148.20 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.36 \quad (-)$$

$$\mathbf{F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.20 \quad > \quad 1.1}$$

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1007.42 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 84.73 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad 11.89 \quad > \quad 1.15}$$

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

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{\min} & N_{\max} \\ 490.11 & 490.11 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad 148.20 \quad 148.20 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 922.69 \quad 922.69 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 106.53 \quad 106.53 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	200.00		(kPa)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	21.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.22	0.22	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.77	3.77	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	5.14		(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	0.00		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m T / (B^* cu^* N_c))$		0.92	0.92	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi))^{m+1}$		--		(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	964.80	964.80	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>7.41</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>7.41</b>	>	

### 10.3.4 VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE

Condizione sismica +

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 499.86 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 165.32 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.36 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.10} \quad > \quad \mathbf{1}$$

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1007.42 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 159.75 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{6.31} \quad > \quad \mathbf{1}$$

#### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 165.32 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 880.01 \quad 880.01 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 169.69 \quad 169.69 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	200.00			(kN/mq)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	21.00			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.34	0.34		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.52	3.52		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot c_u \cdot N_c))$		0.91	0.91		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^{m+1}$		- -			(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	949.62	949.62		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	<b>Nmin</b>	<b>6.69</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.2</b>
		<b>Nmax</b>	<b>6.69</b>	<b>&gt;</b>	

Condizione sismica –

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 471.54 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 158.67 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.36 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.08} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1007.42 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 245.33 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4.11} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 471.54 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 471.54 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 158.67 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 823.11 \quad 823.11 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 167.12 \quad 167.12 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

$c_u$	res. al taglio nd terreno di fondaz.	200.00			(kN/mq)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	21.00			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.35	0.35		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.49	3.49		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot c_u \cdot N_c))$		0.91	0.91		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\varphi)))^{m+1}$		- -			(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

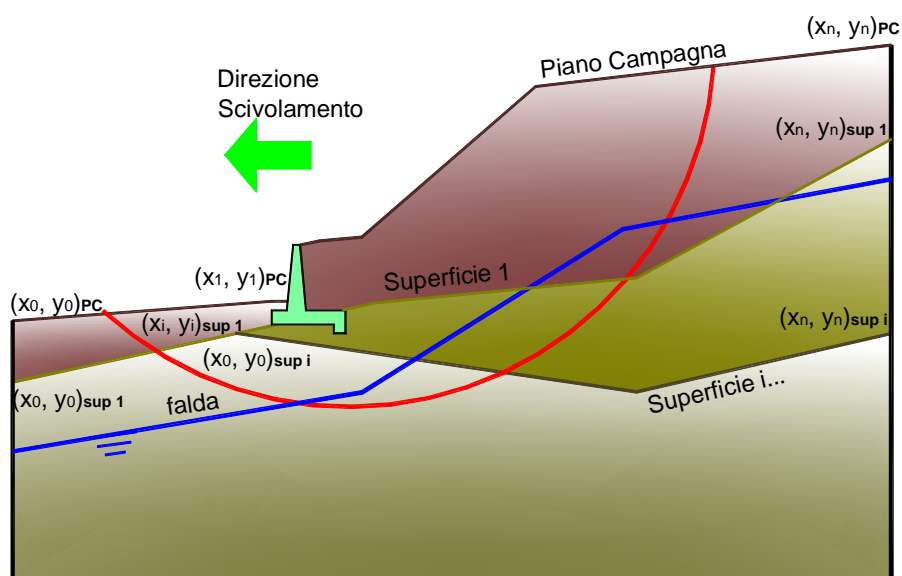
$q_{lim}$	(carico limite unitario)	952.62	952.62		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	$N_{min}$	<b>7.05</b>	>	<b>1.2</b>
		$N_{max}$	<b>7.05</b>	>	

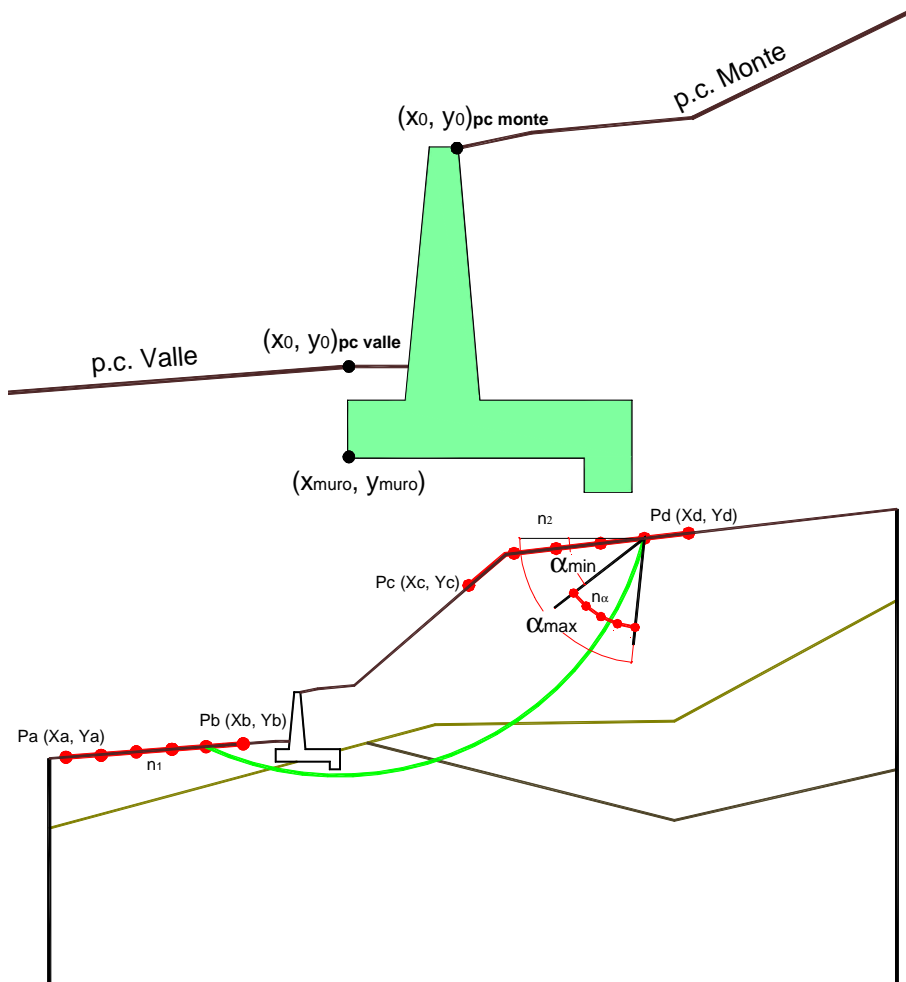


### 10.3.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea stradale.



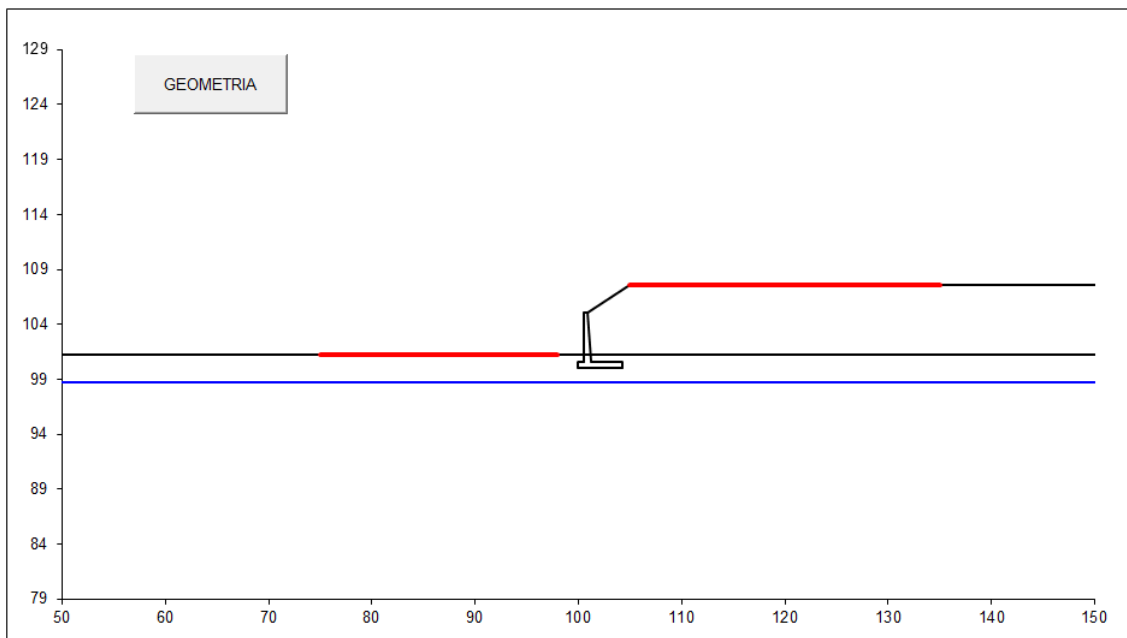
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20.00	38	0	Rilevato - riporto
materiale 2	21.00	20	22.5	Unità geotecnica 1 - TRV
materiale 3				
materiale 4				



p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		fda				
materiale 1				materiale 2		materiale 3		materiale 4						
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y			
0	100.000	101.200	0	100.900	105.100	0	50.000	101.200	0			0	50.000	98.700
1	50.000	101.200	1	104.900	107.600	1	150.000	101.200	1			1	150.000	98.700
2			2	150.000	107.600	2			2			2		
3			3			3			3			3		
4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

**Sovraccarichi**

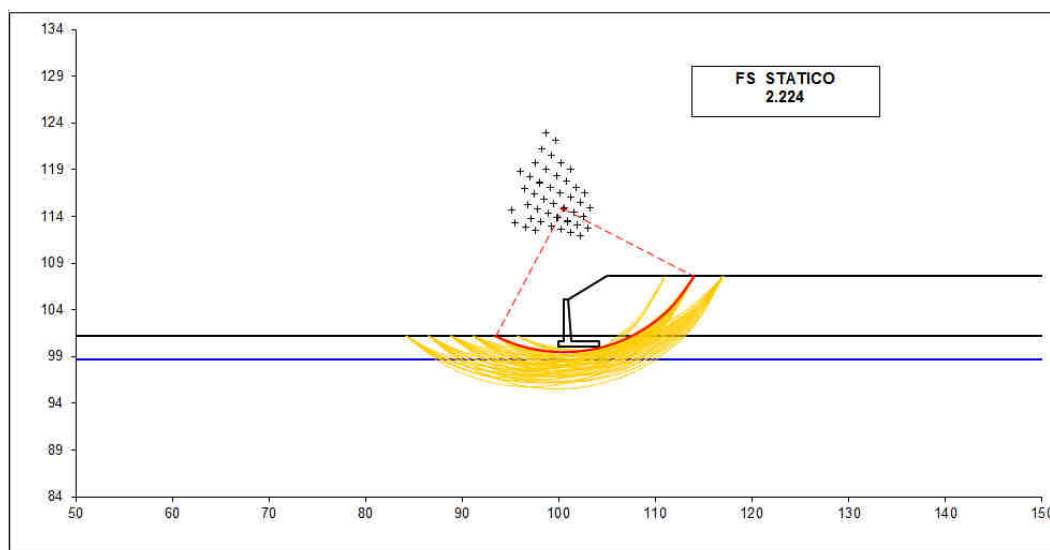
	<input type="checkbox"/>	$X_{in}$	$q_{in}$	$X_{fin}$	$q_{fin}$	% sisma
sovraccarico 1	<input checked="" type="checkbox"/>	103.900	20	106.500	20	20%
sovraccarico 2	<input type="checkbox"/>					



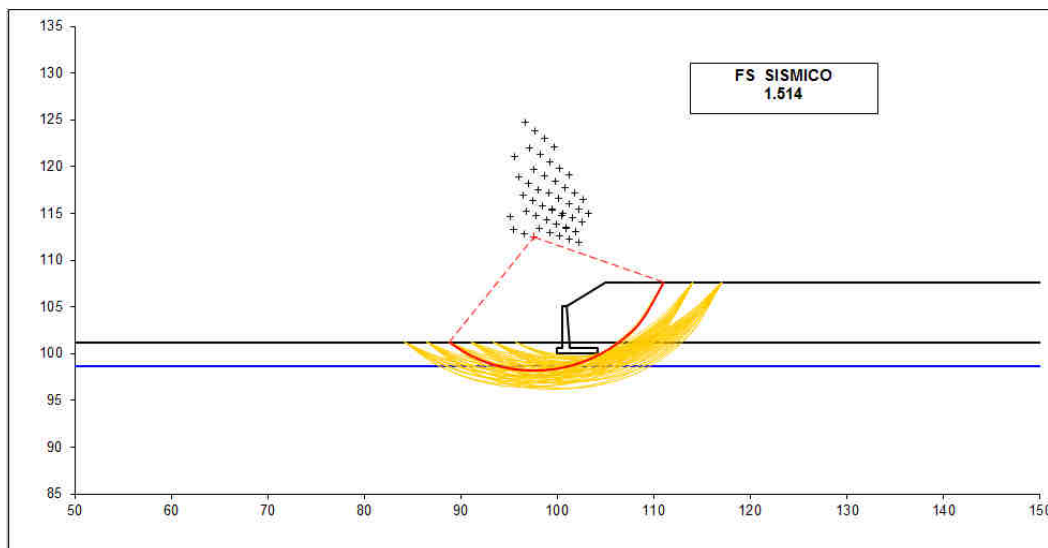
<b>#strisce</b>
30

<b># Superfici Calcolate</b>	<b>FS Bishop</b>	
	<b>STATICO</b>	<b>2.224</b>
<b>639</b>	<b>SISMICO</b>	<b>1.514</b>

### Condizioni statiche

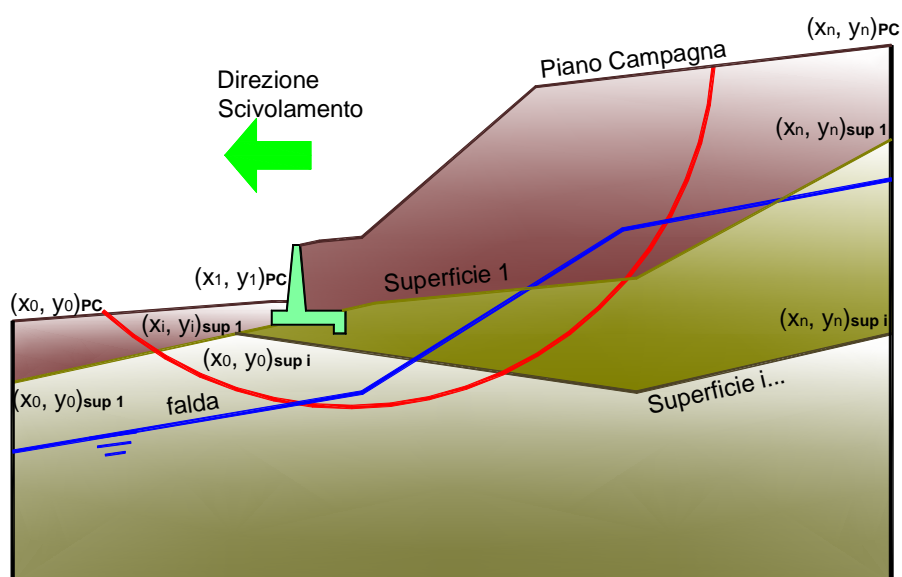


## Condizioni sismiche

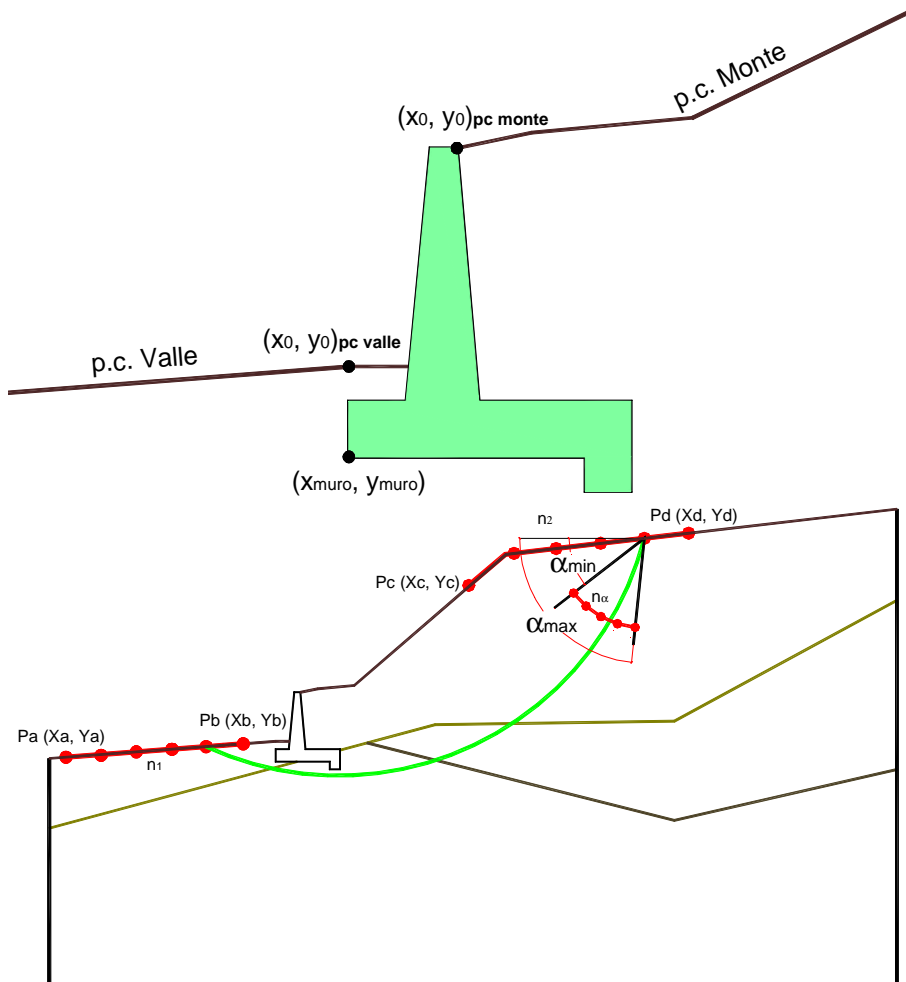


### 10.3.6 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea stradale.



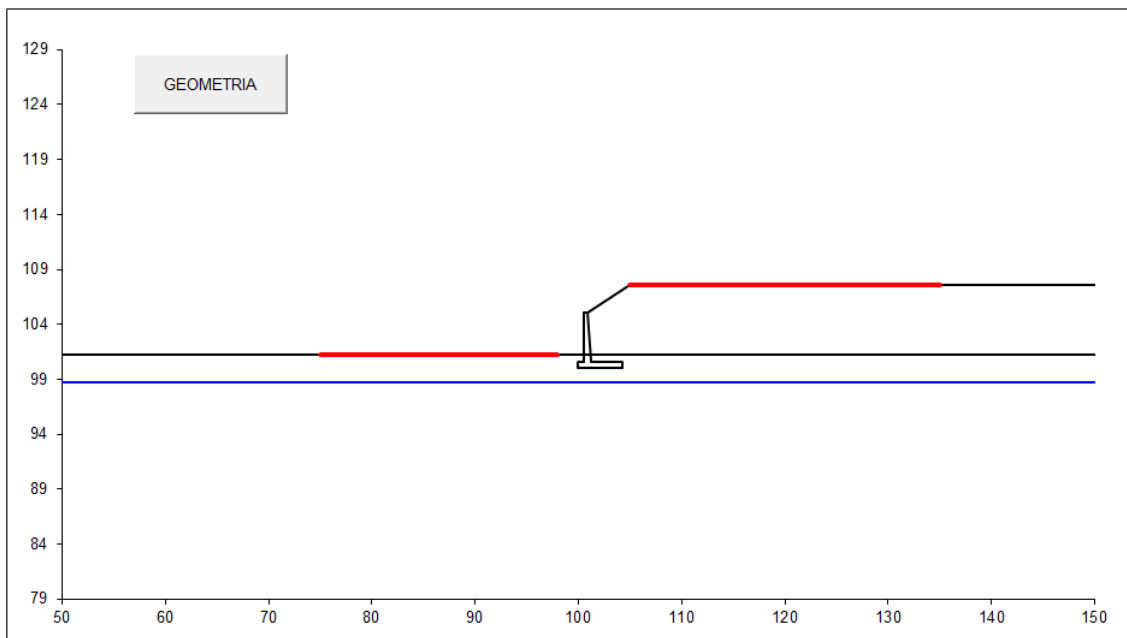
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c$ [kPa]	Descrizione
<b>materiale 1</b>	20.00	38	0	Rilevato - riporto
<b>materiale 2</b>	21.00	20	200	Unità geotecnica 1 - TRV
<b>materiale 3</b>				
<b>materiale 4</b>				



p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		fda				
materiale 1				materiale 2		materiale 3		materiale 4						
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y			
0	100.000	101.200	0	100.900	105.100	0	50.000	101.200	0			0	50.000	98.700
1	50.000	101.200	1	104.900	107.600	1	150.000	101.200	1			1	150.000	98.700
2			2	150.000	107.600	2			2			2		
3			3			3			3			3		
4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

**Sovraccarichi**

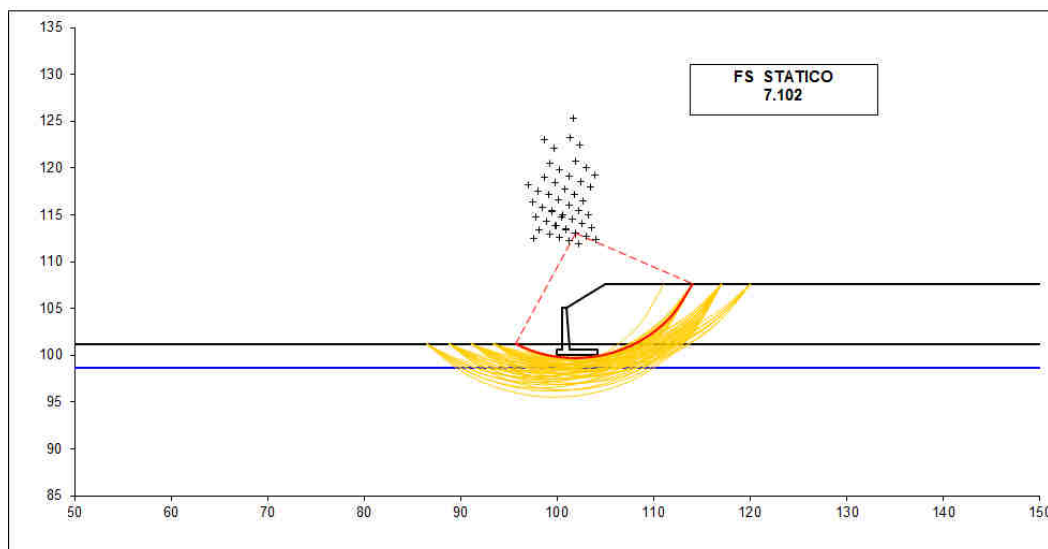
	<input type="checkbox"/>	$X_{in}$	$q_{in}$	$X_{fin}$	$q_{fin}$	% sisma
sovraccarico 1	<input checked="" type="checkbox"/>	103.900	20	106.500	20	20%
sovraccarico 2	<input type="checkbox"/>					



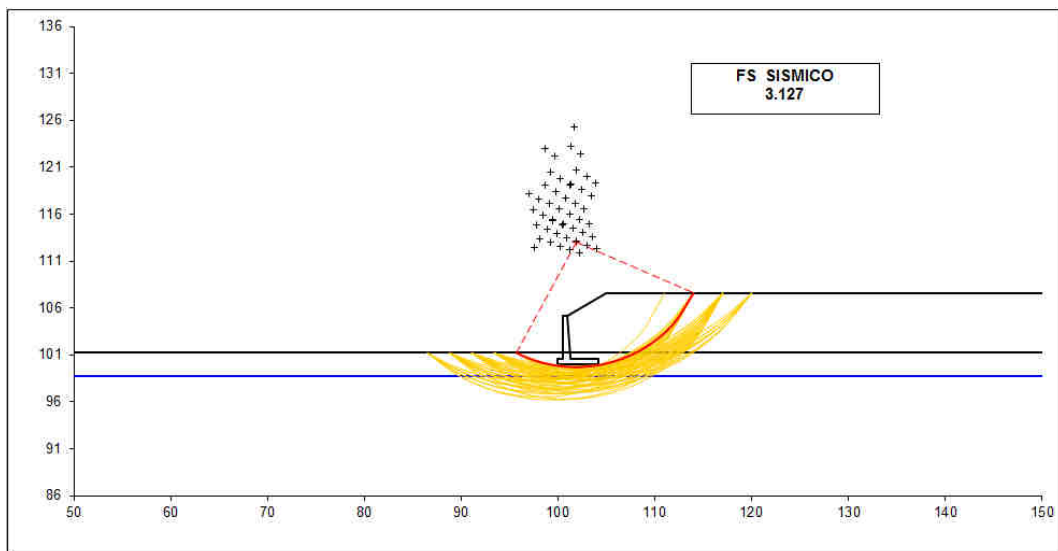
<b>#strisce</b>
30

<b># Superfici Calcolate</b>	<b>FS Bishop</b>	
	<b>STATICO</b>	<b>7.102</b>
<b>639</b>	<b>SISMICO</b>	<b>3.127</b>

### Condizioni statiche



## Condizioni sismiche





### 10.3.7 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI SLD

Si riporta di seguito la verifica degli spostamenti permanenti indotti dal sisma per lo Stato Limite di Danno. Si è verificato che tale spostamento, determinato così come riportato all'interno del cap. 7.3.2 della presente relazione, risulti inferiore allo spostamento orizzontale massimo ammissibile in testa all'opera di sostegno, che può essere assunto, in condizioni sismiche, al più pari a 2cm.

$a_g$	0.044				
$S_s$	1.5				
$S_t$	1				
B	0.44				
A	-8.07				
ac	0.131				
amax	0.066				
<b>d =</b>	7.2968E-05 mm	<	20 mm		<b>OK</b>

## 10.4 VERIFICHE STRUTTURALI

### 10.4.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Reazione del terreno

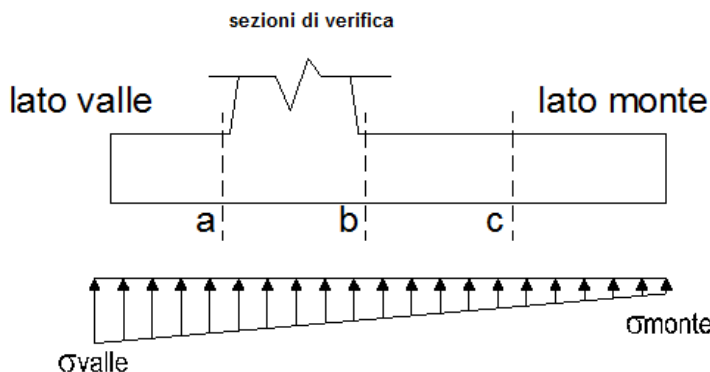
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4.20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.94 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	490.11	106.53	152.93	80.46
	490.11	106.53	152.93	80.46
sisma+	499.64	168.62	176.32	61.61
	499.64	168.62	176.32	61.61
sisma-	471.59	166.07	168.77	55.80
	471.59	166.07	168.77	55.80



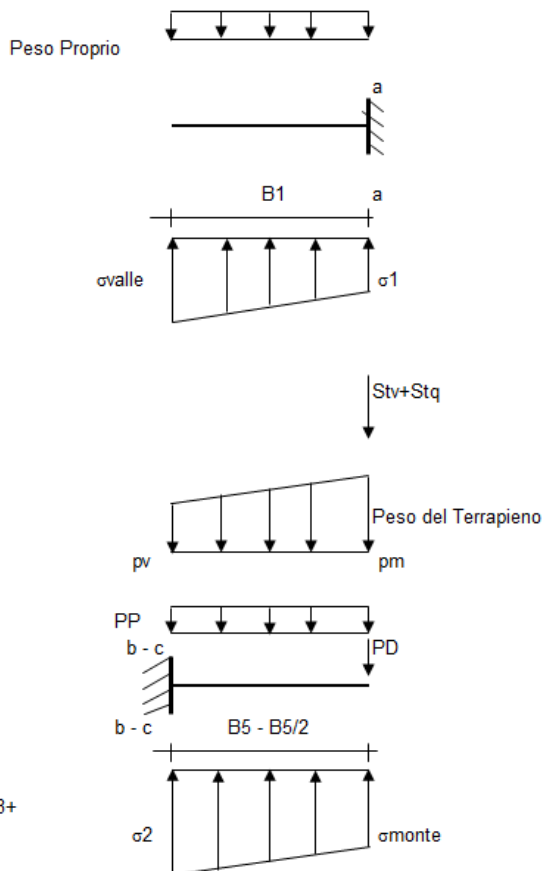
#### Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (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	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	152.93	144.30	16.88	66.81
	152.93	144.30	16.88	66.81
sisma+	176.32	162.66	19.54	80.44
	176.32	162.66	19.60	80.44
sisma-	168.77	155.32	18.72	76.66
	168.77	155.32	18.66	76.66



#### Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (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	108.32	108.32	108.32	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	87.99	87.99	87.99	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	98.16	98.16	98.16	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2b}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Mb [kNm]	Vb [kN]	$\sigma_{2c}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Mc [kNm]	Vc [kN]
statico	80.46	131.19	-241.47	-75.50	105.82	-112.81	-93.08
	80.46	131.19	-241.47	-75.50	105.82	-112.81	-93.08
sisma+	61.61	141.90	-285.59	-94.03	101.75	-126.85	-109.54
	61.61	141.90	-285.59	-94.03	101.75	-126.85	-109.54
sisma-	55.80	134.88	-275.54	-90.77	95.34	-122.14	-105.82
	55.80	134.88	-275.54	-90.77	95.34	-122.14	-105.82

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

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

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

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

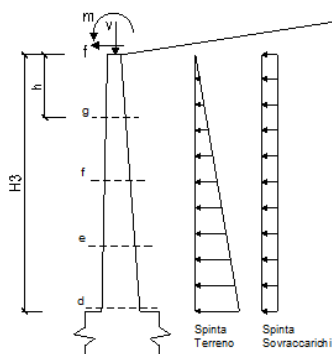
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



**condizione statica**

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4.50	113.38	0.00	0.00	113.38	3.50	65.25	68.75
e-e	3.38	47.83	0.00	0.00	47.83	3.50	45.14	48.64
f-f	2.25	14.17	0.00	0.00	14.17	3.50	27.56	31.06
g-g	1.13	1.77	0.00	0.00	1.77	3.50	12.52	16.02

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4.50	75.59	0.00	0.00	75.59
e-e	3.38	42.52	0.00	0.00	42.52
f-f	2.25	18.90	0.00	0.00	18.90
g-g	1.13	4.72	0.00	0.00	4.72

**condizione sismica +**

sezione	h [m]	M <sub>t stat</sub> [kNm/m]	M <sub>t sism</sub> [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp+inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4.50	87.22	20.48	0.00	0.00	7.80	115.50	3.50	67.18	70.68
e-e	3.38	36.79	8.64	0.00	0.00	4.14	49.57	3.50	46.48	49.98
f-f	2.25	10.90	2.56	0.00	0.00	1.73	15.19	3.50	28.38	31.88
g-g	1.13	1.36	0.32	0.00	0.00	0.40	2.09	3.50	12.89	16.39

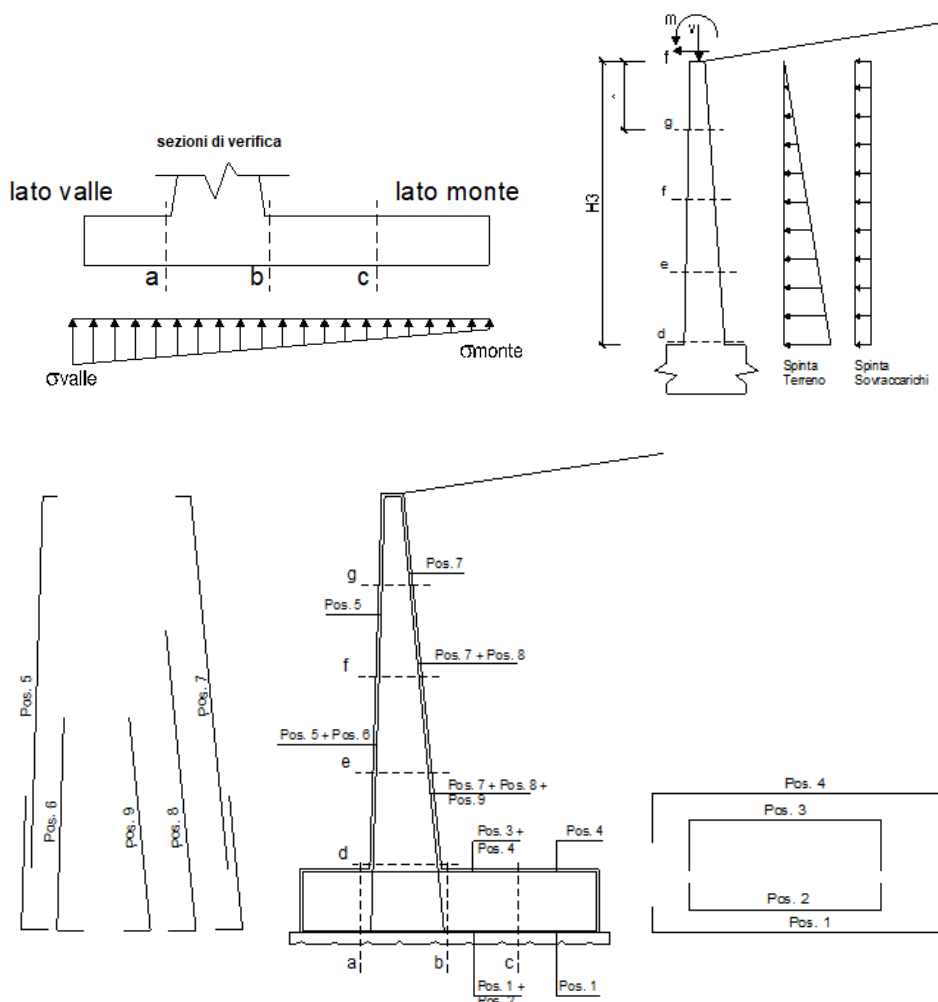
sezione	h [m]	V <sub>t stat</sub> [kN/m]	V <sub>t sism</sub> [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>inerzia</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4.50	58.14	13.65	0.00	0.00	3.87	75.66
e-e	3.38	32.71	7.68	0.00	0.00	2.68	43.06
f-f	2.25	14.54	3.41	0.00	0.00	1.63	19.58
g-g	1.13	3.63	0.85	0.00	0.00	0.74	5.23

**condizione sismica -**

sezione	h [m]	M <sub>t stat</sub> [kNm/m]	M <sub>t sism</sub> [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp+inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4.50	87.22	15.11	0.00	0.00	7.80	110.13	3.50	63.32	66.82
e-e	3.38	36.79	6.37	0.00	0.00	4.14	47.30	3.50	43.80	47.30
f-f	2.25	10.90	1.89	0.00	0.00	1.73	14.52	3.50	26.75	30.25
g-g	1.13	1.36	0.24	0.00	0.00	0.40	2.00	3.50	12.14	15.64

sezione	h [m]	V <sub>t stat</sub> [kN/m]	V <sub>t sism</sub> [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>inerzia</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4.50	58.14	10.07	0.00	0.00	3.87	72.09
e-e	3.38	32.71	5.67	0.00	0.00	2.68	41.05
f-f	2.25	14.54	2.52	0.00	0.00	1.63	18.69
g-g	1.13	3.63	0.63	0.00	0.00	0.74	5.01

### 10.4.2 VERIFICHE SLU



#### Armatura minima

L'armatura minima principale in fondazione deve essere in percentuale non inferiore allo 0.20% dell'area di conglomerato.

L'armatura minima principale presente in zona tesa deve essere in percentuale non inferiore allo 0.15% dell'area di conglomerato per l'intera lunghezza.

L'armatura secondaria, ortogonale a quella principale, deve essere pari al massimo delle seguenti percentuali:

- 0.10% dell'area di conglomerato in entrambi i lembi;
- 20% dell'armatura principale.

Muro  $h = 4,50m$  su fondazione diretta

**ARMATURE**

pos	n°/ml	$\phi$	II strato	pos	n°/ml	$\phi$	II strato
1	10.0	16		5	10.0	16	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	10.0	20	
4	10.0	20		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Pertanto l'armatura secondaria sarà pari a:

sez a – a:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione e in elevazione);

sez b – b:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez c – c:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez d – d:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez e – e:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez f – f:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez g – g:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione);

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	19.60	0.00	0.60	20.11	31.42	392.14
b - b	-285.59	0.00	0.60	31.42	20.11	592.70
c - c	-126.85	0.00	0.60	31.42	20.11	592.70
d - d	115.50	70.68	0.76	31.42	20.11	810.99
e - e	49.57	49.98	0.67	31.42	20.11	691.78
f - f	15.19	31.88	0.58	31.42	20.11	574.99
g - g	2.09	16.39	0.49	31.42	20.11	460.28

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>Rd</sub>	$\sigma$ staffe	i orizz.	i vert.	$\theta$	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	80.44	0.60	229.90	10	20	20	21.8	907.58	Armatura a taglio non necessaria
b - b	94.03	0.60	266.78	10	20	20	21.8	907.58	Armatura a taglio non necessaria
c - c	109.54	0.60	266.78	10	20	20	21.8	907.58	Armatura a taglio non necessaria
d - d	75.66	0.76	312.96	10	20	20	21.8	1184.18	Armatura a taglio non necessaria
e - e	43.06	0.67	289.93	10	20	20	21.8	1028.59	Armatura a taglio non necessaria
f - f	19.58	0.58	266.07	10	20	20	21.8	873.01	Armatura a taglio non necessaria
g - g	5.23	0.49	241.01	10	20	20	21.8	717.42	Armatura a taglio non necessaria

### 10.4.3 VERIFICHE SLE TENSIONE

#### 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	14.72	0.00	0.60	20.11	31.42	0.35	15.48
b - b	-181.86	0.00	0.60	31.42	20.11	3.88	124.23
c - c	-84.84	0.00	0.60	31.42	20.11	1.81	57.96
d - d	87.22	68.75	0.76	31.42	20.11	1.27	34.99
e - e	36.79	48.64	0.67	31.42	20.11	0.68	15.04
f - f	10.90	31.06	0.58	31.42	20.11	0.27	3.53
g - g	1.36	16.02	0.49	31.42	20.11	0.06	-0.13

#### 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	19.54	0.00	0.60	20.11	31.42	0.47	20.54
b - b	-285.59	0.00	0.60	31.42	20.11	6.10	195.10
c - c	-126.85	0.00	0.60	31.42	20.11	2.71	86.66
d - d	115.50	66.82	0.76	31.42	20.11	1.66	49.75
e - e	49.57	47.30	0.67	31.42	20.11	0.91	22.76
f - f	15.19	30.25	0.58	31.42	20.11	0.37	6.51
g - g	2.09	15.64	0.49	31.42	20.11	0.08	0.12

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

#### 10.4.4 VERIFICHE SLE FESSURAZIONE

##### 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	14.72	0.00	0.60	20.11	31.42	0.35	15.48	0.019	0.200
b - b	-181.86	0.00	0.60	31.42	20.11	3.88	124.23	0.134	0.200
c - c	-84.84	0.00	0.60	31.42	20.11	1.81	57.96	0.062	0.200
d - d	87.22	68.75	0.76	31.42	20.11	1.27	34.99	0.041	0.200
e - e	36.79	48.64	0.67	31.42	20.11	0.68	15.04	0.016	0.200
f - f	10.90	31.06	0.58	31.42	20.11	0.27	3.53	0.003	0.200
g - g	1.36	16.02	0.49	31.42	20.11	0.06	-0.13	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	14.72	0.00	0.60	20.11	31.42	0.35	15.48	0.019	0.200
b - b	-181.86	0.00	0.60	31.42	20.11	3.88	124.23	0.134	0.200
c - c	-84.84	0.00	0.60	31.42	20.11	1.81	57.96	0.062	0.200
d - d	87.22	68.75	0.76	31.42	20.11	1.27	34.99	0.041	0.200
e - e	36.79	48.64	0.67	31.42	20.11	0.68	15.04	0.016	0.200
f - f	10.90	31.06	0.58	31.42	20.11	0.27	3.53	0.003	0.200
g - g	1.36	16.02	0.49	31.42	20.11	0.06	-0.13	0.000	0.200

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

#### 10.4.5 CALCOLO INCIDENZA ARMATURA

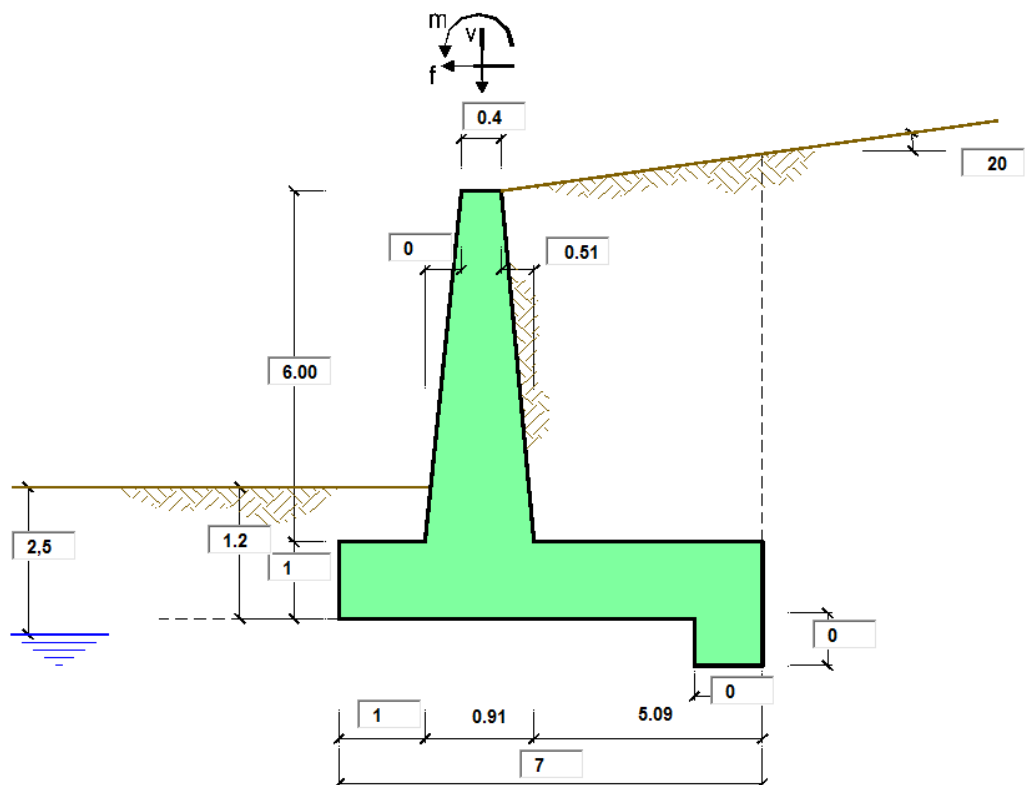
<b>TIPO 1</b>	
<b>MU20B</b>	MURO a mensola MU20B-TIPO1
	PARTE D'OPERA
	Elevazione
	Fondazione

<b>INCIDENZA (Kg/mc)</b>	
Elevazione	90
Fondazione	80



## 11. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOTTOSCARPA "TIPO 2"

### 11.1 DATI DI INPUT



#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	6.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.51	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	7.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	5.09	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3.50	(m)

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

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica

<b>Dati Geotecnici</b>			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	35.00	35.00	35.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	20.00	20.00	20.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c_1'$	22.50	22.50	22.50
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi_1'$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	10000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.105	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)	
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.05985	(-)	
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0299	(-)	
Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

			STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.322	0.322
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.382	0.417
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.386	0.427
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.040	2.040
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.954	1.911
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.948	1.898

<b>Carichi Agenti</b>			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	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	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	3.50	3.50	3.50
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi_1$		1.00	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

#### Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C30/37"/>		
Rck	37	(MPa)	
fck	30	(MPa)	
fc <sub>m</sub>	38	(MPa)	
E <sub>c</sub>	32837	(MPa)	
α <sub>cc</sub>	0.85		
γ <sub>c</sub>	1.50		

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	17.00	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.90	(MPa)

#### Tensioni limite (tensioni ammissibili)

##### condizioni statiche

σ <sub>c</sub>	18	Mpa
σ <sub>f</sub>	360	Mpa

##### condizioni sismiche

σ <sub>c</sub>	18	Mpa
σ <sub>f</sub>	360	Mpa

#### Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm

#### Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f <sub>yk</sub> =	450	(MPa)	
γ <sub>s</sub> =	1.15		
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>s</sub> / γ <sub>E</sub> =	391.30	(MPa)	
E <sub>s</sub> =	210000	(MPa)	
ε <sub>ys</sub> =	0.19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

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

c = 7.70 (cm)

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

c<sub>min</sub> = 4.50 (cm)

#### Interferro tra I e II strato

i<sub>I-II</sub> = 5.00 (cm)

## 11.2 CALCOLO DELLE AZIONI

### 11.2.1 FORZE VERTICALI E INERZIALI

#### FORZE VERTICALI

##### - Peso del Muro (Pm)

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	60.00	60.00	60.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	38.25	38.25	38.25
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	175.00	175.00	175.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	273.25	273.25	273.25

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	580.26	580.26	580.26
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	108.43	108.43	108.43
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	29.07	29.07	29.07
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	717.76	717.76	717.76

##### - 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

##### - Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	72.00	72.00	72.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	60.05	60.05	60.05
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	612.50	612.50	612.50
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	744.55	744.55	744.55

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	2585.06	2585.06	2585.06
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	556.63	556.63	556.63
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	50.58	50.58	50.58
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	3192.27	3192.27	3192.27

##### - 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		

NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU20B0 001	B	88 di 155

### INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot kh$	(kN/m)	16.35	24.53
Ps v =	$P_m \cdot kv$	(kN/m)	8.18	12.27

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

Ptsh =	$P_t \cdot kh$	(kN/m)	42.96	64.44
Ptsh v =	$P_t \cdot kv$	(kN/m)	21.48	32.22

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

MPs1 h=	$kh \cdot P_m1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot P_m2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	14.36	21.55
MPs3 h=	$kh \cdot P_m3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	6.87	10.30
MPs4 h=	$kh \cdot P_m4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	5.24	7.86
MPs5 h=	$-kh \cdot P_m5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	26.47	39.70

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

MPs1 v=	$kv \cdot P_m1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot P_m2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	2.15	3.23
MPs3 v=	$kv \cdot P_m3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	1.80	2.70
MPs4 v=	$kv \cdot P_m4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	18.33	27.49
MPs5 v=	$kv \cdot P_m5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	22.28	33.42

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

MPts1 h=	$kh \cdot P_t1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	138.91	208.37
MPts2 h=	$kh \cdot P_t2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	88.78	133.16
MPts3 h=	$kh \cdot P_t3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	8.70	13.05
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	236.39	354.58

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

MPts1 v=	$kv \cdot P_t1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	77.36	116.04
MPts2 v=	$kv \cdot P_t2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	17.21	25.81
MPts3 v=	$kv \cdot P_t3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	1.88	2.83
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	96.45	144.67

## 11.2.2 SPINTE IN CONDIZIONE STATICA

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 249.61	324.49	324.49
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) 234.56	304.92	304.92
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) 85.37	110.98	110.98
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

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

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	( kNm/m ) 706.66	918.66	918.66
MSt2 =	$Stv \cdot B$	( kNm/m ) 597.60	776.88	776.88
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	( kNm/m ) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	( kNm/m ) 0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	( kNm/m ) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	( kNm/m ) 0.00	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	0.00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	( kNm/m ) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	( kNm/m ) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	( kNm/m ) 4.20	4.20	4.20

### 11.2.3 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica +				
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	249.61	249.61
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	55.66	55.66
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)	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	234.56	234.56
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	52.30	52.30
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	85.37	85.37
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	19.04	19.04
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- 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	EQU/RIB
- Condizione sismica +				
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	706.66	706.66
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	157.57	157.57
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	597.60	597.60
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	133.25	133.25
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
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



### 11.2.4 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica -				
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	249.61	249.61
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	41.09	41.09
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)	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -				
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	234.56	234.56
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	38.61	38.61
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -				
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	85.37	85.37
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	14.05	14.05
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- 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	EQU/RIB
- Condizione sismica -				
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	706.66	706.66
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	116.33	116.33
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	597.60	597.60
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	98.38	98.38
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
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)	4.20



### 11.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

#### 11.3.1 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE

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

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$	1105.50	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	304.92	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.36	(-)		
<b>Fs scorr.</b>	<b><math>(N \cdot f + S_p) / T</math></b>	<b>1.32</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

##### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	3941.02	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	141.78	(kNm/m)		
<b>Fs ribaltamento</b>	<b><math>M_s / M_r</math></b>	<b>27.80</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>

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

Risultante forze verticali (N)		$N_{min}$	$N_{max}$	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ S_{ovr \text{ acc}})$	1105.50	1105.50	1105.50	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	304.92	304.92	304.92	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$	3799.25	3799.25	3799.25	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	70.00	70.00	70.00	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0N_q'iq + 0,5\gamma_1B'N_\gamma'i_\gamma$$

$c'$	coesione terreno di fondaz.	22.50		(kPa)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	12.86		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	22.80		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.06	0.06	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	6.87	6.87	(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)	6.40		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	14.83		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	5.39		(-)

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)	0.64	0.64	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.57	0.57	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.51	0.51	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	407.60	407.60	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	$N_{min}$	<b>2.53</b>	>	<b>1.4</b>
		$N_{max}$	<b>2.53</b>	>	

### 11.3.2 VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE

Condizione sismica +

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	1128.58	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	346.17	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \operatorname{tg}\varphi_1'$	0.36	(-)		
<b><math>F_s = (N \cdot f + S_p) / T</math></b>	<b>1.19</b>	<b>&gt;</b>		<b>1</b>

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	3941.02	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	363.76	(kNm/m)		
<b><math>F_r = M_s / M_r</math></b>	<b>10.83</b>	<b>&gt;</b>		<b>1</b>

#### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	1128.58	1128.58	1128.58	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	346.17			(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$	3663.52	3663.52		(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	286.50	286.50		(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'$	coesione terreno di fondaz.	22.50			(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20.00			(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	12.86			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	22.80			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.25	0.25		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	6.49	6.49		(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)	6.40			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	14.83			(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	5.39			(-)

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)	0.60	0.60		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.52		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.46	0.46		(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	366.49	366.49		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	<b>Nmin</b>	<b>2.11</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.2</b>
		<b>Nmax</b>	<b>2.11</b>	<b>&gt;</b>	

Condizione sismica -

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 1064.28 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 332.48 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.36 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.17} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 3941.02 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 710.81 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{5.54} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 1064.28 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 1064.28 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 332.48 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 3432.42 \quad 3432.42 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 292.57 \quad 292.57 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'$	coesione terreno di fondaz.	22.50			(kN/mq)
$\phi'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	20.00			(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	12.86			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma*d'H2'$	sovraccarico stabilizzante	22.80			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.27	0.27		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	6.45	6.45		(m)

I valori di  $Nc$ ,  $Nq$  e  $N\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$Nq = tg^2(45 + \phi'/2)*e^{(\pi*tg(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	6.40			(-)
$Nc = (Nq - 1)/tg(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	14.83			(-)
$N\gamma = 2*(Nq + 1)*tg(\phi')$	(0 in cond. nd)	5.39			(-)

I valori di  $ic$ ,  $iq$  e  $i\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$iq = (1 - T/(N + B*c'*cotg\phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.60	0.60		(-)
$ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)$		0.52	0.52		(-)
$i\gamma = (1 - T/(N + B*c'*cotg\phi'))^{m+1}$		0.46	0.46		(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	364.59	364.59		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim}*B^* / N</math></b>	<b>Nmin</b>	<b>2.21</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.2</b>
		<b>Nmax</b>	<b>2.21</b>	<b>&gt;</b>	

### 11.3.3 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE

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

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$	1105.50	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	304.92	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \tan \phi_1'$	0.36	(-)		
<b>Fs scorr.</b>	<b><math>(N \cdot f + S_p) / T</math></b>	<b>1.32</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	3941.02	( kNm/m )		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	141.78	( kNm/m )		
<b>Fs ribaltamento</b>	<b><math>M_s / M_r</math></b>	<b>27.80</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>

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

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ S_{ovr \text{ acc}})$	1105.50	1105.50	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	304.92	304.92	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	3799.25	3799.25	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	70.00	70.00	( kNm/m )

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	200.00		(kPa)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	21.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	22.80		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.06	0.06	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	6.87	6.87	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	5.14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot c_u \cdot N_c))$		0.91	0.91	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^{m+1}$		--		(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	962.39	962.39	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>5.98</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>5.98</b>	>	



### 11.3.4 VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE

Condizione sismica +

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 1128.58 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 346.17 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.36 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.19} \quad > \quad \mathbf{1}$$

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 3941.02 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 363.76 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{10.83} \quad > \quad \mathbf{1}$$

#### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{\min} \\ 1128.58 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{\max} \\ 1128.58 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 346.17 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 3663.52 \quad 3663.52 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 286.50 \quad 286.50 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	200.00			(kN/mq)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	21.00			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	22.80			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.25	0.25		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	6.49	6.49		(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)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

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)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot cu \cdot N_c))$		0.90	0.90		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^{m+1}$		- -			(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	944.48	944.48		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>5.43</b>	>	<b>1.2</b>
		Nmax	<b>5.43</b>	>	

Condizione sismica -

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 1064.28 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 332.48 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.36 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.17} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 3941.02 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 710.81 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{5.54} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} & N_{max} \\ 1064.28 & 1064.28 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 332.48 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 3432.42 \quad 3432.42 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 292.57 \quad 292.57 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	200.00		(kN/mq)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	21.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	22.80		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.27	0.27	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	6.45	6.45	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	5.14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot c_u \cdot N_c))$		0.90	0.90	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^{m+1}$		- -		(-)

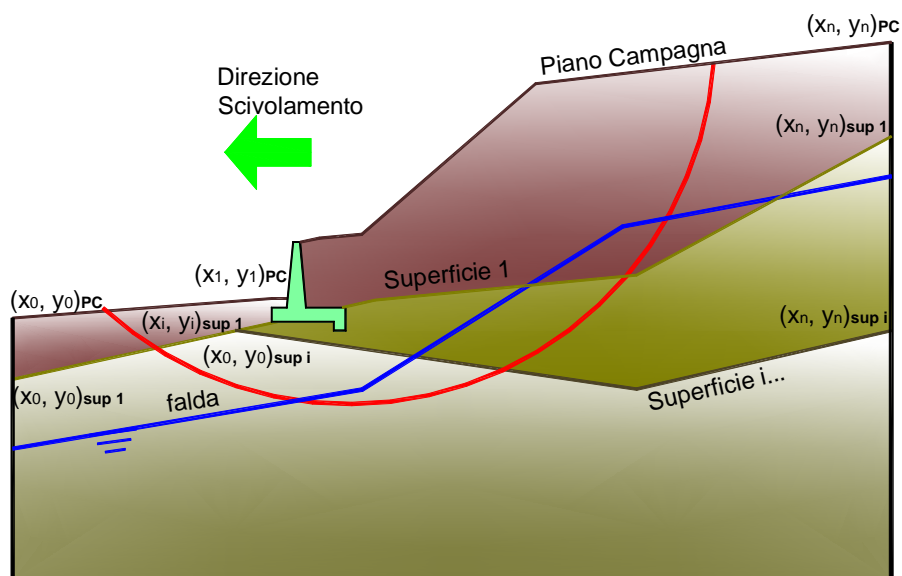
(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	948.03	948.03	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

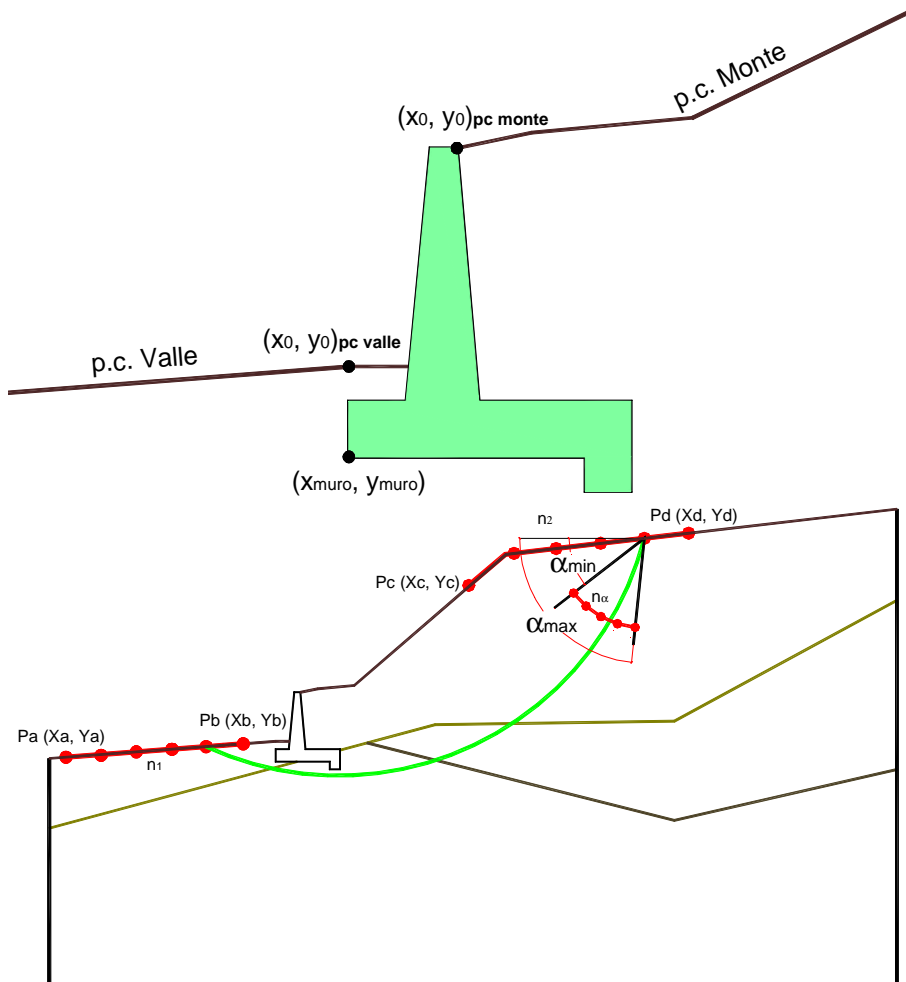
<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	<b>Nmin</b>	<b>5.75</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.2</b>
		<b>Nmax</b>	<b>5.75</b>	<b>&gt;</b>	

### 11.3.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND DRENATE

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea stradale.



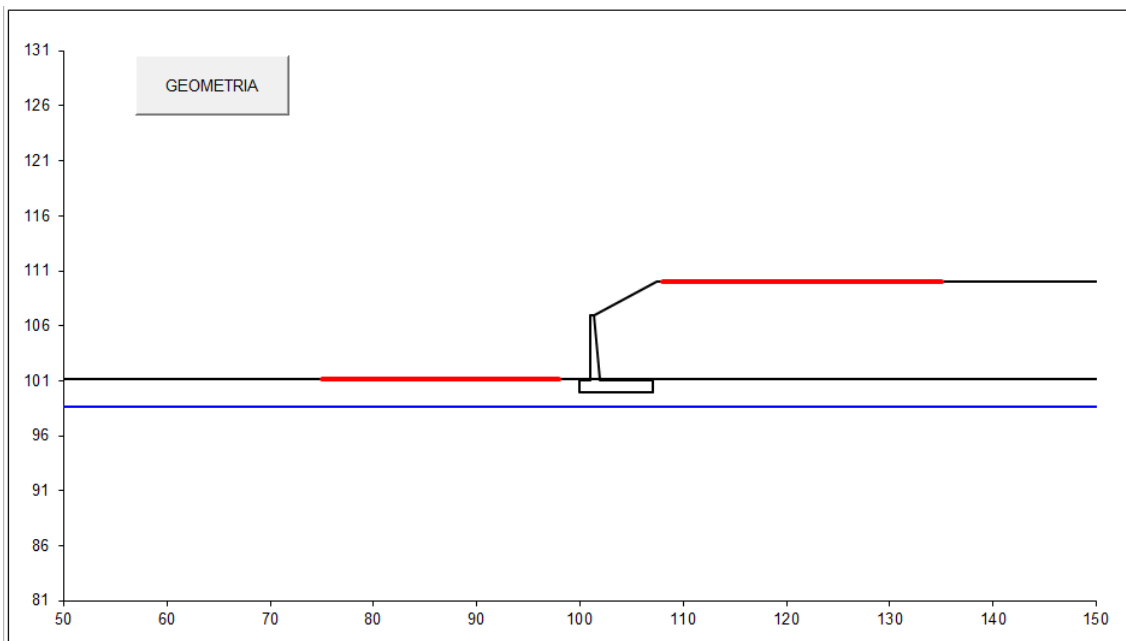
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
<b>materiale 1</b>	20.00	38	0	Rilevato - riporto
<b>materiale 2</b>	21.00	20	22.5	Unità geotecnica 1 - TRV
<b>materiale 3</b>				
<b>materiale 4</b>				



p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		fida	
materiale 1				materiale 2		materiale 3		materiale 4		fida	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	101.200	0	101.400	107.000	0	50.000	101.200	0	0	0
1	50.000	101.200	1	107.400	110.000	1	150.000	101.200	1	0	0
2			2	150.000	110.000	2			2	0	0
3			3			3			3	0	0
4			4			4			4	0	0
5			5			5			5	0	0
6			6			6			6	0	0
7			7			7			7	0	0
8			8			8			8	0	0
9			9			9			9	0	0
10			10			10			10	0	0

**Sovraccarichi**

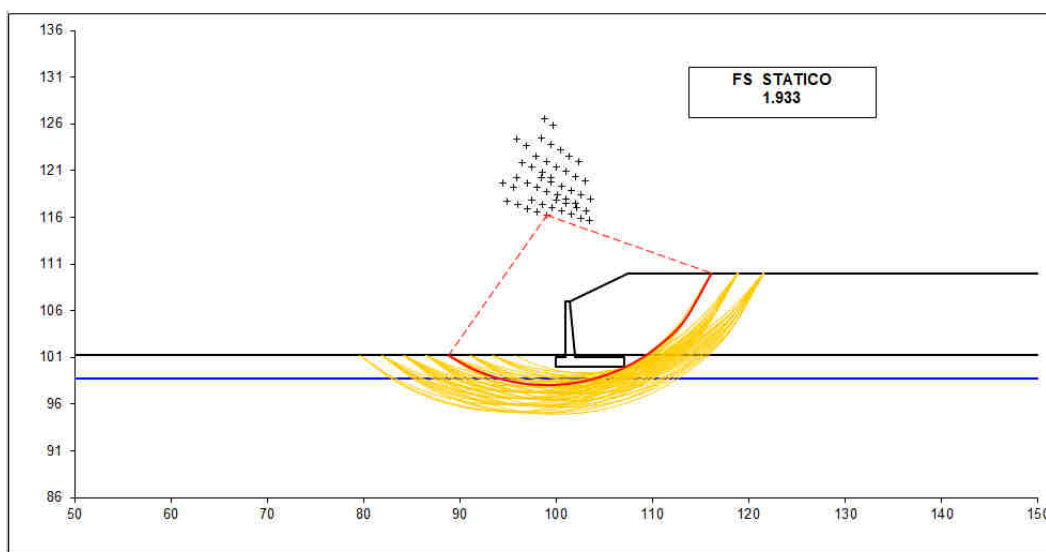
	<input type="checkbox"/>	$X_{in}$	$q_{in}$	$X_{fin}$	$q_{fin}$	% sisma
sovraccarico 1	<input checked="" type="checkbox"/>	104.400	20	107.000	20	20%
sovraccarico 2	<input type="checkbox"/>					



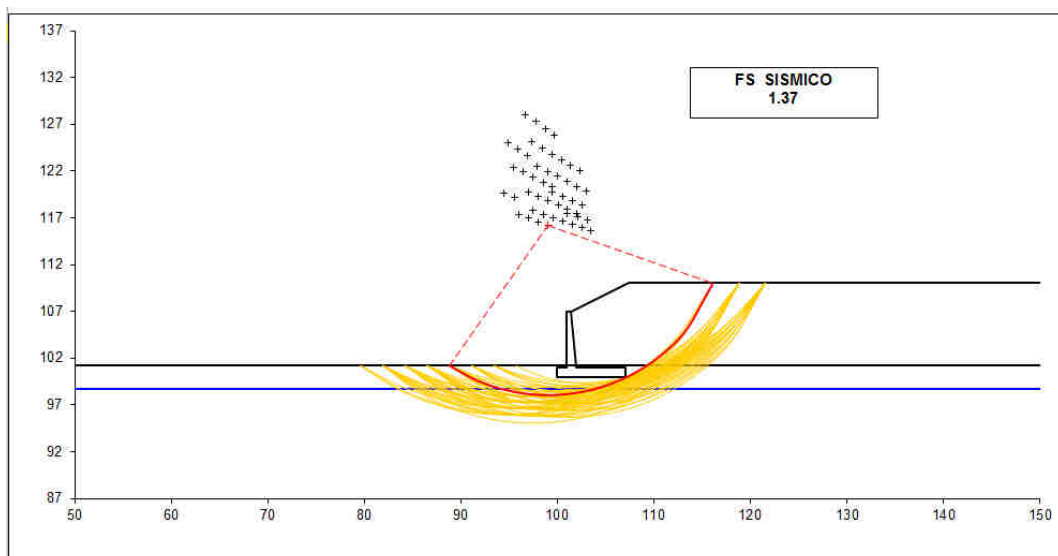
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
442	STATICO	1.933
	SISMICO	1.370

### Condizioni statiche



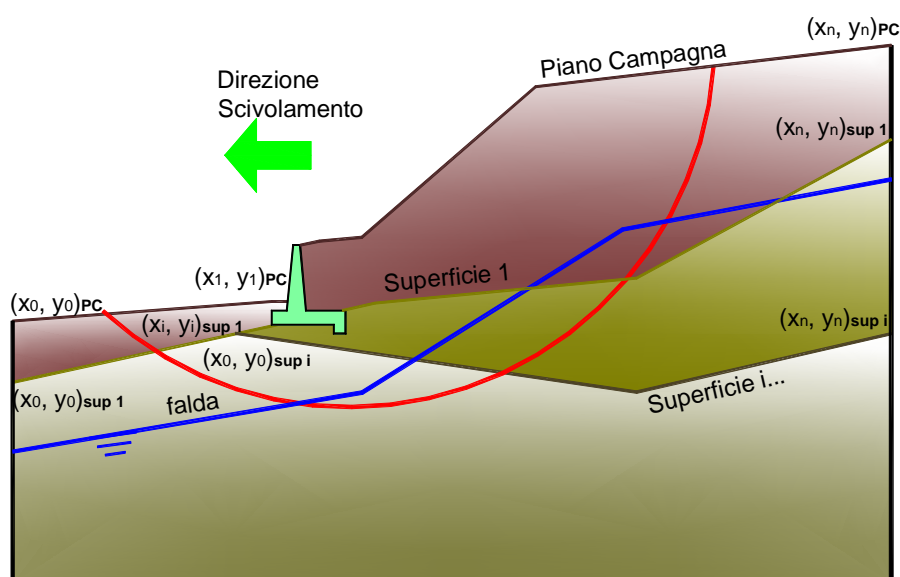
## Condizioni sismiche



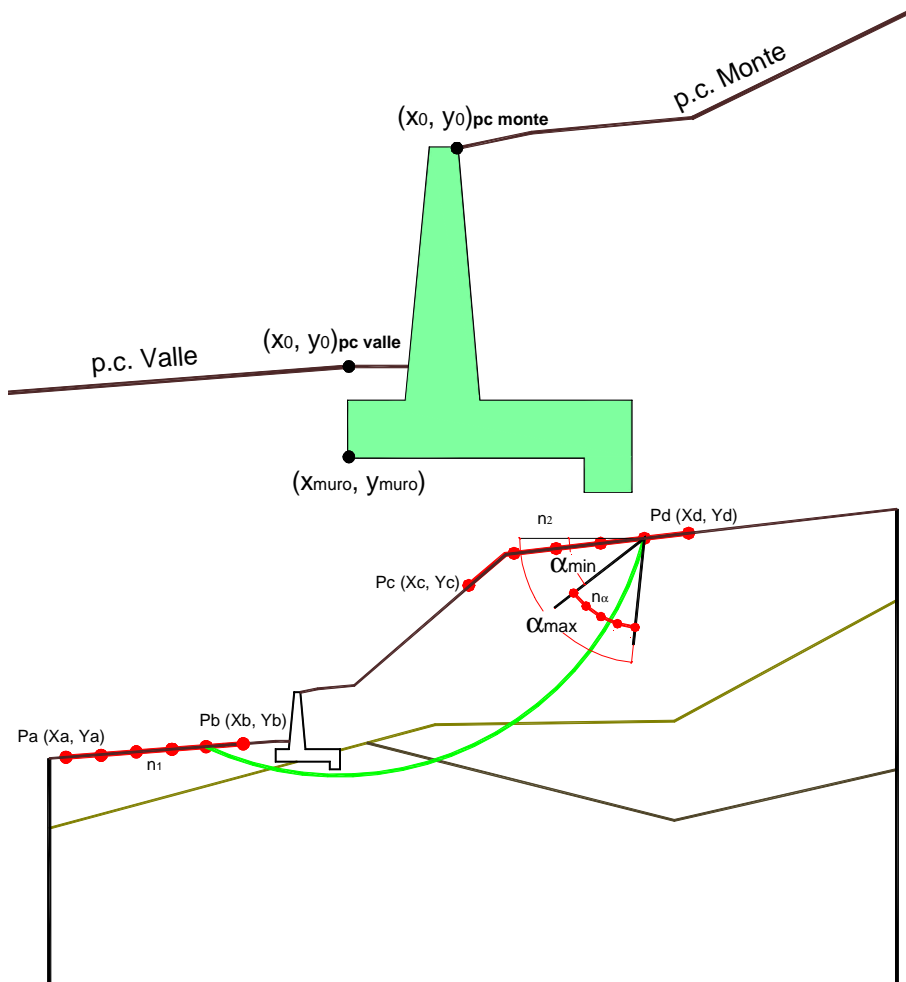


### 11.3.6 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea stradale.



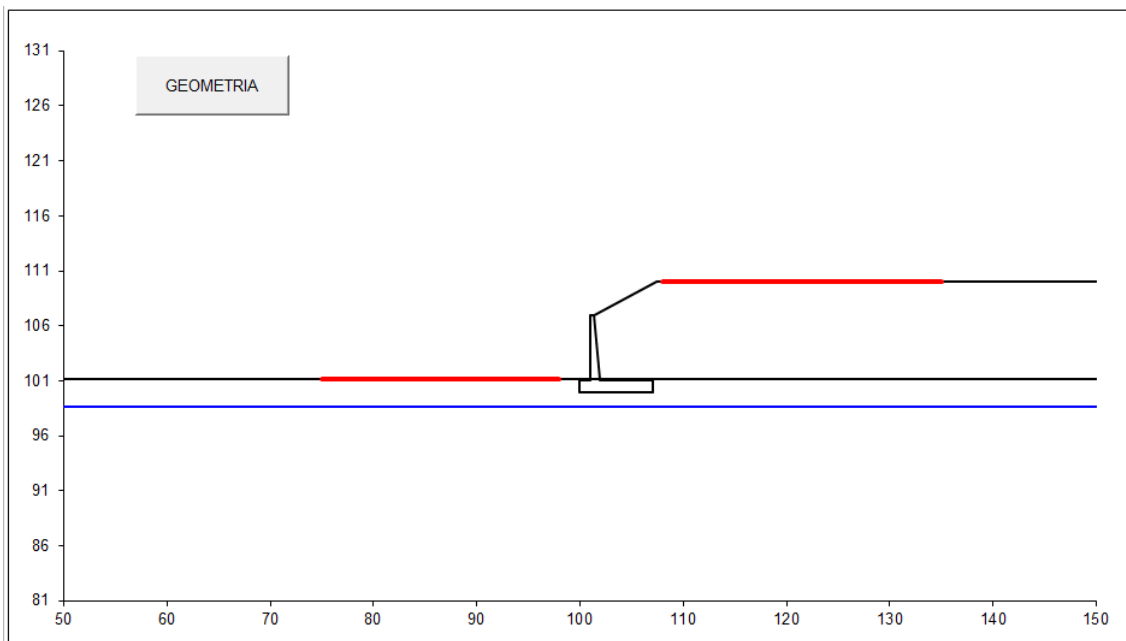
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c$ [kPa]	Descrizione
<b>materiale 1</b>	20.00	38	0	Rilevato - riporto
<b>materiale 2</b>	21.00	20	200	Unità geotecnica 1 - TRV
<b>materiale 3</b>				
<b>materiale 4</b>				



p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		fida	
materiale 1				materiale 2		materiale 3		materiale 4			
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	101.200	0	101.400	107.000	0	50.000	101.200	0	0	0
1	50.000	101.200	1	107.400	110.000	1	150.000	101.200	1	50.000	98.700
2			2	150.000	110.000	2			2	150.000	98.700
3			3			3			3		
4			4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

**Sovraccarichi**

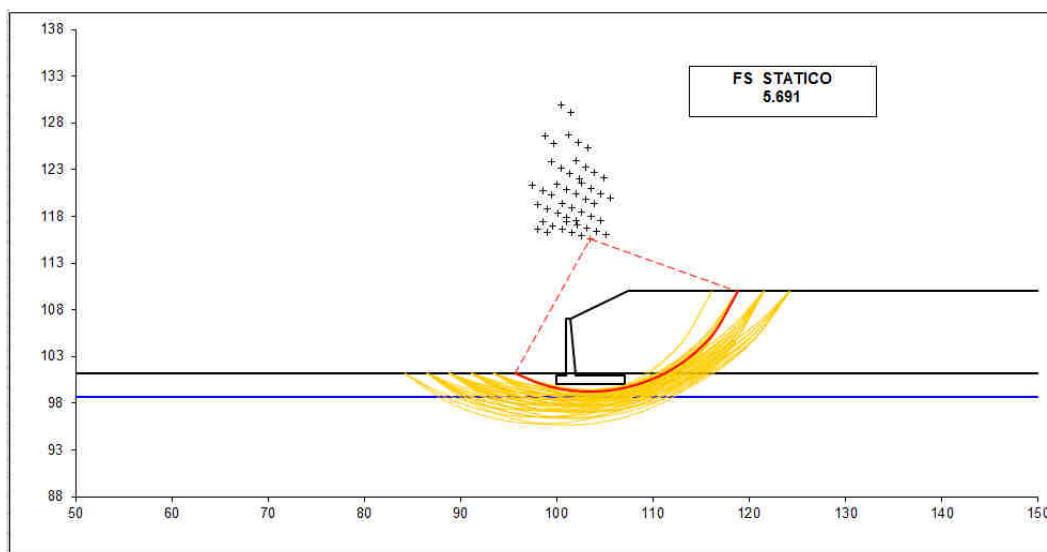
	$X_{in}$	$q_{in}$	$X_{fin}$	$q_{fin}$	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	104.400	20	107.000	20	20%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					



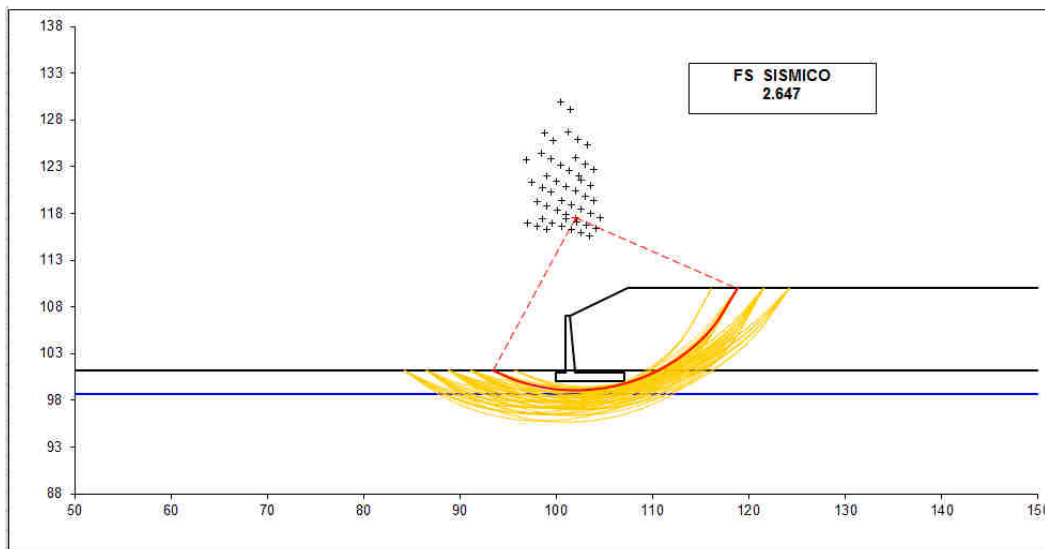
<b>#strisce</b>
30

<b># Superfici Calcolate</b>	<b>FS Bishop</b>	
	<b>STATICO</b>	<b>5.691</b>
<b>442</b>	<b>SISMICO</b>	<b>2.647</b>

### Condizioni statiche



## Condizioni sismiche



### 11.3.7 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI SLD

Si riporta di seguito la verifica degli spostamenti permanenti indotti dal sisma per lo Stato Limite di Danno. Si è verificato che tale spostamento, determinato così come riportato all'interno del cap. 7.3.2 della presente relazione, risulti inferiore allo spostamento orizzontale massimo ammissibile in testa all'opera di sostegno, che può essere assunto, in condizioni sismiche, al più pari a 2cm.

<b>a<sub>g</sub></b>	0.044					
<b>S<sub>s</sub></b>	1.5					
<b>St</b>	1					
<b>B</b>	0.44					
<b>A</b>	-8.07					
<b>ac</b>	0.155					
<b>a<sub>max</sub></b>	0.066					
<b>d =</b>	3.8786E-06 mm	<	20 mm			<b>OK</b>

## 11.4 VERIFICHE STRUTTURALI

### 11.4.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

#### Reazione del terreno

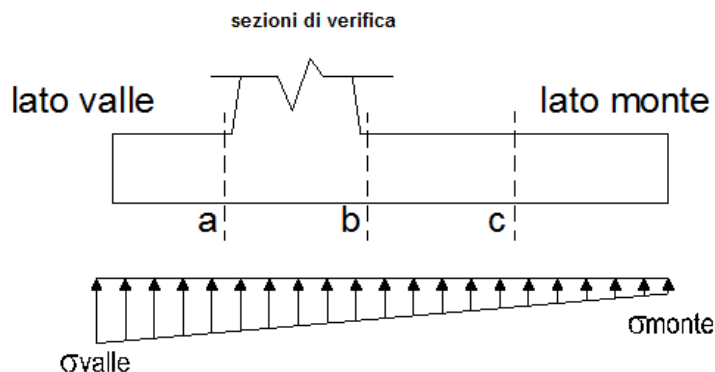
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 7.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 8.17 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	1105.50	70.00	166.50	149.36
	1105.50	70.00	166.50	149.36
sisma+	1128.58	286.50	196.31	126.14
	1128.58	286.50	196.31	126.14
sisma-	1064.28	292.57	187.87	116.22
	1064.28	292.57	187.87	116.22



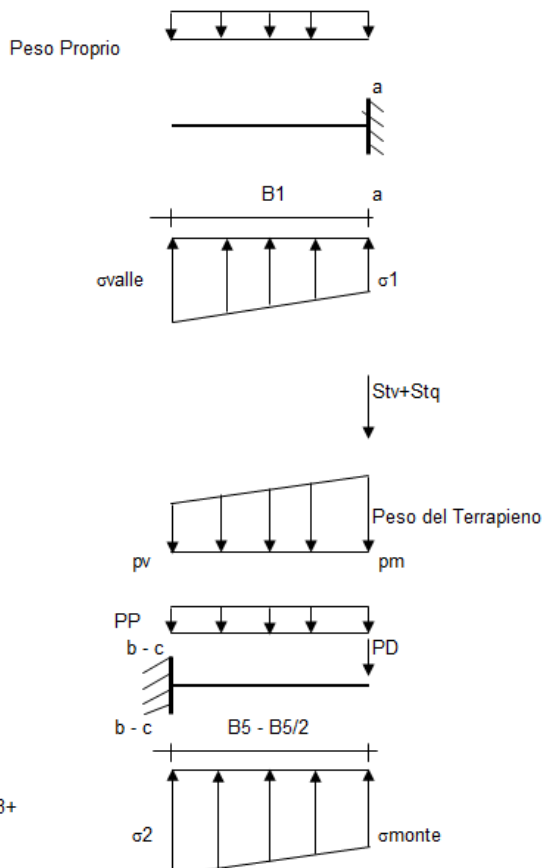
#### Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (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	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	166.50	164.05	70.34	140.27
	166.50	164.05	70.34	140.27
sisma+	196.31	186.28	83.61	165.55
	196.31	186.28	83.98	165.55
sisma-	187.87	177.63	80.10	157.00
	187.87	177.63	79.73	157.00



#### Mensola Lato Monte

PP = 25.00 (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	152.73	152.73	152.73	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	117.53	117.53	117.53	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	135.13	135.13	135.13	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2b}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Mb [kNm]	Vb [kN]	$\sigma_{2c}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Mc [kNm]	Vc [kN]
statico	149.36	161.82	-726.59	-134.08	155.59	-348.60	-159.58
	149.36	161.82	-726.59	-134.08	155.59	-348.60	-159.58
sisma+	126.14	177.16	-891.70	-171.93	151.65	-402.89	-193.69
	126.14	177.16	-891.70	-171.93	151.65	-402.89	-193.69
sisma-	116.22	168.32	-861.59	-165.95	142.27	-388.47	-187.56
	116.22	168.32	-861.59	-165.95	142.27	-388.47	-187.56

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

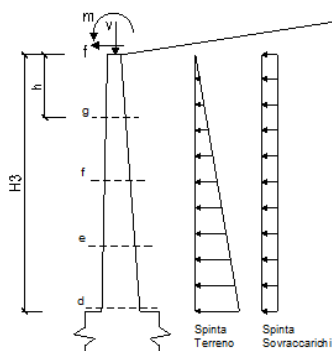
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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


**condizione statica**

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	6.00	268.76	0.00	0.00	268.76	3.50	98.25	101.75
e-e	4.50	113.38	0.00	0.00	113.38	3.50	66.52	70.02
f-f	3.00	33.59	0.00	0.00	33.59	3.50	39.56	43.06
g-g	1.50	4.20	0.00	0.00	4.20	3.50	17.39	20.89

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	6.00	134.38	0.00	0.00	134.38
e-e	4.50	75.59	0.00	0.00	75.59
f-f	3.00	33.59	0.00	0.00	33.59
g-g	1.50	8.40	0.00	0.00	8.40

**condizione sismica +**

sezione	h [m]	M <sub>t stat</sub> [kNm/m]	M <sub>t sism</sub> [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp+inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	6.00	206.73	49.05	0.00	0.00	15.35	271.14	3.50	101.19	104.69
e-e	4.50	87.22	20.69	0.00	0.00	7.99	115.90	3.50	68.51	72.01
f-f	3.00	25.84	6.13	0.00	0.00	3.27	35.24	3.50	40.75	44.25
g-g	1.50	3.23	0.77	0.00	0.00	0.74	4.74	3.50	17.91	21.41

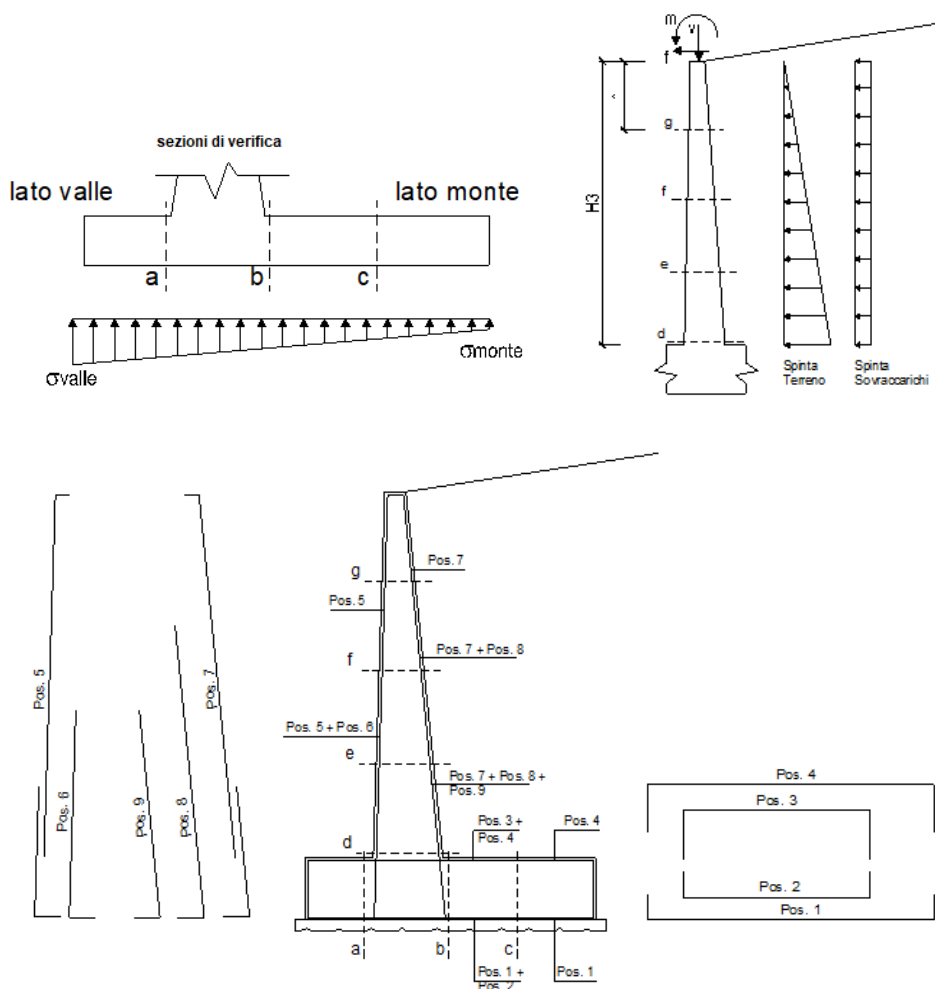
sezione	h [m]	V <sub>t stat</sub> [kN/m]	V <sub>t sism</sub> [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>inerzia</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	6.00	103.37	24.53	0.00	0.00	5.88	133.77
e-e	4.50	58.14	13.80	0.00	0.00	3.98	75.92
f-f	3.00	25.84	6.13	0.00	0.00	2.37	34.34
g-g	1.50	6.46	1.53	0.00	0.00	1.04	9.03

**condizione sismica -**

sezione	h [m]	M <sub>t stat</sub> [kNm/m]	M <sub>t sism</sub> [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp+inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	6.00	206.73	36.22	0.00	0.00	15.35	258.30	3.50	95.31	98.81
e-e	4.50	87.22	15.28	0.00	0.00	7.99	110.49	3.50	64.53	68.03
f-f	3.00	25.84	4.53	0.00	0.00	3.27	33.63	3.50	38.38	41.88
g-g	1.50	3.23	0.57	0.00	0.00	0.74	4.54	3.50	16.87	20.37

sezione	h [m]	V <sub>t stat</sub> [kN/m]	V <sub>t sism</sub> [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>inerzia</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	6.00	103.37	18.11	0.00	0.00	5.88	127.36
e-e	4.50	58.14	10.19	0.00	0.00	3.98	72.31
f-f	3.00	25.84	4.53	0.00	0.00	2.37	32.74
g-g	1.50	6.46	1.13	0.00	0.00	1.04	8.63

### 11.4.2 VERIFICHE SLU



#### Armatura minima

L'armatura minima principale in fondazione deve essere in percentuale non inferiore allo 0.20% dell'area di conglomerato.

L'armatura minima principale presente in zona tesa deve essere in percentuale non inferiore allo 0.15% dell'area di conglomerato per l'intera lunghezza.

L'armatura secondaria, ortogonale a quella principale, deve essere pari al massimo delle seguenti percentuali:

- 0.10% dell'area di conglomerato in entrambi i lembi;
- 20% dell'armatura principale.



Muro  $h = 6,00m$  su fondazione diretta

### ARMATURE

pos	n°/ml	$\phi$	II strato	pos	n°/ml	$\phi$	II strato
1	10.0	20		5	10.0	20	
2	0.0	0	┌┐	6	0.0	0	┌┐
3	0.0	0	┌┐	7	10.0	20	
4	10.0	24		8	0.0	0	┌┐
				9	0.0	0	┌┐

Pertanto l'armatura secondaria sarà pari a:

sez a – a:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione e in elevazione);

sez b – b:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez c – c:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez d – d:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez e – e:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez f – f:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez g – g:  $\phi 10/20cm$  (ripartitori in fondazione);

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	83.98	0.00	1.00	31.42	45.24	1081.28
b - b	-891.70	0.00	1.00	45.24	31.42	1538.82
c - c	-402.89	0.00	1.00	45.24	31.42	1538.82
d - d	271.14	104.69	0.91	45.24	31.42	1418.65
e - e	115.90	72.01	0.78	45.24	31.42	1176.15
f - f	35.24	44.25	0.66	45.24	31.42	939.02
g - g	4.74	21.41	0.53	45.24	31.42	706.31

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	$\sigma$ staffe	i orizz.	i vert.	$\theta$	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	165.55	1.00	352.15	10	20	20	21.8	1595.62	Armatura a taglio non necessaria
b - b	171.93	1.00	397.66	10	20	20	21.8	1595.62	Armatura a taglio non necessaria
c - c	193.69	1.00	397.66	10	20	20	21.8	1595.62	Armatura a taglio non necessaria
d - d	134.38	0.91	391.95	10	20	20	21.8	1440.03	Armatura a taglio non necessaria
e - e	75.92	0.78	357.36	10	20	20	21.8	1219.62	Armatura a taglio non necessaria
f - f	34.34	0.66	321.30	10	20	20	21.8	999.21	Armatura a taglio non necessaria
g - g	9.03	0.53	283.03	10	20	20	21.8	778.79	Armatura a taglio non necessaria

### 11.4.3 VERIFICHE SLE TENSIONE

#### 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	61.73	0.00	1.00	31.42	45.24	0.48	23.14
b - b	-543.62	0.00	1.00	45.24	31.42	3.89	143.66
c - c	-258.51	0.00	1.00	45.24	31.42	1.85	68.31
d - d	206.73	101.75	0.91	45.24	31.42	1.83	50.81
e - e	87.22	70.02	0.78	45.24	31.42	1.03	23.71
f - f	25.84	43.06	0.66	45.24	31.42	0.43	7.05
g - g	3.23	20.89	0.53	45.24	31.42	0.09	0.19

#### 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	83.61	0.00	1.00	31.42	45.24	0.64	31.34
b - b	-891.70	0.00	1.00	45.24	31.42	6.39	235.64
c - c	-402.89	0.00	1.00	45.24	31.42	2.89	106.47
d - d	271.14	98.81	0.91	45.24	31.42	2.38	69.99
e - e	115.90	68.03	0.78	45.24	31.42	1.34	33.91
f - f	35.24	41.88	0.66	45.24	31.42	0.58	11.16
g - g	4.74	20.37	0.53	45.24	31.42	0.13	0.86

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

#### 11.4.4 VERIFICHE SLE FESSURAZIONE

##### 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	61.73	0.00	1.00	31.42	45.24	0.48	23.14	0.029	0.200
b - b	-543.62	0.00	1.00	45.24	31.42	3.89	143.66	0.163	0.200
c - c	-258.51	0.00	1.00	45.24	31.42	1.85	68.31	0.077	0.200
d - d	206.73	101.75	0.91	45.24	31.42	1.83	50.81	0.057	0.200
e - e	87.22	70.02	0.78	45.24	31.42	1.03	23.71	0.025	0.200
f - f	25.84	43.06	0.66	45.24	31.42	0.43	7.05	0.007	0.200
g - g	3.23	20.89	0.53	45.24	31.42	0.09	0.19	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	61.73	0.00	1.00	31.42	45.24	0.48	23.14	0.029	0.200
b - b	-543.62	0.00	1.00	45.24	31.42	3.89	143.66	0.163	0.200
c - c	-258.51	0.00	1.00	45.24	31.42	1.85	68.31	0.077	0.200
d - d	206.73	101.75	0.91	45.24	31.42	1.83	50.81	0.057	0.200
e - e	87.22	70.02	0.78	45.24	31.42	1.03	23.71	0.025	0.200
f - f	25.84	43.06	0.66	45.24	31.42	0.43	7.05	0.007	0.200
g - g	3.23	20.89	0.53	45.24	31.42	0.09	0.19	0.000	0.200

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

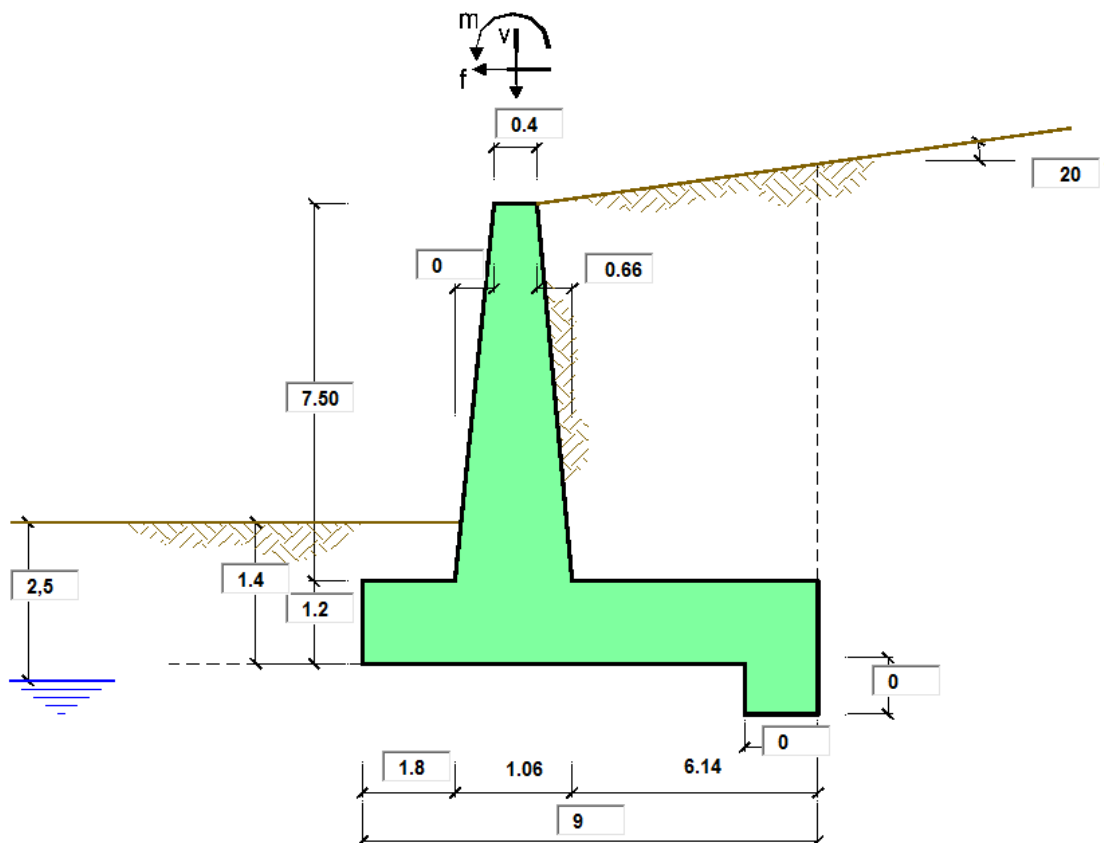
#### 11.4.5 CALCOLO INCIDENZA ARMATURA

<b>TIPO 2</b>	
<b>MU20B</b>	MURO a mensola MU20B-TIPO2
	PARTE D'OPERA
	Elevazione
	Fondazione

<b>INCIDENZA (Kg/mc)</b>	
Elevazione	90
Fondazione	60

## 12. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI SOTTOSCARPA "TIPO 3"

### 12.1 DATI DI INPUT



#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	7.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.66	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	9.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.80	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	6.14	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	4.50	(m)

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

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica

<b>Dati Geotecnici</b>			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	35.00	35.00	35.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	20.00	20.00	20.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input type="radio"/> drenate <input checked="" type="radio"/> Non Drenate				
	Resistenza a Taglio non drenata	(kPa)	cu	200.00	200.00	200.00
	Angolo di attrito Terreno-Fondazione	(°)	$\varphi_1'$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	10000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.105	(-)	<table border="1"> <tr><td colspan="2">RIBALTAMENTO</td></tr> <tr><td><math>\beta_s</math></td><td>0.57</td></tr> <tr><td>kh</td><td>0.08978</td></tr> <tr><td>kv</td><td>0.04489</td></tr> </table>		RIBALTAMENTO		$\beta_s$	0.57	kh	0.08978	kv	0.04489
	RIBALTAMENTO													
	$\beta_s$	0.57												
	kh	0.08978												
	kv	0.04489												
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.5	(-)										
Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)											
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.38	(-)											
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.05985	(-)											
Coefficiente sismico verticale	kv	0.0299	(-)											
Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no													

			STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.322	0.322
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.382	0.417
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.386	0.427
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.000	1.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.000	1.000

<b>Carichi Agenti</b>			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	3.50	3.50	3.50
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi_1$	1.00	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

#### Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C30/37"/>		
Rck	37	(MPa)	
fck	30	(MPa)	
fc <sub>m</sub>	38	(MPa)	
E <sub>c</sub>	32837	(MPa)	
α <sub>oc</sub>	0.85		
γ <sub>c</sub>	1.50		

$f_{cd} = \alpha_{oc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	17.00	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.90	(MPa)

#### Tensioni limite (tensioni ammissibili)

##### condizioni statiche

σ <sub>c</sub>	18	Mpa
σ <sub>f</sub>	360	Mpa

##### condizioni sismiche

σ <sub>c</sub>	18	Mpa
σ <sub>f</sub>	360	Mpa

#### Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm

#### Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f <sub>yk</sub> =	450	(MPa)	
γ <sub>s</sub> =	1.15		
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>s</sub> / γ <sub>E</sub> =	391.30	(MPa)	
E <sub>s</sub> =	210000	(MPa)	
ε <sub>ys</sub> =	0.19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

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

c = 8.10 (cm)

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

c<sub>min</sub> = 4.50 (cm)

#### Interferro tra I e II strato

i<sub>I-II</sub> = 5.00 (cm)

## 12.2 CALCOLO DELLE AZIONI

### 12.2.1 FORZE VERTICALI E INERZIALI

#### FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
<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)	75.00	75.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	61.88	61.88
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	270.00	270.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	406.88	406.88
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	874.95	874.95
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	159.88	159.88
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	47.03	47.03
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	1081.86	1081.86
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0

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

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
<b>- Muro (Mm)</b>				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m)	150.00	150.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	149.74	149.74
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1215.00	1215.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	1514.74	1514.74
<b>- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m)	5188.45	5188.45
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kNm/m)	1076.56	1076.56
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m)	124.15	124.15
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	6389.16	6389.16
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0



NV93: MURO DI SOTTOSCARPA MU20B  
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3U	40 D 29	CL	MU20B0 001	B	124 di 155

### INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot kh$	(kN/m)	24.35	36.53
Ps v =	$P_m \cdot kv$	(kN/m)	12.18	18.26

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

Ptsh =	$P_t \cdot kh$	(kN/m)	64.75	97.12
Ptsh v =	$P_t \cdot kv$	(kN/m)	32.37	48.56

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

MPs1 h =	$kh \cdot P_{m1} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h =	$kh \cdot P_{m2} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	22.22	33.33
MPs3 h =	$kh \cdot P_{m3} \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	13.70	20.55
MPs4 h =	$kh \cdot P_{m4} \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	9.70	14.54
MPs5 h =	$-kh \cdot P_{m5} \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	45.62	68.43

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

MPs1 v =	$kv \cdot P_{m1} \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v =	$kv \cdot P_{m2} \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	4.49	6.73
MPs3 v =	$kv \cdot P_{m3} \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	4.48	6.72
MPs4 v =	$kv \cdot P_{m4} \cdot (B/2)$	(kNm/m)	36.36	54.54
MPs5 v =	$kv \cdot P_{m5} \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	45.33	67.99

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

MPts1 h =	$kh \cdot P_{t1} \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	259.21	388.82
MPts2 h =	$kh \cdot P_{t2} \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	165.78	248.68
MPts3 h =	$kh \cdot P_{t3} \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	17.45	26.17
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	442.44	663.67

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

MPts1 v =	$kv \cdot P_{t1} \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	155.26	232.90
MPts2 v =	$kv \cdot P_{t2} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	33.27	49.90
MPts3 v =	$kv \cdot P_{t3} \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	4.49	6.73
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	193.02	289.53

## 12.2.2 SPINTE IN CONDIZIONE STATICA

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	381.58	496.06	496.06
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	358.57	466.14	466.14
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)	130.51	169.66	169.66
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 =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot \gamma_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
------	--	--------	------	------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	( kNm/m )	1335.68	1736.38	1736.38
MSt2 =	$Stv \cdot B$	( kNm/m )	1174.58	1526.96	1526.96
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot \gamma_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	( kNm/m )	7.00	7.00	7.00

### 12.2.3 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica +				
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	381.58	381.58
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)	85.08	134.75
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)	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	358.57	358.57
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	79.95	126.62
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	130.51	130.51
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	29.10	46.09
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente				
S <sub>p</sub> =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma'_1 \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00

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

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Condizione sismica +				
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	1335.68	1335.68
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	297.82	471.66
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	1174.58	1174.58
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	261.90	414.77
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MS <sub>p</sub> =	$\gamma'_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma'_1 \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

#### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

M <sub>fext1</sub> =	$m_p + m_s$	(kNm/m)	0.00
M <sub>fext2</sub> =	$(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00
M <sub>fext3</sub> =	$(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	7.00

## 12.2.4 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	381.58	381.58	381.58
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a \cdot s$	(kN/m)	62.82	62.82	102.77
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	358.57	358.57	358.57
Sst1h sism = Sst1 sism $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	59.03	59.03	96.57
Ssq1h perm = Ssq1 perm $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	130.51	130.51	130.51
Sst1v sism = Sst1 sism $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	21.49	21.49	35.15
Ssq1v perm = Ssq1 perm $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma'_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = Sst1h stat $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	1335.68	1335.68	1335.68
MSst1 sism = Sst1h sism $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	219.89	219.89	359.73
MSst2 stat = Sst1v stat $\cdot B$	(kNm/m)	1174.58	1174.58	1174.58
MSst2 sism = Sst1v sism $\cdot B$	(kNm/m)	193.37	193.37	316.34
MSsq1 = Ssq1h $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v $\cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
M <sub>Sp</sub> = $\gamma'_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma'_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

M <sub>fext1</sub> = mp + ms	(kNm/m)		0.00	
M <sub>fext2</sub> = (fp + fs) $\cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00	
M <sub>fext3</sub> = (vp + vs) $\cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		7.00	

## 12.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 12.3.1 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE

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

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} \text{ perm} + S_{qv} \text{ acc}$		1661.90	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$		466.14	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$		0.38	(-)	
<b>Fs scorr.</b>	<b><math>(N \cdot f + S_p) / T</math></b>	<b>1.37</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		7910.89	( kNm/m )	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$		209.42	( kNm/m )	
<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>37.77</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>

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

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$		1661.90	1661.90	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		466.14	466.14	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		7701.47	7701.47	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-222.94	-222.94	( kNm/m )

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'$	coesione terreno di fondaz.	22.50		(kPa)
$\phi'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	21.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.72		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	26.60		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0.13	-0.13	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.73	8.73	(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)	7.07		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	15.81		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	6.20		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.62	0.62	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.55	0.55	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0.48	0.48	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	466.92	466.92	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	$N_{min}$	<b>2.45</b>	>	<b>1.4</b>
		$N_{max}$	<b>2.45</b>	>	

### 12.3.2 VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE

Condizione sismica +

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	1696.39	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	527.62	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \tan \phi_1'$	0.38	(-)		
<b><math>F_s = (N \cdot f + S_p) / T</math></b>	<b>1.23</b>	<b>&gt;</b>		<b>1</b>

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	7910.89	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{P_s} + M_{p_t}$	592.55	(kNm/m)		
<b><math>F_r = M_s / M_r</math></b>	<b>13.35</b>	<b>&gt;</b>		<b>1</b>

#### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		N <sub>min</sub>	N <sub>max</sub>	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr} acc)$	1696.39	1696.39	1696.39	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	527.62			(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$	7464.17	7464.17		(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	169.61	169.61		(kNm/m)



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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0N_q'iq + 0,5\gamma_1B^*N_\gamma'i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	22.50		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	21.00		(°)
$\gamma 1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.72		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^*H2'$	sovraccarico stabilizzante	26.60		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.10	0.10	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.80	8.80	(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)	7.07		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	15.81		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	6.20		(-)

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)	0.58	0.58	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.51	0.51	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi)) ^ {m+1}$		0.44	0.44	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	431.90	431.90	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>2.24</b>	>	<b>1.2</b>
		Nmax	<b>2.24</b>	>	



Condizione sismica –

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{t sv} \quad 1599.68 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{t sh} \quad 506.70 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.38 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.21} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 7910.89 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 1294.10 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{6.11} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{t sv} \quad \begin{matrix} N_{min} & N_{max} \\ 1599.68 & 1599.68 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{t sh} - S_p \quad 506.70 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 6996.87 \quad 6996.87 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 201.69 \quad 201.69 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0N_q'iq + 0,5\gamma_1B^*N_\gamma'i_\gamma$$

$c'$	coesione terreno di fondaz.	22.50			(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	21.00			(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.72			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^*H_2'$	sovraccarico stabilizzante	26.60			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.13	0.13		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.75	8.75		(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)	7.07			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	15.81			(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	6.20			(-)

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)	0.58	0.58		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.51	0.51		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.44	0.44		(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	429.06	429.06		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} * B^* / N</math></b>	$N_{min}$	<b>2.35</b>	>	<b>1.2</b>
		$N_{max}$	<b>2.35</b>	>	

### 12.3.3 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE

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

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$	1661.90	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	466.14	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.36	(-)		
<b>Fs scorr.</b>	<b><math>(N \cdot f + S_p) / T</math></b>	<b>1.30</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	7910.89	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	209.42	(kNm/m)		
<b>Fs ribaltamento</b>	<b><math>M_s / M_r</math></b>	<b>37.77</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.15</b>

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

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax		
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ S_{ovr \text{ acc}})$	1661.90	1661.90	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	466.14	466.14	(kN/m)	
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$	7701.47	7701.47	(kNm/m)	
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	-222.94	-222.94	(kNm/m)	

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	200.00		(kPa)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	21.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	26.60		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	-0.13	-0.13	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.73	8.73	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	( $2 + \pi$ in cond. nd)	5.14		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg} \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot c_u \cdot N_c))$		0.90	0.90	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg} \varphi'))^{m+1}$		--		(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	948.15	948.15	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>4.98</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>4.98</b>	>	

### 12.3.4 VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE

Condizione sismica +

#### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 1696.39 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 527.62 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.36 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.17} \quad > \quad \mathbf{1}$$

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 7910.89 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 592.55 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{13.35} \quad > \quad \mathbf{1}$$

#### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 527.62 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 7464.17 \quad 7464.17 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 169.61 \quad 169.61 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	200.00			(kN/mq)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	21.00			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	26.60			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.10	0.10		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.80	8.80		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m T / (B^* c u^* N_c))$		0.88	0.88		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		- -			(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	935.00	935.00		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	<b>Nmin</b>	<b>4.85</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.2</b>
		<b>Nmax</b>	<b>4.85</b>	<b>&gt;</b>	

Condizione sismica -

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 1599.68 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 506.70 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.36 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.15} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 7910.89 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 1294.10 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{6.11} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 1599.68 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 1599.68 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 506.70 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 6996.87 \quad 6996.87 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 201.69 \quad 201.69 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

$c_u$	res. al taglio nd terreno di fondaz.	200.00			(kN/mq)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	21.00			(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	26.60			(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.13	0.13		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	8.75	8.75		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot c_u \cdot N_c))$		0.89	0.89		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^{m+1}$		- -			(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

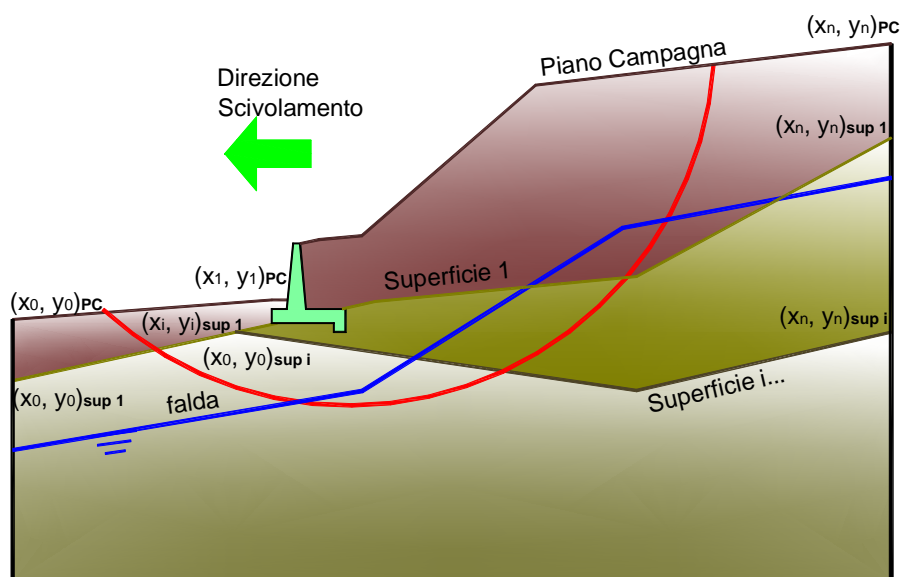
$q_{lim}$	(carico limite unitario)	939.07	939.07		(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	<b><math>N_{min}</math></b>	<b>5.14</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.2</b>
		<b><math>N_{max}</math></b>	<b>5.14</b>	<b>&gt;</b>	

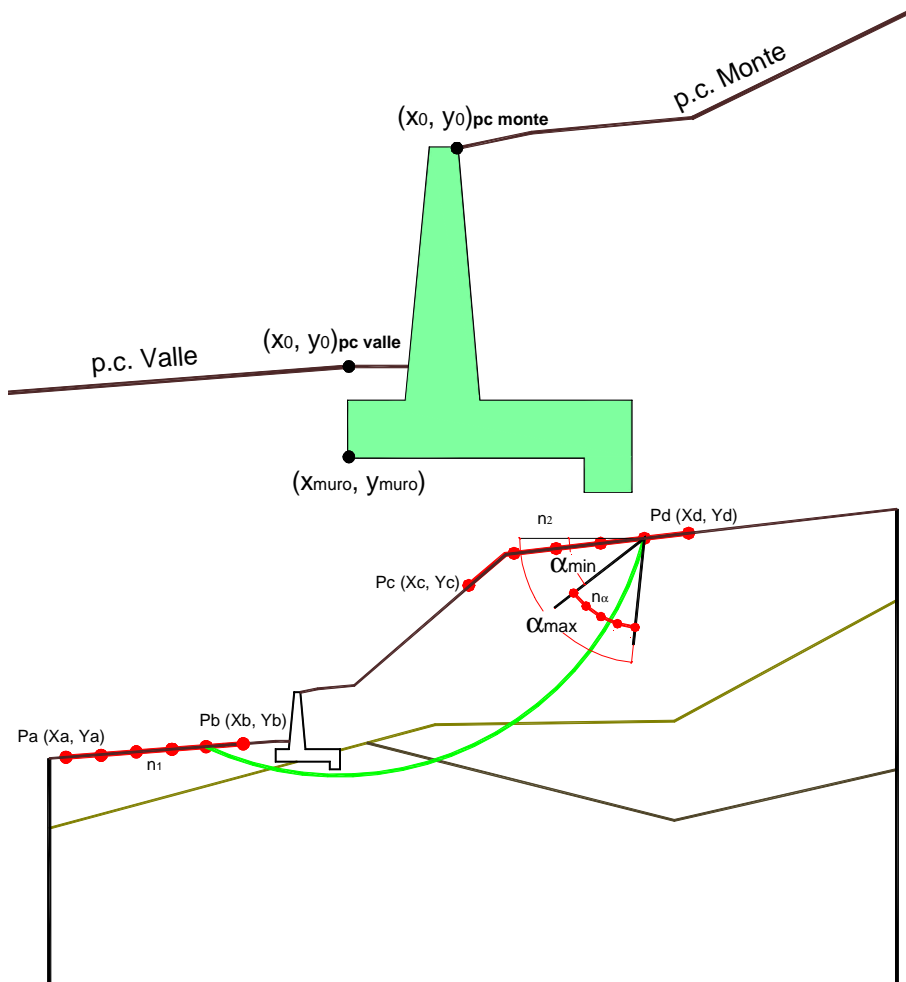


### 12.3.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea stradale.



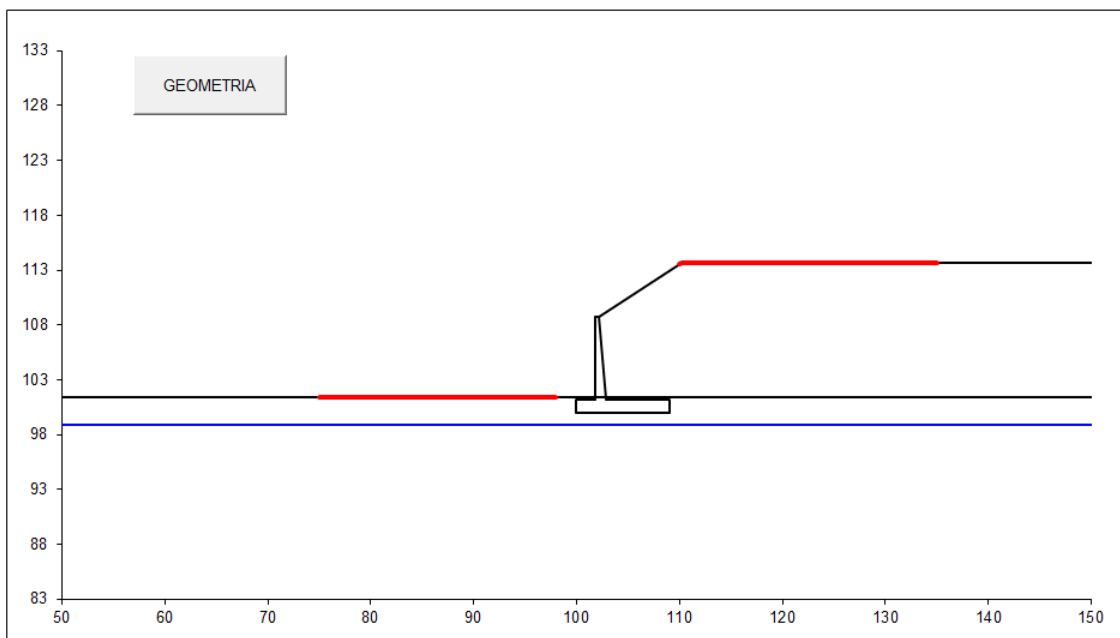
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20.00	38	0	Rilevato - riporto
materiale 2	21.00	20	22.5	Unità geotecnica 1 - TRV
materiale 3				
materiale 4				



p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		f.lda	
materiale 1				materiale 2		materiale 3		materiale 4		f.lda	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	101.400	0	102.200	108.700	0	50.000	101.400	0	50.000	98.900
1	50.000	101.400	1	110.200	113.700	1	150.000	101.400	1	150.000	98.900
2			2	150.000	113.700	2			2		
3			3			3			3		
4			4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

**Sovraccarichi**

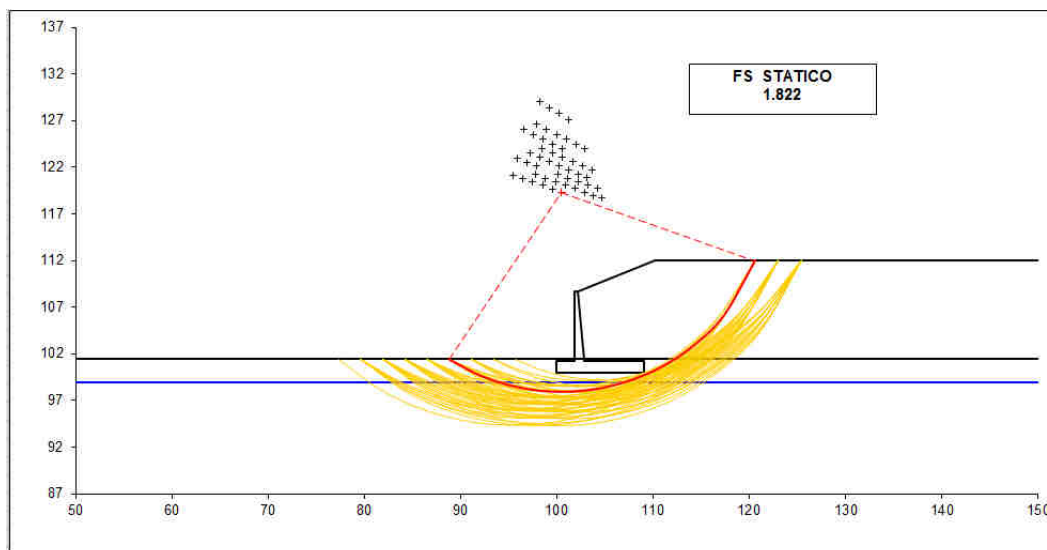
	<input type="checkbox"/>	$x_{in}$	$q_{in}$	$x_{fin}$	$q_{fin}$	% sisma
sovraccarico 1	<input checked="" type="checkbox"/>	105.200	20	107.800	20	20%
sovraccarico 2	<input type="checkbox"/>					



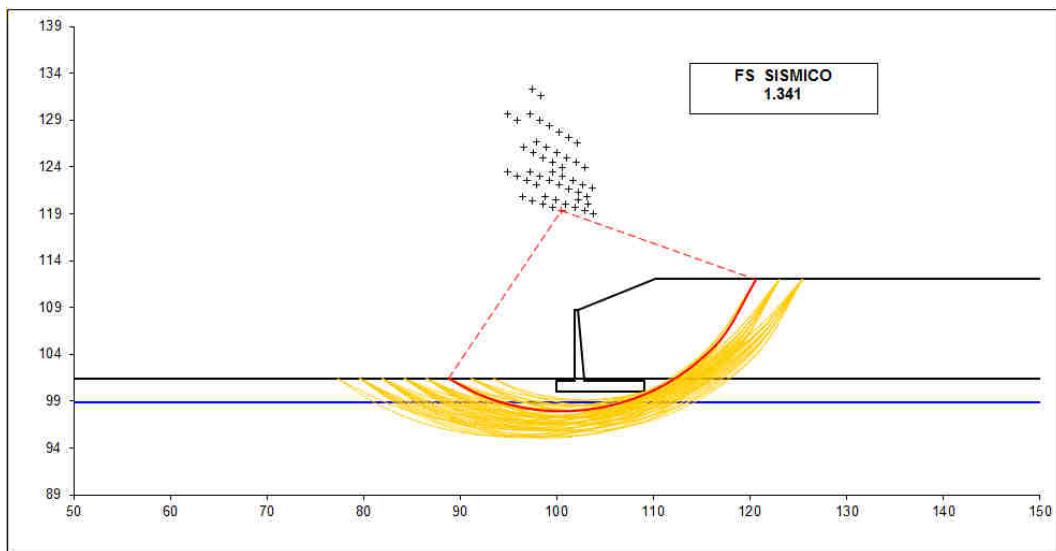
<b>#strisce</b>
<b>30</b>

<b># Superfici Calcolate</b>	<b>FS Bishop</b>	
	<b>STATICO</b>	<b>1.822</b>
<b>305</b>	<b>SISMICO</b>	<b>1.341</b>

**Condizioni statiche**

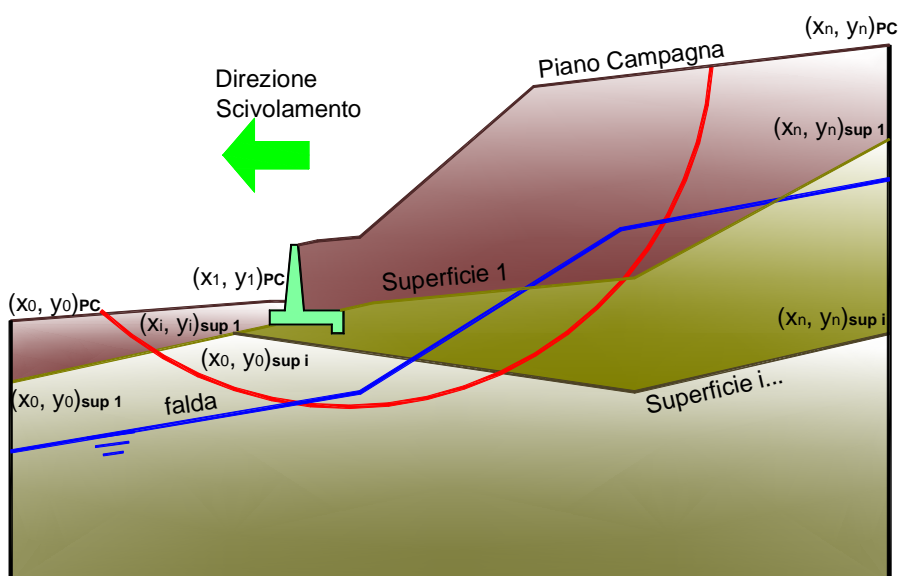


## Condizioni sismiche

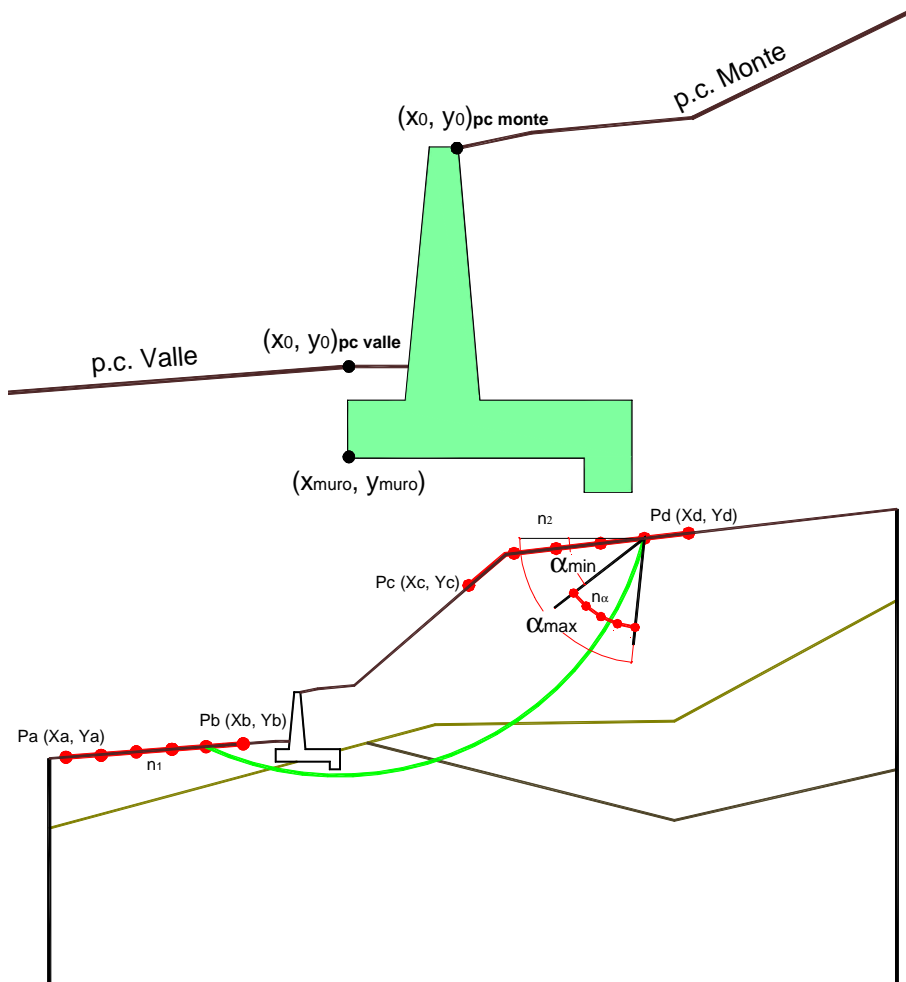


### 12.3.6 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea stradale.



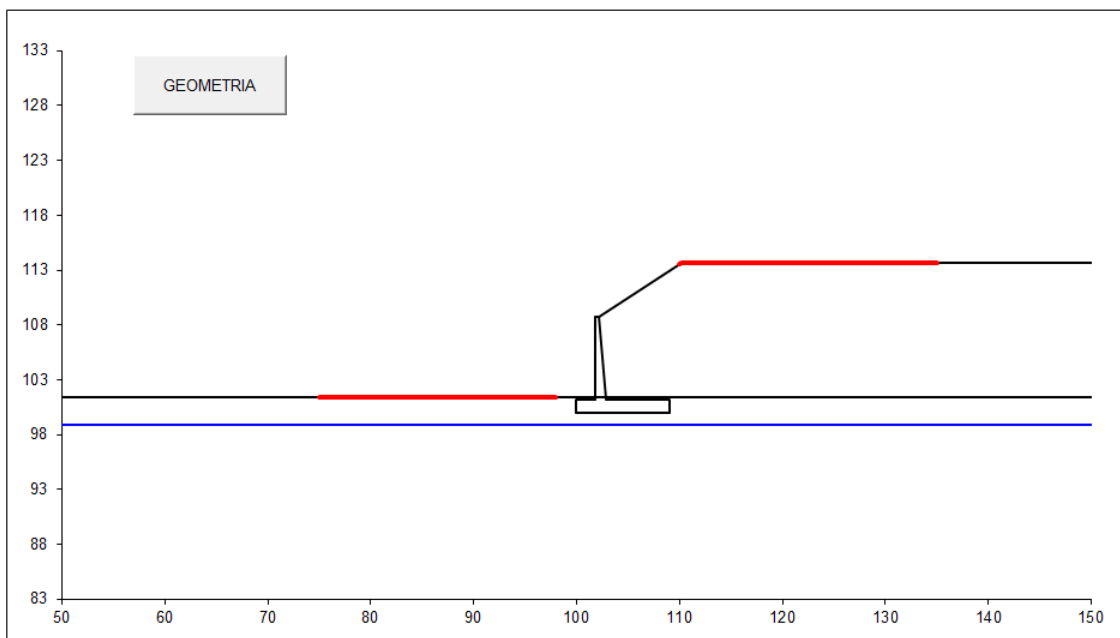
	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c$ [kPa]	Descrizione
<b>materiale 1</b>	20.00	38	0	Rilevato - riporto
<b>materiale 2</b>	21.00	20	200	Unità geotecnica 1 - TRV
<b>materiale 3</b>				
<b>materiale 4</b>				



p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		f.lda	
materiale 1				materiale 2		materiale 3		materiale 4		f.lda	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	101.400	0	102.200	108.700	0	50.000	101.400	0	50.000	98.900
1	50.000	101.400	1	110.200	113.700	1	150.000	101.400	1	150.000	98.900
2			2	150.000	113.700	2			2		
3			3			3			3		
4			4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

**Sovraccarichi**

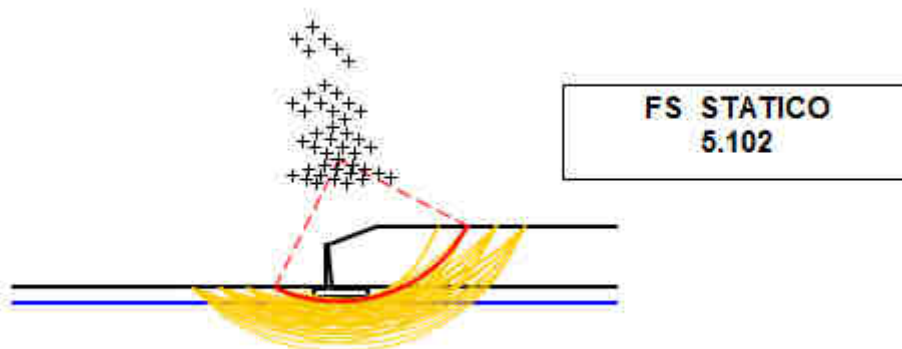
	<input type="checkbox"/>	$x_{in}$	$q_{in}$	$x_{fin}$	$q_{fin}$	% sisma
sovraccarico 1	<input checked="" type="checkbox"/>	105.200	20	107.800	20	20%
sovraccarico 2	<input type="checkbox"/>					



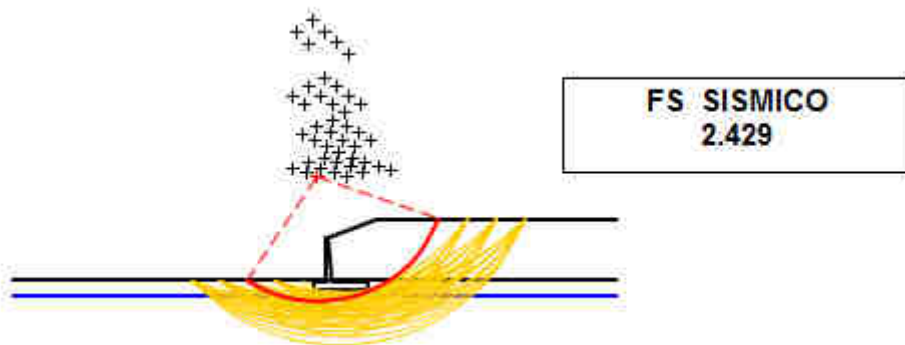
<b>#strisce</b>
30

<b># Superfici Calcolate</b>	<b>FS Bishop</b>	
	<b>STATICO</b>	<b>5.102</b>
44	<b>SISMICO</b>	<b>2.429</b>

### Condizioni statiche



## Condizioni sismiche





### 12.3.7 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI SLD

Si riporta di seguito la verifica degli spostamenti permanenti indotti dal sisma per lo Stato Limite di Danno. Si è verificato che tale spostamento, determinato così come riportato all'interno del cap. 7.3.2 della presente relazione, risulti inferiore allo spostamento orizzontale massimo ammissibile in testa all'opera di sostegno, che può essere assunto, in condizioni sismiche, al più pari a 2cm.

<b>a<sub>g</sub></b>	0.044				
<b>S<sub>s</sub></b>	1.5				
<b>St</b>	1				
<b>B</b>	0.44				
<b>A</b>	-8.07				
<b>ac</b>	0.17				
<b>amax</b>	0.066				
<b>d =</b>	6.1964E-07 mm	<	20 mm	OK	

## 12.4 VERIFICHE STRUTTURALI

### 12.4.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

#### Reazione del terreno

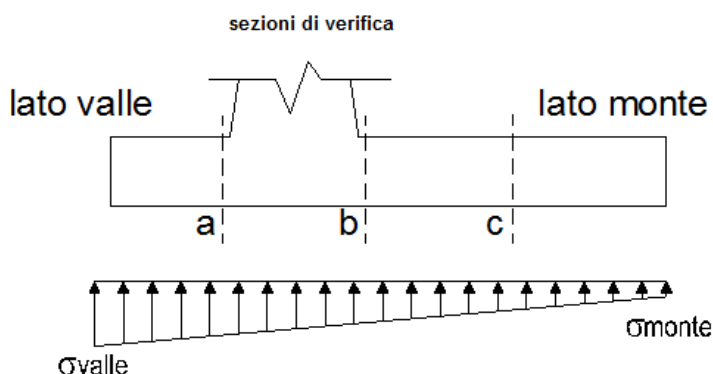
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 9.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 13.50 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	1661.90	-222.94	168.14	201.17
	1661.90	-222.94	168.14	201.17
sisma+	1696.39	169.61	201.05	175.92
	1696.39	169.61	201.05	175.92
sisma-	1599.68	201.69	192.68	162.80
	1599.68	201.69	192.68	162.80



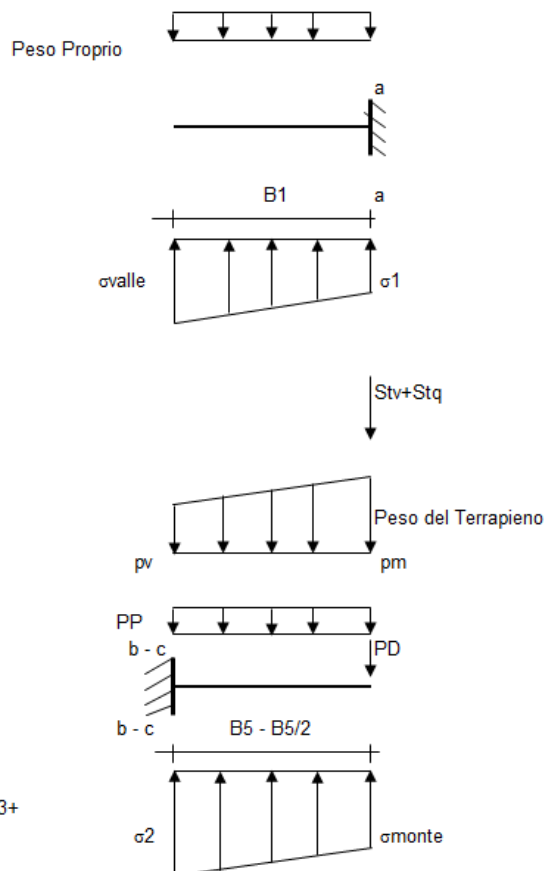
#### Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 30.00 \quad (kN/m)$$

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

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	168.14	174.75	227.36	254.60
	168.14	174.75	227.36	254.60
sisma+	201.05	196.03	272.94	299.74
	201.05	196.03	274.39	299.74
sisma-	192.68	186.71	261.77	283.44
	192.68	186.71	260.32	283.44



#### Mensola Lato Monte

$$PP = 30.00 \quad (kN/m^2)$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m)$$

peso proprio soletta fondazione

peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	189.52	189.52	189.52	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	147.06	147.06	147.06	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	168.29	168.29	168.29	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

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	201.17	178.64	-1262.52	-221.19	189.90	-591.71	-220.50
	201.17	178.64	-1262.52	-221.19	189.90	-591.71	-220.50
sisma+	175.92	193.07	-1543.20	-280.77	184.50	-678.61	-266.91
	175.92	193.07	-1543.20	-280.77	184.50	-678.61	-266.91
sisma-	162.80	183.19	-1491.74	-270.90	172.99	-654.61	-258.71
	162.80	183.19	-1491.74	-270.90	172.99	-654.61	-258.71

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

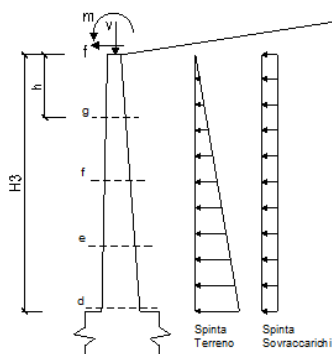
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



**condizione statica**

sezione	h [m]	$M_t$ [kNm/m]	$M_q$ [kNm/m]	$M_{ext}$ [kNm/m]	$M_{tot}$ [kNm/m]	$N_{ext}$ [kN/m]	$N_{pp}$ [kN/m]	$N_{tot}$ [kN/m]
d-d	7.50	524.91	0.00	0.00	524.91	3.50	136.88	140.38
e-e	5.63	221.45	0.00	0.00	221.45	3.50	91.05	94.55
f-f	3.75	65.61	0.00	0.00	65.61	3.50	52.97	56.47
g-g	1.88	8.20	0.00	0.00	8.20	3.50	22.62	26.12

sezione	h [m]	$V_t$ [kN/m]	$V_q$ [kN/m]	$V_{ext}$ [kN/m]	$V_{tot}$ [kN/m]
d-d	7.50	209.97	0.00	0.00	209.97
e-e	5.63	118.11	0.00	0.00	118.11
f-f	3.75	52.49	0.00	0.00	52.49
g-g	1.88	13.12	0.00	0.00	13.12

**condizione sismica +**

sezione	h [m]	$M_{t \text{ stat}}$ [kNm/m]	$M_{t \text{ sism}}$ [kNm/m]	$M_q$ [kNm/m]	$M_{ext}$ [kNm/m]	$M_{inerzia}$ [kNm/m]	$M_{tot}$ [kNm/m]	$N_{ext}$ [kN/m]	$N_{pp+inerzia}$ [kN/m]	$N_{tot}$ [kN/m]
d-d	7.50	403.78	95.81	0.00	0.00	26.09	525.68	3.50	140.97	144.47
e-e	5.63	170.34	40.42	0.00	0.00	13.37	224.14	3.50	93.78	97.28
f-f	3.75	50.47	11.98	0.00	0.00	5.37	67.81	3.50	54.55	58.05
g-g	1.88	6.31	1.50	0.00	0.00	1.20	9.00	3.50	23.29	26.79

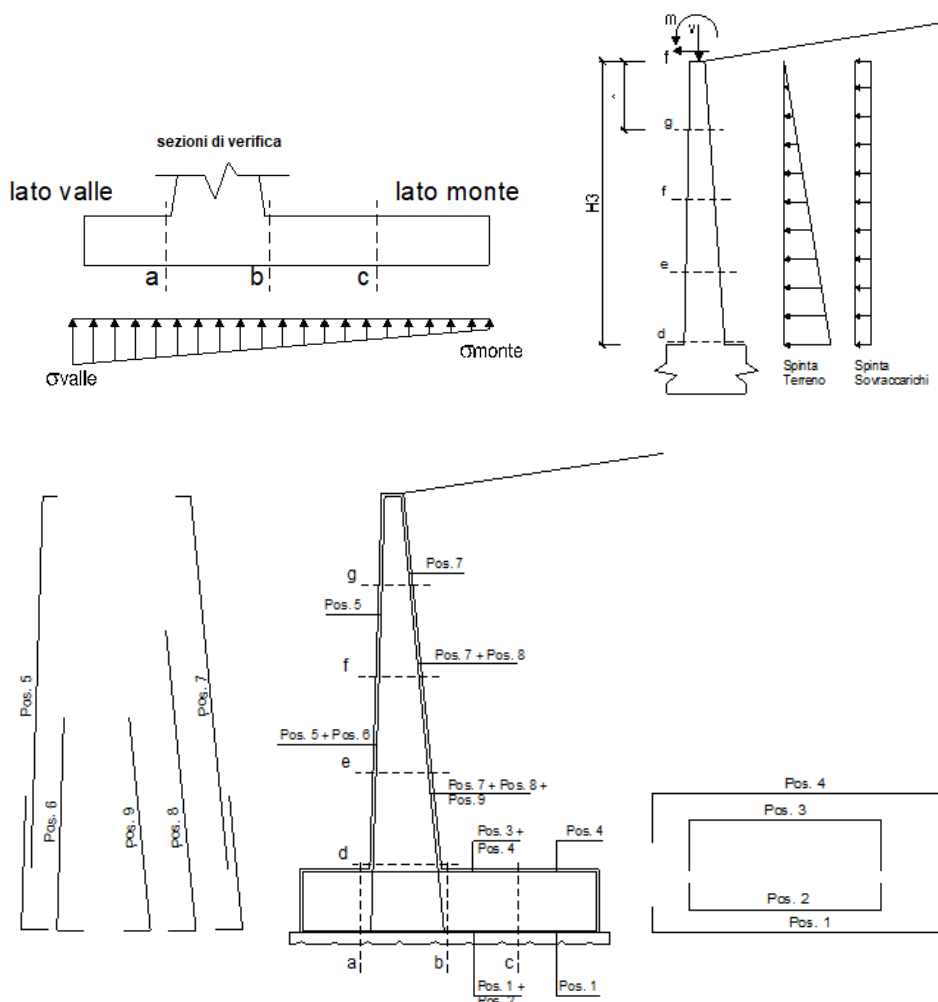
sezione	h [m]	$V_{t \text{ stat}}$ [kN/m]	$V_{t \text{ sism}}$ [kN/m]	$V_q$ [kN/m]	$V_{ext}$ [kN/m]	$V_{inerzia}$ [kN/m]	$V_{tot}$ [kN/m]
d-d	7.50	161.51	38.32	0.00	0.00	8.19	208.03
e-e	5.63	90.85	21.56	0.00	0.00	5.45	117.86
f-f	3.75	40.38	9.58	0.00	0.00	3.17	53.13
g-g	1.88	10.09	2.40	0.00	0.00	1.35	13.84

**condizione sismica -**

sezione	h [m]	$M_{t \text{ stat}}$ [kNm/m]	$M_{t \text{ sism}}$ [kNm/m]	$M_q$ [kNm/m]	$M_{ext}$ [kNm/m]	$M_{inerzia}$ [kNm/m]	$M_{tot}$ [kNm/m]	$N_{ext}$ [kN/m]	$N_{pp+inerzia}$ [kN/m]	$N_{tot}$ [kN/m]
d-d	7.50	403.78	70.74	0.00	0.00	26.09	500.61	3.50	132.78	136.28
e-e	5.63	170.34	29.84	0.00	0.00	13.37	213.56	3.50	88.33	91.83
f-f	3.75	50.47	8.84	0.00	0.00	5.37	64.68	3.50	51.38	54.88
g-g	1.88	6.31	1.11	0.00	0.00	1.20	8.61	3.50	21.94	25.44

sezione	h [m]	$V_{t \text{ stat}}$ [kN/m]	$V_{t \text{ sism}}$ [kN/m]	$V_q$ [kN/m]	$V_{ext}$ [kN/m]	$V_{inerzia}$ [kN/m]	$V_{tot}$ [kN/m]
d-d	7.50	161.51	28.30	0.00	0.00	8.19	198.00
e-e	5.63	90.85	15.92	0.00	0.00	5.45	112.22
f-f	3.75	40.38	7.07	0.00	0.00	3.17	50.62
g-g	1.88	10.09	1.77	0.00	0.00	1.35	13.22

### 12.4.2 VERIFICHE SLU



#### Armatura minima

L'armatura minima principale in fondazione deve essere in percentuale non inferiore allo 0.20% dell'area di conglomerato.

L'armatura minima principale presente in zona tesa deve essere in percentuale non inferiore allo 0.15% dell'area di conglomerato per l'intera lunghezza.

L'armatura secondaria, ortogonale a quella principale, deve essere pari al massimo delle seguenti percentuali:

- 0.10% dell'area di conglomerato in entrambi i lembi;
- 20% dell'armatura principale.

Muro  $h = 7,50m$  su fondazione diretta

**ARMATURE**

pos	n°/ml	$\phi$	II strato	pos	n°/ml	$\phi$	II strato
1	10.0	24		5	10.0	24	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	5.0	24	<input checked="" type="checkbox"/>	7	10.0	24	
4	10.0	24		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Pertanto l'armatura secondaria sarà pari a:

sez a – a:  $\phi 12/20cm$  (ripartitori in fondazione e in elevazione);

sez b – b:  $\phi 12/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez c – c:  $\phi 12/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez d – d:  $\phi 12/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez e – e:  $\phi 12/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez f – f:  $\phi 12/20cm$  (ripartitori in fondazione);

sez g – g:  $\phi 12/20cm$  (ripartitori in fondazione);

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	274.39	0.00	1.20	45.24	67.86	1900.19
b - b	-1543.20	0.00	1.20	67.86	45.24	2754.17
c - c	-678.61	0.00	1.20	45.24	45.24	1883.60
d - d	525.68	144.47	1.06	45.24	45.24	1700.50
e - e	224.14	97.28	0.90	45.24	45.24	1379.26
f - f	67.81	58.05	0.73	45.24	45.24	1068.04
g - g	9.00	26.79	0.57	45.24	45.24	764.89

(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	299.74	1.20	438.95	12	20	20	21.8	2785.61	Armatura a taglio non necessaria
b - b	280.77	1.20	502.47	12	20	20	21.8	2785.61	Armatura a taglio non necessaria
c - c	266.91	1.20	438.95	12	20	20	21.8	2785.61	Armatura a taglio non necessaria
d - d	209.97	1.06	429.79	12	20	20	21.8	2437.09	Armatura a taglio non necessaria
e - e	118.11	0.90	386.51	12	20	20	21.8	2026.35	Armatura a taglio non necessaria
f - f	53.13	0.73	341.42	12	20	20	21.8	1615.60	Armatura a taglio non necessaria
g - g	13.84	0.57	293.32	12	20	20	21.8	1204.86	Armatura a taglio non necessaria

### 12.4.3 VERIFICHE SLE TENSIONE

#### 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	196.96	0.00	1.20	45.24	67.86	0.94	42.45
b - b	-933.21	0.00	1.20	67.86	45.24	4.18	141.10
c - c	-431.46	0.00	1.20	45.24	45.24	2.17	92.93
d - d	403.78	140.38	1.06	45.24	45.24	2.61	85.95
e - e	170.34	94.55	0.90	45.24	45.24	1.49	41.78
f - f	50.47	56.47	0.73	45.24	45.24	0.65	13.70
g - g	6.31	26.12	0.57	45.24	45.24	0.14	0.95

#### 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	272.94	0.00	1.20	45.24	67.86	1.30	58.82
b - b	-1543.20	0.00	1.20	67.86	45.24	6.91	233.32
c - c	-678.61	0.00	1.20	45.24	45.24	3.41	146.17
d - d	525.68	136.28	1.06	45.24	45.24	3.36	116.50
e - e	224.14	91.83	0.90	45.24	45.24	1.94	58.19
f - f	67.81	54.88	0.73	45.24	45.24	0.86	20.44
g - g	9.00	25.44	0.57	45.24	45.24	0.19	2.27

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

#### 12.4.4 VERIFICHE SLE FESSURAZIONE

##### 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	196.96	0.00	1.20	45.24	67.86	0.94	42.45	0.051	0.200
b - b	-933.21	0.00	1.20	67.86	45.24	4.18	141.10	0.167	0.200
c - c	-431.46	0.00	1.20	45.24	45.24	2.17	92.93	0.111	0.200
d - d	403.78	140.38	1.06	45.24	45.24	2.61	85.95	0.102	0.200
e - e	170.34	94.55	0.90	45.24	45.24	1.49	41.78	0.050	0.200
f - f	50.47	56.47	0.73	45.24	45.24	0.65	13.70	0.015	0.200
g - g	6.31	26.12	0.57	45.24	45.24	0.14	0.95	0.001	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	196.96	0.00	1.20	45.24	67.86	0.94	42.45	0.051	0.200
b - b	-933.21	0.00	1.20	67.86	45.24	4.18	141.10	0.167	0.200
c - c	-431.46	0.00	1.20	45.24	45.24	2.17	92.93	0.111	0.200
d - d	403.78	140.38	1.06	45.24	45.24	2.61	85.95	0.102	0.200
e - e	170.34	94.55	0.90	45.24	45.24	1.49	41.78	0.050	0.200
f - f	50.47	56.47	0.73	45.24	45.24	0.65	13.70	0.015	0.200
g - g	6.31	26.12	0.57	45.24	45.24	0.14	0.95	0.001	0.200

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

#### 12.4.5 CALCOLO INCIDENZA ARMATURA

<b>TIPO 3</b>	
<b>MU20B</b>	MURO a mensola MU20B-TIPO3
	PARTE D'OPERA
	Elevazione
	Fondazione

<b>INCIDENZA (Kg/mc)</b>	
Elevazione	130
Fondazione	100