

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO DEFINITIVO**

**VAR0018 - Variante per la modifica del Piano Ferro del Bivio Fegino e
Rilocalizzazione FA91
Trincea dalla Pk -0+333.00 alla Pk 0+437
Muro in sinistra di monte e valle tra Pk +211.848 e Pk +268.260
Relazione di Calcolo**

GENERAL CONTRACTOR	ITALFERR S.p.A.
Consorzio Cociv Ing. N. Meistero	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 1	D	C V	C L	T R 1 1 0 X	0 0 9	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	COCIV	01/12/2017	COCIV	01/12/2017	A.Mancarella	01/12/2017	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00.DOCX
-----------	--

CUP: F81H92000000008

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00	Foglio 3 di 125

INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	NORMATIVA	7
2.1.	Normative e raccomandazioni tecniche di riferimento	7
3.	UNITA' DI MISURA	8
4.	MATERIALI	9
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	10
5.1.	Parametri di progetto	10
5.2.	Dati di base	11
5.3.	Falda	11
5.4.	Sismicità dell'area	12
6.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE OPERE	14
6.1.	Verifiche strutturali e di stabilità locale	14
	MURI DI CONTRORIPA	16
6.1.1.	Muro tipo A (H = 6.30 m)	16
6.1.2.	Muro tipo B (H = 4.70 m)	32
6.1.3.	Muro tipo C (H = 2.90 m)	48
6.1.4.	Muro tipo D (H = 7.55 m)	64
	MURI DI SOSTEGNO STRADA	80
6.1.5.	Muro tipo E (H = 7.60 m)	80
6.1.6.	Muro tipo F (H = 6.10 m)	95
6.1.7.	Muro tipo G (H = 4.30 m)	106
6.2.	Verifica sezione tra cordolo e paramento verticale	120
6.3.	Verifiche di stabilità globale	122
6.3.1.	Descrizione del metodo	122
6.3.2.	Dati di input	123
6.3.1.	Verifiche	124

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00

Foglio
4 di 125

1. PREMESSA

Nella presente relazione sono illustrati i predimensionamenti dei muri della linea a.c. Milano - Genova nella zona di Fegino fra le progressive 0+124.22- 0+232.34.

Nella presente relazione vengono fornite le principali indicazioni inerenti le fasi costruttive, i risultati delle verifiche strutturali e di quelle di stabilità.

Si ritiene opportuno precisare che, vista la natura dei terreni interessati dall'opera, le analisi verranno condotte in condizioni drenate considerando sia i carichi statici che quelli dinamici indotti dal sisma.

La zona di realizzazione dei muri ricade tra ambiti classificati come sismici nell'Ordinanza 3274/2003, per cui è stata eseguita la verifica in condizioni sismiche agli stati limite.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00 Foglio 7 di 125

2. NORMATIVA

2.1. Normative e raccomandazioni tecniche di riferimento

La progettazione delle opere in oggetto è condotta nel rispetto delle seguenti norme:

- ✓ Decreto Ministeriale LL.PP. 9/1/1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- ✓ Decreto Ministeriale LL.PP. 16/1/1996 - Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- ✓ Circolare 15/10/1996 Ministero LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 9/1/1996.
- ✓ Circolare 4/7/1996 Ministero LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 16/1/1996.
- ✓ Decreto Ministeriale LL.PP. 11/3/1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- ✓ Circolare LL.PP. 24/9/1988 n.30483 - L.2.2.1974, n.64 - art.1 - Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11/3/1988.
- ✓ OPCM 3274, del 20/03/2003.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00 Foglio 8 di 125

3. UNITA' DI MISURA

I calcoli di analisi e verifica riportati nella presente relazione sono svolti adottando per le grandezze in gioco le seguenti unità di misura:

Lunghezza	[m, cm]
Forza	[N, kg]
Momento	[kNm]
Pressione, Tensione	[kN/m ² , Kg/cm ²]
Densità	[kg/m ³ , kN/m ³]

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00 Foglio 9 di 125

4. MATERIALI

L'opera in oggetto è realizzata utilizzando i seguenti materiali con le seguenti prescrizioni:

- ✓ Acciaio in barre ad aderenza migliorata: tipo "B450C" per le armature
- ✓ Calcestruzzo magro: Classe di resistenza C12/15 e Classe di esposizione ambientale X0;
- ✓ Conglomerato cementizio per fondazioni: Classe di resistenza C25/30 e Classe di esposizione ambientale XC2;
- ✓ Conglomerato cementizio per elevazioni: Classe di resistenza C32/40 e Classe di esposizione ambientale XF1;

Il copriferro è stato posto pari a $c = 4$ cm per ogni elemento strutturale trattandosi di opere contro terra .

Per ulteriori informazioni si rimanda all'elaborato "IG51- 00-E-CV-TT-OC00-00-002" - Opere di Linea - Caratteristiche dei materiali e note - Requisiti minimi delle miscele di calcestruzzo.

Come detto in precedenza i muri in oggetto ricadono in zone classificate come sismiche nell'Ordinanza 3274/2003, per cui sono state eseguita le verifiche geotecniche e strutturali in condizioni sismiche agli stati limite.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00 Foglio 10 di 125

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

L'opera in oggetto è realizzata utilizzando i materiali le prescrizioni riportate nei seguenti paragrafi.

5.1. Parametri di progetto

I parametri geotecnici assunti nelle analisi sono stati ricavati in base alle documentazioni pervenute, dove sono anche elencati i sondaggi presi a riferimento per la caratterizzazione. Tali documenti si riferiscono ad opere puntuali posizionate in zone anche distanti dalle opere in progetto (TR11). Per questo motivo, per non sovrastimare le opere si è deciso di assumere uno spessore della coltre superficiale medio fra quelli rilevati nei sondaggi, e cioè di 8.0 m da piano campagna, e di porlo costante per tutte le opere verificate. Tale assunzione deriva dal fatto che gli spessori maggiori di tale materiale si riferiscono a sondaggi effettuati in corrispondenza di depressioni vallive, sede di deposito della coltre, mentre le opere di sostegno sono ubicate per lo più in versante, dove le rilevanti pendenze del pendio non sono in grado di garantire un accumulo consistente di tale materiale. Assunzioni di tipo diverso, per i pochi dati a disposizione, assumono carattere di arbitrarietà. La successione stratigrafica viene di seguito elencata.

Stratigrafia di calcolo	di	Da (m s.l.m.m.)	A (m da p.c.)	Tipo di terreno
c		p.c.	- 8.00	Coltre detritica
fle		- 8.00	- 11.00	depositi alluvionali recenti
AGF		- 11.00	In poi	argillocisti di Murta – substrato destrutturato

Stratigrafia di progetto

5.2. Dati di base

Di seguito si forniscono i parametri geotecnici di progetto per il dimensionamento delle fondazioni delle paratie berlinesi in oggetto.

TR11 - depositi di copertura - Parametri di progetto					
LITOLOGIA / TERRENO	SIGLA	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E(Mpa)
Terreno di riporto		20	0-10	31-35	20-30
Coltre detritica	c	21	0-10	30-33	30-60
Depositi alluvionali recenti	fl3	20	0	30-32	10-40
Argilloscisti di Murta - Fascia di alterazione e substrato destrutturato	AGF	25	50-100	21-22	100-300

Da questi parametri si sono estrapolati quelli assunti nelle verifiche:

Parametri	Formazione ril	Formazione c	Formazione fl3	Formazione AGF
Peso di volume γ (KN/m ³)	20	21	20	25
Coesione drenata c' (kPa)	0	5	0	75
Angolo di resistenza al taglio operativo ϕ' (°)	33	31	31	21
Modulo di Young E' (MPa)	25	45	25	200

I terreno di rporto nel nostro caso non è presente mentre per i parametri geotecnici variabili si è assunto un valore medio.

Il terrapieno al di sopra della testa dei muri di controripa viene schematizzato come sovraccarico equivalente spalmato a monte del muro come si vedrà meglio nel seguito della relazione di calcolo.

5.3. Falda

Non è emersa evidenza di presenza di falda tale da interferire con le opere di progetto.

5.4. Sismicità dell'area

L'area oggetto di studio, come mostrato in Figura 3, è classificata appartenente alla zona sismica n. 4 della nuova normativa sismica entrata in vigore con la pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003.

In particolare per l'area di interesse è riportata in Figura 4 la mappa di pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima del suolo.

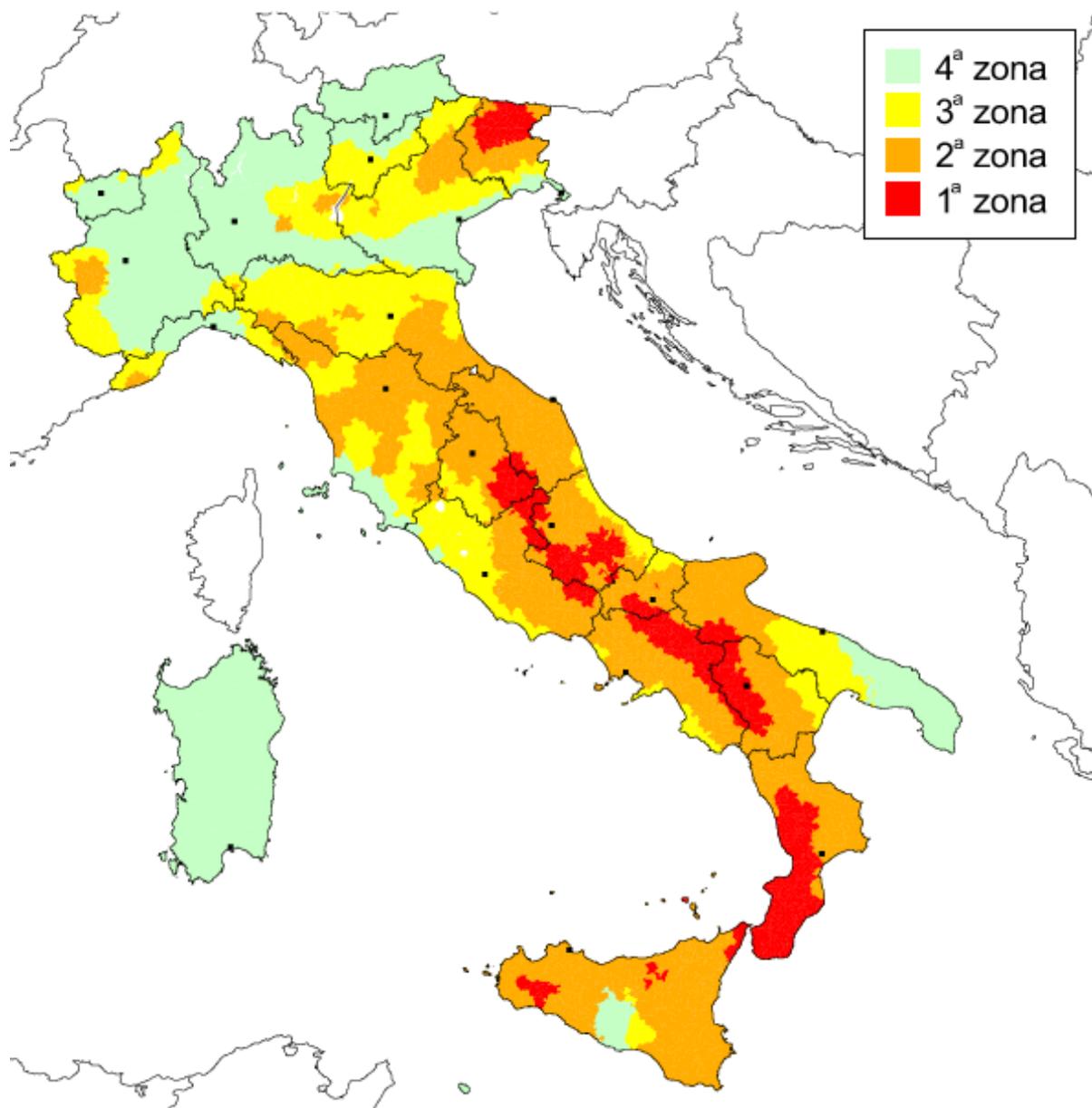


Figura 3 Mappa della zonazione sismica nazionale (OM 3274).

Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale

(riferimento: Ordinanza PCM del 20 marzo 2003 n.3274, All.1)

espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_{max})

con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

riferita a suoli molto rigidi ($V_{s_{30}} > 800$ m/s; cat.A, All.2, 3.1)

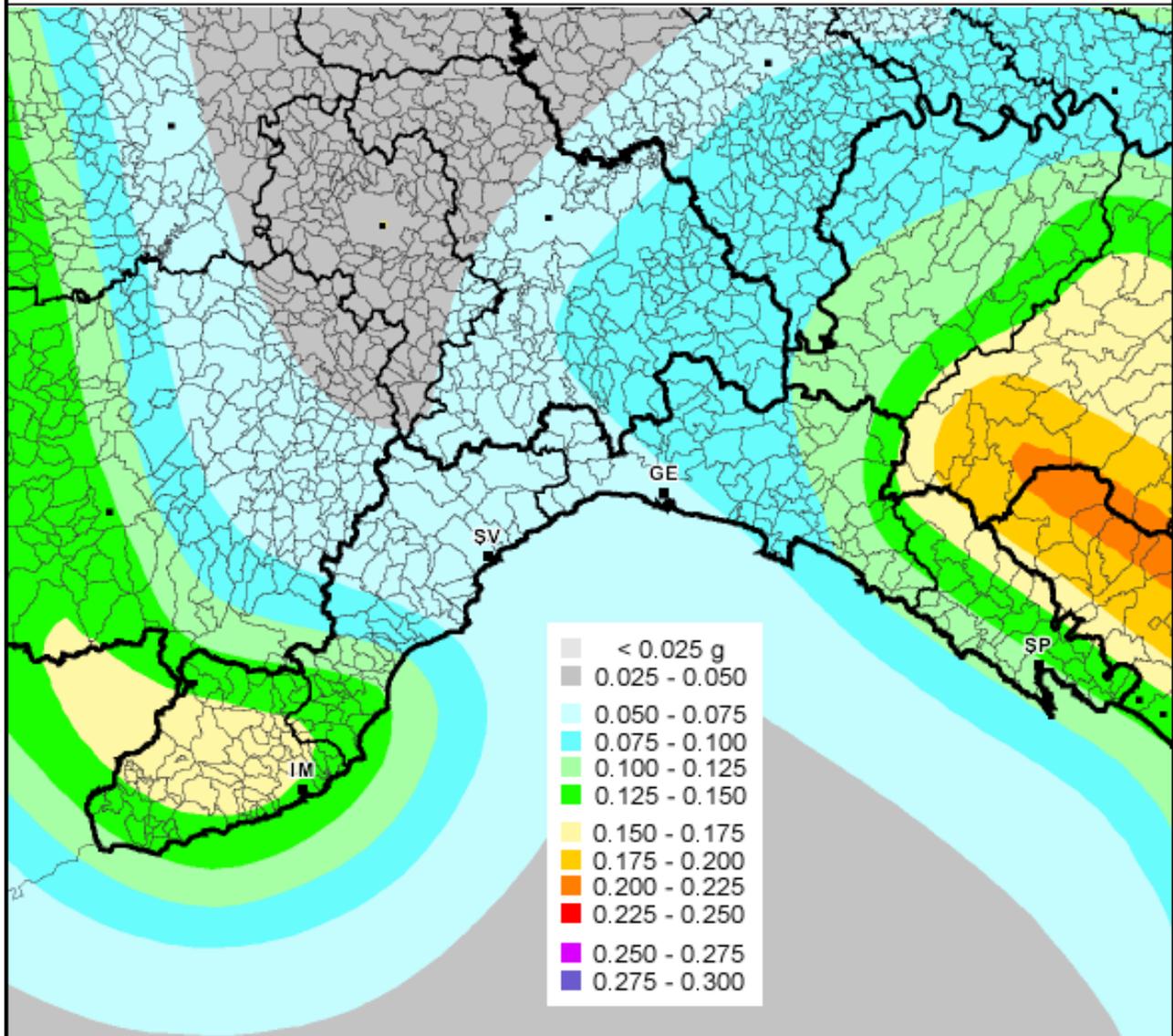


Figura 4 Zonazione sismica di dettaglio.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00	Foglio 14 di 125

6. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE OPERE

Le opere in progetto sono costituite da muri in c.a. gettati in opera, sia di sottoscarpa che di controripa.

In particolare vengono considerate le verifiche dei seguenti muri che sono rappresentativi di tutte le altre configurazioni di muri. Si considerano le sezioni di muro più rappresentative e con condizioni più gravose.

Di seguito si svilupperanno le fasi per la determinazione delle sollecitazioni agenti sulle strutture e a seguire si esprimeranno le verifiche sia strutturali sia di stabilità locale e globale.

6.1. Verifiche strutturali e di stabilità locale

A questo fine si prendono in esame le seguenti tipologie di muro:

Muri controripa

Muro A con $H_{calc} = 6.30$ m

Muro B con $H_{calc} = (5.31 - 3.42) * 2/3 + 3.42 \approx 4.70$ m

Muro C con $H_{calc} = (3.42 - 1.80) * 2/3 + 1.80 \approx 2.90$ m

Muro D con $H_{calc} = 7.55$ m

Muri di sostegno strada

Muro E con $H_{calc} = (8.05 - 6.62) * 2/3 + 6.62 \approx 7.60$ m

Muro F con $H_{calc} = (6.62 - 5.07) * 2/3 + 5.07 \approx 6.10$ m

Muro G con $H_{calc} = (5.07 - 2.80) * 2/3 + 2.80 \approx 4.30$ m

Per il dimensionamento dei muri di sostegno si procede alla valutazione della spinta del terreno, secondo la teoria di Coulomb. Alla componente della spinta statica del terreno viene sommata la componente dinamica associata al sisma.

Come detto in precedenza i parametri geotecnici utilizzanti sono i seguenti:

Terreno a monte dei muri di controripa:

$$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3;$$

$$\phi = 35^\circ;$$

$$c' = 0 \text{ KPa};$$

Terreno di fondazione:

$$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3;$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
<p>Relazione di calcolo dei muri</p>	<p>A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00</p>	<p>Foglio 15 di 125</p>

$$\phi = \arctg(0.85 \operatorname{tg} \phi') = 30.76^\circ;$$

$c' = 0$ KPa - in favore di sicurezza.

Le verifiche di sicurezza a cui il muro deve sottostare sono le seguenti:

CONDIZIONI STATICHE

Verifica a ribaltamento ($F_s = 1.5$);

Verifica a scorrimento ($F_s = 1.3$);

Verifica al carico limite ($F_s = 2$).

CONDIZIONI SISMICHE

Verifica a ribaltamento ($F_s = 1.0$);

Verifica a scorrimento ($F_s = 1.0$);

Verifica al carico limite ($F_s = 1.0$).

MURI DI CONTRORIPA

6.1.1. Muro tipo A ($H = 6.30\text{ m}$)

La geometria del muro in oggetto che verrà verificata è riportata in Figura 5. Si è considerato un angolo di attrito terra muro di $0.6 \cdot \phi = 21.00^\circ$ mentre in sismica si è assunto un angolo di attrito nullo (0°), mentre in fondazione si assume un angolo di attrito terra fondazione pari a $\phi = 30.76^\circ$ essendo la fondazione gettata in opera su terreno non sensibile all'acqua;

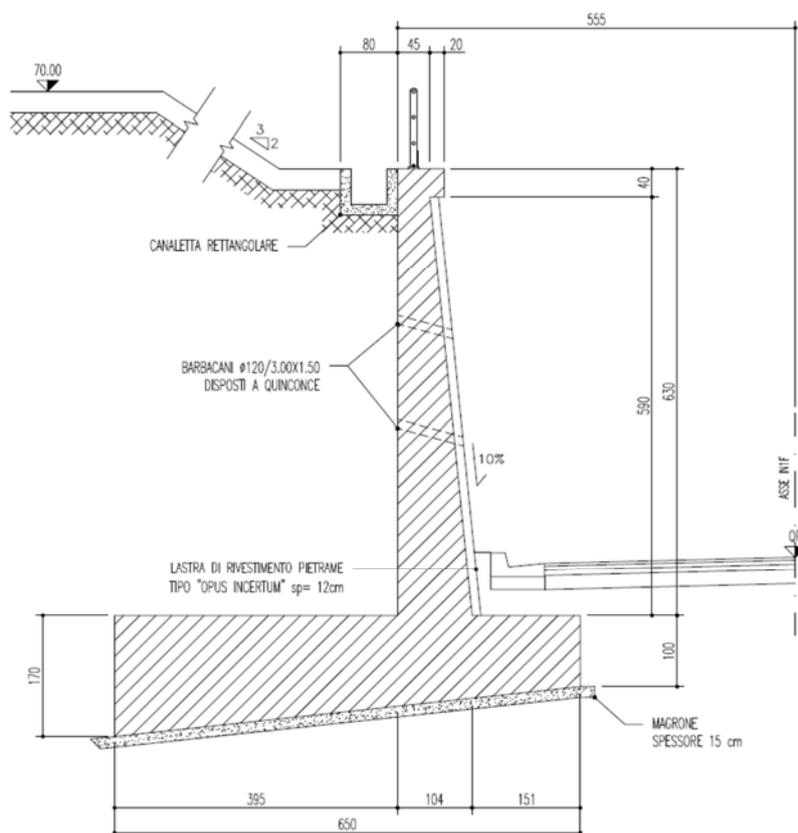


Figura 5 Sezione tipologica Muro tipo A

L'analisi viene condotta considerando una larghezza unitaria dell'opera.

Il carico di progetto è rappresentato dal peso dei permanenti (struttura in c.a., terrapieno) e dal sovraccarico accidentale.

Il terrapieno al di sopra della testa dei muri di controripa viene schematizzato come sovraccarico equivalente spalmato come segue:

$$Q_{eq} = A_{\text{terrapieno}} \cdot \gamma / L_{eq} = 59.56 \text{ kN/mq}$$

con:

- $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ - Peso specifico del terreno
- $A_{\text{terrapieno}} = 23.00 \text{ mq}$ - Area equivalente terrapieno
- $L_{eq} = 8.11 \text{ m}$ - Superficie di ripartizione del carico equivalente al terrapieno

La quota angolare in figura 6 rappresenta l'angolo complementare di α definito come:

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

Essendo $\varphi = 35^\circ \Rightarrow \alpha = 62,5^\circ \Rightarrow 90^\circ - \alpha = 27,5^\circ$

$Q_{eq} = 60 \text{ kN/mq}$ - Sovraccarico permanente equivalente al terrapieno

Petanto, considerando anche un sovraccarico stradale di 2 t/mq si andrà ad inserire un sovraccarico totale di 8 t/mq .

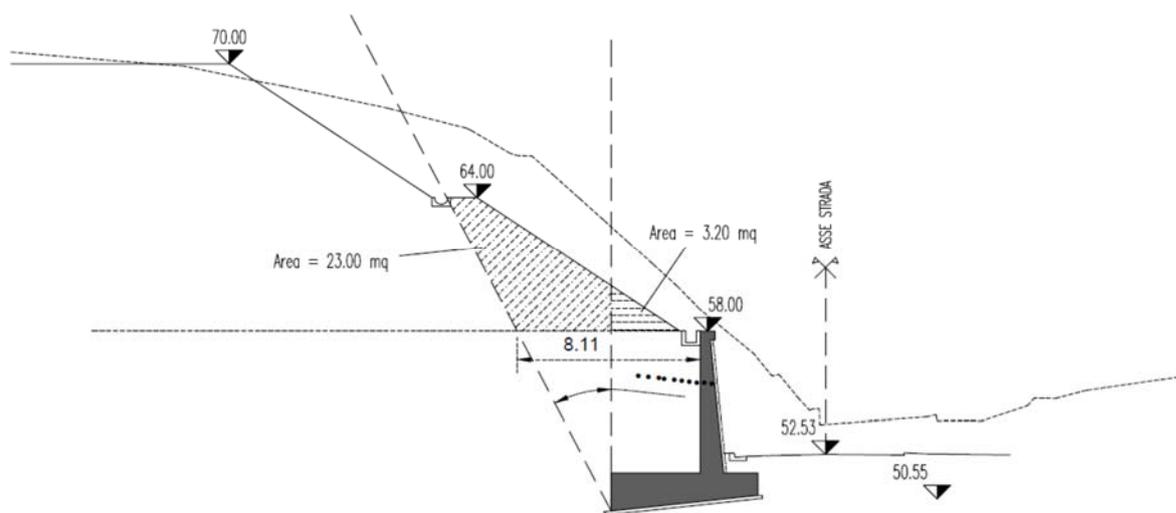
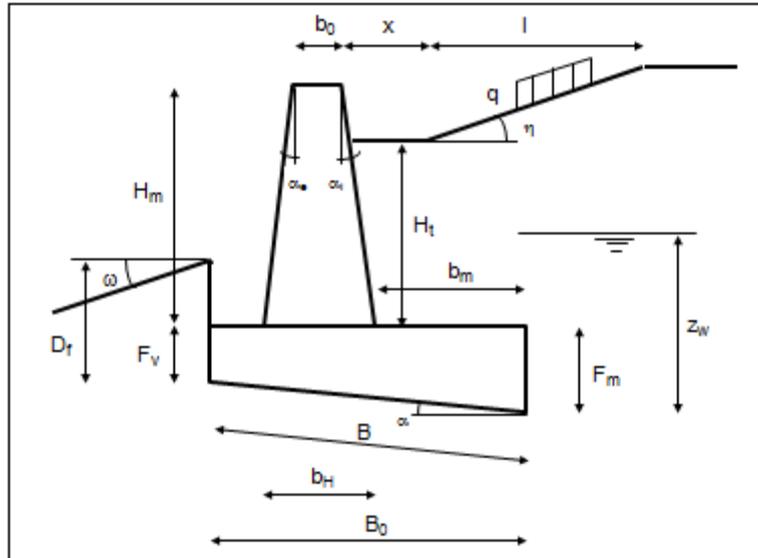


Figura 6 Valutazione carico scarpata

Di seguito si riportano i tabulati di calcolo del muro in oggetto ottenuti con l'ausilio di un foglio di calcolo elettronico (Excel) dal quale risulta che le verifiche di stabilità sono tutte soddisfatte:

SEZIONE TIPO


Nome progetto : Muro h = 6.3 m , condizioni statiche e sismiche

GEOMETRIA MURO

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza	H_m	6.30	m
Spessore in sommità	b_0	0.45	m
Pendenza scarpa esterna (tg α_e)	p_e	0.10	%
Pendenza scarpa interna (tg α_i)	p_i	0.00	%
Inclinaz. paramento interno risp. verticale	β	0.00	gradi
Spessore del muro alla base	b_H	1.04	m
Larghezza fondazione a monte	b_m	3.95	m
Larghezza fondazione a valle	b_v	1.51	m
Ingombro fondazione (proiez. orizzontale)	B_0	6.50	m
Altezza fondazione lato monte	F_m	1.70	m
Altezza fondazione lato valle	F_v	1.00	m
Inclinazione della base di fondazione	α	6.15	gradi
Larghezza effettiva della fondazione	B	6.54	m
Profondità del piano di posa	D_f	1.70	m
Inclinazione piano di campagna	ω	0.00	gradi
Ricoprimento armature	cf	0.04	m

GEOMETRIA DEL TERRENO			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza del terreno a monte	H_t	6.30	m
Angolo di inclinazione del terreno	η	0.00	gradi
Lunghezza tratto inclinato	l	0.00	m
Lunghezza tratto iniz. orizzontale a quota H_t	x	11.00	m
Pos. della falda (rif. alla q. minima fondaz.)	z_w	0.00	m

CONDIZIONI DI CARICO			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Grado di sismicit�	S	9	
Coefficiente sismico	C	0.07	
$\theta = \arctan C$	θ	4.00	gradi
Sovraccarico uniforme sul terreno	q	8.0	t/m ²
Coeff. riduz. sovracc. (per verifica sismica)	γ_s	0.5	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

TERRENO DI MONTE			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{tm}	35	gradi
Peso specifico	γ_{tm}	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-muro ($\leq 0.6 \cdot \phi'_{tm}$)	δ	21	gradi

TERRENO DI FONDAZIONE			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{ft}	31	gradi
Peso specifico	γ_{ft}	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-fondazione (ϕ'_{ft})	δ_{ft}	31	gradi
Coesione	c'	0.00	t/m ³
Coefficiente d'attrito terra-fondazione	$\tan \delta_{ft}$	0.445	

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA

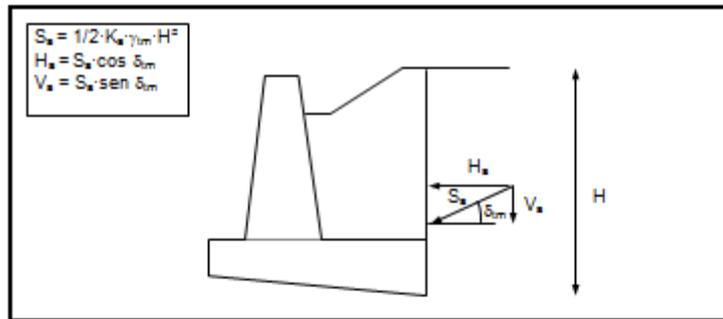


Relazione di calcolo dei muri

A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00

Foglio
20 di 125

MURO			
Descrizione			
Classe del Calcestruzzo	Rck	300	Kg/cm ²
Classe dell'acciaio	FeB	44	k
Peso specifico del muro	γ_m	2.5	t/m ³


**CALCOLO DELLE SPINTE
in condizioni statiche**

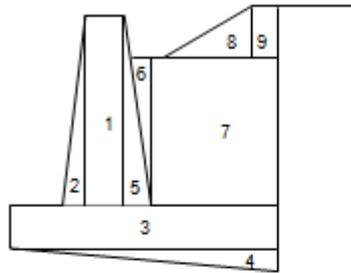
Coeff. di spinta attiva in condizione statica (Muller-Breslau)	K _a = 0.245			
Angolo di attrito terra-muro	δ _{tm} = 21.00 gradi			
Descrizione	Simbolo	[t]	braccio [m]	M _a [t·m]
Spinta statica del terrapieno	S _a	16.447		
Componente orizzontale	H _a	15.355	1.97	-30.197
Componente verticale	V _a	5.894	6.50	38.311
Spinta statica per sovraccarico unif.	S _a	15.664		
Componente orizzontale	H _a	14.623	3.30	-48.257
Componente verticale	V _a	5.613	6.50	36.487
Spinta idraulica	S _w	0.00	-0.70	0.000

**CALCOLO DELLE SPINTE
in condizioni sismiche**

Coeff. di spinta attiva in condizione sismica (Muller-Breslau)	K' _{a,s} = 0.299		K' _a = 0.271	
	A = 0.998			
Angolo di attrito terra-muro	δ' _{tm} = 0.00 gradi			
Descrizione	Simbolo	[t]	braccio [m]	M _a [t·m]
Spinta del terrapieno	S _{..}	18.211		
Componente orizzontale	H _{..}	18.211	1.97	-35.814
Componente verticale	V _{..}	0.000	6.50	0.000
Spinta per sovraccarico unif.	S _{..}	8.672		
Componente orizzontale	H _{..}	8.672	3.30	-28.617
Componente verticale	V _{..}	0.000	6.50	0.000
Incremento sismico	ΔF	2.673	4.63	-12.387
Spinta idraulica	S _w	0.00	-0.70	0.000

CALCOLO PESI E MOMENTI STABILIZZANTI

Elemento	Peso (W _i) [t]	braccio [m]	M _a [tm]
1	7.088	2.37	16.762
2	4.961	1.93	9.575
3	16.250	3.25	52.813
4	5.688	4.33	24.646
5	0.000	2.55	0.000
6	0.000	2.55	0.000
7	52.259	4.53	236.470
8	0.000	8.85	0.000
9	0.000	0.00	0.000
Risultante	86.245	3.95	340.265

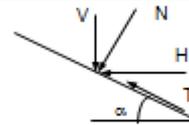


VERIFICA A SCORRIMENTO

$$F_{s.scorr.} > 1.3$$

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali	$V = \Sigma W_{1,3} + V_1 + V_4$
Risultante carichi orizzontali	$H = H_1 + H_4 + S_u$
Componente normale al piano di posa	$N = V \cdot \cos \alpha + H \cdot \sin \alpha$
Componente tangenziale al piano di posa	$T = H \cdot \cos \alpha - V \cdot \sin \alpha$



$$V = 97.752 \text{ t}$$

$$H = 29.978 \text{ t}$$

$$N = 100.400 \text{ t}$$

$$T = 19.339 \text{ t}$$

$$F_{s.scorr.} = \frac{N \tan \delta_{16}}{T} = 3.119 > 1.3$$

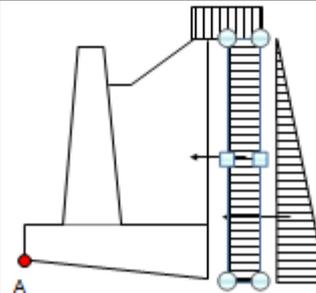
VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$F_{s.rib.} > 1.5$$

$$M_a^s = M_a + V_1 \cdot b_{V_1} + V_4 \cdot b_{V_4} = 415.063 \text{ tm}$$

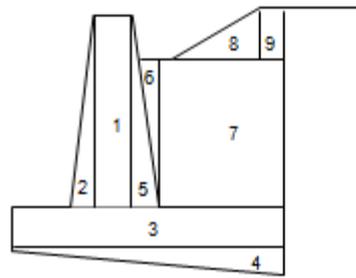
$$M_a^R = H_1 \cdot b_{H_1} + H_4 \cdot b_{H_4} + S_w \cdot b_{S_w} = -78.454 \text{ tm}$$

$$F_{s.rib.} = \frac{M_a^s}{M_a^R} = 5.291 > 1.5$$



**CALCOLO FORZE DI INERZIA ORIZZONTALI E MOMENTI RIBALTANTI
(in condizioni sismiche)**

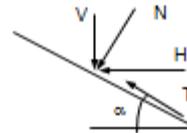
Elemento	C·W; [t]	braccio [m]	M _i [t·m]
1	0.496	4.15	2.059
2	0.347	3.10	1.077
3	1.138	0.50	0.569
4	0.398	-0.23	-0.093
5	0.000	3.10	0.000
6	0.000	5.20	0.000
7	3.658	4.15	15.181
8	0.000	7.30	0.000
9	0.000	0.00	0.000
Risultante	6.037	3.11	18.792


VERIFICA A SCORRIMENTO

$$F_{s.scorr.} > 1.3$$

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali	$V_u = \Sigma V_{1,3} + V_{u,1} + V_{u,2}$
Risultante carichi orizzontali	$H_u = \Sigma W_{1,3} + H_{u,1} + H_{u,2} + \Delta F + S_{u,1}$
Componente normale al piano di posa	$N_u = V_u \cos \alpha + H_u \sin \alpha$
Componente tangenziale al piano di posa	$T_u = H_u \cos \alpha - V_u \sin \alpha$



$$V_u = 86.245 \text{ t}$$

$$H_u = 35.593 \text{ t}$$

$$N_u = 89.560 \text{ t}$$

$$T_u = 26.154 \text{ t}$$

$$F_{s.scorr.} = \frac{N_u \tan \delta_{kr}}{T_u} = 2.058 > 1.3$$

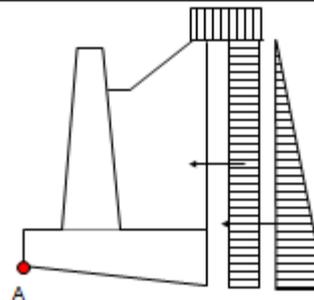
VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$F_{s.rib.} > 1.5$$

$$M_{R,u}^+ = M_{R,u}^+ + V_{u,1} \cdot b_{V,u,1} + V_{u,2} \cdot b_{V,u,2} = 340.265 \text{ t·m}$$

$$M_{R,u}^- = M_{R,u}^- + H_{u,1} \cdot b_{H,u,1} + H_{u,2} \cdot b_{H,u,2} + \Delta F \cdot b_{\Delta F} + S_{u,1} \cdot b_{S_{u,1}} = -95.610 \text{ t·m}$$

$$F_{s.rib.} = \frac{M_{R,u}^+}{M_{R,u}^-} = 3.559 > 1.5$$



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

$$e = B/2 - \frac{M^E_A + M^R_A}{N} = -0.08 \text{ m}$$

$$Beq = B - 2 \cdot e = 6.37 \text{ m}$$

$$L = 30.85 \text{ m}$$

$$q' = \sigma'_{vo} = 3.57 \text{ t/m}^2$$

CALCOLO CARICO LIMITE
(Brinch - Hansen)

Fattori di portanza	$Nq = 20.63$	$Nc = 32.67$	$N\gamma = 25.99$
Fattori di forma fond.	$s_q = 1.065$	$s_c = 1.129$	$s_\gamma = 1.065$
Fattori di profondità	$d_q = 1.075$ $m = 1.829$	$d_c = 1.079$	
Fattori di incl.carico	$i_q = 0.676$	$i_c = 0.660$	$i_\gamma = 0.546$
Fattori di incl.fondaz.	$b_q = 0.875$	$b_c = 0.869$	$b_\gamma = 0.875$
Fattori di incl.terreno	$g_q = 1.000$	$g_c = 1.000$	$g_\gamma = 1.000$

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE
 $F_s > 2$

$$q_{es} = 15.762 \text{ t/m}^2$$

$$q_{LIM} = 138.331 \text{ t/m}^2$$

$$q_{smin} = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 70.950 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$$

$$F_s = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 11.053 > 2,0$$

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

$$e = B/2 - \frac{M^S_{As} + M'^S_{As}}{N_s} = 0.54 \text{ m}$$

$$Beq = B - 2 \cdot e = 5.46 \text{ m}$$

$$L = 30.85 \text{ m}$$

$$q' = \sigma'_{vo} = 3.57 \text{ t/m}^2$$

CALCOLO CARICO LIMITE
(Brinch - Hansen)

Fattori di portanza	$Nq = 20.63$	$Nc = 32.67$	$N\gamma = 25.99$
Fattori di forma fond.	$s_q = 1.055$	$sc = 1.111$	$s\gamma = 1.055$
Fattori di profondità	$dq = 1.088$	$dc = 1.092$	
	$m = 1.850$		
Fattori di incl.carico	$i_q = 0.673$	$ic = 0.657$	$i\gamma = 0.544$
Fattori di incl.fondaz.	$bq = 0.875$	$bc = 0.869$	$b\gamma = 0.875$
Fattori di incl.terreno	$gq = 1.000$	$gc = 1.000$	$g\gamma = 1.000$

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE
 $F_s > 2$

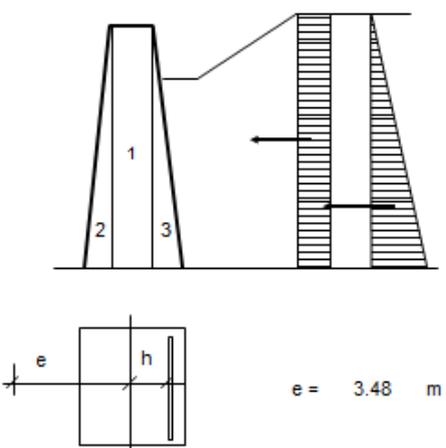
$$q_{es} = 18.377 \text{ t/m}^2$$

$$q_{LIM} = 124.687 \text{ t/m}^2$$

$$q_{amm} = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 64.128 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$$

$$F_s = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 9.934 > 2,0$$

CALCOLO PESI E MOMENTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Condizioni statiche)			
Calcolo sforzo normale			
N° elemento	Peso (t)		
1	7.09		
2	4.96		
3	0.00		
TOTALE	12.05		
Valore delle spinte riferito al paramento :			
S_b	=	10.20 t	
S_c	=	12.34 t	
S_w	=	0.00 t	
Calcolo del momento			
Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento (t+m)
H_b	9.52	1.50	14.28
H_c	11.52	2.40	27.64
S_w	0.00	0.00	0.00
TOTALE			41.92



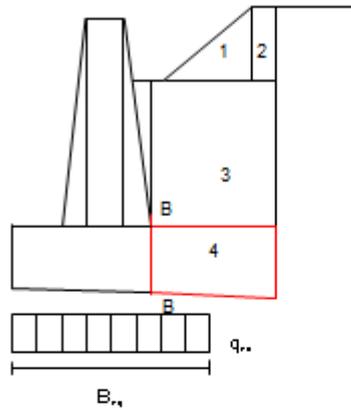
$e = 3.48 \text{ m}$

CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Metodo delle tensioni ammissibili)	
N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1800 kg/cm ² per contenere l'apertura delle fessure .	
$A_s = \frac{M^*}{0,9 h \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s}$ $M^* = N(e+h)$	$A_s = 24.485 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 ϕ 24)	$A_{se} = 22.600 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro (digitare CTRL+N per la ricerca)	$x = 26.314 \text{ cm}$
Errore di approssimazione nella ricerca dell'asse neutro	$Err = 1.84E-07 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c = 38.267 \text{ Kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio	$\sigma_s = 1694.658 \text{ Kg/cm}^2$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Condizioni statiche)

Poiché generalmente la larghezza della a valle (bv) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento.

$$M = 41.92 \text{ t'm}$$


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1800 kg/cm² per contenere l'apertura delle fessure .

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 1.237 \text{ m}$$

$$A_s = 23.530 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiv (5 ϕ 24)

$$A_{se} = 22.600 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro

$$x = 25.770 \text{ cm}$$

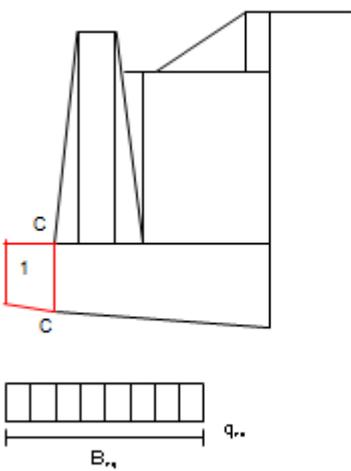
Tensione nel calcestruzzo compresso

$$\sigma_c = 28.259 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_s = 1611.1 \text{ kg/cm}^2$$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI VALLE (sez. C-C) (Condizioni statiche)			
Elemento	Forza W_i (t)	Braccio (m)	Momento M_i (tm)
1	4.080	0.736	-3.004
q_{ra}	15.737	0.736	11.585
$M_{\text{risultante}}$			8.581

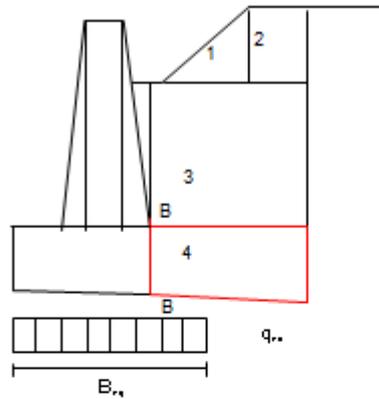


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. C-C) (Metodo delle tensioni ammissibili)	
N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1800 kg/cm² per contenere l'apertura delle fessure .	
$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$ $h = 1.122 \text{ m}$	$A_s = 5.130 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 ϕ 24)	$A_{se} = 22.600 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro	$x = 24.394 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo compresso	$\sigma_c = 6.763 \text{ kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_s = 364.999 \text{ kg/cm}^2$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Condizioni sismiche)

Poiché generalmente la larghezza della a valle (bv) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento.

$$M = 45.99 \text{ t'm}$$


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 1.237 \text{ m}$$

$$A_s = 18.774 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva (5 ϕ 24)

$$A_{se} = 22.600 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro

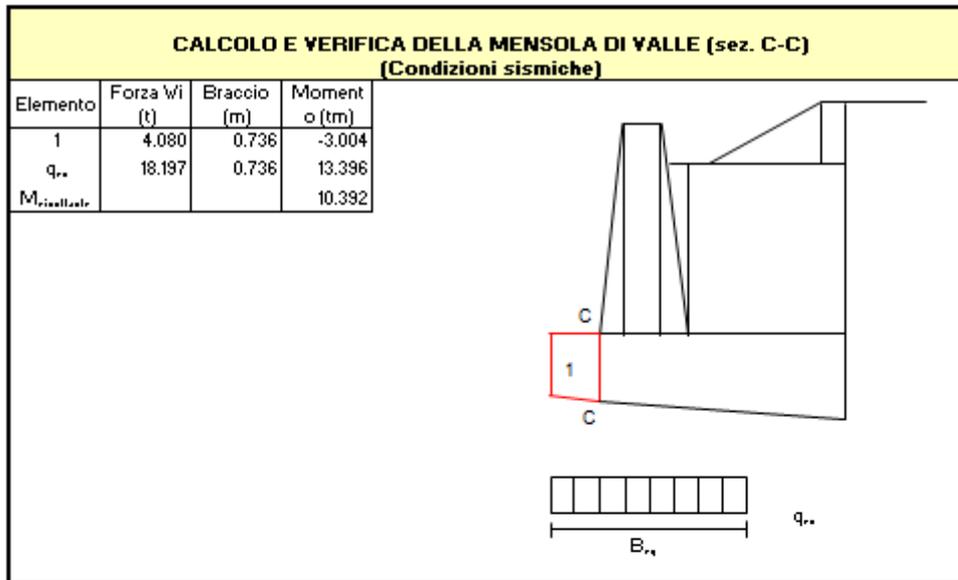
$$x = 25.770 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo compresso

$$\sigma_c = 31.002 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_s = 1767.5498 \text{ kg/cm}^2$$



CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI VALLE (sez. C-C)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$	$A_s = 6.213 \text{ cm}^2$
$h = 1.122 \text{ m}$	
Armatura effettiv (5 ϕ 24)	$A_{se} = 22.600 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro	$x = 24.394 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo compresso	$\sigma_o = 8.190 \text{ kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_s = 442.02523 \text{ kg/cm}^2$

6.1.2. Muro tipo B ($H = 4.70\text{ m}$)

La geometria del muro in oggetto che verrà verificata è riportata in figura 7 (altezza paramento variabile fra 3.42 e 5.31m). Si è considerato un angolo di attrito terra muro di $0.6 \cdot \phi = 21.00^\circ$ mentre in sismica si è assunto un angolo di attrito nullo (0°), mentre in fondazione si assume un angolo di attrito terra fondazione pari a $\phi = 30.76^\circ$ essendo la fondazione gettata in opera su terreno non sensibili a l'acqua;

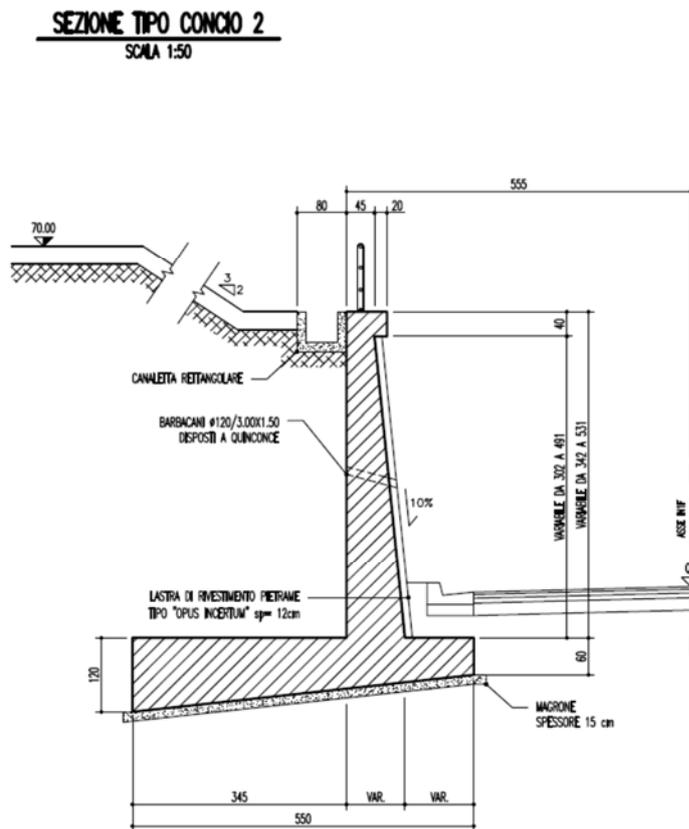


Figura 7 Sezione tipologica Muro tipo B

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00 Foglio 33 di 125

L'analisi viene condotta considerando una larghezza unitaria dell'opera.

Il carico di progetto è rappresentato dal peso dei permanenti (struttura in c.a., terrapieno) e dal sovraccarico accidentale.

Il terrapieno al di sopra della testa dei muri di controripa viene schematizzato come sovraccarico equivalente spalmato come segue:

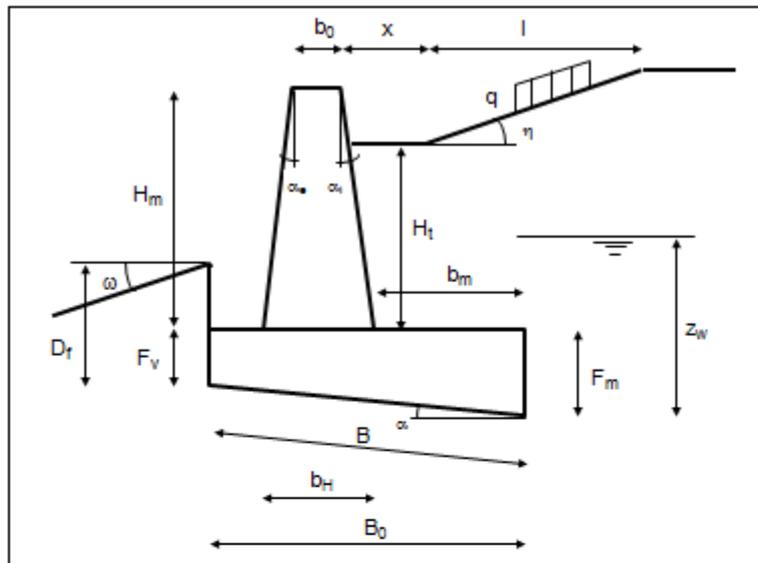
$$Q_{eq} = A_{\text{terrapieno}} \cdot \gamma / L_{eq} = 40 \text{ kN/mq}$$

con:

- $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ - Peso specifico del terreno
- $A_{\text{terrapieno}} = 12 \text{ mq}$ - Area equivalente terrapieno
- $L_{eq} = 6.30 \text{ m}$ - Superficie di ripartizione del carico equivalente al terrapieno
- $Q_{eq} = 40 \text{ kN/mq}$ - Sovraccarico permanente equivalente al terrapieno

Di seguito si riportano i tabulati di calcolo del muro in oggetto ottenuti con l'ausilio di un foglio di calcolo elettronico (Excel) dal quale risulta che le verifiche di stabilità sono tutte soddisfatte:

SEZIONE TIPO



Nome progetto : Muro h = 4.7 m , condizioni statiche e sismiche

GEOMETRIA MURO

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza	H_m	4.70	m
Spessore in sommità	b_0	0.45	m
Pendenza scarpa esterna ($\text{tg } \alpha_e$)	p_e	0.10	%
Pendenza scarpa interna ($\text{tg } \alpha_i$)	p_i	0.00	%
Inclinaz. paramento interno risp. verticale	β	0.00	gradi
Spessore del muro alla base	b_H	0.92	m
Larghezza fondazione a monte	b_m	3.45	m
Larghezza fondazione a valle	b_v	1.13	m
Ingombro fondazione (proiez. orizzontale)	B_0	5.50	m
Altezza fondazione lato monte	F_m	1.20	m
Altezza fondazione lato valle	F_v	0.60	m
Inclinazione della base di fondazione	α	6.23	gradi
Larghezza effettiva della fondazione	B	5.53	m
Profondità del piano di posa	D_f	1.20	m
Inclinazione piano di campagna	ω	0.00	gradi
Ricoprimento armature	cf	0.04	m

GEOMETRIA DEL TERRENO

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza del terreno a monte	H_t	4.70	m
Angolo di inclinazione del terreno	η	0.00	gradi
Lunghezza tratto inclinato	l	0.00	m
Lunghezza tratto iniz. orizzontale a quota H_t	x	11.00	m
Pos. della falda (rif. alla q. minima fondaz.)	z_w	0.00	m

CONDIZIONI DI CARICO

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Grado di sismicit�	S	9	
Coefficiente sismico	C	0.07	
$\theta = \arctan C$	θ	4.00	gradi
Sovraccarico uniforme sul terreno	q	6.0	t/m ²
Coeff. riduz. sovracc. (per verifica sismica)	γ_s	0.5	

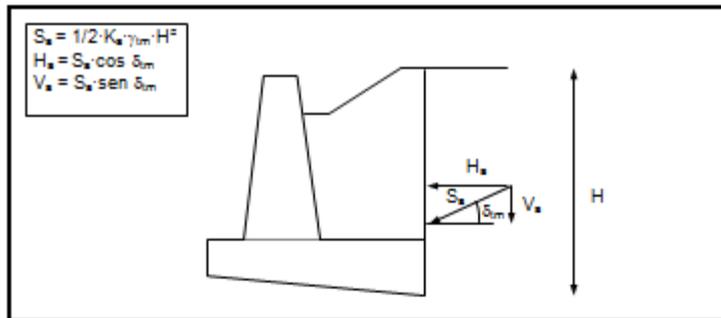
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

TERRENO DI MONTE

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{tm}	35	gradi
Peso specifico	γ_{tm}	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-muro ($\leq 0.6 \cdot \phi'_{tm}$)	δ	21	gradi

TERRENO DI FONDAZIONE			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{st}	31	gradi
Peso specifico	γ_{st}	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-fondazione (ϕ'_{st})	δ_{st}	31	gradi
Coesione	c'	0.00	t/m ³
Coefficiente d'attrito terra-fondazione	$\tan \delta_{\text{st}}$	0.445	

MURO			
Descrizione			
Classe del Calcestruzzo	Rck	300	Kg/cm ²
Classe dell'acciaio	FeB	44	k
Peso specifico del muro	γ_m	2.5	t/m ³


**CALCOLO DELLE SPINTE
in condizioni statiche**

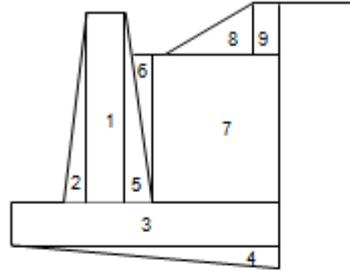
Coeff. di spinta attiva in condizione statica (Muller-Breslau)	$K_a = 0.245$			
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_{sm} = 21.00$ gradi			
Descrizione	Simbolo	[t]	braccio [m]	M^*_a [t·m]
Spinta statica del terrapieno	S_s	8.946		
Componente orizzontale	H_s	8.351	1.37	-11.414
Componente verticale	V_s	3.206	5.50	17.632
Spinta statica per sovraccarico unif.	S_s	8.664		
Componente orizzontale	H_s	8.089	2.35	-19.008
Componente verticale	V_s	3.105	5.50	17.077
Spinta idraulica	S_u	0.00	-0.60	0.000

**CALCOLO DELLE SPINTE
in condizioni sismiche**

Coeff. di spinta attiva in condizione sismica (Muller-Breslau)	$K'_{a,s} = 0.299$	$K'a = 0.271$		
	$A = 0.998$			
Angolo di attrito terra-muro	$\delta'_{sm} = 0.00$ gradi			
Descrizione	Simbolo	[t]	braccio [m]	M^*_a [t·m]
Spinta del terrapieno	$S_{s,s}$	9.905		
Componente orizzontale	$H_{s,s}$	9.905	1.37	-13.537
Componente verticale	$V_{s,s}$	0.000	5.50	0.000
Spinta per sovraccarico unif.	$S_{s,s}$	4.797		
Componente orizzontale	$H_{s,s}$	4.797	2.35	-11.272
Componente verticale	$V_{s,s}$	0.000	5.50	0.000
Incremento sismico	ΔF	1.462	3.33	-4.874
Spinta idraulica	S_u	0.00	-0.60	0.000

CALCOLO PESI E MOMENTI STABILIZZANTI

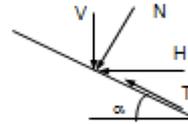
Elemento	Peso (W _i) [t]	braccio [m]	M st _R [t·m]
1	5.288	1.83	9.650
2	2.761	1.44	3.985
3	8.250	2.75	22.688
4	4.125	3.67	15.125
5	0.000	2.05	0.000
6	0.000	2.05	0.000
7	34.052	3.78	128.544
8	0.000	8.02	0.000
9	0.000	0.00	0.000
Risultante	54.475	3.30	179.992

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

Fs.scorr. > 1.3

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali	$V = \Sigma W_{1,3} + V_1 + V_2$
Risultante carichi orizzontali	$H = H_1 + H_2 + S_w$
Componente normale al piano di posa	$N = V \cdot \cos \alpha + H \cdot \sin \alpha$
Componente tangenziale al piano di posa	$T = H \cdot \cos \alpha - V \cdot \sin \alpha$



$$V = 60.786 \text{ t}$$

$$H = 16.440 \text{ t}$$

$$N = 62.210 \text{ t}$$

$$T = 9.751 \text{ t}$$

$$F_{s.scorr.} = \frac{N \tan \delta_{ik}}{T} = 3.833 > 1.3$$

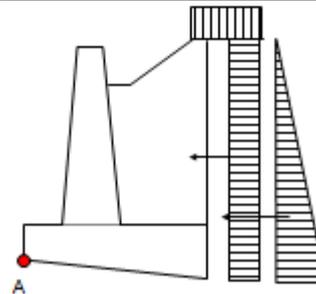
VERIFICA A RIBALTAMENTO

Fs.rib. > 1.5

$$M_{R}^{st} = M_{R}^{st} + V_1 \cdot b_{V1} + V_2 \cdot b_{V2} = 214.701 \text{ tm}$$

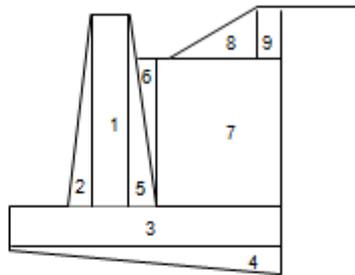
$$M_{R}^{sp} = H_1 \cdot b_{H1} + H_2 \cdot b_{H2} + S_w \cdot b_{S_w} = -30.422 \text{ tm}$$

$$F_{s.rib.} = \frac{M_{R}^{st}}{M_{R}^{sp}} = 7.057 > 1.5$$



CALCOLO FORZE DI INERZIA ORIZZONTALI E MOMENTI RIBALTANTI (in condizioni sismiche)

Elemento	C·W; [t]	braccio [m]	M _i [t·m]
1	0.370	2.95	1.092
2	0.193	2.17	0.419
3	0.578	0.30	0.173
4	0.289	-0.20	-0.058
5	0.000	2.17	0.000
6	0.000	3.73	0.000
7	2.384	2.95	7.032
8	0.000	5.30	0.000
9	0.000	0.00	0.000
Risultante	3.813	2.27	8.658

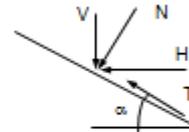


VERIFICA A SCORRIMENTO

$$F_{s.scorr.} > 1.3$$

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali	$V_v = \Sigma V_{1,3} + V_{v,2} + V_{v,4}$
Risultante carichi orizzontali	$H_v = \Sigma W_{1,3} + H_{v,2} + H_{v,4} + \Delta F + S_w$
Componente normale al piano di posa	$N_v = V_v \cos \alpha + H_v \sin \alpha$
Componente tangenziale al piano di posa	$T_v = H_v \cos \alpha - V_v \sin \alpha$



$$V_v = 54.475 \text{ t}$$

$$H_v = 19.977 \text{ t}$$

$$N_v = 56.320 \text{ t}$$

$$T_v = 13.951 \text{ t}$$

$$F_{s.scorr.} = \frac{N_v \cdot \tan \delta_{sv}}{T_v} = 2.426 > 1.3$$

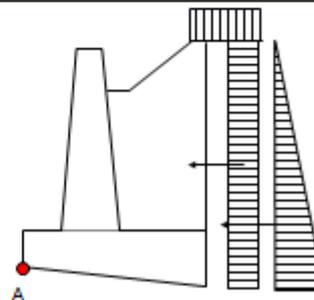
VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$F_{s.rib.} > 1.5$$

$$M_{R,v}^+ = M_{R,v}^+ + V_{v,2} \cdot b_{v,2} + V_{v,4} \cdot b_{v,4} = 179.992 \text{ t·m}$$

$$M_{R,v}^- = M_{R,v}^- + H_{v,2} \cdot b_{R,v} + H_{v,4} \cdot b_{R,v} + \Delta F \cdot b_{R,v} + S_w \cdot b_{S,w} = -38.340 \text{ t·m}$$

$$F_{s.rib.} = \frac{M_{R,v}^+}{M_{R,v}^-} = 4.695 > 1.5$$



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

$$e = B/2 - \frac{M^s_A + M^t_A}{N} = -0.20 \text{ m}$$

$$B_{eq} = B - 2 \cdot e = 5.14 \text{ m}$$

$$L = 7.45 \text{ m}$$

$$q' = \sigma'_{vo} = 2.52 \text{ t/m}^2$$

CALCOLO CARICO LIMITE
(Brinch - Hansen)

Fattori di portanza	$Nq = 20.07$	$Nc = 32.04$	$N\gamma = 25.08$
Fattori di forma fond.	$s_q = 1.213$	$s_c = 1.427$	$s_\gamma = 1.213$
Fattori di profondità	$d_q = 1.066$	$d_c = 1.070$	
	$m = 1.592$		
Fattori di incl.carico	$i_q = 0.762$	$i_c = 0.750$	$i_\gamma = 0.643$
Fattori di incl.fondaz.	$b_q = 0.875$	$b_c = 0.868$	$b_\gamma = 0.875$
Fattori di incl.terreno	$g_q = 1.000$	$g_c = 1.000$	$g_\gamma = 1.000$

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE
 $F_s > 2$

$$q_{es} = 12.101 \text{ t/m}^2$$

$$q_{LIM} = 136.030 \text{ t/m}^2$$

$$q_{amm} = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 69.275 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$$

$$F_s = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 13.935 > 2,0$$

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

$$e = B/2 - \frac{M_{As}^E + M'_{As}}{N_s} = 0.25 \text{ m}$$

$$Beq = B - 2 \cdot e = 5.03 \text{ m}$$

$$L = 7.45 \text{ m}$$

$$q' = \sigma'_{vo} = 2.52 \text{ t/m}^2$$

CALCOLO CARICO LIMITE
(Brinch - Hansen)

Fattori di portanza	$Nq = 20.07$	$Nc = 32.04$	$N\gamma = 25.08$
Fattori di forma fond.	$s_q = 1.209$	$s_c = 1.418$	$s_\gamma = 1.209$
Fattori di profondità	$d_q = 1.068$	$d_c = 1.071$	
	$m = 1.597$		
Fattori di incl.carico	$i_q = 0.762$	$i_c = 0.749$	$i_\gamma = 0.642$
Fattori di incl.fondaz.	$b_q = 0.875$	$b_c = 0.868$	$b_\gamma = 0.875$
Fattori di incl.terreno	$g_q = 1.000$	$g_c = 1.000$	$g_\gamma = 1.000$

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE
 $F_s > 2$

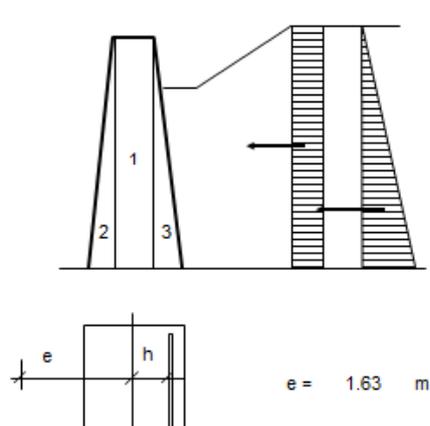
$$q_{es} = 12.367 \text{ t/m}^2$$

$$q_{LIM} = 133.474 \text{ t/m}^2$$

$$q_{simm} = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 67.997 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$$

$$F_s = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 13.668 > 2,0$$

CALCOLO PESI E MOMENTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Condizioni statiche)			
Calcolo sforzo normale			
N° elemento	Peso (t)		
1	5,29		
2	2,76		
3	0,00		
TOTALE	8,05		
Valore delle spinte riferito al paramento :			
S _a	=	5,68 t	
S _q	=	6,90 t	
S _w	=	0,00 t	
Calcolo del momento			
Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento (t+m)
H _a	4,40	1,10	4,84
H _q	5,90	1,40	8,26
S _w	0,00	0,00	0,00
TOTALE			13,10



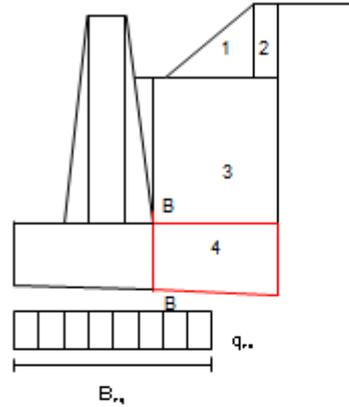
e = 1,63 m

CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Metodo delle tensioni ammissibili)	
N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1800 kg/cm ² per contenere l'apertura delle fessure .	
$A_s = \frac{M^*}{0,9 h \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s}$ $M^* = N(e+h)$	$A_s = 7.975 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 φ 16)	A _{se} = 10.000 cm ²
Posizione asse neutro (digitare CTRL+N per la ricerca)	x = 18.617 cm
Errore di approssimazione nella ricerca dell'asse neutro	Err = -5.6E-05 cm
Tensione nel calcestruzzo	σ _c = 21.645 Kg/cm ²
Tensione nell'acciaio	σ _s = 1209.995 Kg/cm ²

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Condizioni statiche)

Poiché generalmente la larghezza della a valle (bv) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento.

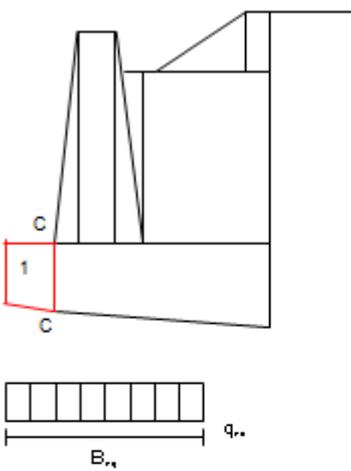
$$M = 13.10 \quad \text{t} \cdot \text{m}$$


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1800 kg/cm² per contenere l'apertura delle fessure .

$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$	$A_s = 11.609 \text{ cm}^2$
$h = 0.784 \text{ m}$	
Armatura effettiv (5 ϕ 16)	$A_{s,e} = 10.000 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro	$x = 13.906 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo compresso	$\sigma_c = 25.555 \text{ kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_s = 1776.8 \text{ kg/cm}^2$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI VALLE (sez. C-C) (Condizioni statiche)			
Elemento	Forza W_i (t)	Braccio (m)	Momento M_i (tm)
1	1.869	0.547	-1.023
q_{**}	12.101	0.547	6.625
$M_{risultante}$			5.602



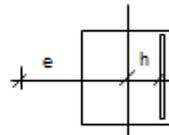
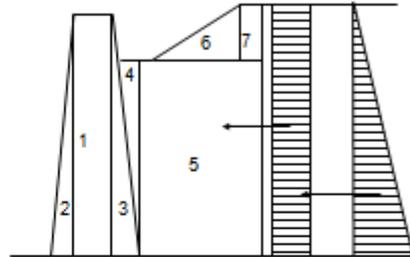
CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. C-C) (Metodo delle tensioni ammissibili)	
N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1800 kg/cm² per contenere l'apertura delle fessure .	
$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$ $h = 0.683 \text{ m}$	$A_s = 5.378 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 ϕ 16)	$A_{se} = 10.000 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro	$x = 12.896 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo compresso	$\sigma_c = 13.568 \text{ kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_s = 874.852 \text{ kg/cm}^2$

CALCOLO PESI E MOMENTI RIBALTANTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
(Condizioni sismiche, D.M.LL.PP. 16/01/1996)
Calcolo dello sforzo normale

Elemento	Peso (t)
1	5.288
2	2.761
3	0.000
TOTALE	8.049

Calcolo del momento

Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento (t*m)
Fi,1	0.170	1.50	0.255
Fi,2	0.103	0.93	0.096
Fi,3	0.000	1.27	0.000
Fi,4	0.000	2.33	0.000
Fi,5	1.934	1.41	2.727
Fi,6	0.000	4.70	0.000
Fi,7	0.000	4.70	0.000
ΔF	0.785	1.93	1.515
S _{as}	4.285	1.07	4.585
S _{qs}	2.421	1.55	3.753
S _w	0.00	0.00	0.000
TOTALE			12.930



$$e = 1.606 \text{ m}$$

CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
(Metodo delle tensioni ammissibili)

$$A_s = \frac{M^*}{0,9 h \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s}$$

$$M^* = N (e + h)$$

$$A_s = 4.8252452 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva (5 ϕ 16)

$$A_{s,e} = 10.000 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro (digitare ctrl+s per la ricerca)

$$x = 18.673 \text{ cm}$$

neutro **

$$Err = 1.345E-08 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_o = 21.363 \text{ Kg/cm}^2$$

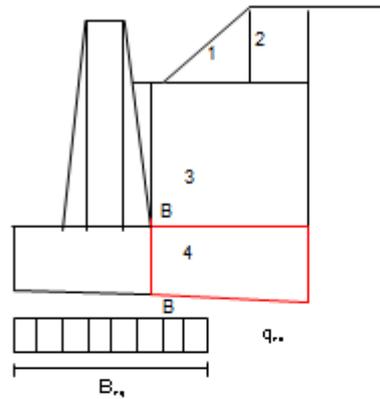
Tensione nell'acciaio

$$\sigma_s = 1189.639 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Condizioni sismiche)

Poiché generalmente la larghezza della a valle (b_v) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento.

$$M = 12.93 \text{ t}\cdot\text{m}$$


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 0.784 \text{ m}$$

$$A_s = 8.334 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva ($5 \phi 16$)

$$A_{se} = 10.000 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro

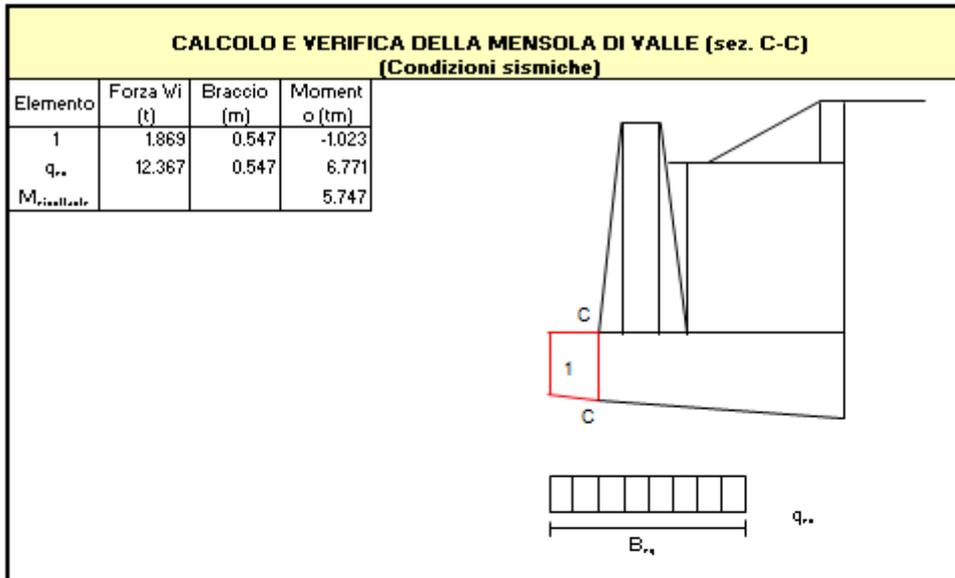
$$x = 13.906 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo compresso

$$\sigma_c = 25.223 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_s = 1753.7732 \text{ kg/cm}^2$$



CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI VALLE (sez. C-C)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$	$A_s = 5.518 \text{ cm}^2$
$h = 0.683 \text{ m}$	
Armatura effettiva (5 ϕ 16)	$A_{se} = 10.000 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro	$x = 12.896 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo compresso	$\sigma_c = 13.921 \text{ kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_s = 897.60912 \text{ kg/cm}^2$

6.1.3. Muro tipo C (H = 2.90 m)

La geometria del muro in oggetto che verrà verificata è riportata in figura 8 (altezza paramento variabile fra 1.80 e 3.42 m). Si è considerato un angolo di attrito terra muro di $0.6 \cdot \phi = 21.00^\circ$ mentre in sismica si è assunto un angolo di attrito nullo (0°), mentre in fondazione si assume un angolo di attrito terra fondazione pari a $\phi = 30.76^\circ$ essendo la fondazione gettata in opera su terreno non sensibili a l'acqua;

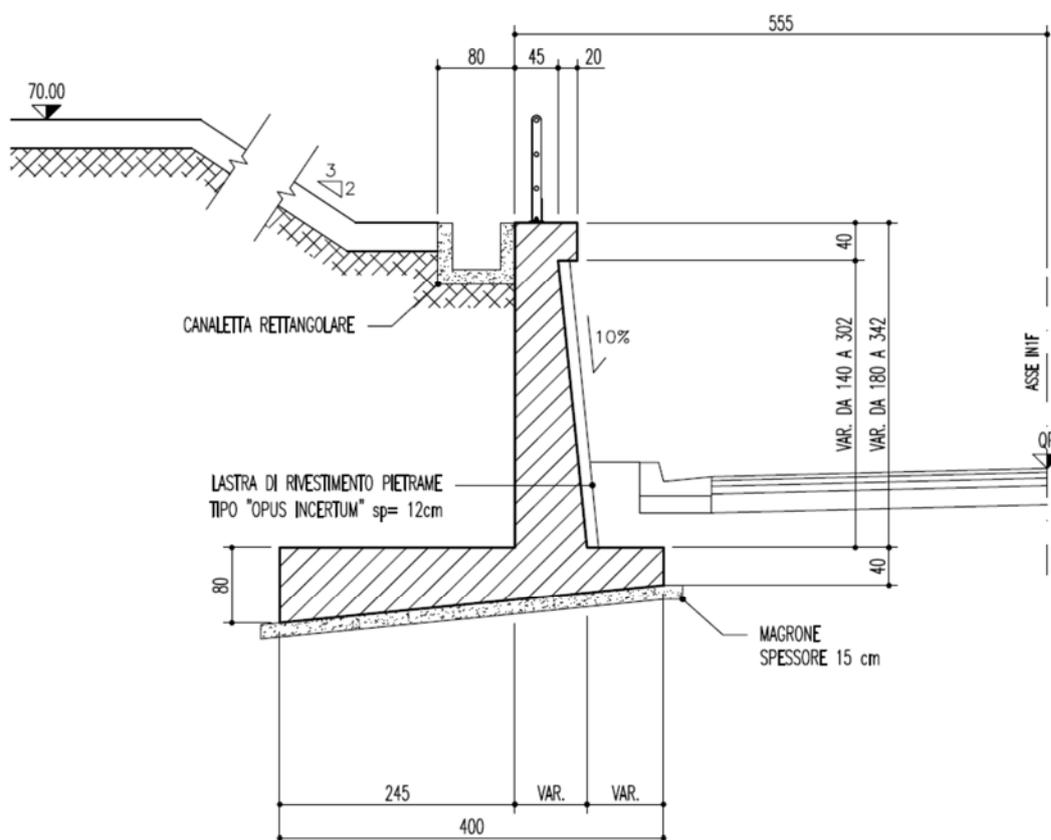


Figura 8 Sezione tipologica Muro tipo C

L'analisi viene condotta considerando una larghezza unitaria dell'opera.

Il carico di progetto è rappresentato dal peso dei permanenti (struttura in c.a., terrapieno) e dal sovraccarico accidentale.

Il terrapieno al di sopra della testa dei muri di controripa viene schematizzato come sovraccarico equivalente spalmato come segue:

$$Q_{eq} = A_{\text{terrapieno}} \cdot \gamma / L_{eq} = 30.6 \text{ kN/mq}$$

con:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00	Foglio 49 di 125

- $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ - Peso specifico del terreno
- $A_{\text{terrapieno}} = 7 \text{ mq}$ - Area equivalente terrapieno
- $L_{\text{eq}} = 4.80 \text{ m}$ - Superficie di ripartizione del carico equivalente al terrapieno
- $Q_{\text{eq}} = 31 \text{ kN/mq}$ - Sovraccarico permanente equivalente al terrapieno

Di seguito si riportano i tabulati di calcolo del muro in oggetto ottenuti con l'ausilio di un foglio di calcolo elettronico (Excel) dal quale risulta che le verifiche di stabilità sono tutte soddisfatte:

GEOMETRIA DEL TERRENO			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza del terreno a monte	H_t	2.90	m
Angolo di inclinazione del terreno	η	0.00	gradi
Lunghezza tratto inclinato	l	0.00	m
Lunghezza tratto iniz.orizzontale a quota H_t	x	11.00	m
Pos. della falda (rif. alla q.minima fondaz.)	z_w	0.00	m

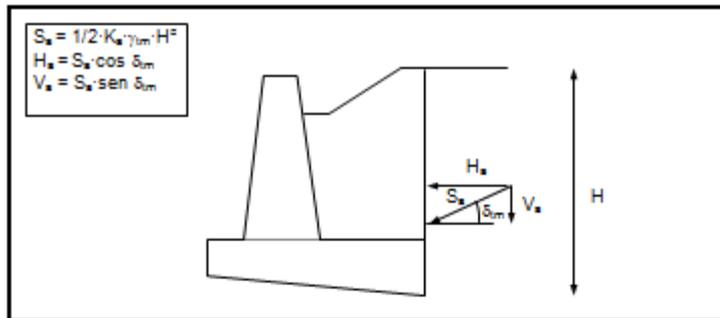
CONDIZIONI DI CARICO			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Grado di sismicit�	S	9	
Coefficiente sismico	C	0.07	
$\theta = \arctan C$	θ	4.00	gradi
Sovraccarico uniforme sul terreno	q	5.1	t/m ²
Coeff. riduz.sovracc. (per verifica sismica)	γ_s	0.5	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

TERRENO DI MONTE			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{tm}	35	gradi
Peso specifico	γ_{tm}	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-muro ($\leq 0.6 \cdot \phi'_{tm}$)	δ	21	gradi

TERRENO DI FONDAZIONE			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{gr}	31	gradi
Peso specifico	γ_{gr}	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-fondazione (ϕ'_{gr})	δ_{gr}	31	gradi
Coesione	c'	0.00	t/m ³
Coefficiente d'attrito terra-fondazione	$\tan \delta_{gr}$	0.445	

MURO			
Descrizione			
Classe del Calcestruzzo	Rck	300	Kg/cm ²
Classe dell'acciaio	FeB	44	k
Peso specifico del muro	γ_m	2.5	t/m ³

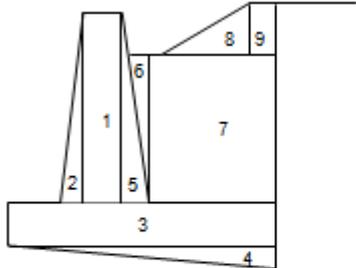

**CALCOLO DELLE SPINTE
in condizioni statiche**

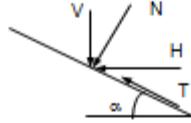
Coeff. di spinta attiva in condizione statica (Muller-Breslau)	$K_a = 0.245$			
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_{tm} = 21.00$ gradi			
Descrizione	Simbolo	[t]	braccio [m]	M'_a [t·m]
Spinta statica del terrapieno	S_a	3.518		
Componente orizzontale	H_a	3.284	0.83	-2.737
Componente verticale	V_a	1.261	4.00	5.043
Spinta statica per sovraccarico unif.	S_a	4.618		
Componente orizzontale	H_a	4.312	1.45	-6.252
Componente verticale	V_a	1.655	4.00	6.620
Spinta idraulica	S_w	0.00	-0.40	0.000

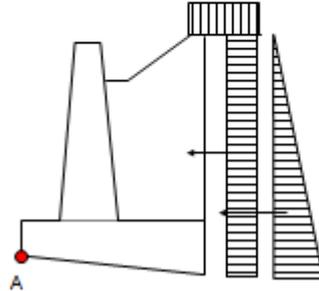
**CALCOLO DELLE SPINTE
in condizioni sismiche**

Coeff. di spinta attiva in condizione sismica (Muller-Breslau)	$K'_{a,s} = 0.299$	$K'_a = 0.271$		
	$A = 0.938$			
Angolo di attrito terra-muro	$\delta'_{tm} = 0.00$ gradi			
Descrizione	Simbolo	[t]	braccio [m]	M'_a [t·m]
Spinta del terrapieno	$S_{a,s}$	3.895		
Componente orizzontale	$H_{a,s}$	3.895	0.83	-3.246
Componente verticale	$V_{a,s}$	0.000	4.00	0.000
Spinta per sovraccarico unif.	$S_{a,s}$	2.557		
Componente orizzontale	$H_{a,s}$	2.557	1.45	-3.707
Componente verticale	$V_{a,s}$	0.000	4.00	0.000
Incremento sismico	ΔF	0.642	2.07	-1.326
Spinta idraulica	S_w	0.00	-0.40	0.000

CALCOLO PESI E MOMENTI STABILIZZANTI			
Elemento	Peso (W _i) [t]	braccio [m]	M _a [t·m]
1	3.263	1.33	4.323
2	1.051	1.00	1.055
3	4.000	2.00	8.000
4	2.000	2.67	5.333
5	0.000	1.55	0.000
6	0.000	1.55	0.000
7	14.921	2.78	41.404
8	0.000	6.85	0.000
9	0.000	0.00	0.000
Risultante	25.234	2.38	60.115

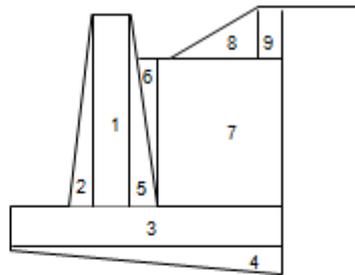


VERIFICA A SCORRIMENTO	
Fs.scorr. > 1.3	
N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.	
Risultante carichi verticali	$V = \Sigma W_{1,3} + V_1 + V_2$
Risultante carichi orizzontali	$H = H_1 + H_2 + S_w$
Componente normale al piano di posa	$N = V \cdot \cos \alpha + H \cdot \sin \alpha$
Componente tangenziale al piano di posa	$T = H \cdot \cos \alpha - V \cdot \sin \alpha$
$V = 28.150 \text{ t}$ $H = 7.596 \text{ t}$ $N = 28.766 \text{ t}$ $T = 4.757 \text{ t}$	 $Fs.scorr. = \frac{N \cdot \tan \delta_{1/2}}{T} = 3.633 > 1.3$

VERIFICA A RIBALTAMENTO	
Fs.rib. > 1.5	
$M_a^s = M_a^p + V_1 \cdot b_{V_1} + V_2 \cdot b_{V_2} =$	71.779 t·m
$M_a^p = H_1 \cdot b_{H_1} + H_2 \cdot b_{H_2} + S_w \cdot b_{S_w} =$	-8.989 t·m
$Fs.rib. = \frac{M_a^s}{M_a^p} =$	7.985 > 1.5
	

**CALCOLO FORZE DI INERZIA ORIZZONTALI E MOMENTI RIBALTANTI
(in condizioni sismiche)**

Elemento	C·w; [t]	braccio [m]	M _i [t·m]
1	0.228	1.85	0.422
2	0.074	1.37	0.101
3	0.280	0.20	0.056
4	0.140	-0.13	-0.019
5	0.000	1.37	0.000
6	0.000	2.33	0.000
7	1.044	1.85	1.932
8	0.000	3.30	0.000
9	0.000	0.00	0.000
Risultante	1.766	1.41	2.493

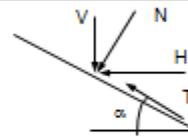


VERIFICA A SCORRIMENTO

Fs.scorr. > 1.3

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali	$V_v = \Sigma V_{1,3} + V_{7,8} + V_{9,0}$
Risultante carichi orizzontali	$H_v = \Sigma W_{1,3} + H_{7,8} + H_{9,0} + \Delta F + S_w$
Componente normale al piano di posa	$N_v = V_v \cos \alpha + H_v \sin \alpha$
Componente tangenziale al piano di posa	$T_v = H_v \cos \alpha - V_v \sin \alpha$



$V_v =$	25.234 t
$H_v =$	8.860 t
$N_v =$	25.991 t
$T_v =$	6.305 t

$$F_{s.scorr.} = \frac{N_v \tan \delta_{sk}}{T_v} = 2.477 > 1.3$$

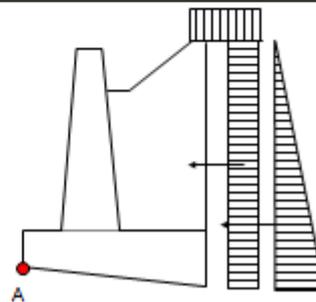
VERIFICA A RIBALTAMENTO

Fs.rib. > 1.5

$$M_{Aa}^+ = M_{Aa}^+ + V_{7,8} \cdot b_{V_{7,8}} + V_{9,0} \cdot b_{V_{9,0}} = 60.115 \text{ t·m}$$

$$M_{Aa}^- = M_{Aa}^- + H_{7,8} \cdot b_{H_{7,8}} + H_{9,0} \cdot b_{H_{9,0}} + \Delta F \cdot b_{\Delta F} + S_w \cdot b_{S_w} = -10.772 \text{ t·m}$$

$$F_{s.rib.} = \frac{M_{Aa}^+}{M_{Aa}^-} = 5.581 > 1.5$$



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE			
$e = B/2 - \frac{M^s_A + M^t_A}{N} = -0.17 \text{ m}$			
$Beq = B - 2 \cdot e = 3.67 \text{ m}$			
$L = 6.35 \text{ m}$		$q' = \sigma'_{vo} = 2.10 \text{ t/m}^2$	
CALCOLO CARICO LIMITE (Brinch - Hansen)			
Fattori di portanza	$Nq = 20.63$	$Nc = 32.67$	$N\gamma = 25.99$
Fattori di forma fond.	$s_q = 1.181$	$s_c = 1.362$	$s_\gamma = 1.181$
Fattori di profondità	$d_q = 1.077$	$d_c = 1.081$	
	$m = 1.633$		
Fattori di incl.carico	$i_q = 0.744$	$i_c = 0.731$	$i_\gamma = 0.621$
Fattori di incl.fondaz.	$b_q = 0.884$	$b_c = 0.878$	$b_\gamma = 0.884$
Fattori di incl.terreno	$g_q = 1.000$	$g_c = 1.000$	$g_\gamma = 1.000$
VERIFICA CAPACITA' PORTANTE $F_s > 2$			
$q_{es} = 7.829 \text{ t/m}^2$			
$q_{LIM} = 101.257 \text{ t/m}^2$			
$q_{amm} = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 51.679 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$			
$F_s = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 17.308 > 2,0$			

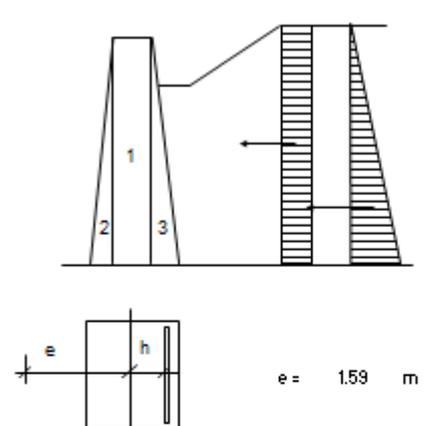
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE			
$e = B/2 - \frac{M^s_{As} + M^t_{As}}{N_s} = 0.11 \text{ m}$			
$Beq = B - 2 \cdot e = 3.80 \text{ m}$			
$L = 6.35 \text{ m}$		$q' = \sigma'_{vo} = 2.10 \text{ t/m}^2$	
CALCOLO CARICO LIMITE (Brinch - Hansen)			
Fattori di portanza	$N_q = 20.63$	$N_c = 32.67$	$N_\gamma = 25.99$
Fattori di forma fond.	$s_q = 1.187$	$s_c = 1.374$	$s_\gamma = 1.187$
Fattori di profondità	$d_q = 1.074$	$d_c = 1.078$	
	$m = 1.626$		
Fattori di incl.carico	$i_q = 0.745$	$i_c = 0.732$	$i_\gamma = 0.622$
Fattori di incl.fondaz.	$b_q = 0.884$	$b_c = 0.878$	$b_\gamma = 0.884$
Fattori di incl.terreno	$g_q = 1.000$	$g_c = 1.000$	$g_\gamma = 1.000$
VERIFICA CAPACITA' PORTANTE $F_s > 2$			
$q_{es} = 7.576 \text{ t/m}^2$			
$q_{LIM} = 104.015 \text{ t/m}^2$			
$q_{amm} = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 53.058 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$			
$F_s = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 17.790 > 2,0$			

CALCOLO PESI E MOMENTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
(Condizioni statiche)

Calcolo sforzo normale	
N° elemento	Peso (t)
1	3.26
2	1.05
3	0.00
TOTALE	4.31

Valore delle spinte riferito al paramento :	
S _v	= 2.16 t
S _h	= 3.62 t
S _w	= 0.00 t

Calcolo del momento			
Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento (t·m)
H _v	2.02	0.97	1.95
H _h	3.38	1.45	4.90
S _w	0.00	0.00	0.00
TOTALE			6.85



e = 1.59 m

CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
(Metodo delle tensioni ammissibili)

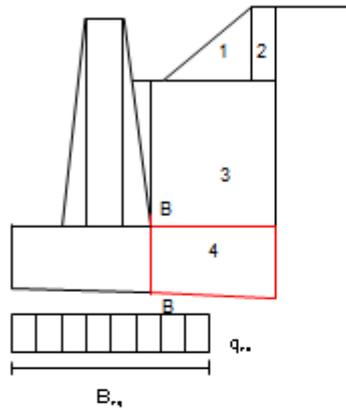
N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1800 kg/cm² per contenere l'apertura delle fessure .

$A_s = \frac{M^*}{0,9 h \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s}$ $M^* = N(e+h)$	$A_s = 5.5123 \text{ cm}^2$
Armatura effettiv (5 ϕ 16)	$A_{s2} = 10.000 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro (digitare CTRL+N per la ricerca)	$x = 15.685 \text{ cm}$
neutro **	$Err = 3E-07 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c = 16.288 \text{ Kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio	$\sigma_s = 846.043 \text{ Kg/cm}^2$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Condizioni statiche)

Poiché generalmente la larghezza della a valle (bv) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento.

$$M = 6,85 \text{ t'm}$$


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1800 kg/cm² per contenere l'apertura delle fessure .

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 0,515 \text{ m}$$

$$A_s = 9,237 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva (5 ϕ 16)

$$A_{s,e} = 10,000 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro

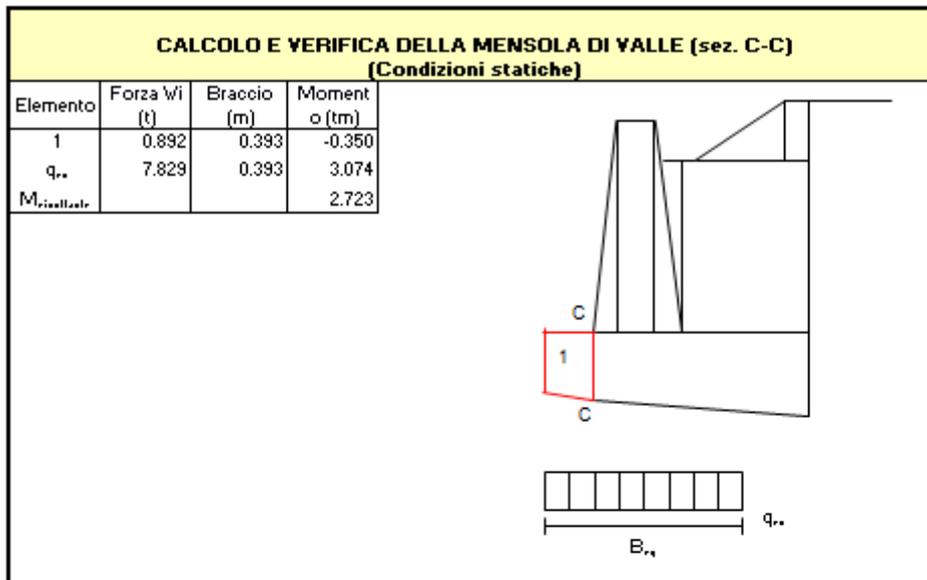
$$x = 11,020 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo compresso

$$\sigma_c = 25,996 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_s = 1432,4 \text{ kg/cm}^2$$

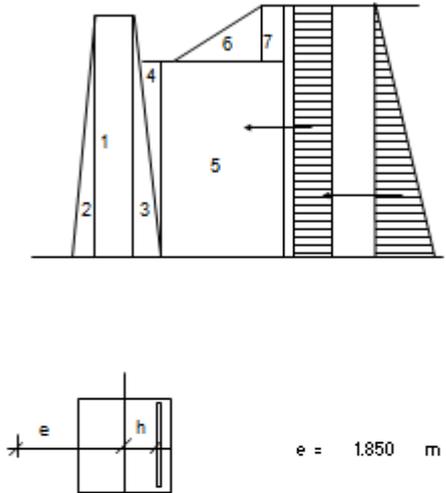


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. C-C)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1800 kg/cm² per contenere l'apertura delle fessure .

$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$ $h = 0.441 \text{ m}$	$A_s = 3.932 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 φ 16)	$A_{se} = 10.000 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro	$x = 10.100 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo compresso	$\sigma_o = 13.240 \text{ kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_s = 668.572 \text{ kg/cm}^2$

CALCOLO PESI E MOMENTI RIBALTANTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Condizioni sismiche, D.M.LL.PP. 16/01/1996)			
Calcolo dello sforzo normale			
Elemento	Peso (t)		
1	3.263		
2	1.051		
3	0.000		
TOTALE	4.314		
Calcolo del momento			
Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento (t*m)
Fi,1	0.228	1.45	0.331
Fi,2	0.074	0.97	0.071
Fi,3	0.000	0.97	0.000
Fi,4	0.000	1.93	0.000
Fi,5	1.044	1.45	1.514
Fi,6	0.000	2.90	0.000
Fi,7	0.000	2.90	0.000
ΔF	0.437	1.93	0.845
S_{as}	2.393	0.97	2.313
S_{qs}	2.004	1.45	2.906
S_w	0.00	0.00	0.000
TOTALE			7.981



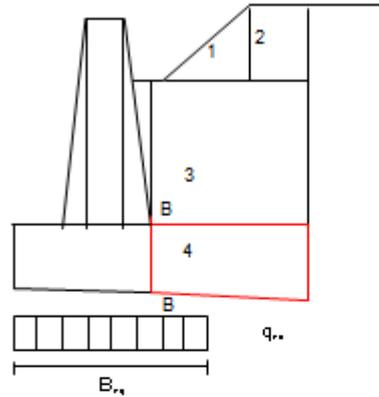
$e = 1.850 \text{ m}$

CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Metodo delle tensioni ammissibili)	
$A_s = \frac{M^*}{0,9 h \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s}$ $M^* = N (e + h)$	$A_s = 4.0823969 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 ϕ 16)	$A_{se} = 10.000 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro (digitare ctrl+s per la ricerca neutro)	$x = 15.288 \text{ cm}$
	$Err = 4.513E-07 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_o = 18.956 \text{ Kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio	$\sigma_s = 1017.629 \text{ Kg/cm}^2$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Condizioni sismiche)

Poiché generalmente la larghezza della a valle (b_v) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento.

$$M = 7.98 \text{ t}\cdot\text{m}$$


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 0.515 \text{ m}$$

$$A_s = 7.827 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva (5 ϕ 16)

$$A_{se} = 10.000 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro

$$x = 11.020 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo compresso

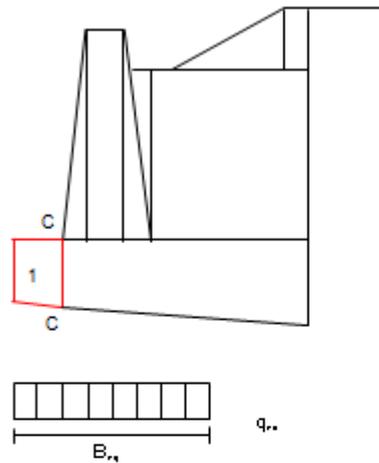
$$\sigma_o = 30.286 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_s = 1668.7532 \text{ kg/cm}^2$$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI VALLE (sez. C-C)
(Condizioni sismiche)

Elemento	Forza W_i (t)	Braccio (m)	Moment o (tm)
1	0.892	0.393	-0.350
$q_{s,1}$	7.576	0.393	2.974
$M_{resistente}$			2.624


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI VALLE (sez. C-C)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 0.441 \text{ m}$$

$$A_s = 3.789 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva (5 ϕ 16)

$$A_{se} = 10.000 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro

$$x = 10.100 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo compresso

$$\sigma_c = 12.757 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_s = 644.20646 \text{ kg/cm}^2$$

6.1.4. Muro tipo D ($H = 7.55 \text{ m}$)

La geometria del muro in oggetto che verrà verificata è riportata in figura 9. Si è considerato un angolo di attrito terra muro di $0.6 \cdot \phi = 21.00^\circ$ mentre in sismica si è assunto un angolo di attrito nullo (0°), mentre in fondazione si assume un angolo di attrito terra fondazione pari a $\phi = 30.76^\circ$ essendo la fondazione gettata in opera su terreno non sensibili a l'acqua;

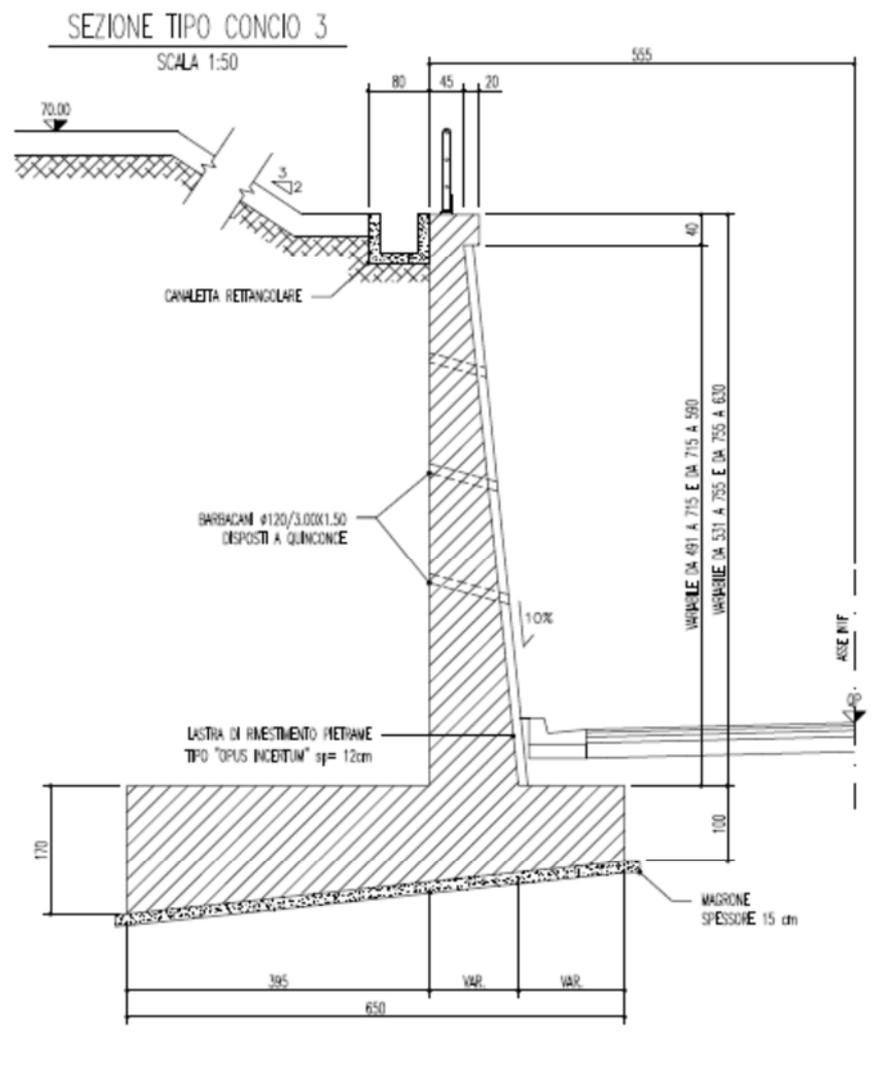


Figura 9 Sezione tipologica Muro tipo D

L'analisi viene condotta considerando una larghezza unitaria dell'opera.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00 Foglio 65 di 125

Il carico di progetto è rappresentato dal peso dei permanenti (struttura in c.a., terrapieno) e dal sovraccarico accidentale.

Il terrapieno al di sopra della testa dei muri di controripa viene schematizzato come sovraccarico equivalente spalmato come segue:

$$Q_{eq} = A_{\text{terrapieno}} \cdot \gamma / L_{eq} = 38.6 \text{ kN/mq}$$

con:

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 \quad \text{- Peso specifico del terreno}$$

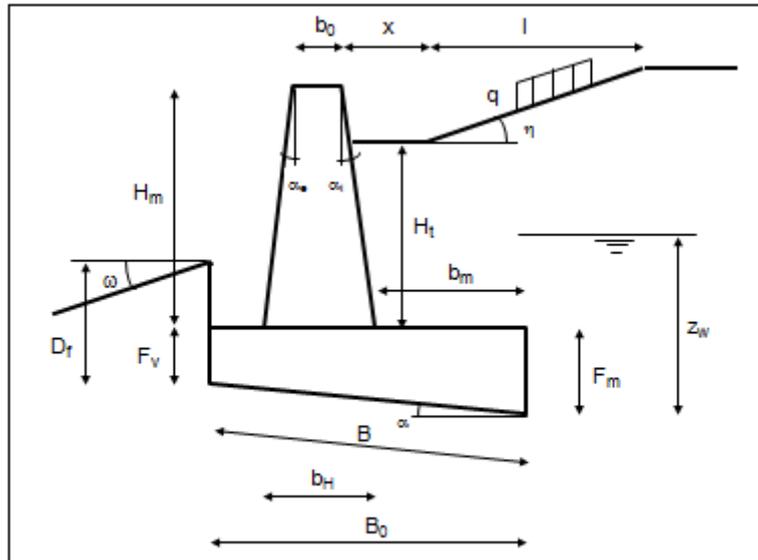
$$A_{\text{terrapieno}} = 16 \text{ mq} \quad \text{- Area equivalente terrapieno}$$

$$L_{eq} = 8.70 \text{ m} \quad \text{- Superficie di ripartizione del carico equivalente al terrapieno}$$

$$Q_{eq} = 40 \text{ kN/mq} \quad \text{- Sovraccarico permanente equivalente al terrapieno}$$

Di seguito si riportano i tabulati di calcolo del muro in oggetto ottenuti con l'ausilio di un foglio di calcolo elettronico (Excel) dal quale risulta che le verifiche di stabilità sono tutte soddisfatte:

SEZIONE TIPO



Nome progetto : Muro h = 7.55 m , condizioni statiche e sismiche

GEOMETRIA MURO

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza	H_m	7.55	m
Spessore in sommità	b_0	0.45	m
Pendenza scarpa esterna (tg α_e)	p_e	0.10	%
Pendenza scarpa interna (tg α_i)	p_i	0.00	%
Inclinaz. paramento interno risp. verticale	β	0.00	gradi
Spessore del muro alla base	b_H	1.21	m
Larghezza fondazione a monte	b_m	3.95	m
Larghezza fondazione a valle	b_v	1.34	m
Ingombro fondazione (proiez. orizzontale)	B_0	6.50	m
Altezza fondazione lato monte	F_m	1.70	m
Altezza fondazione lato valle	F_v	1.00	m
Inclinazione della base di fondazione	α	6.15	gradi
Larghezza effettiva della fondazione	B	6.53	m
Profondità del piano di posa	D_f	1.20	m
Inclinazione piano di campagna	ω	0.00	gradi
Ricoprimento armature	cf	0.04	m

GEOMETRIA DEL TERRENO

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza del terreno a monte	H_t	7.55	m
Angolo di inclinazione del terreno	η	0.00	gradi
Lunghezza tratto inclinato	l	0.00	m
Lunghezza tratto iniz. orizzontale a quota H_t	x	11.00	m
Pos. della falda (rif. alla q. minima fondaz.)	z_w	0.00	m

CONDIZIONI DI CARICO

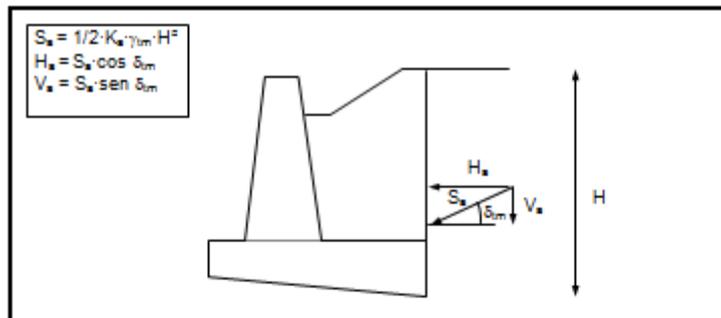
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Grado di sismicità	S	9	
Coefficiente sismico	C	0.07	
$\theta = \arctan C$	θ	4.00	gradi
Sovraccarico uniforme sul terreno	q	6.0	t/m ²
Coeff. riduz. sovracc. (per verifica sismica)	γ_s	0.5	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**TERRENO DI MONTE**

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{tm}	35	gradi
Peso specifico	γ_{tm}	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-muro ($\leq 0.6 \cdot \phi'_{tm}$)	δ	21	gradi

TERRENO DI FONDAZIONE			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_s	31	gradi
Peso specifico	γ_s	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-fondazione (ϕ'_s)	δ_s	31	gradi
Coesione	c'	0.00	t/m ³
Coefficiente d'attrito terra-fondazione	$\tan \delta_s$	0.445	

MURO			
Descrizione			
Classe del Calcestruzzo	Rck	300	Kg/cm ²
Classe dell'acciaio	FeB	44	k
Peso specifico del muro	γ_m	2.5	t/m ³

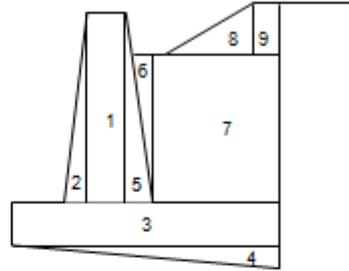


CALCOLO DELLE SPINTE in condizioni statiche				
Coeff. di spinta attiva in condizione statica (Muller-Breslau)	K _a = 0.245			
Angolo di attrito terra-muro	δ _{im} = 21.00 gradi			
Descrizione	Simbolo	[t]	braccio [m]	M _a [t·m]
Spinta statica del terrapieno	S _a	21.988		
Componente orizzontale	H _a	20.528	2.38	-48.924
Componente verticale	V _a	7.880	6.50	51.180
Spinta statica per sovraccarico unif.	S _a	13.583		
Componente orizzontale	H _a	12.681	3.93	-49.774
Componente verticale	V _a	4.868	6.50	31.617
Spinta idraulica	S _w	0.00	-0.70	0.000

CALCOLO DELLE SPINTE in condizioni sismiche				
Coeff. di spinta attiva in condizione sismica (Muller-Breslau)	K' _{a,s} = 0.299		K' _a = 0.271	
	A = 0.998			
Angolo di attrito terra-muro	δ' _{im} = 0.00 gradi			
Descrizione	Simbolo	[t]	braccio [m]	M _a [t·m]
Spinta del terrapieno	S _{..}	24.346		
Componente orizzontale	H _{..}	24.346	2.38	-58.024
Componente verticale	V _{..}	0.000	6.50	0.000
Spinta per sovraccarico unif.	S _{..}	7.520		
Componente orizzontale	H _{..}	7.520	3.93	-29.516
Componente verticale	V _{..}	0.000	6.50	0.000
Incremento sismico	ΔF	3.169	5.47	-17.324
Spinta idraulica	S _w	0.00	-0.70	0.000

CALCOLO PESI E MOMENTI STABILIZZANTI

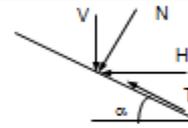
Elemento	Peso (W _i) [t]	braccio [m]	M _A [t·m]
1	8.494	2.32	19.706
2	7.125	1.84	13.134
3	16.238	3.25	52.731
4	5.683	4.33	24.608
5	0.000	2.55	0.000
6	0.000	2.55	0.000
7	62.627	4.52	283.075
8	0.000	8.85	0.000
9	0.000	0.00	0.000
Risultante	100.167	3.93	393.254

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

$$F_{s.scorr.} > 1.3$$

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali	$V = \sum W_{1,9} + V_s + V_t$
Risultante carichi orizzontali	$H = H_s + H_t + S_w$
Componente normale al piano di posa	$N = V \cdot \cos \alpha + H \cdot \sin \alpha$
Componente tangenziale al piano di posa	$T = H \cdot \cos \alpha - V \cdot \sin \alpha$



V =	112.915 t
H =	33.209 t
N =	115.823 t
T =	20.918 t

$$F_{s.scorr.} = \frac{N \cdot \tan \delta_{if}}{T} = 3.327 > 1.3$$

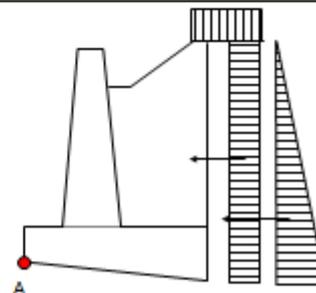
VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$F_{s.rib.} > 1.5$$

$$M_A^S = M_A^R + V_s \cdot b_{V_s} + V_t \cdot b_{V_t} = 476.050 \text{ t·m}$$

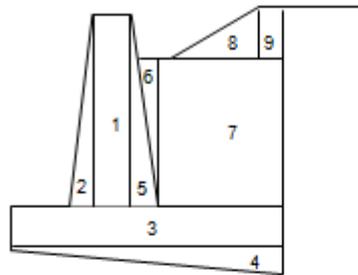
$$M_A^R = H_s \cdot b_{H_s} + H_t \cdot b_{H_t} + S_w \cdot b_{S_w} = -98.698 \text{ t·m}$$

$$F_{s.rib.} = \frac{M_A^S}{M_A^R} = 4.823 > 1.5$$



CALCOLO FORZE DI INERZIA ORIZZONTALI E MOMENTI RIBALTANTI (in condizioni sismiche)

Elemento	C·W _i [t]	braccio [m]	M _i [tm]
1	0.595	4.78	2.839
2	0.499	3.52	1.754
3	1.137	0.50	0.568
4	0.398	-0.23	-0.093
5	0.000	3.52	0.000
6	0.000	6.03	0.000
7	4.384	4.78	20.933
8	0.000	8.55	0.000
9	0.000	0.00	0.000
Risultante	7.012	3.71	26.002

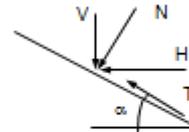


VERIFICA A SCORRIMENTO

$$F_{s.scorr.} > 1.3$$

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali	$V_v = \Sigma W_{1,3} + V_{v,2} + V_{v,4}$
Risultante carichi orizzontali	$H_v = \Sigma W_{4,3} + H_{v,2} + H_{v,4} + \Delta F + S_w$
Componente normale al piano di posa	$N_v = V_v \cos \alpha + H_v \sin \alpha$
Componente tangenziale al piano di posa	$T_v = H_v \cos \alpha - V_v \sin \alpha$



$$V_v = 100.167 \text{ t}$$

$$H_v = 42.047 \text{ t}$$

$$N_v = 104.096 \text{ t}$$

$$T_v = 31.071 \text{ t}$$

$$F_{s.scorr.} = \frac{N_v \tan \delta_{1v}}{T_v} = 2.013 > 1.3$$

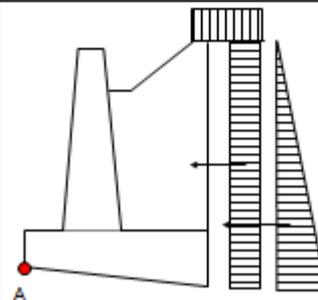
VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$F_{s.rib.} > 1.5$$

$$M_{R_{a,1}}^R = M_{R_{a,1}}^L + V_{v,2} \cdot b_{v,2} + V_{v,4} \cdot b_{v,4} = 393.254 \text{ tm}$$

$$M_{R_{a,1}}^R = M_{R_{a,1}}^L + H_{v,2} \cdot b_{H,2} + H_{v,4} \cdot b_{H,4} + \Delta F \cdot b_{\Delta F} + S_w \cdot b_{S_w} = -130.866 \text{ tm}$$

$$F_{s.rib.} = \frac{M_{R_{a,1}}^L}{M_{R_{a,1}}^R} = 3.005 > 1.5$$



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE			
$e = B/2 - \frac{M^S_A + M'_A}{N} = 0.01 \text{ m}$			
$Beq = B - 2 \cdot e = 6.52 \text{ m}$			
$L = 36.00 \text{ m}$		$q' = \sigma'_{vo} = 2.52 \text{ t/m}^2$	
CALCOLO CARICO LIMITE (Brinch - Hansen)			
Fattori di portanza	$Nq = 20.63$	$Nc = 32.67$	$N\gamma = 25.99$
Fattori di forma fond.	$sq = 1.057$	$sc = 1.113$	$s\gamma = 1.057$
Fattori di profondità	$dq = 1.052$	$dc = 1.055$	
	$m = 1.847$		
Fattori di incl.carico	$iq = 0.692$	$ic = 0.677$	$i\gamma = 0.567$
Fattori di incl.fondaz.	$bq = 0.875$	$bc = 0.869$	$b\gamma = 0.875$
Fattori di incl.terreno	$gq = 1.000$	$gc = 1.000$	$g\gamma = 1.000$
VERIFICA CAPACITA' PORTANTE $F_s > 2$			
$q_{es} = 17.775 \text{ t/m}^2$			
$q_{LM} = 128.280 \text{ t/m}^2$			
$q_{amm} = \frac{q_{LM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 65.400 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$			
$F_s = \frac{q_{LM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 8.244 > 2,0$			

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

$$e = B/2 - \frac{M_{AS}^E + M'_{AS}}{N_s} = 0.75 \text{ m}$$

$$B_{eq} = B - 2 \cdot e = 5.04 \text{ m}$$

$$L = 36.00 \text{ m}$$

$$q' = \sigma'_{vo} = 2.52 \text{ t/m}^2$$

CALCOLO CARICO LIMITE
(Brinch - Hansen)

Fattori di portanza	$N_q = 20.63$	$N_c = 32.67$	$N_\gamma = 25.99$
Fattori di forma fond.	$s_q = 1.044$	$s_c = 1.087$	$s_\gamma = 1.044$
Fattori di profondità	$d_q = 1.067$	$d_c = 1.071$	
	$m = 1.877$		
Fattori di incl.carico	$i_q = 0.688$	$i_c = 0.672$	$i_\gamma = 0.564$
Fattori di incl.fondaz.	$b_q = 0.875$	$b_c = 0.869$	$b_\gamma = 0.875$
Fattori di incl.terreno	$g_q = 1.000$	$g_c = 1.000$	$g_\gamma = 1.000$

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE
 $F_s > 2$

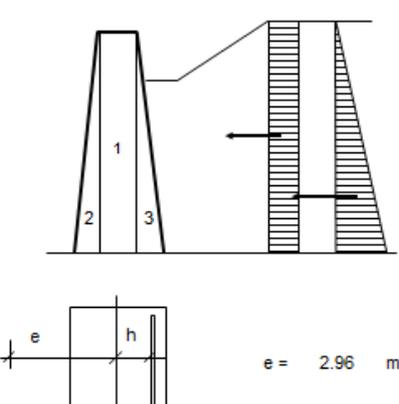
$$q_{es} = 22.975 \text{ t/m}^2$$

$$q_{LIM} = 105.730 \text{ t/m}^2$$

$$q_{amm} = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 54.125 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$$

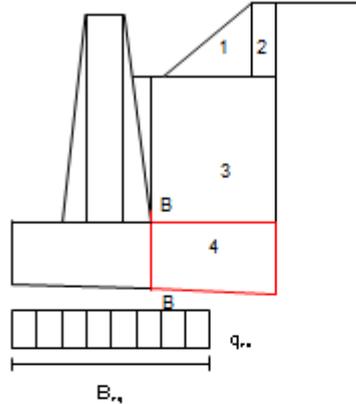
$$F_s = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 6.766 > 2,0$$

CALCOLO PESI E MOMENTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Condizioni statiche)			
Calcolo sforzo normale			
N° elemento	Peso (t)		
1	8.49		
2	7.13		
3	0.00		
TOTALE	15.62		
Valore delle spinte riferito al paramento :			
S_s	=	14.65 t	
S_a	=	11.09 t	
S_w	=	0.00 t	
Calcolo del momento			
Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento (t+m)
H_s	10.12	1.67	16.90
H_a	9.21	3.18	29.29
S_w	0.00	0.00	0.00
TOTALE			46.19



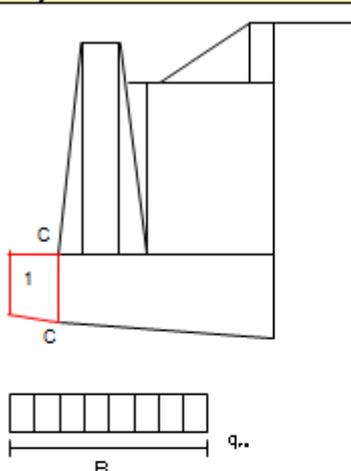
$e = 2.96 \text{ m}$

CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Metodo delle tensioni ammissibili)	
N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1800 kg/cm ² per contenere l'apertura delle fessure .	
$A_s = \frac{M^*}{0,9 h \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s}$ $M^* = N(e+h)$	$A_s = 23.007 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 ϕ 24)	$A_{se} = 22.600 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro (digitare CTRL+N per la ricerca)	$x = 29.156 \text{ cm}$
Errore di approssimazione nella ricerca dell'asse neutro	$Err = 6.4E-09 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c = 35.315 \text{ Kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio	$\sigma_s = 1586.890 \text{ Kg/cm}^2$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Condizioni statiche)	
<p>Poiché generalmente la larghezza della a valle (b_v) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento.</p> <p style="text-align: center;">$M = 46.19 \text{ t}\cdot\text{m}$</p>	

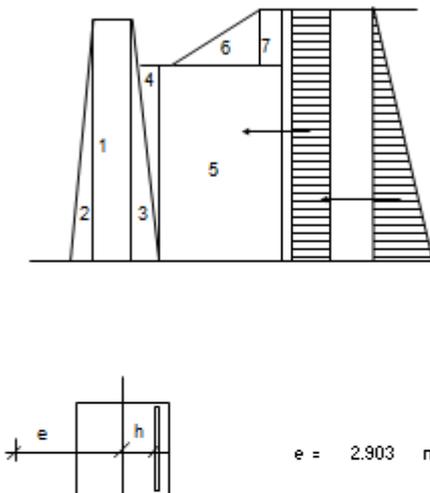
CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Metodo delle tensioni ammissibili)	
N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1800 kg/cm ² per contenere l'apertura delle fessure .	
$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$ <p style="text-align: center;">$h = 1.234 \text{ m}$</p>	$A_s = 25.987 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 ϕ 24)	$A_{s,e} = 22.600 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro	$x = 25.736 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo compresso	$\sigma_o = 31.252 \text{ kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_s = 1779.5 \text{ kg/cm}^2$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI VALLE (sez. C-C) (Condizioni statiche)			
Elemento	Forza W_i (t)	Braccio (m)	Moment o (tm)
1	3.592	0.655	-2.353
$q_{..}$	17.775	0.655	11.642
$M_{cristallo}$			9.289



CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. C-C) (Metodo delle tensioni ammissibili)	
N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1800 kg/cm² per contenere l'apertura delle fessure .	
$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$ $h = 1.104 \text{ m}$	$A_s = 5.637 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 ϕ 24)	$A_{se} = 22.600 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro	$x = 24.183 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo compresso	$\sigma_c = 7.504 \text{ kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_s = 401.478 \text{ kg/cm}^2$

CALCOLO PESI E MOMENTI RIBALTANTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Condizioni sismiche, D.M.L.L.PP. 16/01/1996)			
Calcolo dello sforzo normale			
Elemento	Peso (t)		
1	8.494		
2	7.125		
3	0.000		
TOTALE	15.619		
Calcolo del momento			
Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento (t*m)
Fi,1	0.495	2.53	1.252
Fi,2	0.399	1.32	0.527
Fi,3	0.000	2.43	0.000
Fi,4	0.000	5.03	0.000
Fi,5	3.384	2.43	8.223
Fi,6	0.000	7.55	0.000
Fi,7	0.000	7.55	0.000
ΔF	1.223	4.30	5.259
S_{as}	14.221	1.23	17.492
S_{qs}	5.138	2.45	12.588
S_v	0.00	0.00	0.000
TOTALE			45.341



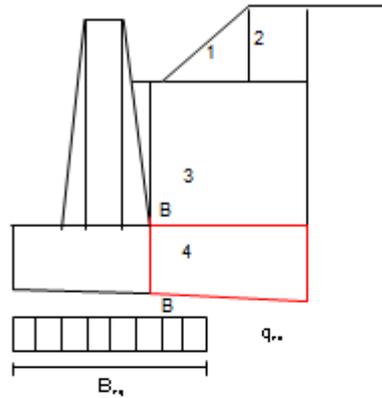
$e = 2.903 \text{ m}$

CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Metodo delle tensioni ammissibili)	
$A_s = \frac{M^*}{0,9 h \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s}$ $M^* = N (e + h)$	$A_s = 13.847664 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 ϕ 24)	$A_{se} = 22.600 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro (digitare ctrl+s per la ricerca)	$x = 29.240 \text{ cm}$
neutro ..	$Err = -0.000105 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c = 34.680 \text{ Kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio	$\sigma_s = 1552.372 \text{ Kg/cm}^2$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Condizioni sismiche)

Poiché generalmente la larghezza della a valle (b_v) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento.

$$M = 45.34 \text{ t}\cdot\text{m}$$


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 1.234 \text{ m}$$

$$A_s = 18.553 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva ($5 \phi 24$)

$$A_{se} = 22.600 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro

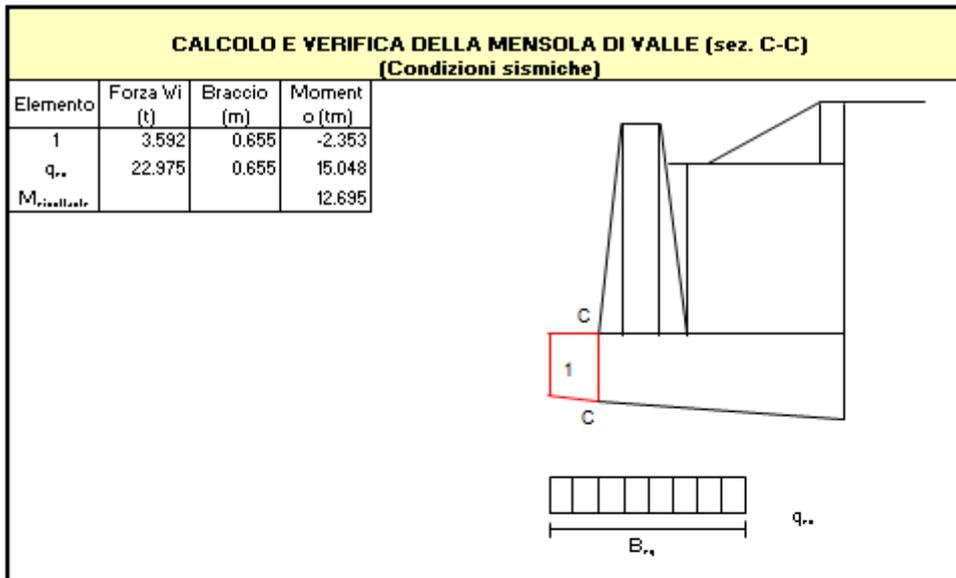
$$x = 25.736 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo compresso

$$\sigma_o = 30.679 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_s = 1746.8328 \text{ kg/cm}^2$$



CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI VALLE (sez. C-C)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$ $h = 1.104 \text{ m}$	$A_s = 7.704 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 ϕ 24)	$A_{se} = 22.600 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro	$x = 24.183 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo compresso	$\sigma_o = 10.255 \text{ kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_s = 548.66707 \text{ kg/cm}^2$

MURI DI SOSTEGNO STRADA

In fase di dimensionamento e verifica dei muri sottoscarpa, si è considerato *cautelativamente*, un angolo di attrito $\phi = 31^\circ$, ridotto rispetto a quello considerato per i muri controripa.

6.1.5. Muro tipo E (H = 7.60 m)

La geometria del muro in oggetto che verrà verificata è riportata in Figura 510. Si è considerato un angolo di attrito terra muro di $0.6 \cdot \phi = 18.60^\circ$ mentre in sismica si è assunto un angolo di attrito nullo (0°), mentre in fondazione si assume un angolo di attrito terra fondazione pari a $\phi = 27.05^\circ$ essendo la fondazione gettata in opera su terreno non sensibili a l'acqua;

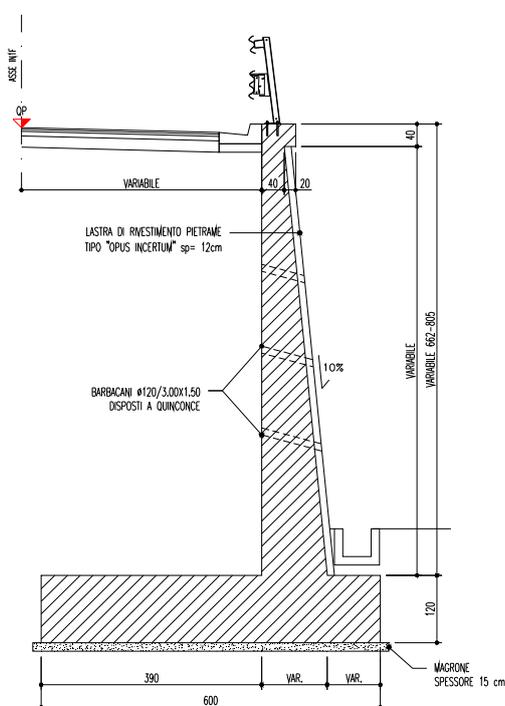


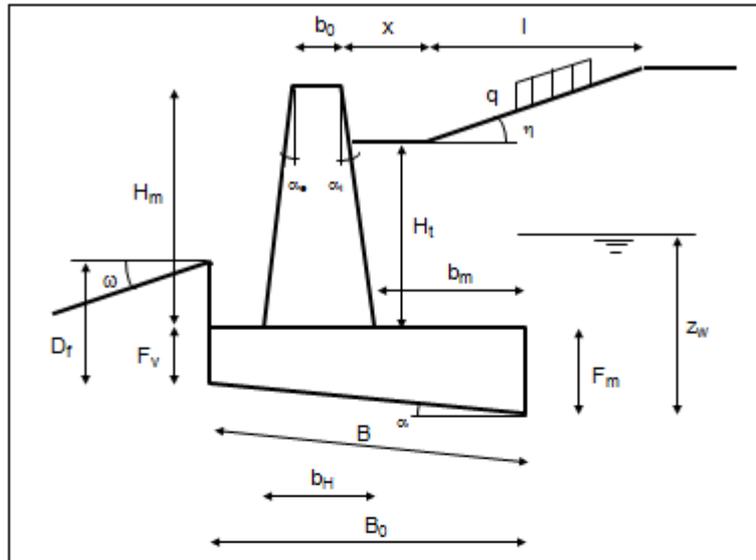
Figura 10 Sezione tipologica Muro tipo E

L'analisi viene condotta considerando una larghezza unitaria dell'opera.

Il carico di progetto è rappresentato dal peso dei permanenti (struttura in c.a., terrapieno) e dal sovraccarico accidentale.

Di seguito si riportano i tabulati di calcolo del muro in oggetto ottenuti con l'ausilio di un foglio di calcolo elettronico (Excel) dal quale risulta che le verifiche di stabilità sono tutte soddisfatte:

SEZIONE TIPO


Nome progetto : Muro tipo E H = 7.60 m , condizioni stat. e sismiche

GEOMETRIA MURO

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza	H_m	7.60	m
Spessore in sommità	b_0	0.36	m
Pendenza scarpa esterna ($\text{tg } \alpha_e$)	p_e	0.00	%
Pendenza scarpa interna ($\text{tg } \alpha_i$)	p_i	0.10	%
Inclinaz. paramento interno risp. verticale	β	5.71	gradi
Spessore del muro alla base	b_H	1.12	m
Larghezza fondazione a monte	b_m	3.90	m
Larghezza fondazione a valle	b_v	0.98	m
Ingombro fondazione (proiez. orizzontale)	B_0	6.00	m
Altezza fondazione lato monte	F_m	1.20	m
Altezza fondazione lato valle	F_v	1.20	m
Inclinazione della base di fondazione	α	0.00	gradi
Larghezza effettiva della fondazione	B	6.00	m
Profondità del piano di posa	D_f	1.20	m
Inclinazione piano di campagna	ω	0.00	gradi
Ricoprimento armature	cf	0.04	m

GEOMETRIA DEL TERRENO			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza del terreno a monte	H_t	7.60	m
Angolo di inclinazione del terreno	η	0.00	gradi
Lunghezza tratto inclinato	l	0.00	m
Lunghezza tratto iniz. orizzontale a quota H_t	x		m
Pos. della falda (rif. alla q. minima fondaz.)	z_w	0.00	m

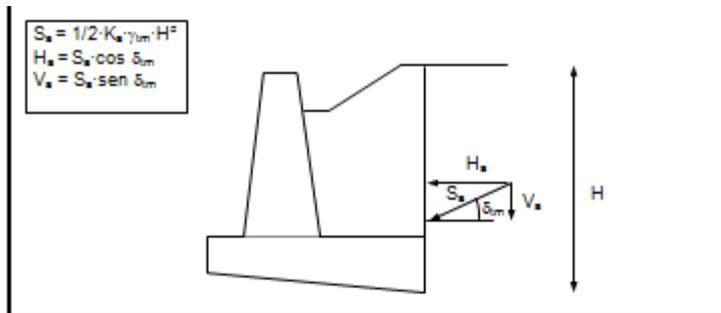
CONDIZIONI DI CARICO			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Grado di sismicit�	S	0	
Coefficiente sismico	C	0	
$\theta = \arctan C$	θ	0.00	gradi
Sovraccarico uniforme sul terreno	q	2.0	t/m ²
Coeff. riduz. sovracc. (per verifica sismica)	γ_s	0.5	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

TERRENO DI MONTE			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{tm}	31	gradi
Peso specifico	γ_{tm}	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-muro ($\leq 0.6 \cdot \phi'_{tm}$)	δ	18.6	gradi

TERRENO DI FONDAZIONE			
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{tr}	28	gradi
Peso specifico	γ_{tr}	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-fondazione (ϕ'_{tr})	δ_{tr}	27	gradi
Coesione	c'	0.00	t/m ³
Coefficiente d'attrito terra-fondazione	$\tan \delta_{\text{tr}}$	0.510	

MURO			
Descrizione			
Classe del Calcestruzzo	Rck	350	Kg/cm ²
Classe dell'acciaio	FeB	44	k
Peso specifico del muro	γ_m	2.5	t/m ³

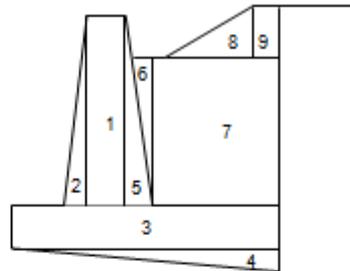


CALCOLO DELLE SPINTE in condizioni statiche				
Coeff. di spinta attiva in condizione statica (Muller-Breslau)	$K_a = 0.330$			
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_{tm} = 18.60$ gradi			
Descrizione	Simbolo	[t]	braccio [m]	M'_a [t·m]
Spinta statica del terrapieno	S_a	26.810		
Componente orizzontale	H_a	25.410	2.93	-74.535
Componente verticale	V_a	8.551	6.00	51.308
Spinta statica per sovraccarico unif.	S_a	5.803		
Componente orizzontale	H_a	5.500	4.40	-24.200
Componente verticale	V_a	1.851	6.00	11.106
Spinta idraulica	S_w	0.00	0.00	0.000

CALCOLO DELLE SPINTE in condizioni sismiche				
Coeff. di spinta attiva in condizione sismica (Muller-Breslau)	$K'_{a,s} = 0.360$ $K'_a = 0.360$ $A = 1.000$			
Angolo di attrito terra-muro	$\delta'_{tm} = 0.00$ gradi			
Descrizione	Simbolo	[t]	braccio [m]	M'_a [t·m]
Spinta del terrapieno	$S_{a,s}$	29.296		
Componente orizzontale	$H_{a,s}$	29.296	2.93	-85.935
Componente verticale	$V_{a,s}$	0.000	6.00	0.000
Spinta per sovraccarico unif.	$S_{a,s}$	3.171		
Componente orizzontale	$H_{a,s}$	3.171	4.40	-13.951
Componente verticale	$V_{a,s}$	0.000	6.00	0.000
Incremento sismico	ΔF	0.000	5.87	0.000
Spinta idraulica	S_w	0.00	0.00	0.000

CALCOLO PESI E MOMENTI STABILIZZANTI

Elemento	Peso (W _i) [t]	braccio [m]	M _{st} [t·m]
1	6.840	1.16	7.934
2	0.000	0.98	0.000
3	18.000	3.00	54.000
4	0.000	4.00	0.000
5	7.220	1.59	11.504
6	6.065	1.85	11.200
7	62.244	4.05	252.088
8	0.000	1.34	0.000
9	0.000	3.67	0.000
Risultante	100.369	3.35	336.726

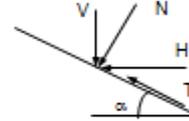


VERIFICA A SCORRIMENTO

$$F_{s.scorr.} > 1.3$$

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali	$V = \sum W_{1,3} + V_1 + V_2$
Risultante carichi orizzontali	$H = H_1 + H_2 + S_w$
Componente normale al piano di posa	$N = V \cdot \cos \alpha + H \cdot \sin \alpha$
Componente tangenziale al piano di posa	$T = H \cdot \cos \alpha - V \cdot \sin \alpha$



V =	110.771 t
H =	30.910 t
N =	110.771 t
T =	30.910 t

$$F_{s.scorr.} = \frac{N \tan \delta_{fr}}{T} = 1.826 > 1.3$$

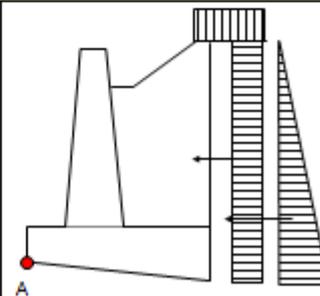
VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$F_{s.rib.} > 1.5$$

$$M_{st}^R = M_{st}^A + V_1 \cdot b_{V1} + V_2 \cdot b_{V2} = 399.140 \text{ t·m}$$

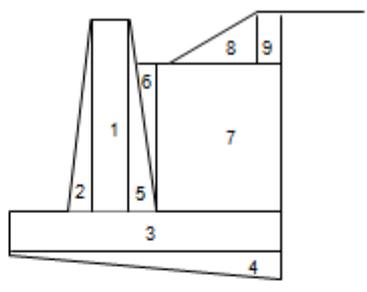
$$M_{sc}^R = H_1 \cdot b_{H1} + H_2 \cdot b_{H2} + S_w \cdot b_{S_w} = -98.735 \text{ t·m}$$

$$F_{s.rib.} = \frac{M_{st}^R}{M_{sc}^R} = 4.043 > 1.5$$



CALCOLO FORZE DI INERZIA ORIZZONTALI E MOMENTI RIBALTANTI (in condizioni sismiche)

Elemento	C·W; [t]	braccio [m]	M _i [t·m]
1	0.000	5.00	0.000
2	0.000	3.73	0.000
3	0.000	0.60	0.000
4	0.000	0.00	0.000
5	0.000	3.73	0.000
6	0.000	6.27	0.000
7	0.000	5.00	0.000
8	0.000	8.80	0.000
9	0.000	8.80	0.000
Risultante	0.000	#DIV/0!	0.000

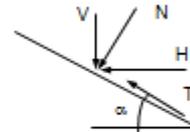


VERIFICA A SCORRIMENTO

$$F_{s.scorr.} > 1.3$$

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali	$V_v = \Sigma V_{1,3} + V_{v,1} + V_{v,2}$
Risultante carichi orizzontali	$H_v = \Sigma W_{1,3} + H_{v,1} + H_{v,2} + \Delta F + S_w$
Componente normale al piano di posa	$N_v = V_v \cos \alpha + H_v \sin \alpha$
Componente tangenziale al piano di posa	$T_v = H_v \cos \alpha - V_v \sin \alpha$



$$V_v = 100.369 \text{ t}$$

$$H_v = 32.467 \text{ t}$$

$$N_v = 100.369 \text{ t}$$

$$T_v = 32.467 \text{ t}$$

$$F_{s.scorr.} = \frac{N_v \tan \delta_{sv}}{T_v} = 1.575 > 1.3$$

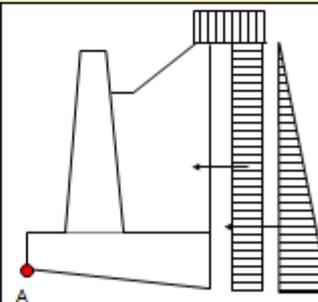
VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$F_{s.rib.} > 1.5$$

$$M_{R,v}^+ = M_{R,v}^+ + V_{v,1} \cdot b_{v,1} + V_{v,2} \cdot b_{v,2} = 336.726 \text{ t·m}$$

$$M_{R,v}^- = M_{R,v}^- + H_{v,1} \cdot b_{h,1} + H_{v,2} \cdot b_{h,2} + \Delta F \cdot b_{\Delta F} + S_w \cdot b_{S_w} = -99.886 \text{ t·m}$$

$$F_{s.rib.} = \frac{M_{R,v}^+}{M_{R,v}^-} = 3.371 > 1.5$$



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE			
$e = B/2 - \frac{M^s_A + M'_A}{N} = 0.29 \text{ m}$			
$B_{eq} = B - 2 \cdot e = 5.42 \text{ m}$			
$L = 10.00 \text{ m}$		$q' = \sigma'_{vo} = 2.52 \text{ t/m}^2$	
CALCOLO CARICO LIMITE (Brinch - Hansen)			
Fattori di portanza	$N_q = 14.72$	$N_c = 25.80$	$N_\gamma = 16.72$
Fattori di forma fond.	$s_q = 1.150$	$s_c = 1.300$	$s_\gamma = 1.150$
Fattori di profondità	$d_q = 1.066$	$d_c = 1.071$	
	$m = 1.648$		
Fattori di incl.carico	$i_q = 0.583$	$i_c = 0.553$	$i_\gamma = 0.420$
Fattori di incl.fondaz.	$b_q = 1.000$	$b_c = 1.000$	$b_\gamma = 1.000$
Fattori di incl.terreno	$g_q = 1.000$	$g_c = 1.000$	$g_\gamma = 1.000$
VERIFICA CAPACITA' PORTANTE $F_s > 2$			
$q_{es} = 20.423 \text{ t/m}^2$			
$q_{LM} = 72.570 \text{ t/m}^2$			
$q_{samm} = \frac{q_{LM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 37.545 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$			
$F_s = \frac{q_{LM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 3.913 > 2,0$			

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

$$e = B/2 - \frac{M^E_{As} + M^I_{As}}{N_s} = 0.64 \text{ m}$$

$$B_{eq} = B - 2 \cdot e = 4.72 \text{ m}$$

$$L = 10.00 \text{ m}$$

$$q' = \sigma'_{vo} = 2.52 \text{ t/m}^2$$

CALCOLO CARICO LIMITE
(Brinch - Hansen)

Fattori di portanza	$N_q = 14.72$	$N_c = 25.80$	$N_\gamma = 16.72$
Fattori di forma fond.	$s_q = 1.131$	$s_c = 1.261$	$s_\gamma = 1.131$
Fattori di profondità	$d_q = 1.076$	$d_c = 1.082$	
	$m = 1.679$		
Fattori di incl.carico	$i_q = 0.577$	$i_c = 0.546$	$i_\gamma = 0.416$
Fattori di incl.fondaz.	$b_q = 1.000$	$b_c = 1.000$	$b_\gamma = 1.000$
Fattori di incl.terreno	$g_q = 1.000$	$g_c = 1.000$	$g_\gamma = 1.000$

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE
 $F_s > 2$

$$q_{es} = 23.471 \text{ t/m}^2$$

$$q_{LIM} = 65.038 \text{ t/m}^2$$

$$q_{smin} = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 33.779 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$$

$$F_s = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 3.492 > 2,0$$

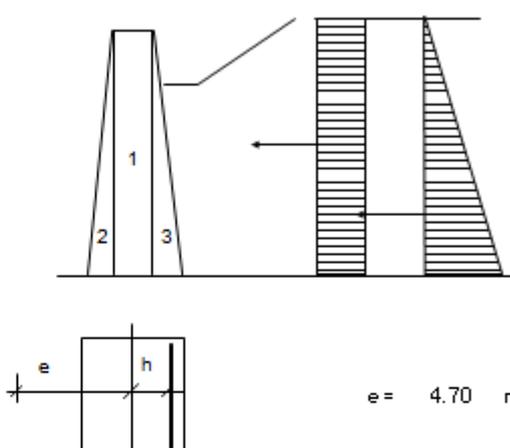
CALCOLO PESI E MOMENTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Condizioni statiche)

Calcolo sforzo normale	
N° elemento	Peso (t)
1	6.84
2	0.00
3	7.22
TOTALE	14.06

Valore delle spinte riferito al paramento :

$S_s = 20.00 \text{ t}$
 $S_q = 5.01 \text{ t}$
 $S_u = 0.00 \text{ t}$

Calcolo del momento			
Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento (t+m)
H_s	18.95	2.53	48.01
H_q	4.75	3.80	18.05
S_u	0.00	0.00	0.00
TOTALE			66.06



$e = 4.70 \text{ m}$

CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Metodo delle tensioni ammissibili)

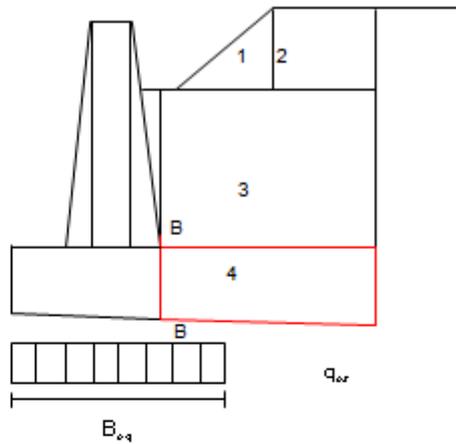
N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1600 kg/cm^2 per contenere l'apertura delle fessure .

$A_s = \frac{M^*}{0,9 h \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s}$ $M^* = N(e+h)$	$A_s = 38.391886 \text{ cm}^2$
Armatura effettiv. (10 ϕ 24)	$A_{se} = 45.240 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro (digitare CTRL+N per la ricerca) neutro ..	$x = 34.886 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c = 2.37767E-06 \text{ cm}$
Tensione nell'acciaio	$\sigma_s = 43.648 \text{ Kg/cm}^2$
	$\sigma_s = 1372.152 \text{ Kg/cm}^2$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Condizioni statiche)

Poiché generalmente la larghezza della a valle (b_v) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento

$$M = 66.06 \text{ t'm}$$



CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Metodo delle tensioni ammissibili)

N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1600 kg/cm^2 per contenere l'apertura delle fessure .

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 1.160 \text{ m}$$

$$A_s = 39.549 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiv. (10 ϕ 24)

$$A_{s\text{eff}} = 45.240 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro

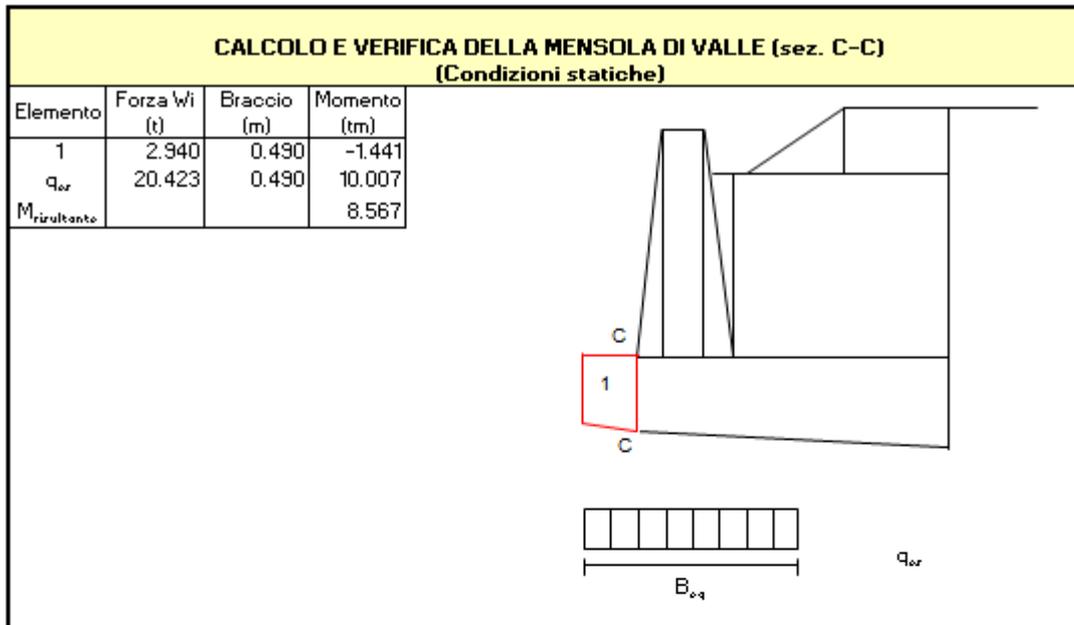
$$x = 33.468 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo compresso

$$\sigma_c = 37.654 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_s = 1392.794447 \text{ kg/cm}^2$$

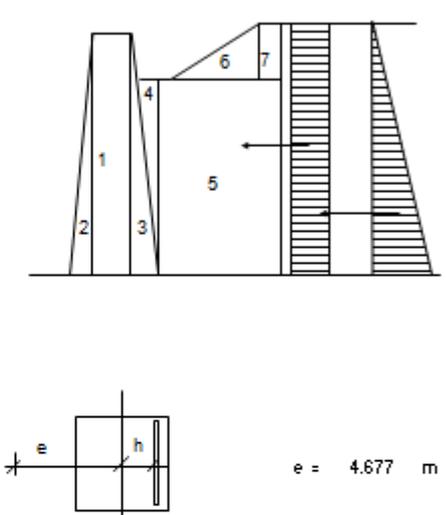


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. C-C)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1600 kg/cm² per contenere l'apertura delle fessure .

$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$	$A_s = 4.958 \text{ cm}^2$
$h = 1.160 \text{ m}$	
Armatura effettiv. (5 ϕ 16)	$A_{se} = 10.050 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro	$x = 17.254 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo compresso	$\sigma_c = 9.007 \text{ kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_s = 773.159 \text{ kg/cm}^2$

CALCOLO PESI E MOMENTI RIBALTANTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Condizioni sismiche, D.M.LL.PP. 16/01/1996)			
Calcolo dello sforzo normale			
Elemento	Peso (t)		
1	6.840		
2	0.000		
3	7.220		
TOTALE	14.060		
Calcolo del momento			
Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento (t*m)
Fi,1	0.000	3.80	0.000
Fi,2	0.000	2.53	0.000
Fi,3	0.000	2.53	0.000
Fi,4	0.000	5.07	0.000
Fi,5	0.000	3.80	0.000
Fi,6	0.000	7.60	0.000
Fi,7	0.000	7.60	0.000
ΔF	0.000	5.07	0.000
S _{as}	21.851	2.53	55.356
S _{qs}	2.738	3.80	10.405
S _v	0.00	0.00	0.000
TOTALE			65.761



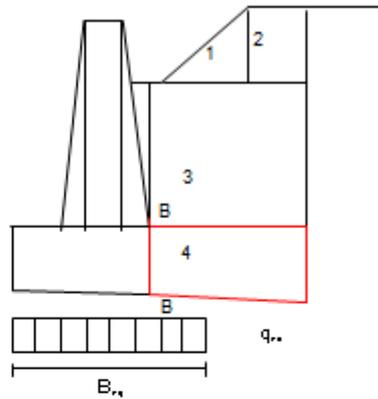
$e = 4.677 \text{ m}$

CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE (Metodo delle tensioni ammissibili)	
$A_s = \frac{M^*}{0,9 h \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s}$ $M^* = N (e + h)$	$A_s = 23.506685 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (10 ϕ 24)	$A_{se} = 45.240 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro (digitare ctrl+s per la ricerca)	$x = 34.899 \text{ cm}$
neutro	$Err = 3.763E-06 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c = 43.455 \text{ Kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio	$\sigma_s = 1365.325 \text{ Kg/cm}^2$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Condizioni sismiche)

Poiché generalmente la larghezza della a valle (b_v) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento.

$$M = 65.76 \text{ t}\cdot\text{m}$$



CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Metodo delle tensioni ammissibili)

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 1.160 \text{ m}$$

$$A_s = 28.632 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva ($10 \phi 24$)

$$A_{s,e} = 45.240 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro

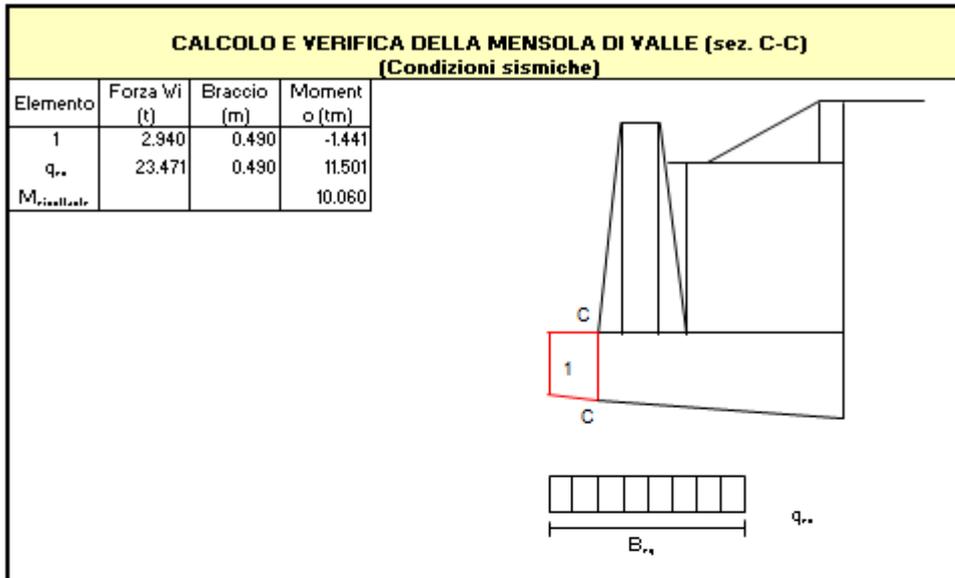
$$x = 33.468 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo compresso

$$\sigma_c = 37.482 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_s = 1386.4492 \text{ kg/cm}^2$$



CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI VALLE (sez. C-C)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$ $h = 1.160 \text{ m}$	$A_s = 5.822 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 ϕ 16)	$A_{se} = 10.050 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro	$x = 17.254 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo compresso	$\sigma_0 = 10.577 \text{ kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_s = 907.98008 \text{ kg/cm}^2$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00	Foglio 95 di 125

6.1.6. Muro tipo F (H = 6.10 m)

La geometria del muro in oggetto che verrà verificata è riportata in Figura 511. Si è considerato un angolo di attrito terra muro di $0.6 \cdot \phi = 18.60^\circ$ mentre in sismica si è assunto un angolo di attrito nullo (0°), mentre in fondazione si assume un angolo di attrito terra fondazione pari a $\phi = 27.05^\circ$ essendo la fondazione gettata in opera su terreno non sensibili a l'acqua;

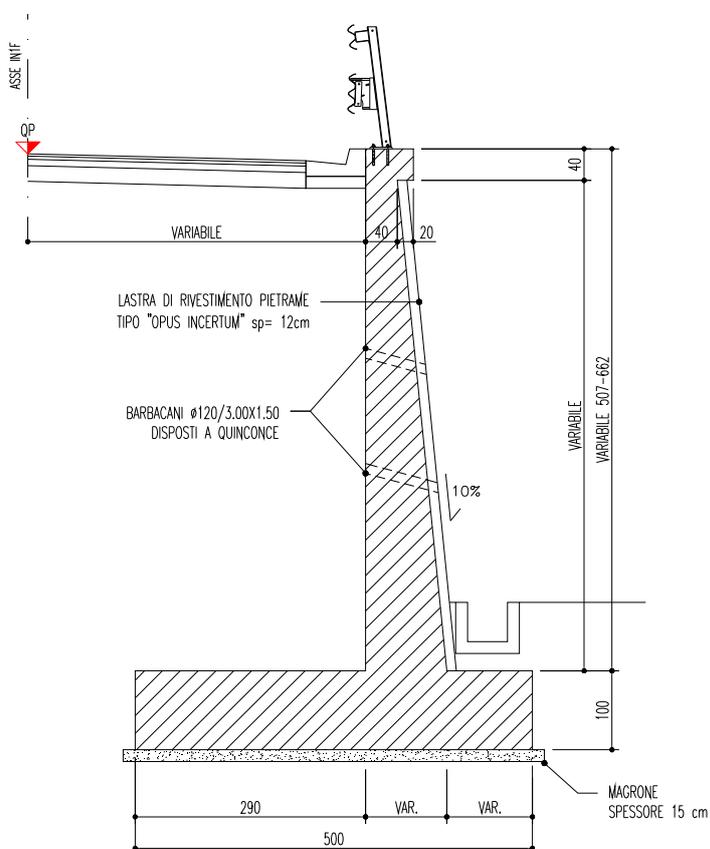


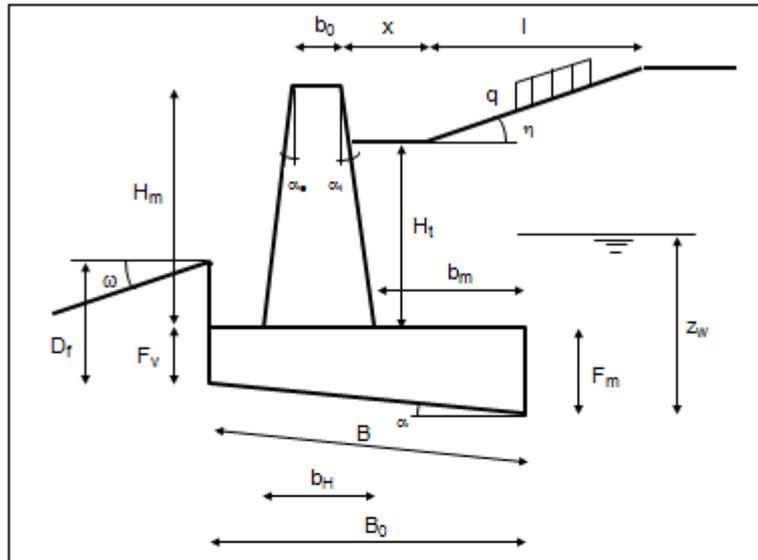
Figura 11 Sezione tipologica Muro tipo F

L'analisi viene condotta considerando una larghezza unitaria dell'opera.

Il carico di progetto è rappresentato dal peso dei permanenti (struttura in c.a., terrapieno) e dal sovraccarico accidentale.

Di seguito si riportano i tabulati di calcolo del muro in oggetto ottenuti con l'ausilio di un foglio di calcolo elettronico (Excel) dal quale risulta che le verifiche di stabilità sono tutte soddisfatte.

SEZIONE TIPO


Nome progetto : Muro tipo E H = 6.10 m , condizioni stat. e sismiche

GEOMETRIA MURO

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza	H_m	6.10	m
Spessore in sommità	b_0	0.36	m
Pendenza scarpa esterna (tg α_e)	p_e	0.00	%
Pendenza scarpa interna (tg α_i)	p_i	0.10	%
Inclinaz. paramento interno risp. verticale	β	5.71	gradi
Spessore del muro alla base	b_H	0.97	m
Larghezza fondazione a monte	b_m	2.90	m
Larghezza fondazione a valle	b_v	1.13	m
Ingombro fondazione (proiez. orizzontale)	B_0	5.00	m
Altezza fondazione lato monte	F_m	1.00	m
Altezza fondazione lato valle	F_v	1.00	m
Inclinazione della base di fondazione	α	0.00	gradi
Larghezza effettiva della fondazione	B	5.00	m
Profondità del piano di posa	D_r	1.00	m
Inclinazione piano di campagna	ω	0.00	gradi
Ricoprimento armature	cf	0.04	m

CONDIZIONI DI CARICO

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Grado di sismicità	S	9	
Coefficiente sismico	C	0.07	
$\theta = \arctan C$	θ	4.00	gradi
Sovraccarico uniforme sul terreno	q	2.0	t/m ²
Coeff. riduz. sovracc. (per verifica sismica)	γ_s	0.5	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

TERRENO DI MONTE

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{tm}	31	gradi
Peso specifico	γ_{tm}	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-muro ($\leq 0.6 \cdot \phi'_{tm}$)	δ	18.6	gradi

TERRENO DI FONDAZIONE

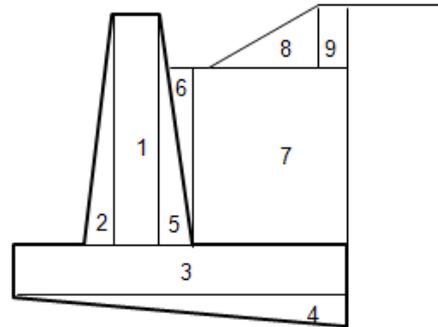
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ'_{tf}	28	gradi
Peso specifico	γ_{tf}	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-fondazione (ϕ'_{tf})	δ_{tf}	27	gradi
Coesione	c'	0.00	t/m ³
Coefficiente d'attrito terra-fondazione	$\tan \delta_{tf}$	0.510	

MURO

Descrizione			
Classe del Calcestruzzo	Rck	350	Kg/cm ²
Classe dell'acciaio	FeB	44	k
Peso specifico del muro	γ_m	2.5	t/m ³

CALCOLO FORZE DI INERZIA ORIZZONTALI E MOMENTI RIBALTANTI (in condizioni sismiche)

Elemento	C·W _i [t]	braccio [m]	M _i [t·m]
1	0.055	4.05	0.222
2	0.000	3.03	0.000
3	0.125	0.50	0.063
4	0.000	0.00	0.000
5	0.047	3.03	0.141
6	0.039	5.07	0.198
7	0.371	4.05	1.505
8	0.000	7.10	0.000
9	0.000	7.10	0.000
Risultante	0.637	3.34	2.128



VERIFICA A SCORRIMENTO

$$F_{s.scorr.} > 1.3$$

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali

$$V_s = \sum V_{1-9} + V_{as} + V_{qs}$$

Risultante carichi orizzontali

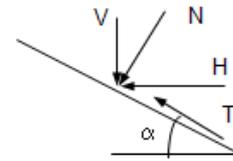
$$H_s = \sum W_{1-9} + H_{as} + H_{qs} + \Delta F + S_w$$

Componente normale al piano di posa

$$N_s = V \cdot \cos \alpha + H \cdot \sin \alpha$$

Componente tangenziale al piano di posa

$$T_s = H \cdot \cos \alpha - V \cdot \sin \alpha$$



$$V_s = 63.697 \text{ t}$$

$$H_s = 22.484 \text{ t}$$

$$N_s = 63.697 \text{ t}$$

$$T_s = 22.484 \text{ t}$$

$$F_{s.scorr.} = \frac{N_s \cdot \tan \delta_{tf}}{T_s} = 1.443 > 1,3$$

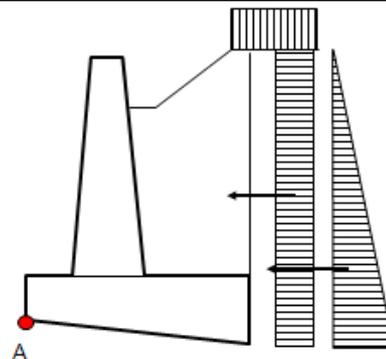
VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$F_{s.rib.} > 1.5$$

$$M_{As}^S = M_A^S + V_{as} \cdot b_{Vas} + V_{qs} \cdot b_{Vqs} = 185.607 \text{ t·m}$$

$$M_{As}^R = M_i^R + H_s \cdot b_{Hs} + H_q \cdot b_{Hq} + \Delta F \cdot b_{\Delta F} + S_w \cdot b_{S_w} = -57.379 \text{ t·m}$$

$$F_{s.rib.} = \frac{M_{As}^S}{M_{As}^R} = 3.235 > 1,5$$



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

$$e = B/2 - \frac{M_A^S + M_A^r}{N} = 0.15 \text{ m}$$

$$B_{eq} = B - 2 \cdot e = 4.69 \text{ m}$$

$$L = 10.00 \text{ m}$$

$$q' = \sigma'_{vo} = 2.10 \text{ t/m}^2$$

CALCOLO CARICO LIMITE
(Brinch - Hansen)

Fattori di portanza	$N_q = 14.72$	$N_c = 25.80$	$N_\gamma = 16.72$
Fattori di forma fond.	$s_q = 1.130$	$s_c = 1.260$	$s_\gamma = 1.130$
Fattori di profondità	$d_q = 1.064$	$d_c = 1.068$	
	$m = 1.681$		
Fattori di incl.carico	$i_q = 0.554$	$i_c = 0.521$	$i_\gamma = 0.390$
Fattori di incl.fondaz.	$b_q = 1.000$	$b_c = 1.000$	$b_\gamma = 1.000$
Fattori di incl.terreno	$g_q = 1.000$	$g_c = 1.000$	$g_\gamma = 1.000$

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE
 $F_s > 2$

$$q_{es} = 15.079 \text{ t/m}^2$$

$$q_{LIM} = 56.835 \text{ t/m}^2$$

$$q_{amm} = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 29.467 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$$

$$F_s = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 4.217 > 2,0$$

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

$$e = B/2 - \frac{M_{AS}^S + M_{AS}^r}{N_s} = 0.49 \text{ m}$$

$$Beq = B - 2 \cdot e = 4.03 \text{ m}$$

$$L = 10.00 \text{ m}$$

$$q' = \sigma'_{vo} = 2.10 \text{ t/m}^2$$

CALCOLO CARICO LIMITE (Brinch - Hansen)

Fattori di portanza	$Nq = 14.72$	$Nc = 25.80$	$Ny = 16.72$
Fattori di forma fond.	$sq = 1.112$	$sc = 1.223$	$sy = 1.112$
Fattori di profondità	$dq = 1.074$ $m = 1.713$	$dc = 1.080$	
Fattori di incl.carico	$iq = 0.548$	$ic = 0.515$	$iy = 0.385$
Fattori di incl.fondaz.	$bq = 1.000$	$bc = 1.000$	$by = 1.000$
Fattori di incl.terreno	$gq = 1.000$	$gc = 1.000$	$gy = 1.000$

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE $F_s > 2$

$$q_{es} = 17.574 \text{ t/m}^2$$

$$q_{LIM} = 50.467 \text{ t/m}^2$$

$$q_{amm} = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 26.284 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$$

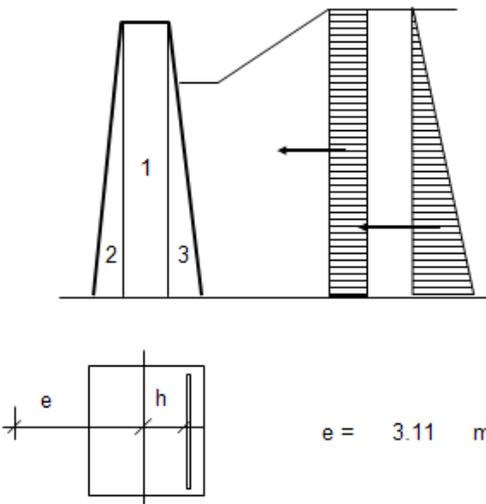
$$F_s = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 3.726 > 2,0$$

CALCOLO PESI E MOMENTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
 (Condizioni statiche)

Calcolo sforzo normale			
N° elemento	Peso (t)		
1	5.49		
2	0.00		
3	4.65		
TOTALE	10.14		

Valore delle spinte riferito al paramento :			
S_a	=	12.88 t	
S_q	=	4.02 t	
S_w	=	0.00 t	

Calcolo del momento			
Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento (t+m)
H_a	10.38	2.03	21.10
H_q	3.43	3.05	10.47
S_w	0.00	0.00	0.00
TOTALE			31.57



$e = 3.11 \text{ m}$

CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
 (Metodo delle tensioni ammissibili)

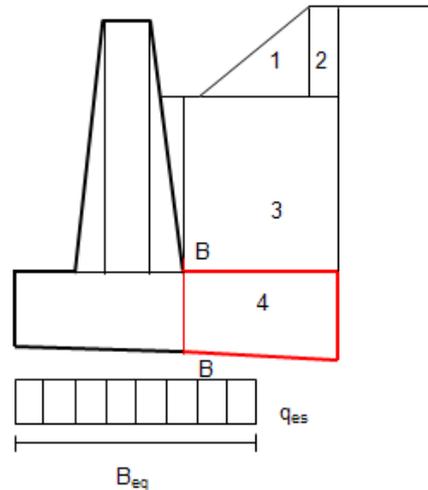
N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1600 kg/cm^2 per contenere l'apertura delle fessure .

$A_s = \frac{M^*}{0,9 h \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s}$ $M^* = N(e+h)$	$A_s = 20.603 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 ϕ 24)	$A_{se} = 22.620 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro (digitare CTRL+N per la ricerca)	$x = 24.672 \text{ cm}$
Errore di approssimazione nella ricerca dell'asse neutro	$\text{Err} = 1.52E-07 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c = 34.500 \text{ Kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio	$\sigma_s = 1433.153 \text{ Kg/cm}^2$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Condizioni statiche)

Poiché generalmente la larghezza della a valle (b_v) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento.

$$M = 31.57 \text{ t}\cdot\text{m}$$



CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Metodo delle tensioni ammissibili)

N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1600 kg/cm^2 per contenere l'apertura delle fessure .

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 0.960 \text{ m}$$

$$A_s = 22.835 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva (5 ϕ 24)

Posizione asse neutro

Tensione nel calcestruzzo compresso

Tensione nell'acciaio teso

$$A_{se} = 22.620 \text{ cm}^2$$

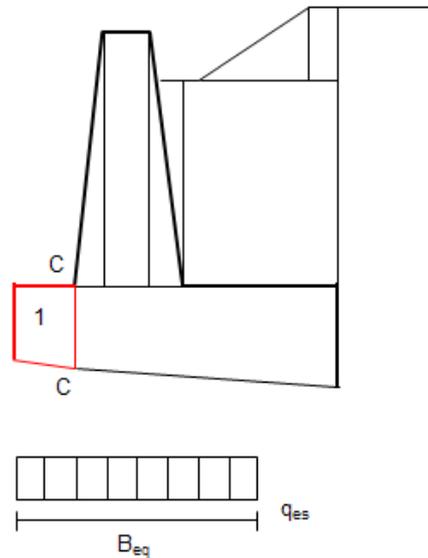
$$x = 22.355 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 31.894 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1576.019 \text{ kg/cm}^2$$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI VALLE (sez. C-C)
 (Condizioni statiche)

Elemento	Forza W_i (t)	Braccio (m)	Momento (tm)
1	2.825	0.565	-1.596
q_{es}	15.079	0.565	8.520
$M_{risultante}$			6.924


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. C-C)
 (Metodo delle tensioni ammissibili)

N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1600 kg/cm² per contenere l'apertura delle fessure .

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 0.960 \text{ m}$$

$$A_s = 4.808 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva (5 ϕ 16)

$$A_{se} = 10.050 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro

$$x = 15.572 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo compresso

$$\sigma_c = 9.792 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_s = 758.651 \text{ kg/cm}^2$$

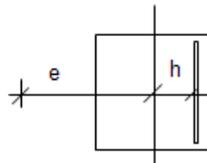
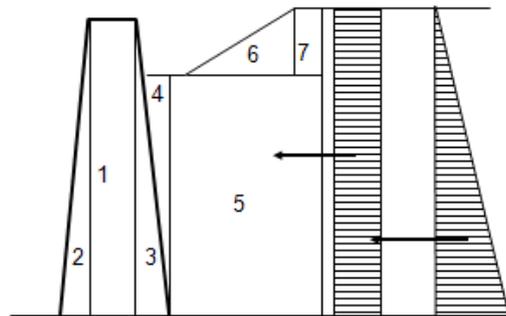
CALCOLO PESI E MOMENTI RIBALTANTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
(Condizioni sismiche, D.M.LL.PP. 16/01/1996)

Calcolo dello sforzo normale

Elemento	Peso (t)
1	5.490
2	0.000
3	4.651
TOTALE	10.141

Calcolo del momento

Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento (t*m)
Fi,1	0.055	3.05	0.167
Fi,2	0.000	2.03	0.000
Fi,3	0.047	2.03	0.095
Fi,4	0.039	4.07	0.159
Fi,5	0.371	3.05	1.133
Fi,6	0.000	6.10	0.000
Fi,7	0.000	6.10	0.000
ΔF	0.165	4.07	0.670
S _{AS}	14.077	2.03	28.623
S _{qS}	2.198	3.05	6.703
S _w	0.00	0.00	0.000
TOTALE			37.550



$$e = 3.703 \text{ m}$$

CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
(Metodo delle tensioni ammissibili)

$$A_s = \frac{M^*}{0,9 h \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s}$$

$$M^* = N (e + h)$$

$$A_s = 15.42803 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva (5 φ 24)

$$A_{se} = 22.620 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro (digitare ctrl+s per la ricerca)

$$x = 24.225 \text{ cm}$$

Errore di approssimazione nella ricerca dell'asse neutro

$$Err = 0.000338144 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_c = 40.890 \text{ Kg/cm}^2$$

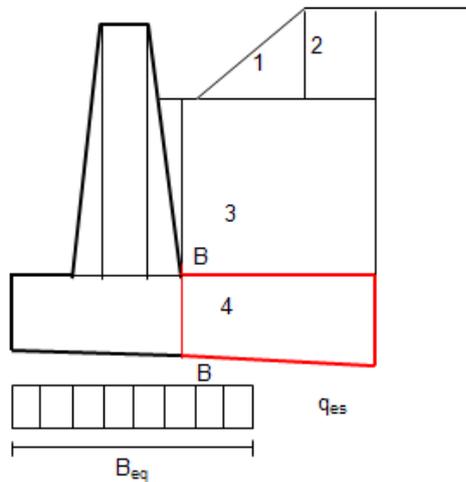
Tensione nell'acciaio

$$\sigma_s = 1741.294 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Condizioni sismiche)

Poiché generalmente la larghezza della a valle (b_v) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento.

$$M = 37.55 \text{ t}\cdot\text{m}$$



CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Metodo delle tensioni ammissibili)

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 0.960 \text{ m}$$

$$A_s = 19.755 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva (5 ϕ 24)

Posizione asse neutro

Tensione nel calcestruzzo compresso

Tensione nell'acciaio teso

$$A_{se} = 22.620 \text{ cm}^2$$

$$x = 22.355 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 37.938 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1874.716225 \text{ kg/cm}^2$$

6.1.7. Muro tipo G ($H = 4.30\text{ m}$)

La geometria del muro in oggetto che verrà verificata è riportata in Figura 512. Si è considerato un angolo di attrito terra muro di $0.6 \cdot \phi = 18.60^\circ$ mentre in sismica si è assunto un angolo di attrito nullo (0°), mentre in fondazione si assume un angolo di attrito terra fondazione pari a $\phi = 27.05^\circ$ essendo la fondazione gettata in opera su terreno non sensibili a l'acqua;

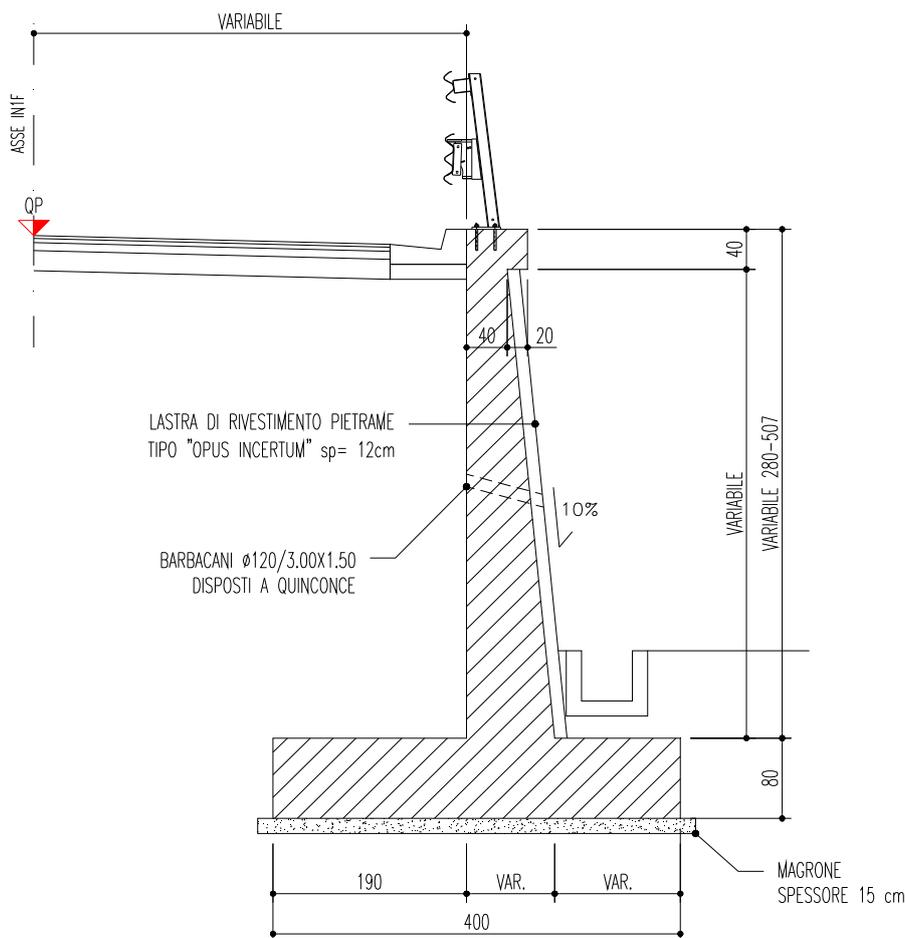


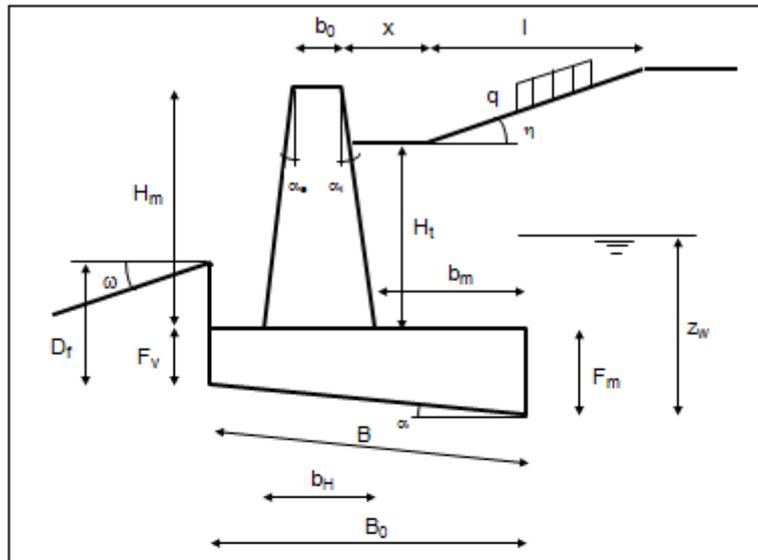
Figura 92 Sezione tipologica Muro tipo G

L'analisi viene condotta considerando una larghezza unitaria dell'opera.

Il carico di progetto è rappresentato dal peso dei permanenti (struttura in c.a., terrapieno) e dal sovraccarico accidentale.

Di seguito si riportano i tabulati di calcolo del muro in oggetto ottenuti con l'ausilio di un foglio di calcolo elettronico (Excel) dal quale risulta che le verifiche di stabilità sono tutte soddisfatte.

SEZIONE TIPO



Nome progetto : Muro tipo G H = 4.30m , condizioni stat. e sismiche

GEOMETRIA MURO

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Altezza	H_m	4.30	m
Spessore in sommità	b_0	0.36	m
Pendenza scarpa esterna (tg α_e)	p_e	0.00	%
Pendenza scarpa interna (tg α_i)	p_i	0.10	%
Inclinaz. paramento interno risp. verticale	β	5.71	gradi
Spessore del muro alla base	b_H	0.79	m
Larghezza fondazione a monte	b_m	1.90	m
Larghezza fondazione a valle	b_v	1.31	m
Ingombro fondazione (proiez. orizzontale)	B_0	4.00	m
Altezza fondazione lato monte	F_m	0.80	m
Altezza fondazione lato valle	F_v	0.80	m
Inclinazione della base di fondazione	α	0.00	gradi
Larghezza effettiva della fondazione	B	4.00	m
Profondità del piano di posa	D_f	0.80	m
Inclinazione piano di campagna	ω	0.00	gradi
Ricoprimento armature	cf	0.04	m

CONDIZIONI DI CARICO

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Grado di sismicità	S	9	
Coefficiente sismico	C	0.07	
$\theta = \arctan C$	θ	4.00	gradi
Sovraccarico uniforme sul terreno	q	2.0	t/m ²
Coeff. riduz. sovracc. (per verifica sismica)	γ_s	0.5	

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

TERRENO DI MONTE

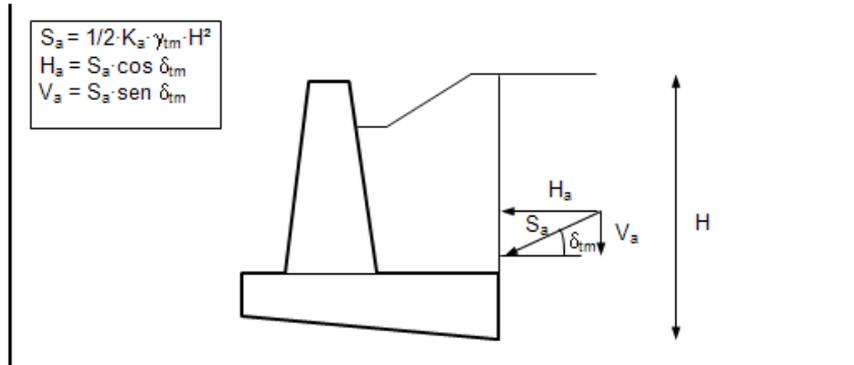
Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ_{tm}^*	31	gradi
Peso specifico	γ_{tm}	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-muro ($\leq 0.6 \cdot \phi_{tm}^*$)	δ	18.6	gradi

TERRENO DI FONDAZIONE

Descrizione	Simbolo	Dim.	u.m.
Angolo di attrito interno	ϕ_{tf}^*	28	gradi
Peso specifico	γ_{tf}	2.1	t/m ³
Angolo di attrito terra-fondazione (ϕ_{tf}^*)	δ_{tf}	27	gradi
Coesione	c'	0.00	t/m ³
Coefficiente d'attrito terra-fondazione	$\tan \delta_{tf}$	0.510	

MURO

Descrizione			
Classe del Calcestruzzo	Rck	350	Kg/cm ²
Classe dell'acciaio	FeB	44	k
Peso specifico del muro	γ_m	2.5	t/m ³

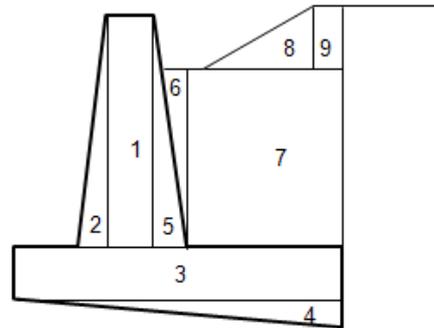


CALCOLO DELLE SPINTE in condizioni statiche				
Coeff. di spinta attiva in condizione statica (Muller-Breslau)	Ka = 0.330			
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_{tm} = 18.60$ gradi			
Descrizione	Simbolo	[t]	braccio [m]	M'A [t-m]
Spinta statica del terrapieno	Sa	9.005		
Componente orizzontale	Ha	8.534	1.70	-14.509
Componente verticale	Va	2.872	4.00	11.489
Spinta statica per sovraccarico unif.	Sq	3.363		
Componente orizzontale	Hq	3.187	2.55	-8.128
Componente verticale	Vq	1.073	4.00	4.291
Spinta idraulica	Sw	0.00	0.00	0.000

CALCOLO DELLE SPINTE in condizioni sismiche				
Coeff. di spinta attiva in condizione sismica (Muller-Breslau)	K'a.s = 0.392		K'a = 0.360	
	A = 0.984			
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_{tm} = 0.00$ gradi			
Descrizione	Simbolo	[t]	braccio [m]	M'A [t-m]
Spinta del terrapieno	Sas	9.840		
Componente orizzontale	Has	9.840	1.70	-16.728
Componente verticale	Vas	0.000	4.00	0.000
Spinta per sovraccarico unif.	Sqs	1.837		
Componente orizzontale	Hqs	1.837	2.55	-4.686
Componente verticale	Vqs	0.000	4.00	0.000
Incremento sismico	ΔF	0.833	3.40	-2.831
Spinta idraulica	Sw	0.00	0.00	0.000

CALCOLO PESI E MOMENTI STABILIZZANTI

Elemento	Peso (W _i) [t]	braccio [m]	M ^S _A [t·m]
1	3.870	1.49	5.766
2	0.000	1.31	0.000
3	8.000	2.00	16.000
4	0.000	2.67	0.000
5	2.311	1.81	4.191
6	1.941	1.96	3.799
7	17.157	3.05	52.329
8	0.000	1.67	0.000
9	0.000	2.84	0.000
Risultante	33.280	2.47	82.085

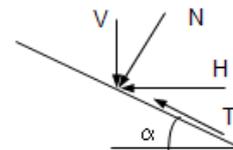


VERIFICA A SCORRIMENTO

$$F_{s.scorr.} > 1.3$$

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali	$V = \sum W_{1-9} + V_a + V_q$
Risultante carichi orizzontali	$H = H_a + H_q + S_w$
Componente normale al piano di posa	$N = V \cdot \cos \alpha + H \cdot \sin \alpha$
Componente tangenziale al piano di posa	$T = H \cdot \cos \alpha - V \cdot \sin \alpha$



$$V = 37.225 \text{ t}$$

$$H = 11.722 \text{ t}$$

$$N = 37.225 \text{ t}$$

$$T = 11.722 \text{ t}$$

$$F_{s.scorr.} = \frac{N \cdot \tan \delta_{if}}{T} = 1.618 > 1,3$$

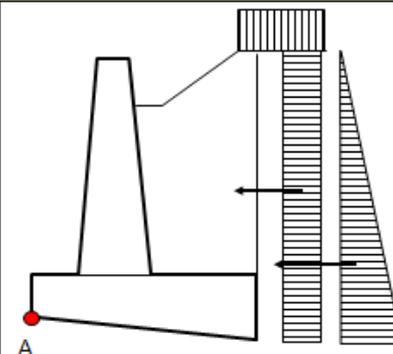
VERIFICA A RIBALTAMENTO

$$F_{s.rib.} > 1.5$$

$$M^S_A = M^S_A + V_a \cdot b_{V_a} + V_q \cdot b_{V_q} = 97.864 \text{ t·m}$$

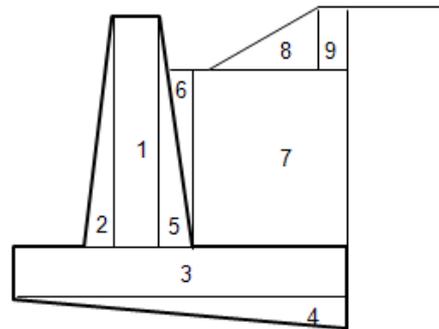
$$M^R_A = H_a \cdot b_{H_a} + H_q \cdot b_{H_q} + S_w \cdot b_{S_w} = -22.637 \text{ t·m}$$

$$F_{s.rib.} = \frac{M^S_A}{M^R_A} = 4.323 > 1,5$$



CALCOLO FORZE DI INERZIA ORIZZONTALI E MOMENTI RIBALTANTI (in condizioni sismiche)

Elemento	C·W _i [t]	braccio [m]	M _i ^r [t·m]
1	0.097	2.95	0.285
2	0.000	2.23	0.000
3	0.200	0.40	0.080
4	0.000	0.00	0.000
5	0.058	2.23	0.129
6	0.049	3.67	0.178
7	0.429	2.95	1.265
8	0.000	5.10	0.000
9	0.000	5.10	0.000
Risultante	0.832	2.33	1.938



VERIFICA A SCORRIMENTO

Fs.scorr. > 1.3

N.B. Nel calcolo sono stati trascurati i contributi forniti dalla spinta passiva a valle dello zoccolo di fondazione e dall'adesione alla base.

Risultante carichi verticali

$$V_s = \sum V_{1-9} + V_{as} + V_{qs}$$

Risultante carichi orizzontali

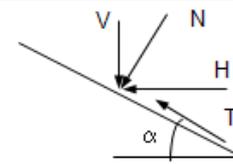
$$H_s = \sum W_{1-9} + H_{as} + H_{qs} + \Delta F + S_w$$

Componente normale al piano di posa

$$N_s = V \cdot \cos \alpha + H \cdot \sin \alpha$$

Componente tangenziale al piano di posa

$$T_s = H \cdot \cos \alpha - V \cdot \sin \alpha$$



$$V_s = 33.280 \text{ t}$$

$$H_s = 12.805 \text{ t}$$

$$N_s = 33.280 \text{ t}$$

$$T_s = 12.805 \text{ t}$$

$$F_s \text{ scorr.} = \frac{N_s \cdot \tan \delta_{rf}}{T_s} = 1.324 > 1,3$$

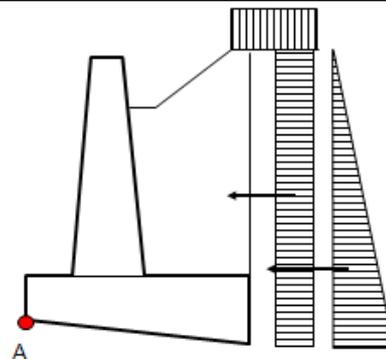
VERIFICA A RIBALTAMENTO

Fs.rib. > 1.5

$$M_{As}^S = M_A^S + V_{as} \cdot b_{Vas} + V_{qs} \cdot b_{Vqs} = 82.085 \text{ t·m}$$

$$M_{As}^R = M_i^r + H_a \cdot b_{Ha} + H_q \cdot b_{Hq} + \Delta F \cdot b_{\Delta F} + S_w \cdot b_{Sw} = -24.357 \text{ t·m}$$

$$F_s \text{ rib.} = \frac{M_{As}^S}{M_{As}^R} = 3.370 > 1,5$$



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

$$e = B/2 - \frac{M^S_A + M^r_A}{N} = -0.02 \text{ m}$$

$$B_{eq} = B - 2 \cdot e = 3.96 \text{ m}$$

$$L = 10.00 \text{ m}$$

$$q' = \sigma'_{vo} = 1.68 \text{ t/m}^2$$

CALCOLO CARICO LIMITE
(Brinch - Hansen)

Fattori di portanza	$Nq = 14.72$	$Nc = 25.80$	$Ny = 16.72$
Fattori di forma fond.	$sq = 1.110$	$sc = 1.219$	$sy = 1.110$
Fattori di profondità	$dq = 1.060$	$dc = 1.065$	
	$m = 1.716$		
Fattori di incl.carico	$iq = 0.523$	$ic = 0.488$	$iy = 0.358$
Fattori di incl.fondaz.	$bq = 1.000$	$bc = 1.000$	$by = 1.000$
Fattori di incl.terreno	$gq = 1.000$	$gc = 1.000$	$gy = 1.000$

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE
 $F_s > 2$

$$q_{es} = 9.405 \text{ t/m}^2$$

$$q_{LIM} = 42.802 \text{ t/m}^2$$

$$q_{amm} = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 22.241 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$$

$$F_s = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 5.324 > 2,0$$

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

$$e = B/2 - \frac{M_{As}^S + M_{As}^r}{N_s} = 0.27 \text{ m}$$

$$Beq = B - 2 \cdot e = 3.47 \text{ m}$$

$$L = 10.00 \text{ m}$$

$$q' = \sigma'_{vo} = 1.68 \text{ t/m}^2$$

CALCOLO CARICO LIMITE
(Brinch - Hansen)

Fattori di portanza	$Nq = 14.72$	$Nc = 25.80$	$Ny = 16.72$
Fattori di forma fond.	$sq = 1.096$	$sc = 1.192$	$sy = 1.096$
Fattori di profondità	$dq = 1.069$	$dc = 1.074$	
	$m = 1.742$		
Fattori di incl.carico	$iq = 0.517$	$ic = 0.482$	$iy = 0.354$
Fattori di incl.fondaz.	$bq = 1.000$	$bc = 1.000$	$by = 1.000$
Fattori di incl.terreno	$gq = 1.000$	$gc = 1.000$	$gy = 1.000$

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE
 $F_s > 2$

$$q_{es} = 10.730 \text{ t/m}^2$$

$$q_{LIM} = 38.651 \text{ t/m}^2$$

$$q_{amm} = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{F_s} + \sigma'_{vo} = 20.166 \text{ t/m}^2 \quad (F_s = 2)$$

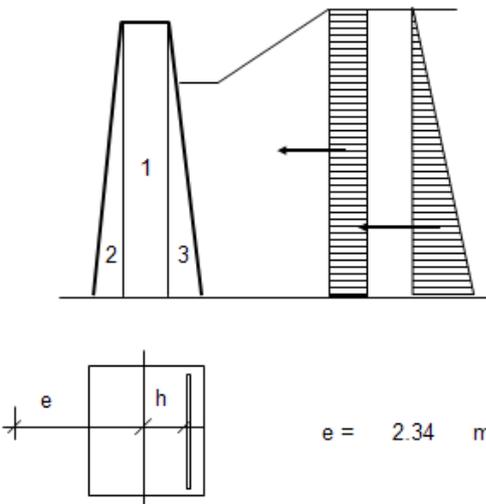
$$F_s = \frac{q_{LIM} - \sigma'_{vo}}{q_{es} - \sigma'_{vo}} = 4.786 > 2,0$$

CALCOLO PESI E MOMENTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
 (Condizioni statiche)

Calcolo sforzo normale			
N° elemento	Peso (t)		
1	3.87		
2	0.00		
3	2.31		
TOTALE	6.18		

Valore delle spinte riferito al paramento :			
S_a	=	6.40 t	
S_q	=	2.84 t	
S_w	=	0.00 t	

Calcolo del momento			
Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento (t+m)
H_a	6.07	1.43	8.70
H_q	2.69	2.15	5.78
S_w	0.00	0.00	0.00
TOTALE			14.47



$e = 2.34 \text{ m}$

CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
 (Metodo delle tensioni ammissibili)

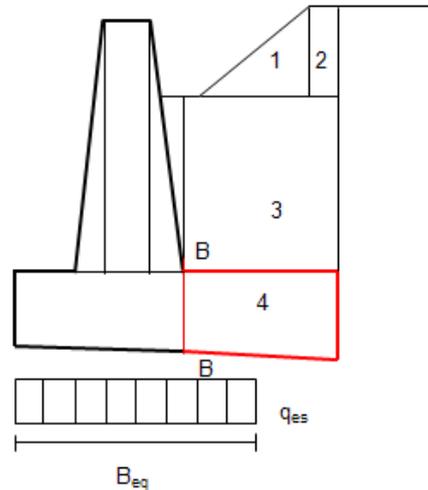
N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1600 kg/cm^2 per contenere l'apertura delle fessure .

$A_s = \frac{M^*}{0,9 h \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s}$ $M^* = N(e+h)$	$A_s = 11.57 \text{ cm}^2$
Armatura effettiva (5 ϕ 20)	$A_{se} = 15.710 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro (digitare CTRL+N per la ricerca)	$x = 18.846 \text{ cm}$
Errore di approssimazione nella ricerca dell'asse neutro	$\text{Err} = 2.38E-06 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c = 25.742 \text{ Kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio	$\sigma_s = 1150.535 \text{ Kg/cm}^2$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Condizioni statiche)

Poiché generalmente la larghezza della a valle (b_v) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento.

$$M = 14.47 \text{ t}\cdot\text{m}$$



CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Metodo delle tensioni ammissibili)

N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1600 kg/cm^2 per contenere l'apertura delle fessure .

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 0.760 \text{ m}$$

$$A_s = 13.226 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva (5 ϕ 20)

$$A_{se} = 15.710 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro

$$x = 16.715 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo compresso

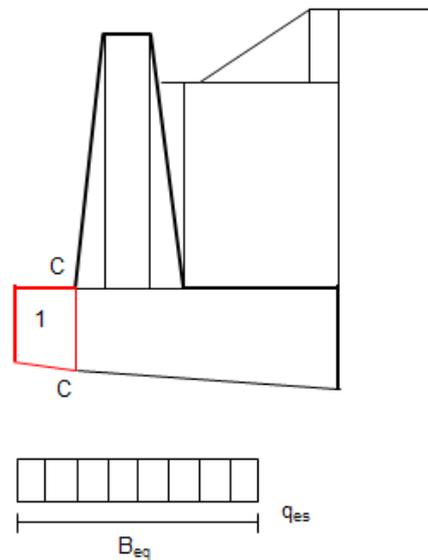
$$\sigma_c = 24.590 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_s = 1308.178 \text{ kg/cm}^2$$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI VALLE (sez. C-C)
(Condizioni statiche)

Elemento	Forza W_i (t)	Braccio (m)	Momento (tm)
1	2.620	0.655	-1.716
q_{es}	9.405	0.655	6.160
$M_{risultante}$			4.444


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. C-C)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

N.B. Il tasso di lavoro dell'acciaio è opportunamente limitato a 1600 kg/cm^2 per contenere l'apertura delle fessure .

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 0.760 \text{ m}$$

$$A_s = 3.858 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva (5 ϕ 16)

$$A_{se} = 10.050 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro

$$x = 13.705 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo compresso

$$\sigma_c = 9.079 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione nell'acciaio teso

$$\sigma_s = 619.017 \text{ kg/cm}^2$$

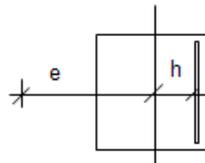
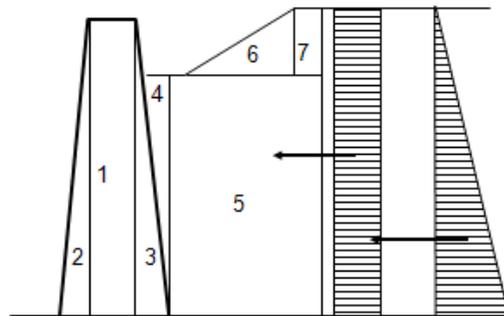
CALCOLO PESI E MOMENTI RIBALTANTI NELLA SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
(Condizioni sismiche, D.M.LL.PP. 16/01/1996)

Calcolo dello sforzo normale

Elemento	Peso (t)
1	3.870
2	0.000
3	2.311
TOTALE	6.181

Calcolo del momento

Simbolo	Forza (t)	Braccio	Momento (t*m)
Fi,1	0.097	2.15	0.208
Fi,2	0.000	1.43	0.000
Fi,3	0.058	1.43	0.083
Fi,4	0.049	2.87	0.139
Fi,5	0.429	2.15	0.922
Fi,6	0.000	4.30	0.000
Fi,7	0.000	4.30	0.000
ΔF	0.217	2.87	0.621
S _{AS}	6.995	1.43	10.026
S _{QS}	1.549	2.15	3.331
S _W	0.00	0.00	0.000
TOTALE			15.330



$$e = 2.480 \text{ m}$$

CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO SEZ. ATTACCO FUSTO/FONDAZIONE
(Metodo delle tensioni ammissibili)

$$A_s = \frac{M^*}{0,9 h \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s}$$

$$M^* = N (e + h)$$

$$A_s = 7.607884 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva (5 ϕ 20)

$$A_{se} = 15.710 \text{ cm}^2$$

Posizione asse neutro (digitare ctrl+s per la ricerca)

$$x = 18.714 \text{ cm}$$

Errore di approssimazione nella ricerca dell'asse neutro

$$\text{Err} = 2.54868E-06 \text{ cm}$$

Tensione nel calcestruzzo

$$\sigma_c = 27.236 \text{ Kg/cm}^2$$

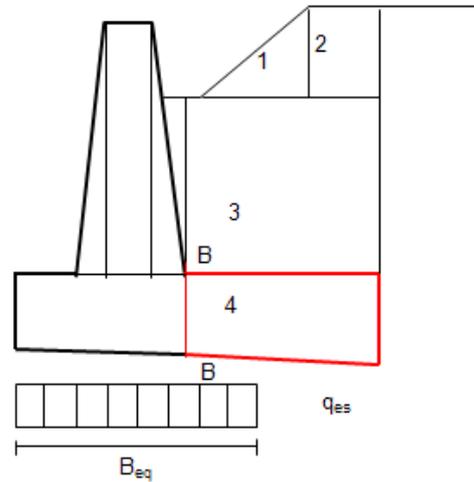
Tensione nell'acciaio

$$\sigma_s = 1228.774 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Condizioni sismiche)

Poiché generalmente la larghezza della a valle (b_v) è molto ridotta, si adotta un equilibrio al nodo semplificato ed a vantaggio di sicurezza, ribaltando sulla suola, nella sezione B-B, il momento alla base del paramento.

$$M = 15.33 \text{ t}\cdot\text{m}$$



CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI MONTE (sez. B-B) (Metodo delle tensioni ammissibili)

$$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$$

$$h = 0.760 \text{ m}$$

$$A_s = 10.187 \text{ cm}^2$$

Armatura effettiva (5 ϕ 20)

Posizione asse neutro

Tensione nel calcestruzzo compresso

Tensione nell'acciaio teso

$$A_{se} = 15.710 \text{ cm}^2$$

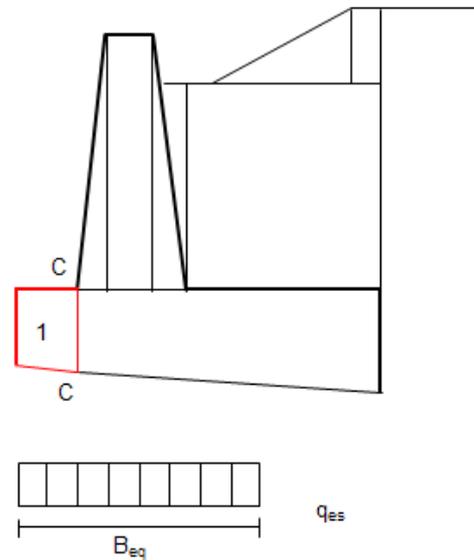
$$x = 16.715 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 26.044 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1385.526856 \text{ kg/cm}^2$$

CALCOLO E VERIFICA DELLA MENSOLA DI VALLE (sez. C-C)
(Condizioni sismiche)

Elemento	Forza W_i (t)	Braccio (m)	Momento (tm)
1	2.620	0.655	-1.716
q_{es}	10.730	0.655	7.028
$M_{risultante}$			5.312


CALCOLO E VERIFICA AREA ACCIAIO MENSOLA DI VALLE (sez. C-C)
(Metodo delle tensioni ammissibili)

$A_s = \frac{M}{0,9 h \sigma_s}$	$A_s = 4.611 \text{ cm}^2$
$h = 0.760 \text{ m}$	
Armatura effettiva (5 ϕ 16)	$A_{se} = 10.050 \text{ cm}^2$
Posizione asse neutro	$x = 13.705 \text{ cm}$
Tensione nel calcestruzzo compresso	$\sigma_c = 10.852 \text{ kg/cm}^2$
Tensione nell'acciaio teso	$\sigma_s = 739.9408036 \text{ kg/cm}^2$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00 Foglio 120 di 125

6.2. Verifica sezione tra cordolo e paramento verticale

Si riporta la verifica della sezione tra il paramento verticale e il cordolo posto in testa al muro, a seguito dell'urto di un veicolo contro il sicurvia.

Come indicato nel D.M. LL.PP. "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali" del 4 Maggio 1990, si assume che l'effetto dell'urto di un veicolo in svio sia assimilabile ad una forza orizzontale perpendicolare all'asse stradale di intensità pari a 45kN agente sul montante del sicurvia ad una quota di 60 cm dal piano viario; pertanto, considerando l'altezza del cordolo, il braccio massimo è di 100 cm. Si considera una larghezza di ripartizione (B) pari ad almeno 5m. Ne risulta:

$$T = 45 \text{ kN} / 5 \text{ m} = 9 \text{ kN/m}$$

$$M = 9 \text{ kN/m} \times 1.0 \text{ m} = 9 \text{ kNm/m}$$

$$M_{SLU} = M \times 1.5 = 13.5 \text{ kNm/m}$$

Si considera una sezione di verifica rettangolare aventi le seguenti caratteristiche:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$c = 4 \text{ cm}$$

$$A_f = 1 \phi 12 / 20 \text{ cm} = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ (area minima tra le varie tipologie)}$$

$$A'_f = 1 \phi 12 / 20 \text{ cm} = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ (area minima tra le varie tipologie)}$$

Nel seguito si riporta il tabulato di verifica dal quale si evince che la sezione è ampiamente verificata.

Descrizione : Sezione in C.A.
 Nome lavoro : 1014B1
 Nome file : Vs_nuovo.VSE
 Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm²; d in mm; deformazioni*1000.
 ferri : diametri in mm; aree in cm².

Simboli:

Vert. = contorno_vertice del CLS; d = diametro;
 S = Sigma (tensioni sui materiali);
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 5400. ; fyk = 4500. ; ftd = 4695.65 (6.75%)

SEZIONE

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00	
		Foglio 121 di 125

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:				Acciaio lento:				
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]	
1- 1	-50.	0.	1	46.	41.	12.	1.131	
1- 2	-50.	45.	2	23.	41.	12.	1.131	
1- 3	50.	45.	3	0.	41.	12.	1.131	
1- 4	50.	0.	4	-23.	41.	12.	1.131	
			5	-46.	41.	12.	1.131	
			6	-46.	4.	12.	1.131	
			7	-23.	4.	12.	1.131	
			8	0.	4.	12.	1.131	
			9	23.	4.	12.	1.131	
			10	46.	4.	12.	1.131	

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 22.5 (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	0.	135000.	0.	

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz * y +muy * z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-0.00000914086	0.	.00034669983

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 2	-0.0646	-9.	6.	.3101	620.3	si

6.3. Verifiche di stabilità globale

6.3.1. Descrizione del metodo

Per la verifica di stabilità si è utilizzato il software prodotto dalla CDM DOLMEN e OMNIA IS s.r.l. il quale sviluppa la suddetta verifica secondo i metodi di BISHOP SEMPLIFICATO e di FELLENIUS.

L'esame della condizioni di stabilità è stata condotta utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite.

Il metodo consente di valutare un valore del coefficiente di sicurezza medio della superficie di scivolamento definito come:

$$F_s = \frac{(\tau_{ult})_m}{\tau_m}$$

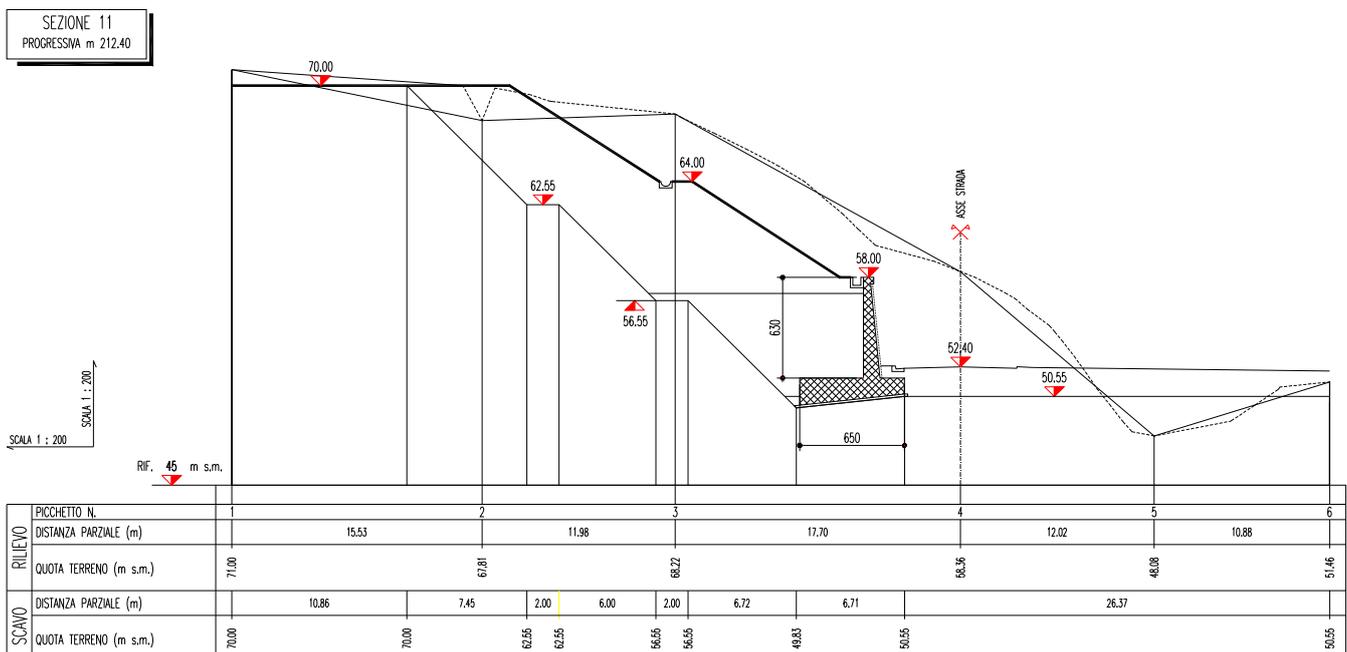
essendo:

$(\tau_{ult})_m$ = resistenza al taglio media del terreno lungo la superficie di scivolamento;

τ_m = tensione tangenziale media mobilitata lungo la superficie di scivolamento.

Il programma permette il calcolo dei coefficienti di sicurezza di superfici di potenziale scivolamento sia circolari sia di geometria qualsiasi. Nel caso di superfici circolari è possibile definire una griglia al cui interno sono situati i centri delle superfici di scivolamento per le quali si ricerca il coefficiente di sicurezza. In tale maniera è possibile individuare la superficie per la quale si ha il coefficiente di sicurezza minimo.

La verifica è stata sviluppata in corrispondenza della sezione che presenta le condizioni di versante più gravose. Nel seguito si riporta l'estratto grafico della sezione esaminata.



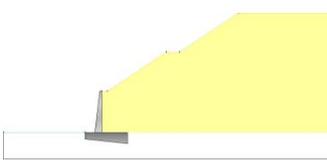
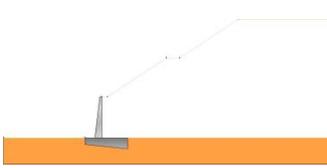
6.3.2. Dati di input

- Terreno

Profili di Monte e Valle

MONTE			VALLE		
punto	x [cm]	z [cm]	punto	x [cm]	z [cm]
1	0	0	1	-255	-630
2	87	0	2	-1500	-630
3	987	600			
4	1187	600			
5	2087	1200			
6	3723	1200			

Strati

strato e terreno	dati inseriti	disegno strato	coord. (x;z)
- 1 - Strato 1 (strato 1) Terreno 2 (non coesivo) (RIEMPIMENTO) $c' = 0.5 \text{ daN/cm}^2$ $\gamma = 0.0019 \text{ daN/cm}^3$ $\varphi = 31^\circ$	$h = 0$ $i = 0^\circ$		1 (3723;-630) 2 (3723;1200) 3 (2087;1200) 4 (1187;600) 5 (987;600) 6 (87;0) 7 (0;0) 8 (0;-630) 9 (395;-630) 1 (3723;-630) 2 (3723;1200) 3 (2087;1200) 4 (1187;600) 5 (987;600) 6 (87;0) 7 (0;0) 8 (0;-630) 9 (395;-630)
- 2 - Strato 2 (strato 2) Terreno 1 (non coesivo) (FONDAZIONE) $c' = 0.5 \text{ daN/cm}^2$ $\gamma = 0.0019 \text{ daN/cm}^3$ $\varphi = 28^\circ$	$h = -630$ $i = 0^\circ$		1 (3723;-1040) 2 (3723;-630) 3 (395;-630) 4 (395;-800) 5 (-255;-730) 6 (-255;-630) 7 (-1500;-630) 8 (-1500;-1040)

Stratigrafia.

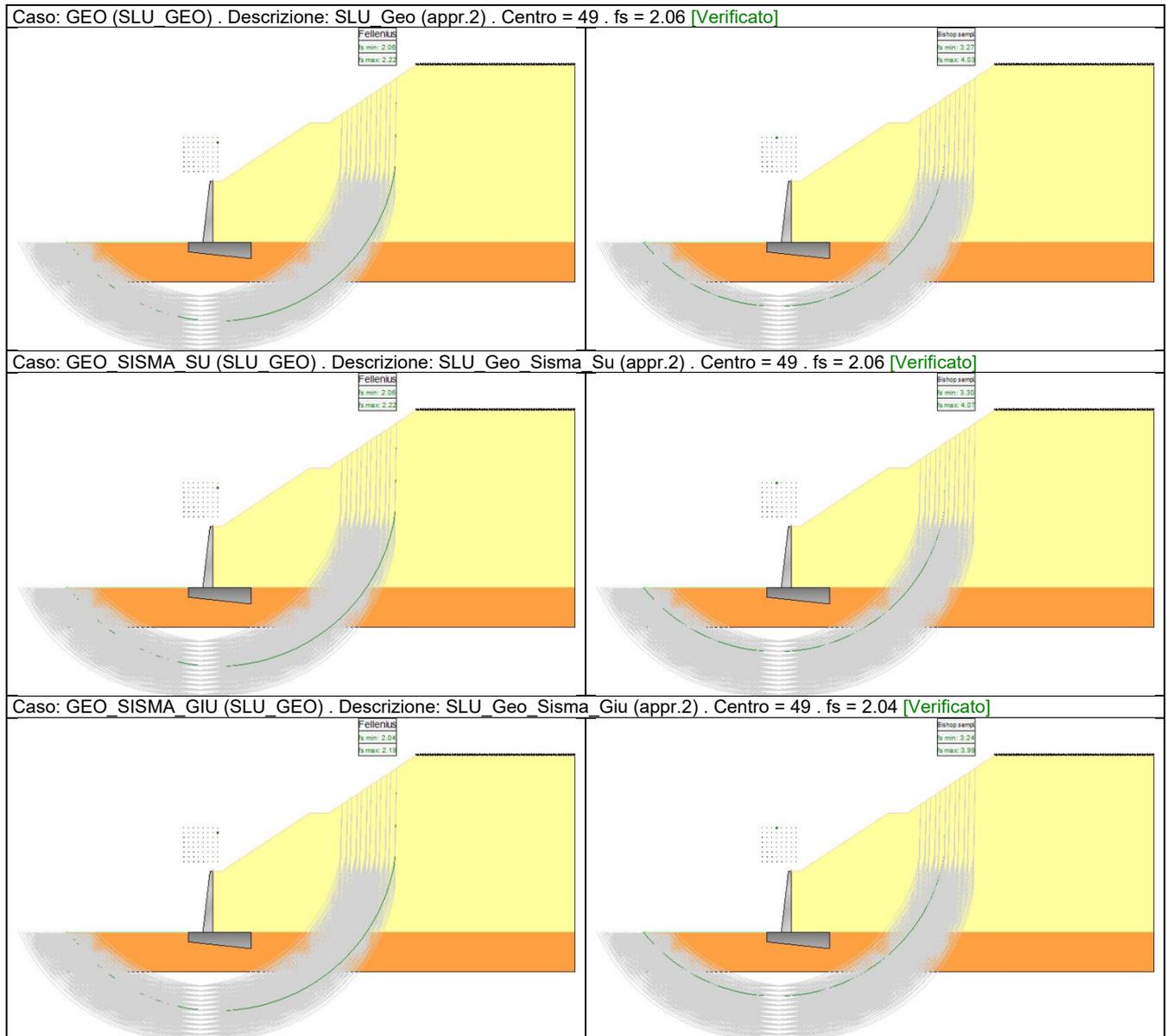
Carichi

- descrizione = carico nastriforme 1
- tipologia = nessuno
- estremi (xi;xf) = 2087;3723 cm
- tipo inserimento = sul profilo
- intensità = 0.2 daN/cm²

Casi di Carico

caso	coefficienti per i carichi
STATICO coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.00; -]
SISMA + coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.00;0.30]
SISMA - coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1 [1.00;0.30]

6.3.1. Verifiche



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
Relazione di calcolo dei muri	A301-01-D-CV-CL-TR11-0X-009-A00

I coefficienti di sicurezza presentati sono quelli minimi ottenuti dalle analisi di stabilità, e perciò riconducibili alle superfici circolari verosimilmente più critiche.

Come si può constatare, i valori dei coefficienti F_s sono maggiori ai valori minimi prescritti da normativa:

condizione statica : $F_{s \text{ min}} = 1.3$

condizione sismica : $F_{s \text{ min}} = 1.3$

I risultati forniti dalle analisi hanno permesso di appurare l'efficacia dell'intervento proposto; i coefficienti di sicurezza F_s si attestano su valori sufficientemente elevati, tali da escludere l'insorgere di fenomeni d'instabilità.