



PROVINCIA DI ALESSANDRIA  
COMUNE DI ACQUI TERME

Lavori di messa in sicurezza di un bastione del Castello  
dei Paleologi  
PROGETTO ESECUTIVO

Relazione geotecnica-strutturale

COMMITTENTE

Amministrazione Comunale  
Acqui Terme  
Piazza Levi, 12  
15011 - Acqui Terme (AL)

PROGETTO



Dott. Ing. Marco GOSO  
Ordine Ingegneri Savona n. 1288

Arch. Susanna CALCAGNO  
Ordine architetti Genova n. 4197

D					Allegato: <b>B</b>	Pagine: <b>38</b>
C						
B						
A						
0	Ott' 19	Ing. M. Goso	Ing. M. Goso	EMISSIONE	FILE:	rel_geotecnica.doc
REV	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	DESCRIZIONE		

COMUNE DI ACQUI TERME – Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI	0	Ott 2019	Emissione
	REV.	DATA	DESCRIZIONE
	RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE		FILE: Rel_GEO-STRU.doc
			Pag. 1 di 38

## INDICE

1	PREMESSA .....	2
2	NORMATIVE E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	3
2.1	Normative.....	3
3	DESCRIZIONE DELLO STATO DEI LUOGHI E DEGLI INTERVENTI.....	4
3.1	Stato dei luoghi .....	4
3.2	Interventi previsti .....	5
4	MODELLAZIONE.....	6
4.1	Caratteristiche dei materiali .....	6
4.2	Caratteristiche geometriche.....	7
4.2.1	Parametri geotecnici caratteristici .....	8
4.3	Azioni caratteristiche .....	9
4.3.1	Peso proprio strutturale.....	9
4.3.2	Spinta del terreno.....	9
4.3.3	Azione sismica .....	9
4.4	Combinazione delle azioni caratteristiche .....	12
4.4.1	Combinazione SLU.....	12
4.4.2	Combinazione sismica .....	14
4.4.3	Combinazione SLE .....	14
5	VERIFICHE .....	15
5.1	Verifica a ribaltamento .....	16
5.2	Verifica a scorrimento.....	17
5.3	Verifica al carico limite.....	17
5.4	Verifica alla stabilità globale .....	19
5.5	Riepilogo combinazione .....	20
5.6	Riepilogo delle verifiche stato attuale.....	23
5.7	Riepilogo verifiche stato di progetto .....	23
5.8	Verifica degli ancoraggi.....	23
5.8.1	Verifica I fila di tiranti (z=-0,70 m) .....	24
5.8.2	Verifica II fila di tiranti (z=-2,70 m).....	25
5.8.3	Verifica III fila di tiranti (z=-4,70 m).....	26
5.8.4	Verifica IV fila di tiranti (z=-6,46 m) .....	27
6	ALLEGATO 1.....	28

COMUNE DI ACQUI TERME – Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI	0	Ott 2019	Emissione
	REV.	DATA	DESCRIZIONE
	RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE	FILE: Rel_GEO-STRU.doc	Pag. 2 di 38

## 1 PREMESSA

Per il consolidamento di uno dei bastioni del Castello dei Paleologi in comune di Acqui terme (AL) è prevista la realizzazione di 4 ordini di rinforzi costituiti da profili metallici che vadano ad incamiciare i tre lati, venendo a costituire il supporto per alcuni tiranti passivi che dovranno essere realizzati a contrasto delle spinte, immorsati nel substrato (quelli del fronte est – cosiddetti “tiranti”) o passanti da un lato all’altro (sue due lati nord e sud – cosiddetti “catene”).

Inoltre, in corrispondenza del parapetto sul lato sud, che subisce l’evidente deformazione a causa della presenza dell’albero, si prevede sul lato esterno di realizzare delle fasce orizzontali collegate a profili metallici verticali che avranno la funzione di contrastare la spinta, in modo da evitare che il parapetto possa crollare verso l’esterno.

Oltre a ciò si provvederà a iniettare le lesioni con malte speciali con l’obiettivo di ricucire la muratura per quanto possibile.

I calcoli sono stati condotti con l’ausilio del codice di calcolo Max 15.0, di comprovata attendibilità.

Le unità di misura, salvo diversamente specificato, sono da intendersi kN, kNm e m.

E’ doveroso precisare che il progetto prevede opere la cui funzione è semplicemente quella di mettere in sicurezza il bastione lesionato. L’obiettivo che ci si è posti è stato quello di intervenire con elementi temporanei, in grado di ripristinare le condizioni di equilibrio in attesa di effettuare un restauro più articolato dell’intero complesso. Tutti gli elementi strutturali previsti potranno infatti essere rimossi facilmente senza alterare la struttura esistente, nel pieno rispetto dell’elevato pregio storico.

Per questo motivo verrà dimostrato che l’analisi nelle condizioni attuali presenta dei coefficienti di sicurezza inferiori all’unità, mentre a seguito degli interventi i valori dei coefficienti di sicurezza saranno tutti maggiori dell’unità.

Non disponendo di una specifica relazione geologica di caratterizzazione dei materiali litoidi coinvolti, sono state effettuate assunzioni a largo favore di sicurezza.

COMUNE DI ACQUI TERME – Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI	0	Ott 2019	Emissione
	REV.	DATA	DESCRIZIONE
	RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE	FILE: Rel_GEO-STRU.doc	Pag. 3 di 38

## 2 NORMATIVE E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normative

I dimensionamenti effettuati e le relative verifiche, riportati e non nella presente relazione, vengono eseguiti nel rispetto della Normativa Vigente, con particolare riferimento a:

- D.M. LL.PP. 11/03/1988 "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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Circolare LL.PP. 24/09/1988 n. 30483.
- D.M. LL.PP. 14/02/1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Circolare M. LL.PP. 24/06/1993 n. 37406/STC "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" ai sensi della legge 5/11/1971 n. 1086.
- D.M. LL.PP. 09/01/1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. LL.PP. 16/01/1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- Circolare M. LL.PP. 04/07/1996, n. 156AA.GG./STC. "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui ai al D.M. 16/01/1996".
- D.M. LL.PP. 16/01/1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Ordinanza 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20/03/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Ordinanza 3316 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20/03/2003 "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003".
- Ordinanza 3316 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20/03/2003 "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003"; Allegato 2 aggiornato al 09/09/2004.
- Ordinanza 3431 del Presidente del Consiglio dei Ministri del 03/05/2005.
- D.M. 17 gennaio 2018. Testo Unitario "Nuove norme Tecniche per le Costruzioni" → NTC.
- Circolare 21 Gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.
- EUROCODICE 2 – Costruzioni in conglomerato cementizio → EC2.
- EUROCODICE 7 – Progettazione geotecnica → EC7.
- EUROCODICE 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture → EC8.

COMUNE DI ACQUI TERME – Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI	0	Ott 2019	Emissione
	REV.	DATA	DESCRIZIONE
	RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE	FILE: Rel_GEO-STRU.doc	Pag. 4 di 38

### 3 DESCRIZIONE DELLO STATO DEI LUOGHI E DEGLI INTERVENTI

#### 3.1 Stato dei luoghi

Il Castello di Acqui Terme detto "dei Paleologi" è la storica dimora dei Marchesi del Monferrato, risalente, nella parte più antica ancor oggi conservata, alla seconda metà del XV secolo.

Il bastione orientale appare seriamente lesionato da profonde crepe, dovute principalmente alla crescita dell'albero posto in sommità del bastione stesso.

Le lesioni hanno determinato l'esigenza di delimitare una zona di rispetto alla sua base, per evitare gli incidenti provocati dalle eventuali cadute dei paramenti.



*Lesioni principali sul fronte sud ed est*

COMUNE DI ACQUI TERME – Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI	0	Ott 2019	Emissione
	REV.	DATA	DESCRIZIONE
	RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE	FILE: Rel_GEO-STRU.doc	Pag. 5 di 38



*Lesione sul fronte sud e movimento fuori piano del parapetto*

### **3.2 Interventi previsti**

Il bastione in questione è caratterizzato da una altezza fuori terra di circa 11 metri; risulta realizzato in mattoni di laterizio ed è coronato da un parapetto anch'esso in mattoni di laterizio.

I fronti del bastione presentano alcune profonde lesioni nella muratura, che lasciano presupporre che sia in atto un fenomeno di ribaltamento fuori piano della parete.

Una delle cause può certamente individuarsi nella presenza dell'olmo presente sul pianoro posto in sommità del bastione, che con l'apparato radicale sta danneggiando il parapetto e spingendo verosimilmente sulla muratura.

Per il consolidamento del bastione è prevista la realizzazione di 4 ordini di rinforzi costituiti da profili metallici che vanno ad incamiciare i tre lati, venendo a costituire il supporto per alcuni tiranti passivi (barre DYWIDAG tipo GEWY) che dovranno essere realizzati a contrasto delle spinte, immorsati nel substrato (quelli del fronte est – cosiddetti "tiranti") o passanti da un lato all'altro (sui due lati nord e sud – cosiddetti "catene").

Inoltre, in corrispondenza del parapetto sul lato sud, che subisce l'evidente deformazione a causa della presenza dell'albero, si prevede sul lato esterno di realizzare delle fasce orizzontali con una rete metallica collegate a profili metallici verticali che avranno la funzione di contrastare la spinta, in modo da evitare che il parapetto possa crollare verso l'esterno.

#### 4 MODELLAZIONE

La modellazione del bastione è effettuata con il software di calcolo Max 15.0. Per rappresentare al meglio la situazione attuale, all'interno del software si è modellata la sola parete frontale del bastione, cioè la parete che effettivamente evidenzia segnali di distacco e ribaltamento. Si è trascurata inoltre, rimanendo pertanto a favore di sicurezza, l'interazione con le due pareti ortogonali.

Ai fini di verificare l'effettivo miglioramento della stabilità globale del bastione con i rinforzi previsti nel seguito verranno riportate le analisi prima dell'intervento e dopo l'intervento.

##### 4.1 Caratteristiche dei materiali

Nella tabella successiva si riportano le caratteristiche tecniche delle barre prescelte per l'esecuzione di tiranti e catene.



Saranno impiegate barre "Diwidag" realizzate in acciaio da precompressione a filettatura continua tipo GEWI, aventi le seguenti caratteristiche:

$\phi_{nom} = 32 \text{ mm}$

$F_{yk} \geq 402 \text{ kN}$

$F_{tk} \geq 442 \text{ kN}$

$\phi_{nom} = 35 \text{ mm}$

$F_{yk} \geq 645 \text{ kN}$

$F_{tk} \geq 770 \text{ kN}$

**4.2 Caratteristiche geometriche**

È prevista la realizzazione di 4 ordini di rinforzi costituiti da profili metallici di tipo UPN160 che vadano ad incamiciare i tre lati, venendo a costituire il supporto per 12 tiranti passivi per lato che dovranno essere realizzati a contrasto delle spinte, immorsati in roccia (quelli del fronte est) o passanti da un lato all'altro (sue due lati nord e sud). Le dimensioni del muro non sono note e pertanto è stato eseguito un rilievo della parte visibile, e successivamente sono state ipotizzate le dimensioni della sezione più alta, per poter realizzare un modello di calcolo.

Al fine di ripristinare i coefficienti di sicurezza previsti dalla norma, si è deciso di impiegare barre di tipo GEWI ( $\phi 32$ ) e GEWI Plus ( $\phi 35$ ).

La distribuzione dei tiranti è riportata nella seguente tabella:

Ordine	N tiranti	Tipo di barra	Quota dal p.c. [m]	Diametro barra [mm]	Diametro Foro [mm]	Inclinazione [°]	Lunghezza barra [m]	Lunghezza bulbo [m]
I	2	GEWI	0,7	32	120	20	10	10
II	3	GEWI	2,7	32	120	20	9	9
III	3	GEWI	4,7	32	120	20	9	9
IV	4	GEWI Plus	6,46	35	120	20	10	10





COMUNE DI ACQUI TERME - Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI	0	Ott 2019	Emissione
	REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE		FILE: Rel_GEO-STRU.doc	Pag. 8 di 38

#### 4.2.1 Parametri geotecnici caratteristici

Per quanto riguarda la scelta dei parametri geotecnici, non avendo a disposizione una relazione geologica, si sono scelte le caratteristiche medie di un materiale scadente che potrebbe essere rappresentativo del materiale di riempimento utilizzato all'epoca della costruzione.

n°	Descr	$\gamma$ [kN/mc]	$\gamma_{sat}$ [kN/mc]	$\phi$ [°]	$\delta$ [°]	c [N/mm <sup>2</sup> ]	ca [N/mm <sup>2</sup> ]	Cesp	$\tau_l$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
1	Terreno_1	18,0000	18,0000	22.000	14.670	0,005	0,002	1.800	0,000	(CAR)
				22.000	14.670	0,005	0,002		0,000	(MIN)
				22.000	14.670	0,005	0,002		0,000	(MED)
2	Terreno 2	24,0000	24,0000	32.000	20.000	0,005	0,002	1.000	0,000	(CAR)
				32.000	20.000	0,005	0,002		0,000	(MIN)
				32.000	20.000	0,005	0,002		0,000	(MED)

COMUNE DI ACQUI TERME – Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI	0	Ott 2019	Emissione
	REV.	DATA	DESCRIZIONE
	RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE	FILE: Rel_GEO-STRU.doc	Pag. 9 di 38

#### 4.3 Azioni caratteristiche

Ai fini delle verifiche successive, sono state individuate 3 azioni caratteristiche, in seguito combinate per ricercare le massime caratteristiche di sollecitazione negli elementi della struttura:

- 1: peso proprio strutturale
- 2: spinta del terreno
- 3: variabile da affollamento
- 4: azioni sismiche

##### 4.3.1 Peso proprio strutturale

Il valore delle opere in calcestruzzo armato è stato assunto pari a  $\gamma_{cls} = 25$  kN/mc.

##### 4.3.2 Spinta del terreno

L'azione corrispondente alla spinta delle terre è stata valutata secondo le prescrizioni delle "Norme Tecniche per le Costruzioni", impiegando il metodo di Culmann. Questo metodo adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta

##### 4.3.3 Azione sismica

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazioni, due orizzontali ed una verticale, da considerare tra loro indipendenti.

Nel caso in esame la componente verticale può essere trascurata.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali, con coeff. di partecipazione unitario per i pesi propri strutturali e non, e con coeff. di partecipazione inferiore all'unità per i carichi variabili.

Sulla base della caratterizzazione sismica del sito di intervento si possono definire gli spettri di risposta delle componenti orizzontali.

L'azione sismica deve essere valutata a partire da una cosiddetta pericolosità sismica di base, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

COMUNE DI ACQUI TERME – Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI	0	Ott 2019	Emissione
	REV.	DATA	DESCRIZIONE
	RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE		FILE: Rel_GEO-STRU.doc
			Pag. 10 di 38

Definita questa pericolosità di base, viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di intervento e dalla morfologia della superficie topografica. Tali modifiche determinano la cosiddetta risposta sismica locale.

#### 4.3.3.1 Tipo di opera, vita nominale e classe d'uso

La vita nominale dell'opera viene definita con riferimento alla tabella 2.4.I - NTC, in funzione delle caratteristiche della stessa.

Opera	Tipo	V <sub>N</sub>
Opere provvisoriale	1	10
<b>Opere ordinarie</b>	<b>2</b>	<b>50</b>
Grandi opere	3	100

Nel caso in studio si fa riferimento ad opere di tipo 2, cui corrisponde una vita nominale (V<sub>N</sub>) pari a 50 anni.

Le opere in progetto devono inoltre essere classificate in relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma (cfr. tabella 2.4.II - NTC).

Classe d'uso	I	<b>II</b>	III	IV
<b>Coefficiente C<sub>u</sub></b>	0.7	<b>1.0</b>	1.5	2.0

Considerato il tipo di struttura si può assumere a favore di sicurezza la classe d'uso II cui è associato un coefficiente d'uso (C<sub>u</sub>) pari a 1,0.

Il periodo di riferimento (V<sub>R</sub>) dell'evento sismico viene pertanto definito (cfr. paragrafo 2.4.3 - NTC) come prodotto tra la vita nominale (V<sub>N</sub>) ed il coefficiente d'uso (C<sub>u</sub>) ottenendo:

$$V_R = C_u \times V_N = 1,0 \times 50 = 50 \text{ anni.}$$

**E' chiaro che tale scelta è a favore di sicurezza in quanto come già precisato in premessa, gli interventi previsti vanno intesi come temporanei e finalizzati alla messa in sicurezza del bastione in attesa di un intervento di consolidamento più radicale.**

Per quanto concerne la valutazione dell'azione sismica, le NTC-08 hanno introdotto una valutazione puntuale dell'azione sismica espressa sottoforma di spettri di risposta descritti da tre parametri, tra cui l'accelerazione orizzontale massima a<sub>g</sub> su sito di riferimento rigido e superficie orizzontale, per diversi periodi di ritorno TR (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni) in corrispondenza dei nodi di un reticolo distribuito sul territorio nazionale con maglie di lato inferiore a 10 km.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame:

Comune	Acqui Terme
Provincia	Alessandria
Regione	Piemonte
Latitudine	44.675527
Longitudine	8.470669
Indice punti di interpolazione	15580 - 15579 - 15801 - 15802

Vita nominale 50 anni  
 Classe d'uso II  
 Tipo costruzione Normali affollamenti  
 Vita di riferimento 50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	$a_g$	[m/s <sup>2</sup> ]		0.553	0.234
Accelerazione al suolo	$a_g/g$	[%]		0.056	0.024
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	$F_0$			2.566	2.546
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	$T_c^*$			0.288	0.195
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	$S_s$		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	$S_t$		T1	1.000	
Coeff. di riduzione	$\beta_m$			1.000	1.000
Coeff. di riduzione verifica a ribaltamento	$\beta_m$			0.000	0.000
Coeff. di intensità sismica orizzontale	$k_h$	[%]		6.759	2.860
Coeff. di intensità sismica verticale	$k_v=0.50 k_h$	[%]		3.379	1.430

Forma diagramma incremento sismico  **Rettangolare**

Le verifiche in condizioni sismiche per questo caso si possono svolgere facendo riferimento al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) - punto 7.11 NTC:

- accelerazione massima su suolo roccioso  $a_g = 0,0553g$
- parametri spettrali  $F_0 = 2,566$   
 $T_c^* = 0,288 s.$

Per quanto riguarda i fattori di amplificazione del sottosuolo e topografica possono essere così definiti:

- coeff. amplificazione sottosuolo  $S_s = 1,20$  (terreno tipo B)
- coeff. amplificazione topografica  $S_T = 1,00.$

Definiti i parametri che permettono di determinare le azioni sismiche, per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe.

Detta  $\epsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\epsilon' = \epsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(k_h / (1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, funzione di  $k_h$ , definiti dal Testo Unico (p.to 7.11.6.2.1):

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da  $\Delta S = AS' - S$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

COMUNE DI ACQUI TERME – Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI	0	Ott 2019	Emissione
	REV.	DATA	DESCRIZIONE
	RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE		FILE: Rel_GEO-STRU.doc
			Pag. 12 di 38

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come:

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

#### 4.4 Combinazione delle azioni caratteristiche

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

1) combinazione per gli stati limite ultimi

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

2) combinazione sismica

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

3) combinazioni per gli stati limite di esercizio

rara  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

frequente  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

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

##### 4.4.1 Combinazione SLU

In ottemperanza al p.to 6.5.3.1 del DM 2018, per i muri di sostegno devono essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

*SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*

- verifica di stabilità globale del complesso muro-terreno;
- verifica allo scorrimento sul piano di posa;
- verifica al collasso per carico limite sul terreno di fondazione;
- verifica a ribaltamento.

*SLU di tipo strutturale (STR)*

- verifica del raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, nel caso specifico la verifica si limita agli ancoraggi.

COMUNE DI ACQUI TERME – Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI		0	Ott 2019
		REV.	DATA
RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE		FILE: Rel_GEO-STRU.doc	Pag. 13 di 38

Per il muro di sostegno in oggetto la verifica di stabilità è stata effettuata secondo l'approccio 1 – combinazione 2 (A2+M2+R2), come prescritto dal DM 2018. Le altre verifiche sono state effettuate secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3).

In generale l'approccio 1 prevede che nelle verifiche agli SLU per il dimensionamento geotecnico del muro di sostegno e delle fondazioni (GEO), si consideri lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni.

Nelle verifiche agli SLU finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali del muro o della fondazione. L'analisi è svolta utilizzando la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

Limitatamente al caso in esame, di opera di sostegno flessibile, considerando gli stati limite indicati, i valori numerici dei coefficienti parziali possono riassumersi nel seguente prospetto:

Fattore	AZIONI - $\gamma_F$						PROPRIETA' DEL TERRENO - $\gamma_M$				RESISTENZE - $\gamma_R$		
	Permanenti		Permanenti non strutturali		Variabili		Tan angolo resistenza taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso unità di volume	Capacità portante/Res. a valle	Scorrimento	Ribaltamento
CASO STATICO	Fav	Sfav	Fav	Sfav	Fav	Sfav	$\tan \phi'_k$	$c'_k$	$c_{uk}$	$\gamma$	$q_b$	$\delta$	$K_p$
App. 2	1	1,30	0,8	1,50	0	1,50	1	1	1	1	1,4	1,1	1,15
App. 1 – comb. 2	1	1	0,8	1,30	0	1,30	1,25	1,25	1,40	1	1	1	1

COMUNE DI ACQUI TERME – Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)							0		Ott 2019	Emissione		
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI							REV.	DATA		DESCRIZIONE		
							RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE					

#### 4.4.2 Combinazione sismica

In ottemperanza al p.to 7.11.1 del DM 2008, le verifiche agli stati limite ultimi in condizioni sismiche devono essere effettuate ponendo pari ad 1 i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali visti per gli stati limite ultimi in condizioni statiche.

Fattore	AZIONI - $\gamma_F$						PROPRIETA' DEL TERRENO - $\gamma_M$				RESISTENZE - $\gamma_R$		
	Permanenti		Permanenti non strutturali		Variabili		Tan angolo resistenza taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso unità di volume	Capacità portante/Res. a valle	Scorrimento	Ribaltamento
CASO SISMICO	Fav	Sfav	Fav	Sfav	Fav	Sfav	$\tan \phi'_k$	$c'_k$	$c_{uk}$	$\gamma$	$q_b$	$\delta$	$K_p$
App. 2	1	1	0	1	0	1	1	1	1	1	1,2	1	1
App. 1 – Comb. 2	1	1	0	1	0	1	1,25	1,25	1,40	1	1	1	1

Sulla base di quanto indicato al punto 7.11 del DM 2018, in condizioni sismiche il rispetto dei vari stati limite ultimi si considera conseguito quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

#### 4.4.3 Combinazione SLE

Fattore	AZIONI - $\gamma_F$						PROPRIETA' DEL TERRENO - $\gamma_M$				RESISTENZE - $\gamma_R$		
	Permanenti		Permanenti non strutturali		Variabili		Tan angolo resistenza taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso unità di volume	Capacità portante/Res. a valle	Scorrimento	Ribaltamento
CASO SISMICO	Fav	Sfav	Fav	Sfav	Fav	Sfav	$\tan \phi'_k$	$c'_k$	$c_{uk}$	$\gamma$	$q_b$	$\delta$	$K_p$
App. 2	1	1	0	1	0	1	1	1	1	1	1,2	1	1
App. 1 – Comb. 2	1	1	0	1	0	1	1,25	1,25	1,40	1	1	1	1

COMUNE DI ACQUI TERME – Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI	0	Ott 2019	Emissione
	REV.	DATA	DESCRIZIONE
	RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE	FILE: Rel_GEO-STRU.doc	Pag. 15 di 38

## 5 VERIFICHE

Il calcolo delle sollecitazioni nelle varie combinazioni è stato condotto con l'ausilio del codice di calcolo *Max 15.0 della AZTEC Informatica*, di comprovata attendibilità.

### Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

### Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità



$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1\pm k_v))]$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

### 5.1 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Eseguito il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare  $\eta_r \geq 1.0$ .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo

COMUNE DI ACQUI TERME – Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI	0	Ott 2019	Emissione
	REV.	DATA	DESCRIZIONE
	RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE	FILE: Rel_GEO-STRU.doc	Pag. 17 di 38

quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

## 5.2 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_s >= 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_f$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

## 5.3 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_q >= 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- $\phi$  angolo di attrito del terreno in fondazione;
- $\gamma$  peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori  $d$  e  $i$  che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con  $\theta$  l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale ( espresso in gradi ) e con  $\phi$  l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^\phi \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

**5.4 Verifica alla stabilità globale**

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g >= 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum^n_i ( \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \text{tg} \phi_i )}{\sum^n_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i_{esima}$  rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i_{esima}$  e  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre  $u_i$  ed  $l_i$  rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ( $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ ). Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in  $n$  strisce e dalla formula precedente si ricava  $\eta$ . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

## 5.5 Riepilogo combinazione

### Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione

$\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

## COMBINAZIONE SLU

### Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 2	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

### Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	--	Sfavorevole

### Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	--	Sfavorevole

### Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 2	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

### Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 2	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

### Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 2	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 2	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	--	Sfavorevole

**COMBINAZIONE SLE**

Combinazione n° 13 - SLER

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEF

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEQ

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

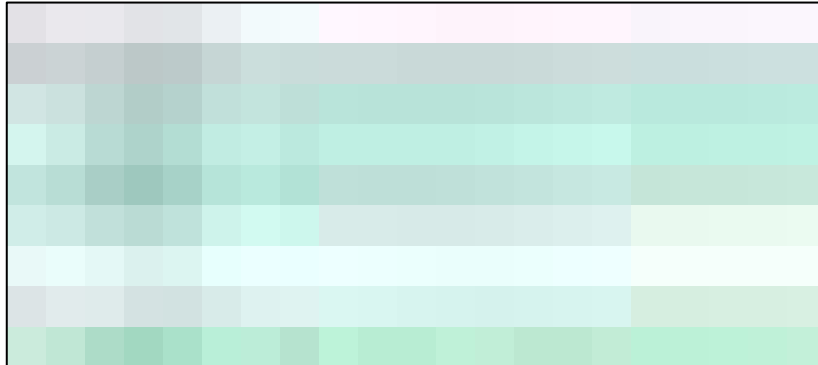
Combinazione n° 16 - SLEQ H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLEQ H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole
Condizione 2	1.00	--	Sfavorevole

### 5.6 Riepilogo delle verifiche stato attuale



Nelle condizioni attuali le verifiche di stabilità non sono soddisfatte.

### 5.7 Riepilogo verifiche stato di progetto

Cmb	Sismica	FS <sub>sco</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>UPL</sub>
1 - STR (A1-M1-R3)		1.402		1.580			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.537		1.369			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.582		1.317			
4 - STR (A1-M1-R3)		1.335		1.603			
5 - STR (A1-M1-R3)		1.402		1.580			
6 - STR (A1-M1-R3)		1.335		1.603			
7 - GEO (A2-M2-R2)					2.124		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				2.297		
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				2.414		
10 - EQU (A1-M1-R3)			2.274				
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		2.194				
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.327				

Nelle condizioni di progetto, considerando le 4 file di tiranti, le verifiche di stabilità del muro frontale (est) risultano ampiamente soddisfatte.

Nel seguito si affrontano nel dettaglio le verifiche degli ancoraggi/tiranti passivi, le restanti verifiche sono riportate nell'allegato 1 della seguente relazione.

### 5.8 Verifica degli ancoraggi

Tensione massima dei tiranti per ogni fila.

It	S	N <sub>MAX</sub>	A	σ <sub>f</sub>	σ <sub>lim</sub>
	[m]	[kN]	[cmq]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1 [P]	0,70	114,83	8,04	142,778	1364,425
2 [P]	2,70	176,18	8,04	219,063	1364,425
3 [P]	4,70	276,13	8,04	343,344	1364,425
4 [P]	6,46	436,02	8,04	542,148	1364,425



COMUNE DI ACQUI TERME - Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI	0	Ott 2019	Emissione
	REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE		FILE: Rel_GEO-STRU.doc	Pag. 24 di 38

### 5.8.1 Verifica I fila di tiranti (z=-0,70 m)

PORTATA LIMITE BULBO ANCORAGGIO DI TIRANTE IN TERRENO INCOERENTE			
AZIONE DI PROGETTO		kN	114,83
Tipo di tirante		PERMANENTE	
dp = Diametro medio della perforazione	m	0,12	
z = quota dal piano campagna del tirante	m	0,70	
Ltot = Lunghezza totale del tirante	m	10,00	
Lbul = Lunghezza del bulbo di ancoraggio effettiva	m	10,00	
Lib = Lunghezza libera del tirante (= Ltot - Lbul)	m	0,00	
α = Inclinazione del tirante sull'orizzontale	°	20	
γ = Peso specifico medio dei terreni sovrastanti	kN/mc	18	
z = Profondita' media del bulbo	m	2,41	
φ = Angolo di attrito interno del terreno di ancoraggio	°	22	
Ka = Coefficiente di spinta attiva (formula di Rankine)	-	0,45	
K = Coefficiente adimensionale dato da : $(K_a)^{0.5} \sin(\phi) (1 + \exp(2\pi \tan(\phi))) / 2$	-	1,73	
P lim = Forza limite di ancoraggio = $L_{bul} \pi dp K \gamma z$	kN	282	
Tipo di indagini		Prove geotecniche e/o metodi analitici	
ε <sub>a1</sub> Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II	-	-	
ε <sub>a2</sub> Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II	-	-	
ε <sub>a3</sub> Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.III	-	1,8	
ε <sub>a4</sub> Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.III	-	1,8	
R Resistenza di progetto allo sfilamento prove su ancoraggi	kN	-	
R Resistenza di progetto allo sfilamento - parametri geotecnici	kN	157	
<b>R Resistenza di progetto allo sfilamento</b>	<b>kN</b>	<b>131</b>	
<b>Verifica Soddisfatta</b>			

VERIFICA A ROTTURA DELLA BARRA			
R <sub>a,k</sub>	La resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero	kN	402,0
<b>R<sub>s,d</sub></b>	<b>La resistenza di progetto al limite di snervamento del tratto libero</b>	<b>kN</b>	<b>349,6</b>
<b>Verifica Soddisfatta</b>			

VERIFICA TENSIONE DI ADERENZA ACCIAIO-BULBO			
f <sub>bk</sub>	Resistenza caratteristica di aderenza tangenziale	N/mm <sup>2</sup>	4,03
η <sub>1</sub>	Buona aderenza		1,00
η <sub>2</sub>	diametro ≤ 32 mm		1,00
R <sub>ck</sub>	Resistenza caratteristica cls		30,00
f <sub>ctk</sub>	Resistenza caratteristica di trazione del cls	N/mm <sup>2</sup>	1,79
f <sub>bd</sub>	Resistenza di progetto di aderenza tangenziale	N/mm <sup>2</sup>	2,69
φ <sub>barra</sub>	Diametro della barra	mm	32,00
<b>N<sub>u</sub></b>	<b>trazione massima di progetto</b>	<b>kN</b>	<b>2700,29</b>
<b>Verifica Soddisfatta</b>			

5.8.2 Verifica II fila di tiranti (z=-2,70 m)

PORTATA LIMITE BULBO ANCORAGGIO DI TIRANTE IN TERRENO INCOERENTE		
AZIONE DI PROGETTO		kN
Tipo di tirante		PERMANENTE
dp = Diametro medio della perforazione	m	0,12
z = quota dal piano campagna del tirante	m	2,70
Ltot = Lunghezza totale del tirante	m	9,00
Lbul = Lunghezza del bulbo di ancoraggio effettiva	m	9,00
Llib = Lunghezza libera del tirante (= Ltot - Lbul)	m	0,00
α = Inclinazione del tirante sull'orizzontale	°	20
γ = Peso specifico medio dei terreni sovrastanti	kN/mc	18
z = Profondita' media del bulbo	m	4,24
φ = Angolo di attrito interno del terreno di ancoraggio	°	22
Ka = Coefficiente di spinta attiva (formula di Rankine)	-	0,45
K = Coefficiente adimensionale dato da : $(K_a)^{0.5} \cdot \sin(\phi) \cdot (1 + \exp(2 \pi \tan(\phi))) / 2$	-	1,73
P lim = Forza limite di ancoraggio = Lbul π dp K γ z	kN	447
Tipo di indagini		Prove geotecniche e/o metodi analitici
ξa1 Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II	-	-
ξa2 Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II	-	-
ξa3 Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.III	-	1,8
ξa4 Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.III	-	1,8
R Resistenza di progetto allo sfilamento prove su ancoraggi	kN	-
R Resistenza di progetto allo sfilamento - parametri geotecnici	kN	248
<b>R Resistenza di progetto allo sfilamento</b>	<b>kN</b>	<b>207</b>

Verifica Soddisfatta

VERIFICA A ROTTURA DELLA BARRA		
Ra,k	La resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero	kN 402,0
<b>Rs,d</b>	<b>La resistenza di progetto al limite di snervamento del tratto libero</b>	<b>kN 349,6</b>

Verifica Soddisfatta

VERIFICA TENSIONE DI ADERENZA ACCIAIO-BULBO		
f <sub>dk</sub>	Resistenza caratteristica di aderenza tangenziale	N/mmq 4,03
η <sub>1</sub>	Buona aderenza	1,00
η <sub>2</sub>	diametro <= 32 mm	1,00
R <sub>ck</sub>	Resistenza caratteristica cls	30,00
f <sub>ctk</sub>	Resistenza caratteristica di di trazione del cls	N/mmq 1,79
f <sub>td</sub>	Resistenza di progetto di aderenza tangenziale	N/mmq 2,69
φ <sub>barra</sub>	Diametro della barra	mm 32,00
<b>N<sub>u</sub></b>	<b>trazione massima di progetto</b>	<b>kN 2430,26</b>

Verifica Soddisfatta

5.8.3 Verifica III fila di tiranti (z=-4,70 m)

PORTATA LIMITE BULBO ANCORAGGIO DI TIRANTE IN TERRENO INCOERENTE		
AZIONE DI PROGETTO	kN	276,13
<i>Tipo di tirante</i>		
		<b>PERMANENTE</b>
dp = Diametro medio della perforazione	m	0,12
z = quota dal piano campagna del tirante	m	4,70
Ltot = Lunghezza totale del tirante	m	9,00
Lbul = Lunghezza del bulbo di ancoraggio effettiva	m	9,00
Lib = Lunghezza libera del tirante (= Ltot - Lbul)	m	0,00
α = Inclinazione del tirante sull'orizzontale	°	20
γ = Peso specifico medio dei terreni sovrastanti	kN/mc	18
z = Profondita' media del bulbo	m	6,24
φ = Angolo di attrito interno del terreno di ancoraggio	°	22
Ka = Coefficiente di spinta attiva (formula di Rankine)	-	0,45
K = Coefficiente adimensionale dato da : $(K_a)^{0.5} \cdot \sin(\phi) \cdot (1 + \exp(2\pi \tan(\phi))) / 2$	-	1,73
P lim = Forza limite di ancoraggio = Lbul π dp K γ z	kN	658
<i>Tipo di indagini</i>	<b>Prove geotecniche e/o metodi analitici</b>	
ξ <sub>a1</sub> Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II	-	-
ξ <sub>a2</sub> Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II	-	-
ξ <sub>a3</sub> Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.III	-	1,8
ξ <sub>a4</sub> Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.III	-	1,8
R Resistenza di progetto allo sfilamento prove su ancoraggi	kN	-
R Resistenza di progetto allo sfilamento - parametri geotecnici	kN	365
<b>R Resistenza di progetto allo sfilamento</b>	<b>kN</b>	<b>304</b>

Verifica Soddisfatta

VERIFICA A ROTTURA DELLA BARRA		
R <sub>a,k</sub>	La resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero	kN 402,0
<b>R<sub>s,d</sub></b>	<b>La resistenza di progetto al limite di snervamento del tratto libero</b>	<b>kN 349,6</b>

Verifica Soddisfatta

VERIFICA TENSIONE DI ADERENZA ACCIAIO-BULBO		
f <sub>bk</sub>	Resistenza caratteristica di aderenza tangenziale	N/mm <sup>2</sup> 4,03
η <sub>1</sub>	Buona aderenza	1,00
η <sub>2</sub>	diametro ≤ 32 mm	1,00
R <sub>ck</sub>	Resistenza caratteristica cls	30,00
f <sub>ctk</sub>	Resistenza caratteristica di di trazione del cls	N/mm <sup>2</sup> 1,79
f <sub>bd</sub>	Resistenza di progetto di aderenza tangenziale	N/mm <sup>2</sup> 2,69
φ <sub>barra</sub>	Diametro della barra	mm 32,00
<b>N<sub>u</sub></b>	<b>trazione massima di progetto</b>	<b>kN 2430,26</b>

Verifica Soddisfatta

COMUNE DI ACQUI TERME - Piazza Levi, 12 - 15011 - Acqui Terme (AL)			
LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN BASTIONE DEL CASTELLO DEI PALEOLOGI	0	Ott 2019	Emissione
	REV.	DATA	DESCRIZIONE
RELAZIONE GEOTECNICA - STRUTTURALE		FILE: Rel_GEO-STRU.doc	Pag. 27 di 38

#### 5.8.4 Verifica IV fila di tiranti (z=-6,46 m)

PORTATA LIMITE BULBO ANCORAGGIO DI TIRANTE IN TERRENO INCOERENTE		
AZIONE DI PROGETTO	kN	436,02
Tipo di tirante	PERMANENTE	
dp = Diametro medio della perforazione	m	0,12
z= quota dal piano campagna del tirante	m	6,46
Ltot = Lunghezza totale del tirante	m	10,00
Lbul = Lunghezza del bulbo di ancoraggio effettiva	m	10,00
Llib = Lunghezza libera del tirante (= Ltot - Lbul)	m	0,00
$\alpha$ = Inclinazione del tirante sull'orizzontale	°	20
$\gamma$ = Peso specifico medio dei terreni sovrastanti	kN/mc	18
z = Profondita' media del bulbo	m	8,17
$\phi$ = Angolo di attrito interno del terreno di ancoraggio	°	22
Ka = Coefficiente di spinta attiva (formula di Rankine)	-	0,45
K = Coefficiente adimensionale dato da $:(Ka)^{0.5} \text{sen}(\phi) (1 + \exp(2 \pi \tan(\phi))) / 2$	-	1,73
P lim = Forza limite di ancoraggio = Lbul $\pi$ dp K $\gamma$ z	kN	957
Tipo di indagini	Prove geotecniche e/o metodi analitici	
$\xi_{a1}$ Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II	-	-
$\xi_{a2}$ Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II	-	-
$\xi_{a3}$ Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.III	-	1,8
$\xi_{a4}$ Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.III	-	1,8
R Resistenza di progetto allo sfilamento prove su ancoraggi	kN	-
R Resistenza di progetto allo sfilamento - parametri geotecnici	kN	532
<b>R Resistenza di progetto allo sfilamento</b>	<b>kN</b>	<b>443</b>

Verifica Soddisfatta

VERIFICA A ROTTURA DELLA BARRA		
R <sub>a,k</sub> La resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero	kN	645,0
<b>R<sub>s,d</sub> La resistenza di progetto al limite di snervamento del tratto libero</b>	<b>kN</b>	<b>560,9</b>

Verifica Soddisfatta

VERIFICA TENSIONE DI ADERENZA ACCIAIO-BULBO		
f <sub>bk</sub> Resistenza caratteristica di aderenza tangenziale	N/mm <sup>2</sup>	4,11
$\eta_1$ Buona aderenza		1,00
$\eta_2$ diametro > 32 mm		1,02
R <sub>ck</sub> Resistenza caratteristica cls		30,00
f <sub>ctk</sub> Resistenza caratteristica di trazione del cls	N/mm <sup>2</sup>	1,79
f <sub>bd</sub> Resistenza di progetto di aderenza tangenziale	N/mm <sup>2</sup>	2,74
$\phi_{barra}$ Diametro della barra	mm	30,00
<b>N<sub>u</sub> trazione massima di progetto</b>	<b>kN</b>	<b>2582,15</b>

Verifica Soddisfatta

**6 ALLEGATO 1**

**Risultati per combinazione**

Spinta e forze

Simbologia adottata

- Ic Indice della combinazione
- A Tipo azione
- I Inclinazione della spinta, espressa in [°]
- V Valore dell'azione, espressa in [kN]
- Cx, Cy Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
- Px, Py Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
1	Spinta statica	367,86	15,15	355,08	96,12	0,00	-6,60
	Peso/Inerzia muro			0,00	170,18/0,00	-0,38	-5,61
	Resistenza diagramma correttivo			151,70		0,00	-1,88
	Resistenza tiranti			-546,55	177,59	-0,72	-5,03
2	Spinta statica	269,36	15,16	259,98	70,45	0,00	-6,67
	Incremento di spinta sismica		51,76	49,95	13,54	0,00	-4,90
	Peso/Inerzia muro			11,50	170,18/5,75	-0,38	-5,61
	Resistenza diagramma correttivo			139,29		0,00	-1,99
3	Spinta statica	269,36	15,16	259,98	70,46	0,00	-6,67
	Incremento di spinta sismica		29,95	28,91	7,83	0,00	-4,90
	Peso/Inerzia muro			11,50	170,18/-5,75	-0,38	-5,61
	Resistenza diagramma correttivo			143,30		0,00	-2,02
4	Spinta statica	367,86	15,15	355,08	96,12	0,00	-6,60
	Peso/Inerzia muro			0,00	221,23/0,00	-0,38	-5,61
	Resistenza diagramma correttivo			191,08		0,00	-2,05
	Resistenza tiranti			-546,55	177,59	-0,72	-5,03
5	Spinta statica	367,86	15,15	355,08	96,12	0,00	-6,60
	Peso/Inerzia muro			0,00	170,18/0,00	-0,38	-5,61
	Resistenza diagramma correttivo			151,70		0,00	-1,88
	Resistenza tiranti			-546,55	177,59	-0,72	-5,03
6	Spinta statica	367,86	15,15	355,08	96,12	0,00	-6,60
	Peso/Inerzia muro			0,00	221,23/0,00	-0,38	-5,61
	Resistenza diagramma correttivo			191,08		0,00	-2,05
	Resistenza tiranti			-546,55	177,59	-0,72	-5,03
13	Spinta statica	269,36	15,16	259,99	70,42	0,00	-6,67
	Peso/Inerzia muro			0,00	170,18/0,00	-0,38	-5,61
	Resistenza diagramma correttivo			148,83		0,00	-2,06
	Resistenza tiranti			-655,86	213,10	-0,72	-5,03
14	Spinta statica	269,36	15,16	259,99	70,42	0,00	-6,67
	Peso/Inerzia muro			0,00	170,18/0,00	-0,38	-5,61
	Resistenza diagramma correttivo			148,83		0,00	-2,06
	Resistenza tiranti			-655,86	213,10	-0,72	-5,03
15	Spinta statica	269,36	15,16	259,99	70,42	0,00	-6,67
	Peso/Inerzia muro			0,00	170,18/0,00	-0,38	-5,61
	Resistenza diagramma correttivo			148,83		0,00	-2,06
	Resistenza tiranti			-655,86	213,10	-0,72	-5,03



Fig. 4 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)



Fig. 5 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)



Fig. 6 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)



Fig. 7 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

Verifiche geotecniche

*Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati*

**Simbologia adottata**

- Cmb      Indice/Tipo combinazione
- S         Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
- FS<sub>SCO</sub>    Coeff. di sicurezza allo scorrimento
- FS<sub>RIB</sub>    Coeff. di sicurezza al ribaltamento
- FS<sub>QLIM</sub>    Coeff. di sicurezza a carico limite
- FS<sub>STAB</sub>    Coeff. di sicurezza a stabilità globale
- FS<sub>HYD</sub>    Coeff. di sicurezza a sifonamento
- FS<sub>UPL</sub>    Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS <sub>SCO</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>UPL</sub>
1 - STR (A1-M1-R3)		1.402		1.580			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.537		1.369			

Cmb	Sismica	FS <sub>sco</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>UPL</sub>
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.582		1.317			
4 - STR (A1-M1-R3)		1.335		1.603			
5 - STR (A1-M1-R3)		1.402		1.580			
6 - STR (A1-M1-R3)		1.335		1.603			
7 - GEO (A2-M2-R2)					2.124		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				2.297		
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				2.414		
10 - EQU (A1-M1-R3)			2.274				
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		2.194				
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.327				

**Verifica a scorrimento fondazione**

**Simbologia adottata**

- n° Indice combinazione
- Rsa Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
- Rpt Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
- Rps Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
- Rp Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
- Rt Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
- R Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
- T Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
- FS Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	164,10	0,00	0,00	--	546,55	710,65	506,78	1.402
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	161,78	0,00	0,00	--	546,55	708,33	460,72	1.537
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	155,52	0,00	0,00	--	546,55	702,07	443,69	1.582
4 - STR (A1-M1-R3)	182,68	0,00	0,00	--	546,55	729,24	546,16	1.335
5 - STR (A1-M1-R3)	164,10	0,00	0,00	--	546,55	710,65	506,78	1.402
6 - STR (A1-M1-R3)	182,68	0,00	0,00	--	546,55	729,24	546,16	1.335

**Verifica a carico limite**

**Simbologia adottata**

- n° Indice combinazione
- N Carico verticale totale, espresso in [kN]
- Qu carico limite del terreno, espresso in [kN]
- Qd Portanza di progetto, espresso in [kN]
- FS Fattore di sicurezza (rapporto tra portanza di progetto e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	443,88	701,16	500,83	1.580
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	437,50	598,81	499,01	1.369
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	420,31	553,41	461,18	1.317
4 - STR (A1-M1-R3)	494,93	793,16	566,54	1.603
5 - STR (A1-M1-R3)	443,88	701,16	500,83	1.580
6 - STR (A1-M1-R3)	494,93	793,16	566,54	1.603

**Dettagli calcolo portanza**

**Simbologia adottata**

- n° Indee combinazione
  - Nc, Nq, Ny Fattori di capacità portante
  - ic, iq, iy Fattori di inclinazione del carico
  - dc, dq, dy Fattori di profondità del piano di posa
  - gc, gq, gy Fattori di inclinazione del profilo topografico
  - bc, bq, by Fattori di inclinazione del piano di posa
  - sc, sq, sy Fattori di forma della fondazione
  - pc, pq, py Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
  - r<sub>γ</sub> Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5B<sub>γ</sub>/N, viene moltiplicato per questo fattore
  - D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
  - B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
  - H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
  - γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
  - φ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
  - c Coesione del terreno medio, espresso in [N/mmq]
- Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).



n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	r <sub>γ</sub>	D	B' H	γ	φ	c
									[m]	[m]	[kN/mc]	[°]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1	35.490 23.177 22.022	0.889 0.889 0.706	1.284 1.142 1.142	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	1.000	0,80	1,02 0,92	24,00	32.00	0,005
2	35.490 23.177 22.022	0.769 0.769 0.427	1.284 1.142 1.142	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	1.000	0,80	1,02 0,92	24,00	32.00	0,005
3	35.490 23.177 22.022	0.718 0.718 0.325	1.284 1.142 1.142	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	1.000	0,80	1,02 0,92	24,00	32.00	0,005
4	35.490 23.177 22.022	0.999 0.999 0.997	1.284 1.142 1.142	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	1.000	0,80	1,02 0,92	24,00	32.00	0,005
5	35.490 23.177 22.022	0.889 0.889 0.706	1.284 1.142 1.142	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	1.000	0,80	1,02 0,92	24,00	32.00	0,005
6	35.490 23.177 22.022	0.999 0.999 0.997	1.284 1.142 1.142	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	1.000	0,80	1,02 0,92	24,00	32.00	0,005

### Verifica a ribaltamento

#### Simbologia adottata

n° Indice combinazione  
 Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]  
 Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)  
 La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
10 - EQU (A1-M1-R3)	2580,77	1134,67	2.274
11 - EQU (A1-M1-R3) H + V	2426,53	1106,15	2.194
12 - EQU (A1-M1-R3) H - V	2342,29	1006,70	2.327

### Verifica stabilità globale muro + terreno

#### Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione  
 C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]  
 R Raggio, espresso in [m]  
 FS Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-4,00; 0,50	11,06	2.124
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-4,00; 0,50	11,06	2.297
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-4,00; 0,50	11,06	2.414

### Dettagli strisce verifiche stabilità

#### Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte  
 Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto  
 Origine in testa al muro (spigolo contro terra)  
 W peso della striscia espresso in [kN]  
 Qy carico sulla striscia espresso in [kN]  
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
 φ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
 c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mm<sup>2</sup>]  
 b larghezza della striscia espressa in [m]  
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm<sup>2</sup>]  
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [N/mm<sup>2</sup>]

#### Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [N/mm <sup>2</sup> ]	u [N/mm <sup>2</sup> ]	Tx; Ty [kN]
1	18,86	1,74	7,05 - 0,67	78.591	17.912	0,004	0,0000	-4,49; 0,00
2	46,12	1,74	0,67	65.614	17.912	0,004	0,0000	9,80; 0,00
3	60,63	1,74	0,67	58.128	17.912	0,004	0,0000	
4	71,63	1,74	0,67	52.025	17.912	0,004	0,0000	47,16; 0,00
5	80,54	1,74	0,67	46.680	17.912	0,004	0,0000	

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [N/mmq]	u [N/mmq]	Tx; Ty [kN]
6	87,98	1,74	0,67	41.826	17.912	0,004	0,0000	147,25; 0,00
7	94,29	1,74	0,67	37.319	17.912	0,004	0,0000	
8	99,67	2,04	0,67	33.070	17.912	0,004	0,0000	
9	104,40	2,41	0,67	29.018	17.912	0,004	0,0000	
10	109,60	0,10	0,67	25.121	26.560	0,004	0,0000	
11	135,84	0,00	0,67	21.345	26.560	0,004	0,0000	
12	98,90	0,00	0,67	17.664	26.560	0,004	0,0000	
13	18,71	0,00	0,67	14.058	26.560	0,004	0,0000	
14	21,05	0,00	0,67	10.507	26.560	0,004	0,0000	
15	22,70	0,00	0,67	6.997	26.560	0,004	0,0000	
16	23,69	0,00	0,67	3.514	26.560	0,004	0,0000	
17	24,03	0,00	0,67	0.043	26.560	0,004	0,0000	
18	23,71	0,00	0,67	-3.427	26.560	0,004	0,0000	
19	22,74	0,00	0,67	-6.910	26.560	0,004	0,0000	
20	21,10	0,00	0,67	-10.419	26.560	0,004	0,0000	
21	18,77	0,00	0,67	-13.968	26.560	0,004	0,0000	
22	15,73	0,00	0,67	-17.573	26.560	0,004	0,0000	
23	11,94	0,00	0,67	-21.252	26.560	0,004	0,0000	
24	7,34	0,00	0,67	-25.025	26.560	0,004	0,0000	
25	2,15	0,00	-9,68 - 0,67	-28.241	26.560	0,004	0,0000	

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [N/mmq]	u [N/mmq]	Tx; Ty [kN]
1	18,86	1,34	7,05 - 0,67	78.591	22.000	0,005	0,0000	-4,49; 0,00
2	46,12	1,34	0,67	65.614	22.000	0,005	0,0000	9,80; 0,00
3	60,63	1,34	0,67	58.128	22.000	0,005	0,0000	
4	71,63	1,34	0,67	52.025	22.000	0,005	0,0000	47,16; 0,00
5	80,54	1,34	0,67	46.680	22.000	0,005	0,0000	
6	87,98	1,34	0,67	41.826	22.000	0,005	0,0000	147,25; 0,00
7	94,29	1,34	0,67	37.319	22.000	0,005	0,0000	
8	99,67	1,64	0,67	33.070	22.000	0,005	0,0000	
9	104,40	2,01	0,67	29.018	22.000	0,005	0,0000	
10	109,60	0,08	0,67	25.121	32.000	0,005	0,0000	
11	135,84	0,00	0,67	21.345	32.000	0,005	0,0000	
12	98,90	0,00	0,67	17.664	32.000	0,005	0,0000	
13	18,71	0,00	0,67	14.058	32.000	0,005	0,0000	
14	21,05	0,00	0,67	10.507	32.000	0,005	0,0000	
15	22,70	0,00	0,67	6.997	32.000	0,005	0,0000	
16	23,69	0,00	0,67	3.514	32.000	0,005	0,0000	
17	24,03	0,00	0,67	0.043	32.000	0,005	0,0000	
18	23,71	0,00	0,67	-3.427	32.000	0,005	0,0000	
19	22,74	0,00	0,67	-6.910	32.000	0,005	0,0000	
20	21,10	0,00	0,67	-10.419	32.000	0,005	0,0000	
21	18,77	0,00	0,67	-13.968	32.000	0,005	0,0000	
22	15,73	0,00	0,67	-17.573	32.000	0,005	0,0000	
23	11,94	0,00	0,67	-21.252	32.000	0,005	0,0000	
24	7,34	0,00	0,67	-25.025	32.000	0,005	0,0000	
25	2,15	0,00	-9,68 - 0,67	-28.241	32.000	0,005	0,0000	

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	α [°]	φ [°]	c [N/mmq]	u [N/mmq]	Tx; Ty [kN]
1	18,86	1,34	7,05 - 0,67	78.591	22.000	0,005	0,0000	-4,49; 0,00
2	46,12	1,34	0,67	65.614	22.000	0,005	0,0000	9,80; 0,00
3	60,63	1,34	0,67	58.128	22.000	0,005	0,0000	
4	71,63	1,34	0,67	52.025	22.000	0,005	0,0000	47,16; 0,00
5	80,54	1,34	0,67	46.680	22.000	0,005	0,0000	
6	87,98	1,34	0,67	41.826	22.000	0,005	0,0000	147,25; 0,00
7	94,29	1,34	0,67	37.319	22.000	0,005	0,0000	
8	99,67	1,64	0,67	33.070	22.000	0,005	0,0000	
9	104,40	2,01	0,67	29.018	22.000	0,005	0,0000	
10	109,60	0,08	0,67	25.121	32.000	0,005	0,0000	
11	135,84	0,00	0,67	21.345	32.000	0,005	0,0000	
12	98,90	0,00	0,67	17.664	32.000	0,005	0,0000	
13	18,71	0,00	0,67	14.058	32.000	0,005	0,0000	
14	21,05	0,00	0,67	10.507	32.000	0,005	0,0000	
15	22,70	0,00	0,67	6.997	32.000	0,005	0,0000	
16	23,69	0,00	0,67	3.514	32.000	0,005	0,0000	
17	24,03	0,00	0,67	0.043	32.000	0,005	0,0000	

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [N/mm <sup>2</sup> ]	u [N/mm <sup>2</sup> ]	Tx; Ty [kN]
18	23,71	0,00	0,67	-3.427	32.000	0,005	0,0000	
19	22,74	0,00	0,67	-6.910	32.000	0,005	0,0000	
20	21,10	0,00	0,67	-10.419	32.000	0,005	0,0000	
21	18,77	0,00	0,67	-13.968	32.000	0,005	0,0000	
22	15,73	0,00	0,67	-17.573	32.000	0,005	0,0000	
23	11,94	0,00	0,67	-21.252	32.000	0,005	0,0000	
24	7,34	0,00	0,67	-25.025	32.000	0,005	0,0000	
25	2,15	0,00	-9,68 - 0,67	-28.241	32.000	0,005	0,0000	



Fig. 8 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

## Risultati per inviluppo

### Spinta e forze

#### Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
Cx, Cy	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
Px, Py	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	Cx [kN]	Cy [kN]	Px [m]	Py [m]
1	Spinta statica	367,86	15,15	355,08	96,12	0,00	-6,60
	Peso/Energia muro			0,00	170,18/0,00	-0,38	-5,61
	Resistenza diagramma correttivo			151,70		0,00	-1,88
	Resistenza tiranti			-546,55	177,59	-0,72	-5,03



Fig. 13 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)



Fig. 14 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

**Verifiche geotecniche**

*Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati*

**Simbologia adottata**

- Cmb Indice/Tipo combinazione
- S Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
- FS<sub>SCO</sub> Coeff. di sicurezza allo scorrimento
- FS<sub>RIB</sub> Coeff. di sicurezza al ribaltamento
- FS<sub>QLIM</sub> Coeff. di sicurezza a carico limite
- FS<sub>STAB</sub> Coeff. di sicurezza a stabilità globale
- FS<sub>HYD</sub> Coeff. di sicurezza a sifonamento
- FS<sub>UPL</sub> Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS <sub>SCO</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>	FS <sub>HYD</sub>	FS <sub>UPL</sub>
1 - STR (A1-M1-R3)		1.402		1.580			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.537		1.369			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.582		1.317			
4 - STR (A1-M1-R3)		1.335		1.603			
5 - STR (A1-M1-R3)		1.402		1.580			
6 - STR (A1-M1-R3)		1.335		1.603			
7 - GEO (A2-M2-R2)					2.124		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				2.297		
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				2.414		
10 - EQU (A1-M1-R3)			2.274				
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		2.194				
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		2.327				

*Verifica a scorrimento fondazione*

**Simbologia adottata**

- n° Indice combinazione
- Rsa Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
- Rpt Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
- Rps Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
- Rp Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
- Rt Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
- R Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
- T Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
- FS Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
4 - STR (A1-M1-R3)	182,68	0,00	0,00	--	546,55	729,24	546,16	1.335

*Verifica a carico limite*

**Simbologia adottata**

- n° Indice combinazione
- N Carico verticale totale, espresso in [kN]
- Qu carico limite del terreno, espresso in [kN]
- Qd Portanza di progetto, espresso in [kN]
- FS Fattore di sicurezza (rapporto tra portanza di progetto e carico agente al piano di posa)

n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	420,31	553,41	461,18	1.317

**Dettagli calcolo portanza**

**Simbologia adottata**

- n° Indice combinazione
- Nc, Nq, Ny Fattori di capacità portante
- ic, iq, iy Fattori di inclinazione del carico
- dc, dq, dy Fattori di profondità del piano di posa
- gc, gq, gy Fattori di inclinazione del profilo topografico
- bc, bq, by Fattori di inclinazione del piano di posa
- sc, sq, sy Fattori di forma della fondazione
- pc, pq, py Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
- ry Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5B<sub>y</sub>N, viene moltiplicato per questo fattore
- D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]

B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]  
 H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]  
 γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]  
 φ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]  
 c Coesione del terreno medio, espresso in [N/mmqa]  
 Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	ry	D	B' H	γ	φ	c
									[m]	[m]	[kN/mc]	[°]	[N/mmqa]
3	35.490 23.177 22.022	0.718 0.718 0.325	1.284 1.142 1.142	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	1.000	0,80	1,02 0,92	24,00	32,00	0,005

**Verifica a ribaltamento**

**Simbologia adottata**

n° Indice combinazione  
 Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]  
 Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]  
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)  
 La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS
	[kNm]	[kNm]	
11 - EQU (A1-M1-R3) H + V	2426,53	1106,15	2.194

**Verifica stabilità globale muro + terreno**

**Simbologia adottata**

Ic Indice/Tipo combinazione  
 C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]  
 R Raggio, espresso in [m]  
 FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
7 - GEO (A2-M2-R2)	-4,00; 0,50	11,06	2.124

**Dettagli strisce verifiche stabilità**

**Simbologia adottata**

Le ascisse X sono considerate positive verso monte  
 Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto  
 Origine in testa al muro (spigolo contro terra)  
 W peso della striscia espresso in [kN]  
 Qy carico sulla striscia espresso in [kN]  
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)  
 φ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia  
 c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mmqa]  
 b larghezza della striscia espressa in [m]  
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mmqa]  
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [N/mmqa]

n°	W	Qy	b	α	φ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[N/mmqa]	[N/mmqa]	[kN]
1	18,86	1,74	7,05 - 0,67	78.591	17.912	0,004	0,0000	-4,49; 0,00
2	46,12	1,74	0,67	65.614	17.912	0,004	0,0000	9,80; 0,00
3	60,63	1,74	0,67	58.128	17.912	0,004	0,0000	
4	71,63	1,74	0,67	52.025	17.912	0,004	0,0000	47,16; 0,00
5	80,54	1,74	0,67	46.680	17.912	0,004	0,0000	
6	87,98	1,74	0,67	41.826	17.912	0,004	0,0000	147,25; 0,00
7	94,29	1,74	0,67	37.319	17.912	0,004	0,0000	
8	99,67	2,04	0,67	33.070	17.912	0,004	0,0000	
9	104,40	2,41	0,67	29.018	17.912	0,004	0,0000	
10	109,60	0,10	0,67	25.121	26.560	0,004	0,0000	
11	135,84	0,00	0,67	21.345	26.560	0,004	0,0000	
12	98,90	0,00	0,67	17.664	26.560	0,004	0,0000	
13	18,71	0,00	0,67	14.058	26.560	0,004	0,0000	
14	21,05	0,00	0,67	10.507	26.560	0,004	0,0000	
15	22,70	0,00	0,67	6.997	26.560	0,004	0,0000	
16	23,69	0,00	0,67	3.514	26.560	0,004	0,0000	
17	24,03	0,00	0,67	0.043	26.560	0,004	0,0000	
18	23,71	0,00	0,67	-3.427	26.560	0,004	0,0000	

n°	W [kN]	Qy [kN]	b [m]	$\alpha$ [°]	$\phi$ [°]	c [N/mm <sup>2</sup> ]	u [N/mm <sup>2</sup> ]	Tx; Ty [kN]
19	22,74	0,00	0,67	-6.910	26.560	0,004	0,0000	
20	21,10	0,00	0,67	-10.419	26.560	0,004	0,0000	
21	18,77	0,00	0,67	-13.968	26.560	0,004	0,0000	
22	15,73	0,00	0,67	-17.573	26.560	0,004	0,0000	
23	11,94	0,00	0,67	-21.252	26.560	0,004	0,0000	
24	7,34	0,00	0,67	-25.025	26.560	0,004	0,0000	
25	2,15	0,00	-9,68 - 0,67	-28.241	26.560	0,004	0,0000	



Fig. 15 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

Savona, 11 Giugno 2019

IL PROGETTISTA  
Ing. Marco Goso