

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 | Pagine: 38 |
| 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 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 |

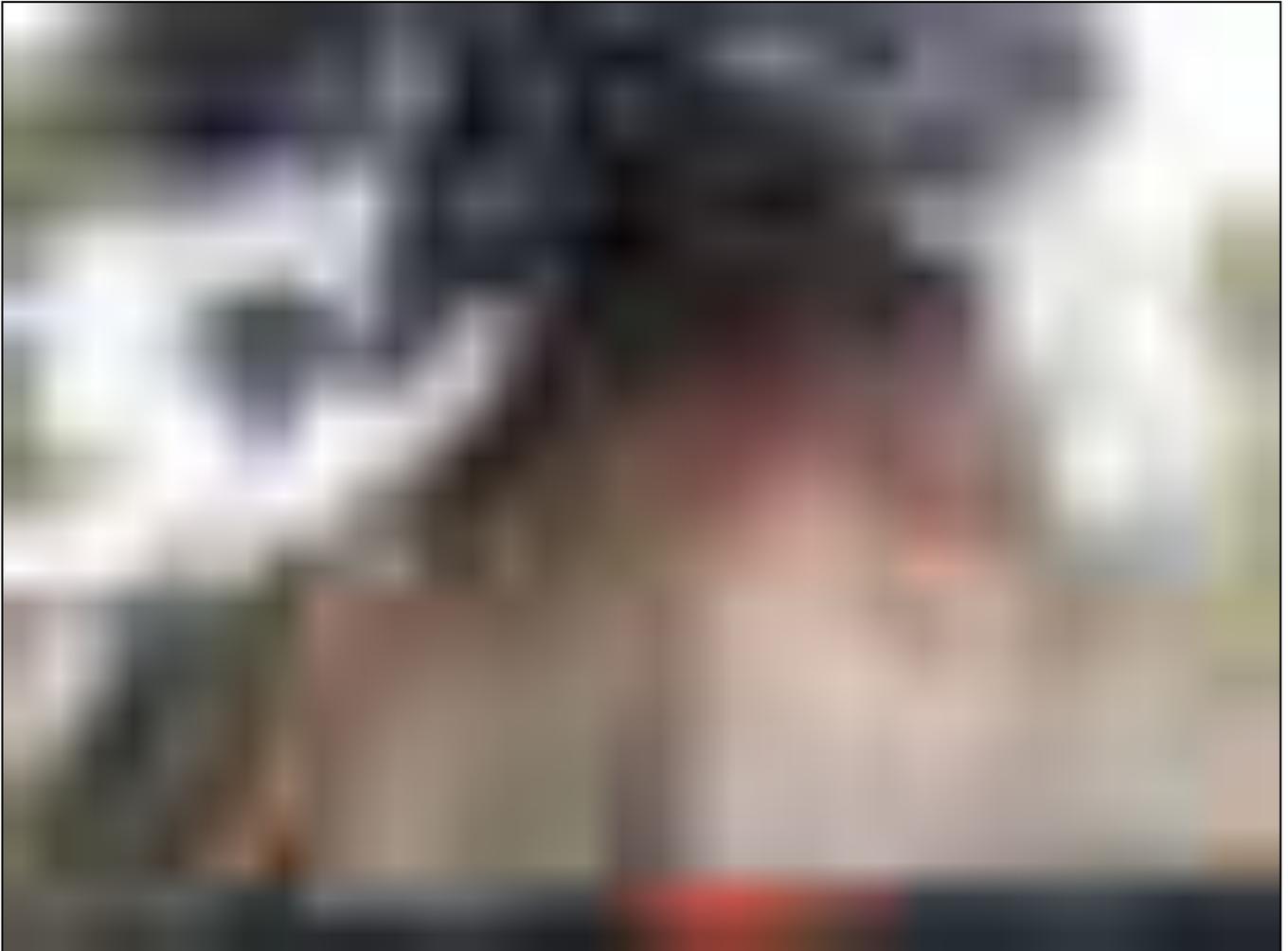
3 DESCRIZIONE DELLO STATO DEI LUOGHI E DEGLI INTERVENTI

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.

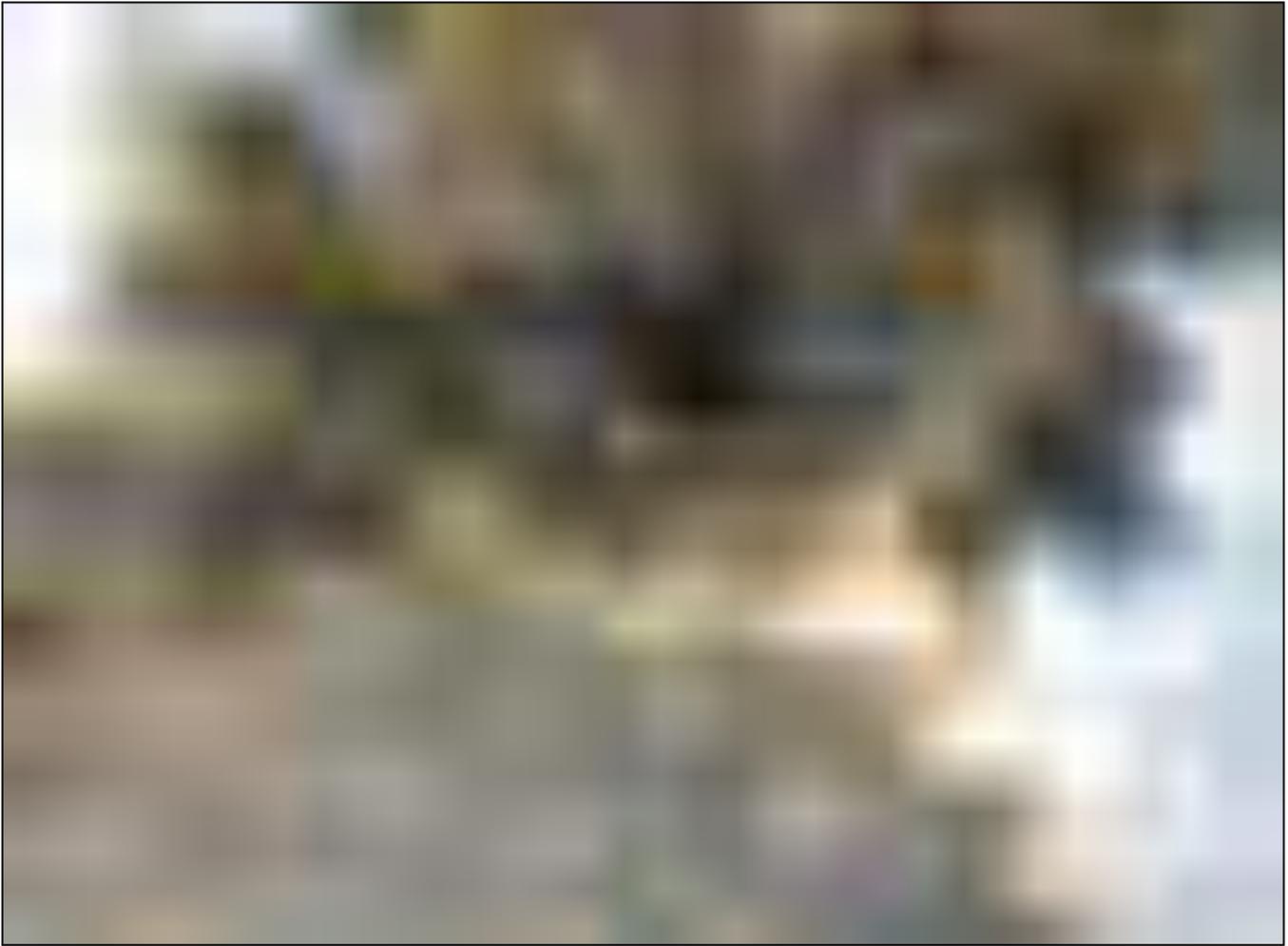
Il bastione orientale appare seriamente lesionato da profonde crepe, dovute principalmente alla crescita dell'albero posto in sommità del bastione stesso.

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:

| | | |
|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| $\phi_{nom} = 32 \text{ mm}$ | $F_{yk} \geq 402 \text{ kN}$ | $F_{tk} \geq 442 \text{ kN}$ |
| $\phi_{nom} = 35 \text{ mm}$ | $F_{yk} \geq 645 \text{ kN}$ | $F_{tk} \geq 770 \text{ kN}$ |

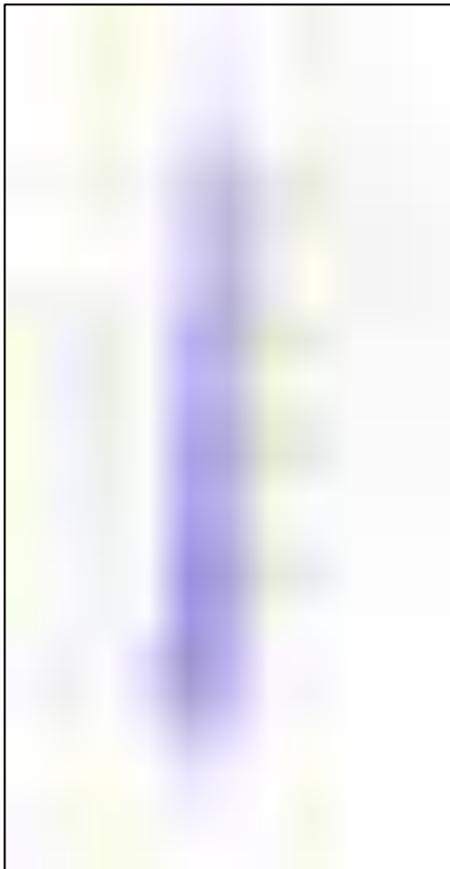
4.2 Caratteristiche geometriche

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 | γ [kN/mc] | γ_{sat} [kN/mc] | ϕ [°] | δ [°] | c [N/mm ²] | ca [N/mm ²] | Cesp | τ_l [N/mm ²] | |
|----|-----------|---------------------|---------------------------|---------------|-----------------|---------------------------|----------------------------|-------|----------------------------------|-------|
| 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 ρ 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 _N |
|------------------------|----------|----------------|
| Opere provvisoriali | 1 | 10 |
| Opere ordinarie | 2 | 50 |
| Grandi opere | 3 | 100 |

Nel caso in studio si fa riferimento ad opere di tipo 2, cui corrisponde una vita nominale (V_N) 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 | II | III | IV |
|-----------------------------------|-----|------------|-----|-----|
| Coefficiente C_u | 0.7 | 1.0 | 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_u) pari a 1,0.

Il periodo di riferimento (V_R) dell'evento sismico viene pertanto definito (cfr. paragrafo 2.4.3 - NTC) come prodotto tra la vita nominale (V_N) ed il coefficiente d'uso (C_u) 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_g 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 ²] | | 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 | β_m | | | 1.000 | 1.000 |
| Coeff. di riduzione verifica a ribaltamento | β_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 ϵ l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β 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 - γ_F | | | | | | PROPRIETA' DEL TERRENO - γ_M | | | | RESISTENZE - γ_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} | γ | q_b | δ | 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 - γ_F | | | | | | PROPRIETA' DEL TERRENO - γ_M | | | | RESISTENZE - γ_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} | γ | q_b | δ | 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 - γ_F | | | | | | PROPRIETA' DEL TERRENO - γ_M | | | | RESISTENZE - γ_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} | γ | q_b | δ | 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 ρ 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 ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β 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, θ 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 θ .

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 η_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 δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ 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 η_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 δ_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, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_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 η_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;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ 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 θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ 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 η_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 α_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 ϕ_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 η . 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)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

COMBINAZIONE SLU

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

| Condizione | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 |

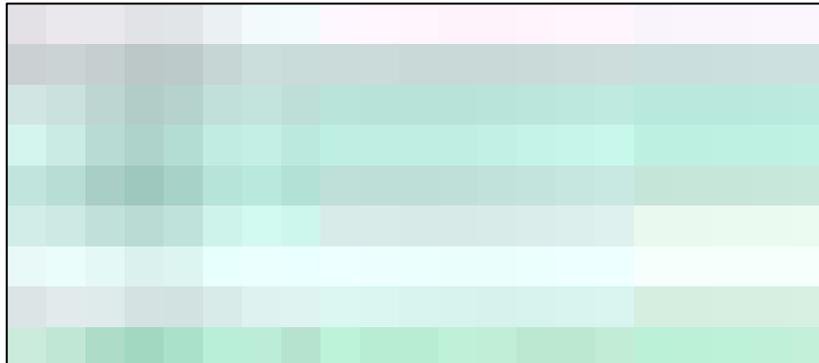
Combinazione n° 16 - SLEQ H + V

| Condizione | γ | Ψ | 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 | γ | Ψ | 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 _{sco} | FS _{RIB} | FS _{QLIM} | FS _{STAB} | FS _{HYD} | FS _{UPL} |
|---------------------|---------|-------------------|-------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------|
| 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 _{MAX} | A | σ _f | σ _{lim} |
|-------|------|------------------|-------|----------------|------------------|
| | [m] | [kN] | [cmq] | [N/mmq] | [N/mmq] |
| 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 _{a1} Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II | - | - | |
| ε _{a2} Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II | - | - | |
| ε _{a3} Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.III | - | 1,8 | |
| ε _{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 | 157 | |
| R Resistenza di progetto allo sfilamento | kN | 131 | |
| Verifica Soddisfatta | | | |

| VERIFICA A ROTTURA DELLA BARRA | | | |
|--------------------------------|---|----|--------------|
| R _{a,k} | La resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero | kN | 402,0 |
| R_{s,d} | La resistenza di progetto al limite di snervamento del tratto libero | kN | 349,6 |
| Verifica Soddisfatta | | | |

| VERIFICA TENSIONE DI ADERENZA ACCIAIO-BULBO | | | |
|---|---|-------|----------------|
| f _{bk} | Resistenza caratteristica di aderenza tangenziale | N/mmq | 4,03 |
| η ₁ | Buona aderenza | | 1,00 |
| η ₂ | diametro ≤ 32 mm | | 1,00 |
| R _{ck} | Resistenza caratteristica cls | | 30,00 |
| f _{ctk} | Resistenza caratteristica di trazione del cls | N/mmq | 1,79 |
| f _{bd} | Resistenza di progetto di aderenza tangenziale | N/mmq | 2,69 |
| φ _{barr} | Diametro della barra | mm | 32,00 |
| N_u | trazione massima di progetto | kN | 2700,29 |
| 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. 25 di 38 |

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

| PORTATA LIMITE BULBO ANCORAGGIO DI TIRANTE IN TERRENO INCOERENTE | | | |
|--|---|-------------------|--------|
| <i>AZIONE DI PROGETTO</i> | | kN | 176,18 |
| <i>Tipo di tirante</i> | | 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 | |
| <i>Tipo di indagini</i> | 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 | |
| R Resistenza di progetto allo sfilamento | kN | 207 | |

Verifica Soddisfatta

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

Verifica Soddisfatta

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

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> | | |
| | | PERMANENTE |
| 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> | Prove geotecniche e/o metodi analitici | |
| ξ _{a1} Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II | - | - |
| ξ _{a2} Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II | - | - |
| ξ _{a3} Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.III | - | 1,8 |
| ξ _{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 | 365 |
| R Resistenza di progetto allo sfilamento | kN | 304 |

Verifica Soddisfatta

| VERIFICA A ROTTURA DELLA BARRA | | |
|--------------------------------|---|-----------------|
| R _{a,k} | La resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero | kN 402,0 |
| R_{s,d} | La resistenza di progetto al limite di snervamento del tratto libero | kN 349,6 |

Verifica Soddisfatta

| VERIFICA TENSIONE DI ADERENZA ACCIAIO-BULBO | | |
|---|---|------------------------|
| f _{bk} | Resistenza caratteristica di aderenza tangenziale | N/mm ² 4,03 |
| η ₁ | Buona aderenza | 1,00 |
| η ₂ | diametro <= 32 mm | 1,00 |
| R _{ck} | Resistenza caratteristica cls | 30,00 |
| f _{ctk} | Resistenza caratteristica di di trazione del cls | N/mm ² 1,79 |
| f _{bd} | Resistenza di progetto di aderenza tangenziale | N/mm ² 2,69 |
| φ _{barra} | Diametro della barra | mm 32,00 |
| N_u | trazione massima di progetto | kN 2430,26 |

Verifica Soddisfatta

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 |
| α = Inclinazione del tirante sull'orizzontale | ° | 20 |
| γ = Peso specifico medio dei terreni sovrastanti | kN/mc | 18 |
| z = Profondità media del bulbo | m | 8,17 |
| 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 | 957 |
| Tipo di indagini | Prove geotecniche e/o metodi analitici | |
| ξ _{a1} Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II | - | - |
| ξ _{a2} Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.II | - | - |
| ξ _{a3} Fattore di correlazione per la resistenza allo sfilamento TAB.6.6.III | - | 1,8 |
| ξ _{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 |
| R Resistenza di progetto allo sfilamento | kN | 443 |

Verifica Soddisfatta

| VERIFICA A ROTTURA DELLA BARRA | | |
|---|-----------|--------------|
| R _{a,k} La resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero | kN | 645,0 |
| R_{s,d} La resistenza di progetto al limite di snervamento del tratto libero | kN | 560,9 |

Verifica Soddisfatta

| VERIFICA TENSIONE DI ADERENZA ACCIAIO-BULBO | | |
|---|-----------|----------------|
| f _{bk} Resistenza caratteristica di aderenza tangenziale | N/mmq | 4,11 |
| η ₁ Buona aderenza | | 1,00 |
| η ₂ diametro > 32 mm | | 1,02 |
| R _{ck} Resistenza caratteristica cls | | 30,00 |
| f _{ctk} Resistenza caratteristica di di trazione del cls | N/mmq | 1,79 |
| f _{bd} Resistenza di progetto di aderenza tangenziale | N/mmq | 2,74 |
| φ _{barra} Diametro della barra | mm | 30,00 |
| N_u trazione massima di progetto | kN | 2582,15 |

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_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
- FS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
- FS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
- FS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale
- FS_{HYD} Coeff. di sicurezza a sifonamento
- FS_{SUPL} Coeff. di sicurezza a sollevamento

| Cmb | Sismica | FS _{SCO} | FS _{RIB} | FS _{QLIM} | FS _{STAB} | FS _{HYD} | FS _{SUPL} |
|--------------------|---------|-------------------|-------------------|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|
| 1 - STR (A1-M1-R3) | | 1.402 | | 1.580 | | | |
| 2 - STR (A1-M1-R3) | H + V | 1.537 | | 1.369 | | | |

| Cmb | Sismica | FS _{sco} | FS _{RIB} | FS _{QLIM} | FS _{STAB} | FS _{HYD} | FS _{UPL} |
|---------------------|---------|-------------------|-------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------|
| 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
 - 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_y/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/mm²]
- 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 _γ | D | B' H | γ | φ | c |
|----|----------------------------|-------------------------|-------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|------|--------------|---------|-------|----------------------|
| | | | | | | | | | [m] | [m] | [kN/mc] | [°] | [N/mm ²] |
| 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/mm²]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm²]
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [N/mm²]

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

| n° | W [kN] | Qy [kN] | b [m] | α [°] | φ [°] | c [N/mm ²] | u [N/mm ²] | 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] | α [°] | ϕ [°] | c [N/mm ²] | u [N/mm ²] | 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_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
- FS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
- FS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
- FS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale
- FS_{HYD} Coeff. di sicurezza a sifonamento
- FS_{UPL} Coeff. di sicurezza a sollevamento

| Cmb | Sismica | FS _{SCO} | FS _{RIB} | FS _{QLIM} | FS _{STAB} | FS _{HYD} | FS _{UPL} |
|---------------------|---------|-------------------|-------------------|--------------------|--------------------|-------------------|-------------------|
| 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_yN, 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/mm^q]
 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 | γ | D | B' H | γ | ϕ | c |
|----|----------------------------|-------------------------|-------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------|------|--------------|----------|--------|----------------------|
| | | | | | | | | | [m] | [m] | [kN/mc] | [°] | [N/mm ^q] |
| 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/mm^q]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mm^q]
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [N/mm^q]

| n° | W | Qy | b | α | ϕ | c | u | Tx; Ty |
|----|--------|------|-------------|----------|--------|----------------------|----------------------|--------------|
| | [kN] | [kN] | [m] | [°] | [°] | [N/mm ^q] | [N/mm ^q] | [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] | α [°] | ϕ [°] | c [N/mm ²] | u [N/mm ²] | 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