



REGIONE AUTONOMA VALLE D'AOSTA
REGION AUTONOME VALLE D'AOSTE



ASSESSORATO AGRICOLTURA E RISORSE NATURALI
ASSESSORAT DE L'AGRICULTURE ET DES RESSOURCES NATURELLES

Dipartimento Corpo forestale della Valle d'Aosta e risorse naturali
Département du Corps forestier de la Vallée d'Aoste e des ressources naturelles

Forestazione e sentieristica - Forêts et sentiers

COMUNE DI: EMARÈSE

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO :

Ripristino murature sul sentiero Erésaz - Grand Rhun,
Bassa Via tappa n.6

ELABORATO
Relazione di calcolo delle murature



Il Progettista Dr. Alessandro Ceccon	
Supporto alla progettazione Dr. Eleonora Curtaz	
Il Responsabile del procedimento Dr. Luigi Bianchetti	
Il Dirigente Dr. Luigi Bianchetti	

Data: Agosto 2017

MURO A - SEZIONE 9

Indice generale

<u>1</u> Descrizione del software	2
<u>2</u> Normative di riferimento	2
<u>3</u> Geometria del muro	2
<u>3.1</u> Sistema di riferimento	2
<u>3.2</u> Rappresentazione geometrica, sezione trasversale	2
<u>3.3</u> Rappresentazione analitica	2
<u>4</u> Caratteristiche dei terreni	2
<u>5</u> Geometria degli strati	2
<u>6</u> Geometria dei carichi	2
<u>6.1</u> Carichi uniformi	2
<u>7</u> Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche	2
<u>7.1</u> Descrizione della normativa sismica	2
<u>7.2</u> Descrizione del metodo di calcolo delle spinte	2
<u>7.3</u> Descrizione del metodo di calcolo della portanza	2
<u>8</u> Distribuzioni di spinte e pressioni	2
<u>8.1</u> Pressioni	2
<u>8.1.1</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1	2
<u>8.1.2</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2	2
<u>8.1.3</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3	2
<u>8.1.4</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4	2
<u>8.1.5</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1	2
<u>8.1.6</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2	2
<u>8.1.7</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1	2
<u>8.1.8</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1	2
<u>8.1.9</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2	2
<u>8.1.10</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-3	2
<u>8.1.11</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-4	2
<u>8.1.12</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1	2
<u>8.1.13</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-1	2
<u>8.1.14</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-2	2
<u>8.1.15</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-3	2
<u>8.1.16</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-4	2
<u>8.1.17</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-1	2
<u>8.1.18</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-2	2
<u>8.1.19</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione GEO-1	2
<u>8.1.20</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-1	2
<u>8.1.21</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-2	2
<u>8.1.22</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-3	2
<u>8.1.23</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-4	2
<u>8.1.24</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione SLE-1	2
<u>9</u> Risultante delle azioni agenti sul muro	2
<u>9.1</u> Combinazioni di calcolo	2
<u>9.1.1</u> Combinazione di carico EQU-1	2

<u>9.1.2 Combinazione di carico EQU-2</u>	2
<u>9.1.3 Combinazione di carico EQU-3</u>	2
<u>9.1.4 Combinazione di carico EQU-4</u>	2
<u>9.1.5 Combinazione di carico STR-1</u>	2
<u>9.1.6 Combinazione di carico STR-2</u>	2
<u>9.1.7 Combinazione di carico GEO-1</u>	2
<u>9.1.8 Combinazione di carico SIS-1</u>	2
<u>9.1.9 Combinazione di carico SIS-2</u>	2
<u>9.1.10 Combinazione di carico SIS-3</u>	2
<u>9.1.11 Combinazione di carico SIS-4</u>	2
<u>10 Verifiche di stabilità locale</u>	2
<u>10.1 Tensioni trasmesse sul terreno</u>	2
<u>10.2 Verifica allo scorrimento (traslazione del muro)</u>	2
<u>10.3 Verifica a ribaltamento (come equilibrio del corpo rigido)</u>	2
<u>10.4 Verifica di capacità portante del suolo</u>	2
<u>11 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio</u>	2
<u>12 Parametri per dimensionamento del muro a gravità</u>	2
<u>13 Sollecitazioni e verifiche strutturali</u>	2

1 Descrizione del software

Si tratta di un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica di Opere di Sostegno in cemento armato e a gravità. Il programma permette il calcolo delle spinte nelle diverse combinazioni di calcolo analizzate, l'esecuzione di verifiche di stabilità locale e globale di natura geotecnica, la progettazione delle parti in cemento armato e la verifica di resistenza strutturale. Nella determinazione delle sollecitazioni strutturali può utilizzare un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Nella relazione di calcolo vengono riportati i dati di input, le combinazioni di calcolo adottate, le pressioni e le spinte trovate, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Vengono anche prodotte le tavole con i prospetti e le distinte di armatura, ed il computo metrico delle principali grandezze.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: WallCAD 7

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 7.15

Identificatore licenza: WW-9514399

Intestatario della licenza: REGIONE AUTONOMA VALLE D'AOSTA - LOC. ILE BLONDE, 5 - BRISSOGNE (AO)

Versione regolarmente licenziata

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma permette il calcolo della spinta delle terre mediante metodi propri dell'Equilibrio limite e la valutazione della stabilità globale con metodi propri della stabilità dei pendii; le azioni sismiche vengono valutate mediante un approccio pseudo-statico, in accordo alle varie normative adottate. Le spinte vengono pensate agenti su un tratto di lunghezza unitaria di un muro di lunghezza indefinita, con sezione che resta quindi in stato piano di deformazione; nel caso di elementi discontinui con lo sviluppo del muro (come pali, tiranti, contrafforti, carichi puntuali) viene invece creato un modello 3D ad elementi finiti, di lunghezza e condizioni di vincolo alle estremità deciso dal progettista. In quest'ultimo caso le sollecitazioni sono calcolate dal modello numerico per integrazione nel tratto di verifica. La reazione del suolo è quella teorica di fondazione rigida su suolo elastico non reagente al sollevamento; nel caso di studio con modello fem il suolo è modellato mediante un numero elevato

di molle elastoplastiche verticali, non reagenti al sollevamento; in direzione orizzontale sono altresì presenti molle elastiche di modulo di reazione proporzionale al verticale. I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse nei terreni della stratigrafia definita. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. I tiranti sono modellati mediante molle elastoplastiche di rigidità equivalente al sistema terreno/tratto libero/tratto ancorato, e di limiti plastici a trazione e compressione assegnati. I carichi possono essere inseriti sia sul muro che sul terreno; in quest'ultimo caso il carico uniforme è trattato come uno strato di spessore equivalente, mentre gli altri tipi di carico (lineare o nastriforme) vengono diffusi in orizzontale e sovrapposti alle restanti azioni.

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le membrature in c.a. sono verificate a pressoflessione e taglio come piastre non espressamente armate a taglio, i pali sono verificati a pressoflessione, taglio e punzonamento verso la suola; nel caso di micropali si considera la sola resistenza del tubolare in acciaio.

2 Normative di riferimento

L. 05.11.1971, n. 1086. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

D.M. LL.PP. del 14.02.1992. Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. del 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. del 16.01.1996. Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

D.M. del 16.01.1996. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Circolare Ministeriale del 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 al Decreto Ministeriale 16.01.1996.

L. 02.02.1974, n. 64. Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche.

D.M. LL. PP. E INT. 19.06.1984. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

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 Ministeriale del 24.07.1988, n. 30483/STC.

Legge 2 Febbraio 1974 n. 64, art. 1 - D.M. 11 Marzo 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 Ministeriale del 15.10.1996 N°252. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M.09.01.1996

Circolare Ministeriale del 10.04.1997 N°65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M.16.01.1996

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3274 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 del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3431 del 10.05.2005. Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza N°3274.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.09.2005 (TU 2005)

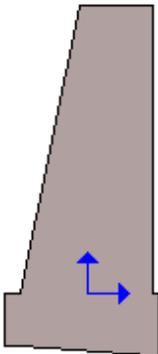
Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.01.2008 (NTC 2008)

3 Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti.

3.1 Sistema di riferimento

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (espresse in centimetri) positive verso destra

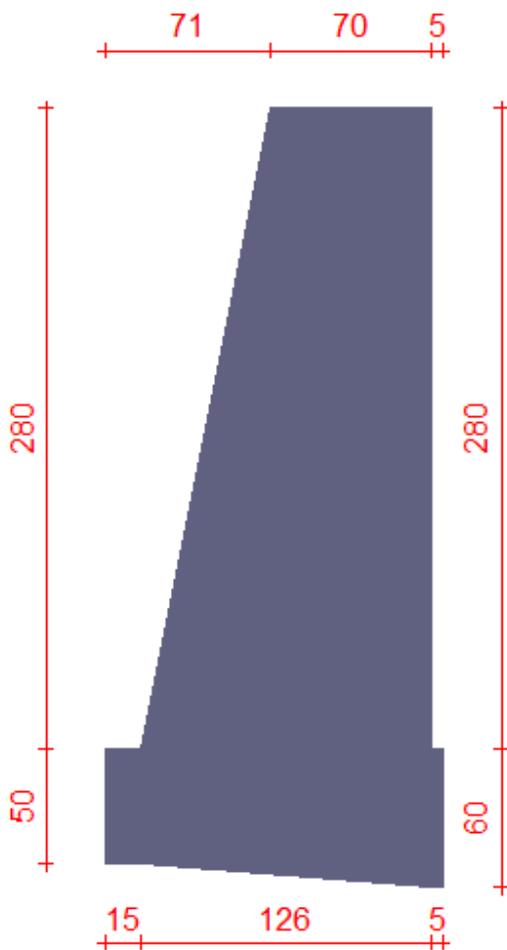
Ordinate Y (espresse in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro.

3.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale



3.3 Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

Ingombro globale

Larghezza totale del muro	: 146 cm
Altezza totale del muro	: 340 cm
Peso specifico del muro	: 2500 daN/m ³
Peso specifico delle falde	: 1000 daN/m ³

Paramento

Base inf.	: 126 cm
Base sup.	: 70 cm
Altezza	: 280 cm
Disassamento	: 28 cm

Mensola sinistra in fondazione

Larghezza	: 15 cm
Alt.interna	: 50 cm
Alt.esterna	: 50 cm
Disassamento	: 0 cm

Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza : 126 cm
 Altezza a sx : 50 cm
 Altezza a dx : 60 cm
 Sfalsamento : 0 cm

Mensola destra in fondazione

Larghezza : 5 cm
 Alt.interna : 60 cm
 Alt.esterna : 60 cm
 Disassamento : 0 cm

4 Caratteristiche dei terreni

Significato dei simboli e unità di misura:

- Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m3)
- Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m3)
- Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)
- C': Coesione drenata del terreno (daN/cm2)
- Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm2)
- Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)
- Al: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)
- OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)
- Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)
- E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm2)
- G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm2)
- Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	Al	OCR	Ko	E	G	Perm
1	emarèse	2000	1800	32,00	0,010	0,000	20,00	1,00	1,00	0,47	500	200	1,00E-02

5 Geometria degli strati

Vengono mostrate in forma tabellare le sequenze di punti che costituiscono le poligonali di separazione degli strati di terreno.



Strato n.1, materiale sottostante: emarèse

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	1	63	280
2	8	102	301
3	2	2611	495

Strato n.2, materiale sottostante: emarèse

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	-2644	-112
2	7	-150	10

3	6	-150	10
4	5	-150	10
5	4	-58	24

Strato n.3, materiale sottostante: emarèse

Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	-78	-50
2	-	-63	-50
3	-	63	-60
4	-	68	-60

6 Geometria dei carichi

Le coordinate e le componenti dei carichi stampate in questo paragrafo sono riferite al sistema di riferimento relativo alla sezione trasversale, dove gli assi X e Y locali coincidono rispettivamente con gli assi X e Z globali. L'asse Y globale si sviluppa nella profondità del muro. Tutte le tipologie di carico, esclusa quella puntuale, hanno componenti e coordinate diverse da zero solo lungo gli assi locali X e Y. Nel caso di carichi puntuali viene indicata anche la posizione in profondità (P), riferita rispetto alla sezione trasversale iniziale dell'intervento e quindi lungo l'asse Y globale.

Carico n.1

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): -250 cm

Y (asse Z globale): 0 cm

Ampiezza: 100 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: -0,08 daN/cm²

Valore finale: -0,08 daN/cm²

Condizione: Variabili

Valore iniziale: 0,00 daN/cm²

Valore finale: 0,00 daN/cm²

Carico n.2

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): -350 cm

Y (asse Z globale): -100 cm

Ampiezza: 100 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: -0,30 daN/cm²

Valore finale: -0,30 daN/cm²

Condizione: Variabili

Valore iniziale: 0,00 daN/cm²

Valore finale: 0,00 daN/cm²

6.1 Carichi uniformi

Comp.permanente di carico uniforme a monte

: 0 daN/cm²

Comp.variabile di carico uniforme a monte

: -0.04 daN/cm²

Comp.permanente di carico uniforme a valle : 0 daN/cm²
Comp.permanente di carico uniforme a valle : -0.04 daN/cm²

7 Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche

Metodo di calcolo della spinta del terreno : Cuneo di tentativo
Metodo di calcolo della portanza del terreno : Brinch-Hansen
Normativa adottata per le verifiche locali : D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

Normativa adottata per il sisma: D.M. 14/01/2008 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2008.
Localizzazione dell'opera: Valle D'aosta/vallée D'aoste, Emarèse, Emarese
Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I): 50 anni
Classe d'uso (Tab. 2.4.II): 2
Parametri sismici calcolati per lo stato limite : SLV
Accelerazione relativa Ag/g massima attesa al suolo: 0.0627 g
Categoria del suolo di fondazione: E
Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.6
Coefficiente di amplificazione topografica: 1
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito (Beta s): 0.2
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per muri (Beta m): 0.18
Punto di applicazione della forza dinamica: stesso punto di quella statica
Effetto della componente verticale di accelerazione sismica incluso.

7.1 Descrizione della normativa sismica

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (NTC 2008 D.M. del 14/01/2008, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

$$k_h = \beta_m \cdot (a_{max}/g)$$
$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$
$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove: β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.II, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;
 K è il coefficiente di spinta del terreno;
 h è l'altezza del muro;
 E_{ws} è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;
 γ_w è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove: h è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;
 z è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

Stabilità globale

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo NTC 2008, paragrafo 7.11.3.5, secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

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

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove: β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
 a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;
 g è l'accelerazione di gravità;
 S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;
 S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;
 a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

7.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

Il calcolo delle spinte basato sul “Metodo del cuneo di tentativo” (*Trial Wedge Method*), può essere considerato una generalizzazione della *teoria di Coulomb* (1776). Le equazioni derivano dall'equilibrio limite globale di diversi cunei di rottura di forma variabile a seconda delle condizioni di equilibrio al contorno. Esse dipendono dall'angolo di rottura delle superfici di scorrimento; la spinta si ottiene per tentativi facendo variare l'angolo di rottura fino a determinare quello critico che rende massima la spinta attiva o minima la spinta passiva sull'opera di sostegno.

Nel caso semplice di terrapieno omogeneo, dall'equilibrio globale limite del cuneo costruito sulla superficie di rottura, si scrive l'equazione di equilibrio in funzione dell'angolo di rottura α . In questo modo l'unica incognita è la spinta del terreno, ed è possibile cercare l'angolo critico che rende massima tale spinta attiva.

In caso di presenza di falda, nell'equilibrio limite globale del cuneo di rottura viene considerata la sottospinta dell'acqua U sulla superficie di rottura e la spinta idrostatica P_w sul tratto di muro interessato; il peso di volume del cuneo è comprensivo del peso dell'acqua.

Si calcolano le componenti delle forze agenti lungo la superficie di rottura e lungo la sua normale. Dall'equilibrio delle forze normali alla superficie di scorrimento:

$$N = [V - P_{ah} \tan \delta + W] \cos \alpha + [P_{ah} + P_w] \sin \alpha - U$$

dove $P_{ah} \tan \delta = P_{av}$ e $V = q * B$

Dall'equilibrio delle forze tangenziali alla superficie di scorrimento:

$$T = [V + W - P_{ah} \tan \delta] \sin \alpha - [P_{ah} + P_w] \cos \alpha$$

Sfruttando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb,

$$T = N \tan \phi + c * L$$

sostituendo T ed N con quelle derivanti dalle equazioni di equilibrio e risolvendo rispetto all'unica incognita P_{ah} si ottiene la seguente equazione, dipendente da α :

$$P_{ah} = \frac{(V + W) * (\cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha) + P_w * (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) - U \tan \phi + c * L}{(\tan \delta \cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha \tan \phi - \tan \delta \sin \alpha - \cos \alpha)}$$

Nel caso di un terrapieno formato da due strati di terreno generici, poiché i parametri meccanici possono cambiare nei due strati, potendo essere i due terreni di natura diversa, la superficie di rottura che ne deriva è spezzata, assume cioè valori dell'angolo di rottura α_1 ed α_2 che possono essere diversi nei due strati. Le spinte si ricavano sempre dall'equilibrio del cuneo mediante un'equazione di equilibrio limite. Nel caso di un terrapieno formato da un numero generico di strati il calcolo viene condotto come nelle soluzioni precedenti, ma nel quale viene aggiunto uno strato per ogni ciclo di calcolo.

Il metodo del cuneo di tentativo consente una grande generalità nell'attribuzione di sovraccarichi sul terrapieno, in quanto permette di considerare svariate tipologie di carico. Inoltre consente di considerare, nel caso di materiali coesivi, la fessurazione che può formarsi in superficie, dovuta all'incapacità di sopportare una trazione eccessiva nella parte superiore dello strato. L'altezza fessurata viene in questo caso calcolata come:

$$H = \frac{2 * c}{\gamma} * \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Il metodo del cuneo di tentativo può essere usato anche per il calcolo della spinta passiva.

7.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza

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

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

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

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

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

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

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

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

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

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi; \quad N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg\phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta=0); \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta>0)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot tg\beta)^\circ; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot tg\phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot tg\phi)}$$

$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = arctg \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_i .

8 Distribuzioni di spinte e pressioni

8.1 Pressioni

Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore ($VX1, VY1$) sino ad un valore ($VX2, VY2$). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.



8.1.1 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1

N.	tratto di calcolo	terreno	acqua	totale
----	-------------------	---------	-------	--------

	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}
1	63	280	63	0	0	0	-0.16	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.16	-0.05

8.1.2 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}
1	63	280	63	0	0	0	-0.2	-0.06	0	0	0	0	0	0	-0.2	-0.06

8.1.3 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}
1	63	280	63	0	0	0	-0.23	-0.07	0	0	0	0	0	0	-0.23	-0.07

8.1.4 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}
1	63	280	63	0	0	0	-0.21	-0.06	0	0	0	0	0	0	-0.21	-0.06

8.1.5 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}
1	63	280	63	0	0	0	-0.13	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.13	-0.05

8.1.6 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}
1	63	280	63	0	0	0	-0.18	-0.07	0	0	0	0	0	0	-0.18	-0.07

8.1.7 Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}
1	63	280	63	0	0	0	-0.18	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.18	-0.05

8.1.8 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}
1	63	280	63	0	0	0	-0.14	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.14	-0.05

8.1.9 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}	V _{X1}	V _{Y1}	V _{X2}	V _{Y2}
1	63	280	63	0	0	0	-0.14	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.14	-0.05

8.1.10 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	63	280	63	0	0	0	-0.19	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.19	-0.05

8.1.11 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	63	280	63	0	0	0	-0.18	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.18	-0.05

8.1.12 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	63	280	63	0	0	0	-0.13	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.13	-0.05

8.1.13 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-7	280	-58	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-58	24	-63	0	0.03	0	0.11	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.11	0.01

8.1.14 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-7	280	-58	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-58	24	-63	0	0.03	0	0.13	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.13	0.01

8.1.15 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-7	280	-58	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-58	24	-63	0	0.03	0	0.12	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.12	0.01

8.1.16 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-7	280	-58	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-58	24	-63	0	0.03	0	0.11	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.11	0.01

8.1.17 Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-7	280	-58	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-58	24	-63	0	0.04	0.01	0.17	0.03	0	0	0	0	0.04	0.01	0.17	0.03

8.1.18 Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-7	280	-58	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-58	24	-63	0	0.04	0.01	0.21	0.03	0	0	0	0	0.04	0.01	0.21	0.03

8.1.19 Pressioni sul paramento a valle in combinazione GEO-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-7	280	-58	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-58	24	-63	0	0.03	0	0.12	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.12	0.01

8.1.20 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-7	280	-58	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-58	24	-63	0	0.04	0.01	0.17	0.03	0	0	0	0	0.04	0.01	0.17	0.03

8.1.21 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-7	280	-58	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-58	24	-63	0	0.04	0.01	0.17	0.03	0	0	0	0	0.04	0.01	0.17	0.03

8.1.22 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-7	280	-58	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-58	24	-63	0	0.03	0	0.12	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.12	0.01

8.1.23 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-7	280	-58	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-58	24	-63	0	0.03	0	0.12	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.12	0.01

8.1.24 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SLE-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-7	280	-58	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-58	24	-63	0	0.04	0.01	0.17	0.03	0	0	0	0	0.04	0.01	0.17	0.03

9 Risultante delle azioni agenti sul muro

Vengono riportate le combinazioni di calcolo ed il riepilogo delle azioni risultanti agenti sul muro per le verifiche geotecniche.

9.1 Combinazioni di calcolo

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.

Per i gruppi An l'indice n fa riferimento alle tabelle delle azioni, dove A1, A2 e A3 indicano rispettivamente il gruppo STR, il gruppo GEO ed il gruppo EQU della tabella 6.2.I (paragrafo 6.2.3.1.1), A4 indica il gruppo UPL (Sollevamento) della tabella 6.2.III (paragrafo 6.2.3.2), A5 indica il gruppo HYD (Sifonamento) della tabella 6.2.IV (paragrafo 6.2.3.3).

Per il gruppo Mn l'indice n fa riferimento alla tabella 6.2.II (par.6.2.3.1.2).

Per il gruppo Rn l'indice n fa riferimento alle tabelle 6.4.I (par.6.4.2.1) e 6.4.II (par.6.4.3.1).

Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa (cfr. par.7.11.1) ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M2	R0	1	EQU-1	0.9	0	0	0
EQU	A3	M2	R0	2	EQU-2	1.1	0	0	0
EQU	A0	M2	R0	3	EQU-3	1	0	1	1
EQU	A0	M2	R0	4	EQU-4	1	0	1	-1
STR	A1	M1	R1	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R1	2	STR-2	1.3	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
SIS	A0	M1	R1	1	SIS-1	1	0	1	1
SIS	A0	M1	R1	2	SIS-2	1	0	1	-1
SIS	A0	M2	R2	3	SIS-3	1	0	1	1
SIS	A0	M2	R2	4	SIS-4	1	0	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0

9.1.1 Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	9	92	0	-79.7
Peso proprio del terreno/acqua a monte	66	141	0	-2.28
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-69	12	0	-0.63
Spinta del terreno a monte	68	49	-32.74	-9.53
Spinta del terreno a valle	-78	-32	19.65	5.72

9.1.2 Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	9	92	0	-97.41
Peso proprio del terreno/acqua a monte	66	141	0	-2.79
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-69	12	0	-0.77
Spinta del terreno a monte	68	50	-40.73	-11.86
Spinta del terreno a valle	-78	-32	23.38	6.81

9.1.3 Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	9	92	0	-88.55
Peso proprio del terreno/acqua a monte	66	141	0	-2.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-69	12	0	-0.7
Spinta del terreno a monte	68	49	-47.55	-13.85
Spinta del terreno a valle	-78	-32	20.5	5.97
Forza di inerzia dovuta al muro	9	92	-8.88	-4.44
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	66	141	-0.25	-0.13
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-69	12	-0.07	-0.04

9.1.4 Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	9	92	0	-88.55
Peso proprio del terreno/acqua a monte	66	141	0	-2.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-69	12	0	-0.7
Spinta del terreno a monte	68	49	-42.68	-12.43
Spinta del terreno a valle	-78	-32	18.82	5.48
Forza di inerzia dovuta al muro	9	92	-8.88	4.44
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	66	141	-0.25	0.13
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-69	12	-0.07	0.04

9.1.5 Combinazione di carico STR-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	9	92	0	-88.55
Peso proprio del terreno/acqua a monte	66	141	0	-2.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-69	12	0	-0.7
Spinta del terreno a monte	68	48	-27.84	-10.13
Spinta del terreno a valle	-78	-32	32.74	11.92

9.1.6 Combinazione di carico STR-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	9	92	0	-115.12
Peso proprio del terreno/acqua a monte	66	141	0	-3.29
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-69	12	0	-0.91
Spinta del terreno a monte	68	49	-37.21	-13.54
Spinta del terreno a valle	-78	-32	41.1	14.96

9.1.7 Combinazione di carico GEO-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	9	92	0	-88.55
Peso proprio del terreno/acqua a monte	66	141	0	-2.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-69	12	0	-0.7
Spinta del terreno a monte	68	49	-36.73	-10.7
Spinta del terreno a valle	-78	-32	21.51	6.26

9.1.8 Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	9	92	0	-88.55
Peso proprio del terreno/acqua a monte	66	141	0	-2.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-69	12	0	-0.7
Spinta del terreno a monte	68	48	-29.36	-10.69
Spinta del terreno a valle	-78	-32	32.52	11.84
Forza di inerzia dovuta al muro	9	92	-1.6	-0.8
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	66	141	-0.05	-0.02
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-69	12	-0.01	-0.01

9.1.9 Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	9	92	0	-88.55
Peso proprio del terreno/acqua a monte	66	141	0	-2.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-69	12	0	-0.7
Spinta del terreno a monte	68	48	-28.77	-10.47
Spinta del terreno a valle	-78	-32	32.03	11.66
Forza di inerzia dovuta al muro	9	92	-1.6	0.8
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	66	141	-0.05	0.02
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-69	12	-0.01	0.01

9.1.10 Combinazione di carico SIS-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	9	92	0	-88.55
Peso proprio del terreno/acqua a monte	66	141	0	-2.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-69	12	0	-0.7
Spinta del terreno a monte	68	49	-38.55	-11.23
Spinta del terreno a valle	-78	-32	21.35	6.22
Forza di inerzia dovuta al muro	9	92	-1.6	-0.8
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	66	141	-0.05	-0.02
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-69	12	-0.01	-0.01

9.1.11 Combinazione di carico SIS-4

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	9	92	0	-88.55
Peso proprio del terreno/acqua a monte	66	141	0	-2.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-69	12	0	-0.7
Spinta del terreno a monte	68	49	-37.8	-11.01
Spinta del terreno a valle	-78	-32	21.02	6.12
Forza di inerzia dovuta al muro	9	92	-1.6	0.8
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	66	141	-0.05	0.02
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-69	12	-0.01	0.01

10 Verifiche di stabilità locale

10.1 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 0
Pressione limite sul terreno per abbassamento	: 2 daN/cm ²
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 19.5 cm (comb. SIS-3)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: 2027 daN cm (comb. SIS-3)
Larghezza reagente minima in fondazione	: 146 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	: 1.28 daN/cm ² (comb. SIS-3)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	: 0.61 daN/cm ² (comb. STR-2)

10.2 Verifica allo scorrimento (traslazione del muro)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-3
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Moltiplicatore spinta passiva per traslazione	: 0
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione	: 0.63
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione	: 0.5
Adesione di progetto terreno-fondazione	: 0.008 daN/cm ²
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	: 106 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione	: 7 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione	: 40 daN
Coefficiente limite verifica alla traslazione	: 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione	: 1.53

10.3 Verifica a ribaltamento (come equilibrio del corpo rigido)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-4

Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento	: 0
Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle	: 4146 daN cm
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle	: -8095 daN cm
Coefficiente limite verifica al ribaltamento	: 1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento	: 1.95

10.4 Verifica di capacità portante del suolo

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-3
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno	: 0
Inclinazione media del pendio circostante la fondazione	: 4 °
Profondità del piano di posa	: 79 cm
Sovraccarico agente sul piano di posa	: 0.142 daN/cm ²
Coesione di progetto del suolo di fondazione	: 0.008 daN/cm ²
Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione	: 26.6 °
Peso specifico di progetto del suolo di fondazione	: 0.0018 daN/cm ³
Inclinazione della risultante rispetto alla normale	: 17.2 °
Base efficace	: 107 cm
Carico tangenziale al piano di posa	: 33 daN/cm
Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.)	: 106.3 daN/cm
Carico ultimo della fondazione	: 106.6 daN/cm
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite	: 1000 cm
Coefficiente limite verifica al carico limite	: 1
Coefficiente di sicurezza al carico limite	: 1

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	N _c = 23	N _q = 13	N _γ = 9

Coefficienti di forma	$s_c= 1$	$s_q= 1$	$s_g= 1$
Coefficienti di profondità	$d_c= 1.22$	$d_q= 1.16$	$d_g= 1$
Coefficienti di inclinazione del carico	$i_c= 0.39$	$i_q= 0.44$	$i_g= 0.31$
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	$b_c= 0.97$	$b_q= 0.93$	$b_g= 0.91$
Coefficienti di inclinazione del pendio	$g_c= 0.97$	$g_q= 0.85$	$g_g= 0.85$

11 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-4

Metodo di analisi di stabilità del pendio	: Bishop
Passo dei conci	: 100 cm
Coefficiente di stabilità globale pendio	: 1.76
Coefficiente limite suggerito dalla normativa	: 1.1
X centro della superficie critica	: -191 cm
Y centro della superficie critica	: 570 cm
Raggio della superficie critica	: 691 cm
Forza di bilancio	: 54.89 daN/cm
Volume spostato dalla superficie critica	: 18.15 m ³ /m
Peso spostato dalla superficie critica	: 35152 daN/m

12 Parametri per dimensionamento del muro a gravità

Metodo di calcolo: D.M. 14-01-2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

Coefficiente di attrito del materiale	: 0.5
Tensione di compressione massima ammissibile	: 50 daN/cm ²

13 Sollecitazioni e verifiche strutturali

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

c.: combinazione di carico critica per la verifica della sezione non armata

M: momento applicato sulla sezione

N: sforzo normale applicato sulla sezione

σ_c : compressione massima sul materiale

A_r : ampiezza reagente

V_{pfl} : soddisfacimento della verifica di compressione massima e parzializzazione

c_t : combinazione di carico critica per la verifica a taglio

T: taglio applicato sulla sezione

Tlim: taglio limite

v_{tg} : soddisfacimento verifica taglio

Paramento

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	V_{pfl}	c_t	T	Tlim	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	
0	0	125	SIS-3	124196	-7925	-1.1	125.4	ok	SIS-3	1953	3963	ok
3	31	119	SIS-3	79307	-6736	-0.9	119.2	ok	SIS-3	1502	3368	ok
6	61	113	SIS-3	47928	-5679	-0.7	113.2	ok	SIS-3	1125	2839	ok
9	91	107	SIS-3	25688	-4689	-0.6	107.3	ok	SIS-3	802	2345	ok
12	121	101	STR-2	-5178	-4798	-0.5	101.3	ok	SIS-3	533	1884	ok

15	151	95	STR-2	-7626	-3717	-0.4	95.4	ok	SIS-3	317	1457	ok
18	180	89	STR-2	-7002	-2719	-0.4	89.5	ok	SIS-4	151	1045	ok
21	210	84	STR-2	-4651	-1805	-0.3	83.5	ok	SIS-4	45	693	ok
24	240	78	STR-2	-1917	-976	-0.1	77.6	ok	STR-1	37	375	ok

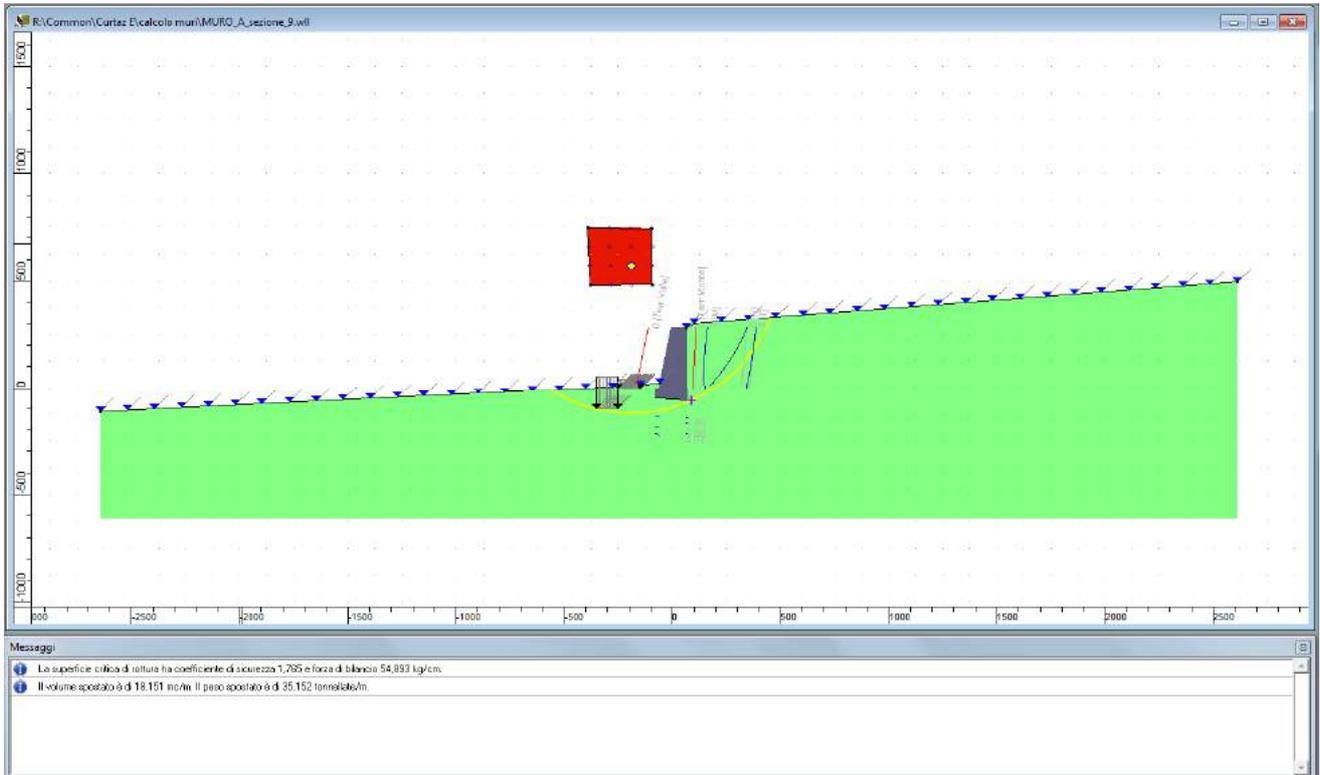
Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra)

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	V_{pfl}	C_t	T	Tlim	V_{ig}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	

Mensola di fondazione a monte (mensola destra)

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	V_{pfl}	C_t	T	Tlim	V_{ig}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	

Verifica della stabilità globale



MURO B – SEZIONE 15

Indice generale

<u>1</u> Descrizione del software	2
<u>2</u> Normative di riferimento	2
<u>3</u> Geometria del muro	2
<u>3.1</u> Sistema di riferimento	2
<u>3.2</u> Rappresentazione geometrica, sezione trasversale	2
<u>3.3</u> Rappresentazione analitica	2
<u>4</u> Caratteristiche dei terreni	2
<u>5</u> Geometria degli strati	2
<u>6</u> Geometria dei carichi	2
<u>6.1</u> Carichi uniformi	2
<u>7</u> Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche	2
<u>7.1</u> Descrizione della normativa sismica	2
<u>7.2</u> Descrizione del metodo di calcolo delle spinte	2
<u>7.3</u> Descrizione del metodo di calcolo della portanza	2
<u>8</u> Distribuzioni di spinte e pressioni	2
<u>8.1</u> Pressioni	2
<u>8.1.1</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1	2
<u>8.1.2</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2	2
<u>8.1.3</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3	2
<u>8.1.4</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4	2
<u>8.1.5</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1	2
<u>8.1.6</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2	2
<u>8.1.7</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1	2
<u>8.1.8</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1	2
<u>8.1.9</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2	2
<u>8.1.10</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-3	2
<u>8.1.11</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-4	2
<u>8.1.12</u> Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1	2
<u>8.1.13</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-1	2
<u>8.1.14</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-2	2
<u>8.1.15</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-3	2
<u>8.1.16</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-4	2
<u>8.1.17</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-1	2
<u>8.1.18</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-2	2
<u>8.1.19</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione GEO-1	2
<u>8.1.20</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-1	2
<u>8.1.21</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-2	2
<u>8.1.22</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-3	2
<u>8.1.23</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-4	2
<u>8.1.24</u> Pressioni sul paramento a valle in combinazione SLE-1	2
<u>9</u> Risultante delle azioni agenti sul muro	2
<u>9.1</u> Combinazioni di calcolo	2
<u>9.1.1</u> Combinazione di carico EQU-1	2

<u>9.1.2 Combinazione di carico EQU-2</u>	2
<u>9.1.3 Combinazione di carico EQU-3</u>	2
<u>9.1.4 Combinazione di carico EQU-4</u>	2
<u>9.1.5 Combinazione di carico STR-1</u>	2
<u>9.1.6 Combinazione di carico STR-2</u>	2
<u>9.1.7 Combinazione di carico GEO-1</u>	2
<u>9.1.8 Combinazione di carico SIS-1</u>	2
<u>9.1.9 Combinazione di carico SIS-2</u>	2
<u>9.1.10 Combinazione di carico SIS-3</u>	2
<u>9.1.11 Combinazione di carico SIS-4</u>	2
<u>10 Verifiche di stabilità locale</u>	2
<u>10.1 Tensioni trasmesse sul terreno</u>	2
<u>10.2 Verifica allo scorrimento (traslazione del muro)</u>	2
<u>10.3 Verifica a ribaltamento (come equilibrio del corpo rigido)</u>	2
<u>10.4 Verifica di capacità portante del suolo</u>	2
<u>11 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio</u>	2
<u>12 Parametri per dimensionamento del muro a gravità</u>	2
<u>13 Sollecitazioni e verifiche strutturali</u>	2

1 Descrizione del software

Si tratta di un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica di Opere di Sostegno in cemento armato e a gravità. Il programma permette il calcolo delle spinte nelle diverse combinazioni di calcolo analizzate, l'esecuzione di verifiche di stabilità locale e globale di natura geotecnica, la progettazione delle parti in cemento armato e la verifica di resistenza strutturale. Nella determinazione delle sollecitazioni strutturali può utilizzare un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Nella relazione di calcolo vengono riportati i dati di input, le combinazioni di calcolo adottate, le pressioni e le spinte trovate, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Vengono anche prodotte le tavole con i prospetti e le distinte di armatura, ed il computo metrico delle principali grandezze.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: WallCAD 7

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 7.15

Identificatore licenza: WW-9514399

Intestatario della licenza: REGIONE AUTONOMA VALLE D'AOSTA - LOC. ILE BLONDE, 5 - BRISSOGNE (AO)

Versione regolarmente licenziata

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma permette il calcolo della spinta delle terre mediante metodi propri dell'Equilibrio limite e la valutazione della stabilità globale con metodi propri della stabilità dei pendii; le azioni sismiche vengono valutate mediante un approccio pseudo-statico, in accordo alle varie normative adottate. Le spinte vengono pensate agenti su un tratto di lunghezza unitaria di un muro di lunghezza indefinita, con sezione che resta quindi in stato piano di deformazione; nel caso di elementi discontinui con lo sviluppo del muro (come pali, tiranti, contrafforti, carichi puntuali) viene invece creato un modello 3D ad elementi finiti, di lunghezza e condizioni di vincolo alle estremità deciso dal progettista. In quest'ultimo caso le sollecitazioni sono calcolate dal modello numerico per integrazione nel tratto di verifica. La reazione del suolo è quella teorica di fondazione rigida su suolo elastico non reagente al sollevamento; nel caso di studio con modello fem il suolo è modellato mediante un numero elevato

di molle elastoplastiche verticali, non reagenti al sollevamento; in direzione orizzontale sono altresì presenti molle elastiche di modulo di reazione proporzionale al verticale. I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse nei terreni della stratigrafia definita. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. I tiranti sono modellati mediante molle elastoplastiche di rigidità equivalente al sistema terreno/tratto libero/tratto ancorato, e di limiti plastici a trazione e compressione assegnati. I carichi possono essere inseriti sia sul muro che sul terreno; in quest'ultimo caso il carico uniforme è trattato come uno strato di spessore equivalente, mentre gli altri tipi di carico (lineare o nastriforme) vengono diffusi in orizzontale e sovrapposti alle restanti azioni.

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le membrature in c.a. sono verificate a pressoflessione e taglio come piastre non espressamente armate a taglio, i pali sono verificati a pressoflessione, taglio e punzonamento verso la suola; nel caso di micropali si considera la sola resistenza del tubolare in acciaio.

2 Normative di riferimento

L. 05.11.1971, n. 1086. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

D.M. LL.PP. del 14.02.1992. Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. del 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. del 16.01.1996. Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

D.M. del 16.01.1996. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Circolare Ministeriale del 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 al Decreto Ministeriale 16.01.1996.

L. 02.02.1974, n. 64. Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche.

D.M. LL. PP. E INT. 19.06.1984. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

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 Ministeriale del 24.07.1988, n. 30483/STC.

Legge 2 Febbraio 1974 n. 64, art. 1 - D.M. 11 Marzo 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 Ministeriale del 15.10.1996 N°252. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M.09.01.1996

Circolare Ministeriale del 10.04.1997 N°65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M.16.01.1996

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3274 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 del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3431 del 10.05.2005. Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza N°3274.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.09.2005 (TU 2005)

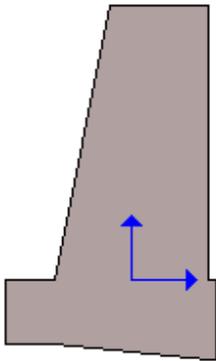
Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.01.2008 (NTC 2008)

3 Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti.

3.1 Sistema di riferimento

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (espresse in centimetri) positive verso destra

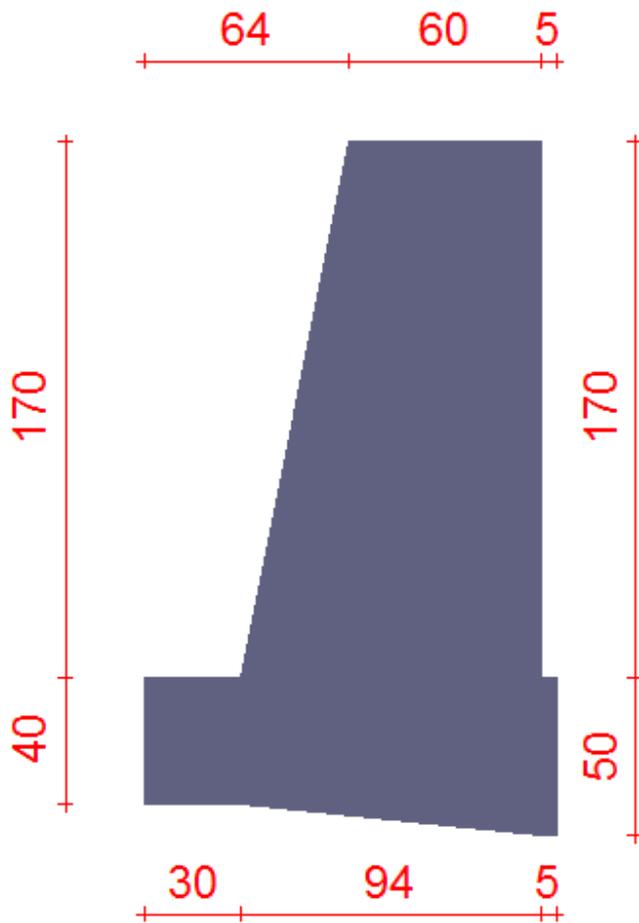
Ordinate Y (espresse in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro.

3.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale



3.3 Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

Ingombro globale

Larghezza totale del muro	: 129 cm
Altezza totale del muro	: 220 cm
Peso specifico del muro	: 2500 daN/m ³
Peso specifico delle falde	: 1000 daN/m ³

Paramento

Base inf.	: 94 cm
Base sup.	: 60 cm
Altezza	: 170 cm
Disassamento	: 17 cm

Mensola sinistra in fondazione

Larghezza	: 30 cm
Alt.interna	: 40 cm
Alt.esterna	: 40 cm
Disassamento	: 0 cm

Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza : 94 cm
 Altezza a sx : 40 cm
 Altezza a dx : 50 cm
 Sfalsamento : 0 cm

Mensola destra in fondazione

Larghezza : 5 cm
 Alt.interna : 50 cm
 Alt.esterna : 50 cm
 Disassamento : 0 cm

4 Caratteristiche dei terreni

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m3)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m3)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm2)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm2)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

Al: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm2)

G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm2)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	Al	OCR	Ko	E	G	Perm
1	Emarese	2000	1800	32,00	0,010	0,000	20,00	1,00	1,00	0,47	500	200	1,00E-02

5 Geometria degli strati

Vengono mostrate in forma tabellare le sequenze di punti che costituiscono le poligonali di separazione degli strati di terreno.



Strato n.1, materiale sottostante: Emarese

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	1	47	170
2	2	2202	170

Strato n.2, materiale sottostante: Emarese

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	-2219	-113
2	5	-158	7
3	4	-40	37

Strato n.3, materiale sottostante: Emarese

Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	-77	-40
2	-	-47	-40
3	-	47	-50
4	-	52	-50

6 Geometria dei carichi

Le coordinate e le componenti dei carichi stampate in questo paragrafo sono riferite al sistema di riferimento relativo alla sezione trasversale, dove gli assi X e Y locali coincidono rispettivamente con gli assi X e Z globali. L'asse Y globale si sviluppa nella profondità del muro. Tutte le tipologie di carico, esclusa quella puntuale, hanno componenti e coordinate diverse da zero solo lungo gli assi locali X e Y. Nel caso di carichi puntuali viene indicata anche la posizione in profondità (P), riferita rispetto alla sezione trasversale iniziale dell'intervento e quindi lungo l'asse Y globale.

Carico n.1

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): 200 cm

Y (asse Z globale): 100 cm

Ampiezza: 125 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: $-0,81 \text{ daN/cm}^2$

Valore finale: $-0,81 \text{ daN/cm}^2$

Condizione: Variabili

Valore iniziale: $0,00 \text{ daN/cm}^2$

Valore finale: $0,00 \text{ daN/cm}^2$

Carico n.2

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): 90 cm

Y (asse Z globale): 170 cm

Ampiezza: 72 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: $-0,08 \text{ daN/cm}^2$

Valore finale: $-0,08 \text{ daN/cm}^2$

Condizione: Variabili

Valore iniziale: $0,00 \text{ daN/cm}^2$

Valore finale: $0,00 \text{ daN/cm}^2$

6.1 Carichi uniformi

Comp.permanente di carico uniforme a monte : 0 daN/cm^2

Comp.variabile di carico uniforme a monte : -0.04 daN/cm^2

Comp.permanente di carico uniforme a valle : 0 daN/cm^2

Comp.permanente di carico uniforme a valle : -0.04 daN/cm^2

7 Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche

Metodo di calcolo della spinta del terreno	: Cuneo di tentativo
Metodo di calcolo della portanza del terreno	: Brinch-Hansen
Normativa adottata per le verifiche locali Costruzioni	: D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le

Normativa adottata per il sisma: D.M. 14/01/2008 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2008.
 Localizzazione dell'opera: Valle D'aosta/vallée D'aoste, Emarèse, Emaresè
 Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I): 50 anni
 Classe d'uso (Tab. 2.4.II): 2
 Parametri sismici calcolati per lo stato limite : SLV
 Accelerazione relativa A_g/g massima attesa al suolo: 0.0627 g
 Categoria del suolo di fondazione: E
 Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.6
 Coefficiente di amplificazione topografica: 1
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito (Beta s): 0.2
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per muri (Beta m): 0.18
 Punto di applicazione della forza dinamica: stesso punto di quella statica
 Effetto della componente verticale di accelerazione sismica incluso.

7.1 Descrizione della normativa sismica

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (NTC 2008 D.M. del 14/01/2008, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

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

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

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove: β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.II, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_s sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;

K è il coefficiente di spinta del terreno;

h è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove: h è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;

z è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

Stabilità globale

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo NTC 2008, paragrafo 7.11.3.5, secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

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

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove: β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

7.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

Il calcolo delle spinte basato sul “Metodo del cuneo di tentativo” (*Trial Wedge Method*), può essere considerato una generalizzazione della *teoria di Coulomb* (1776). Le equazioni derivano dall'equilibrio limite globale di diversi cunei di rottura di forma variabile a seconda delle condizioni di equilibrio al contorno. Esse dipendono dall'angolo di rottura delle superfici di scorrimento; la spinta si ottiene per tentativi facendo variare l'angolo di rottura fino a determinare quello critico che rende massima la spinta attiva o minima la spinta passiva sull'opera di sostegno.

Nel caso semplice di terrapieno omogeneo, dall'equilibrio globale limite del cuneo costruito sulla superficie di rottura, si scrive l'equazione di equilibrio in funzione dell'angolo di rottura α . In questo modo l'unica incognita è la spinta del terreno, ed è possibile cercare l'angolo critico che rende massima tale spinta attiva.

In caso di presenza di falda, nell'equilibrio limite globale del cuneo di rottura viene considerata la sottospinta dell'acqua U sulla superficie di rottura e la spinta idrostatica P_w sul tratto di muro interessato; il peso di volume del cuneo è comprensivo del peso dell'acqua.

Si calcolano le componenti delle forze agenti lungo la superficie di rottura e lungo la sua normale. Dall'equilibrio delle forze normali alla superficie di scorrimento:

$$N = [V - P_{ah} \tan \delta + W] \cos \alpha + [P_{ah} + P_w] \sin \alpha - U$$

dove $P_{ah} \tan \delta = P_{av}$ e $V = q * B$

Dall'equilibrio delle forze tangenziali alla superficie di scorrimento:

$$T = [V + W - P_{ah} \tan \delta] \sin \alpha - [P_{ah} + P_w] \cos \alpha$$

Sfruttando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb,

$$T = N \tan \phi + c * L$$

sostituendo T ed N con quelle derivanti dalle equazioni di equilibrio e risolvendo rispetto all'unica incognita P_{ah} si ottiene la seguente equazione, dipendente da α :

$$P_{ah} = \frac{(V + W) * (\cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha) + P_w * (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) - U \tan \phi + c * L}{(\tan \delta \cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha \tan \phi - \tan \delta \sin \alpha - \cos \alpha)}$$

Nel caso di un terrapieno formato da due strati di terreno generici, poiché i parametri meccanici possono cambiare nei due strati, potendo essere i due terreni di natura diversa, la superficie di rottura che ne deriva è spezzata, assume cioè valori dell'angolo di rottura α_1 ed α_2 che possono essere diversi nei due strati. Le spinte si ricavano sempre dall'equilibrio del cuneo mediante un'equazione di equilibrio limite. Nel caso di un terrapieno formato da un numero generico di strati il calcolo viene condotto come nelle soluzioni precedenti, ma nel quale viene aggiunto uno strato per ogni ciclo di calcolo.

Il metodo del cuneo di tentativo consente una grande generalità nell'attribuzione di sovraccarichi sul terrapieno, in quanto permette di considerare svariate tipologie di carico. Inoltre consente di considerare, nel caso di materiali coesivi, la fessurazione che può formarsi in superficie, dovuta all'incapacità di sopportare una trazione eccessiva nella parte superiore dello strato. L'altezza fessurata viene in questo caso calcolata come:

$$H = \frac{2 * c}{\gamma} * \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Il metodo del cuneo di tentativo può essere usato anche per il calcolo della spinta passiva.

7.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza

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

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

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

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

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

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

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

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

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

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi; \quad N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg\phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta=0); \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta>0)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot tg\beta)^5; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot tg\phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot tg\phi)}$$

$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \text{arctg} \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_i .

8 Distribuzioni di spinte e pressioni

8.1 Pressioni

Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore (VX_1, VY_1) sino ad un valore (VX_2, VY_2). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.



8.1.1 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X_1	Y_1	X_2	Y_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2
1	47	170	47	0	0	0	-0.13	-0.04	0	0	0	0	0	0	-0.13	-0.04

8.1.2 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X_1	Y_1	X_2	Y_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2
1	47	170	47	0	0	0	-0.17	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.17	-0.05

8.1.3 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
----	-------------------	--	--	--	---------	--	--	--	-------	--	--	--	--------	--	--	--

	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	47	170	47	0	0	0	-0.22	-0.07	0	0	0	0	0	0	-0.22	-0.07

8.1.4 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	47	170	47	0	0	0	-0.22	-0.06	0	0	0	0	0	0	-0.22	-0.06

8.1.5 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	47	170	47	0	0	0	-0.08	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.08	-0.03

8.1.6 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	47	170	47	0	0	0	-0.11	-0.04	0	0	0	0	0	0	-0.11	-0.04

8.1.7 Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	47	170	47	0	0	0	-0.15	-0.04	0	0	0	0	0	0	-0.15	-0.04

8.1.8 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	47	170	47	0	0	0	-0.09	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.09	-0.03

8.1.9 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	47	170	47	0	0	0	-0.08	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.08	-0.03

8.1.10 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	47	170	47	0	0	0	-0.16	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.16	-0.05

8.1.11 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	47	170	47	0	0	0	-0.16	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.16	-0.05

8.1.12 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1

2	-40	37	-47	0	0.03	0	0.14	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.14	0.01
---	-----	----	-----	---	------	---	------	------	---	---	---	---	------	---	------	------

8.1.20 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-13	170	-40	37	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-40	37	-47	0	0.04	0.01	0.18	0.03	0	0	0	0	0.04	0.01	0.18	0.03

8.1.21 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-13	170	-40	37	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-40	37	-47	0	0.04	0.01	0.18	0.03	0	0	0	0	0.04	0.01	0.18	0.03

8.1.22 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-13	170	-40	37	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-40	37	-47	0	0.03	0	0.14	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.14	0.01

8.1.23 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-13	170	-40	37	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-40	37	-47	0	0.03	0	0.13	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.13	0.01

8.1.24 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SLE-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-13	170	-40	37	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-40	37	-47	0	0.04	0.01	0.18	0.03	0	0	0	0	0.04	0.01	0.18	0.03

9 Risultante delle azioni agenti sul muro

Vengono riportate le combinazioni di calcolo ed il riepilogo delle azioni risultanti agenti sul muro per le verifiche geotecniche.

9.1 Combinazioni di calcolo

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.

Per i gruppi An l'indice n fa riferimento alle tabelle delle azioni, dove A1, A2 e A3 indicano rispettivamente il gruppo STR, il gruppo GEO ed il gruppo EQU della tabella 6.2.I (paragrafo 6.2.3.1.1), A4 indica il gruppo UPL (Sollevamento) della tabella 6.2.III (paragrafo 6.2.3.2), A5 indica il gruppo HYD (Sifonamento) della tabella 6.2.IV (paragrafo 6.2.3.3).

Per il gruppo Mn l'indice n fa riferimento alla tabella 6.2.II (par.6.2.3.1.2).

Per il gruppo Rn l'indice n fa riferimento alle tabelle 6.4.I (par.6.4.2.1) e 6.4.II (par.6.4.3.1).

Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa (cfr. par.7.11.1) ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M2	R0	1	EQU-1	0.9	0	0	0
EQU	A3	M2	R0	2	EQU-2	1.1	0	0	0
EQU	A0	M2	R0	3	EQU-3	1	0	1	1
EQU	A0	M2	R0	4	EQU-4	1	0	1	-1
STR	A1	M1	R1	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R1	2	STR-2	1.3	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
SIS	A0	M1	R1	1	SIS-1	1	0	1	1
SIS	A0	M1	R1	2	SIS-2	1	0	1	-1
SIS	A0	M2	R2	3	SIS-3	1	0	1	1
SIS	A0	M2	R2	4	SIS-4	1	0	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0

9.1.1 Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	3	48	0	-42.23
Peso proprio del terreno/acqua a monte	50	85	0	-1.38
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-59	17	0	-1.74
Spinta del terreno a monte	52	18	-24.98	-7.27
Spinta del terreno a valle	-77	-22	15.06	4.38

9.1.2 Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	3	48	0	-51.62
Peso proprio del terreno/acqua a monte	50	85	0	-1.68
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-59	17	0	-2.12
Spinta del terreno a monte	52	19	-31.71	-9.23
Spinta del terreno a valle	-77	-23	17.86	5.2

9.1.3 Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	3	48	0	-46.93
Peso proprio del terreno/acqua a monte	50	85	0	-1.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-59	17	0	-1.93
Spinta del terreno a monte	52	19	-38.51	-11.21
Spinta del terreno a valle	-77	-22	15.62	4.55
Forza di inerzia dovuta al muro	3	48	-4.71	-2.35
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	50	85	-0.15	-0.08
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-59	17	-0.19	-0.1

9.1.4 Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	3	48	0	-46.93
Peso proprio del terreno/acqua a monte	50	85	0	-1.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-59	17	0	-1.93
Spinta del terreno a monte	52	19	-37.03	-10.78
Spinta del terreno a valle	-77	-22	14.36	4.18
Forza di inerzia dovuta al muro	3	48	-4.71	2.35
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	50	85	-0.15	0.08
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-59	17	-0.19	0.1

9.1.5 Combinazione di carico STR-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	3	48	0	-46.93
Peso proprio del terreno/acqua a monte	50	85	0	-1.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-59	17	0	-1.93
Spinta del terreno a monte	52	17	-17.11	-6.23
Spinta del terreno a valle	-77	-23	24.7	8.99

9.1.6 Combinazione di carico STR-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	3	48	0	-61
Peso proprio del terreno/acqua a monte	50	85	0	-1.99
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-59	17	0	-2.51
Spinta del terreno a monte	52	18	-23.95	-8.72
Spinta del terreno a valle	-77	-23	30.89	11.24

9.1.7 Combinazione di carico GEO-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	3	48	0	-46.93
Peso proprio del terreno/acqua a monte	50	85	0	-1.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-59	17	0	-1.93
Spinta del terreno a monte	52	19	-28.35	-8.25
Spinta del terreno a valle	-77	-23	16.46	4.79

9.1.8 Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	3	48	0	-46.93
Peso proprio del terreno/acqua a monte	50	85	0	-1.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-59	17	0	-1.93
Spinta del terreno a monte	52	17	-18.32	-6.67
Spinta del terreno a valle	-77	-23	24.52	8.93
Forza di inerzia dovuta al muro	3	48	-0.85	-0.42
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	50	85	-0.03	-0.01
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-59	17	-0.03	-0.02

9.1.9 Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	3	48	0	-46.93
Peso proprio del terreno/acqua a monte	50	85	0	-1.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-59	17	0	-1.93
Spinta del terreno a monte	52	17	-18.15	-6.61
Spinta del terreno a valle	-77	-23	24.16	8.79
Forza di inerzia dovuta al muro	3	48	-0.85	0.42
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	50	85	-0.03	0.01
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-59	17	-0.03	0.02

9.1.10 Combinazione di carico SIS-3

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	3	48	0	-46.93
Peso proprio del terreno/acqua a monte	50	85	0	-1.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-59	17	0	-1.93
Spinta del terreno a monte	52	19	-30.02	-8.74
Spinta del terreno a valle	-77	-23	16.32	4.75
Forza di inerzia dovuta al muro	3	48	-0.85	-0.42
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	50	85	-0.03	-0.01
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-59	17	-0.03	-0.02

9.1.11 Combinazione di carico SIS-4

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	3	48	0	-46.93
Peso proprio del terreno/acqua a monte	50	85	0	-1.53
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-59	17	0	-1.93
Spinta del terreno a monte	52	19	-29.8	-8.68
Spinta del terreno a valle	-77	-22	16.07	4.68
Forza di inerzia dovuta al muro	3	48	-0.85	0.42
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	50	85	-0.03	0.01
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-59	17	-0.03	0.02

10 Verifiche di stabilità locale

10.1 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 0
Pressione limite sul terreno per abbassamento	: 2 daN/cm ²
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 11.4 cm (comb. SIS-4)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: 670 daN cm (comb. SIS-4)
Larghezza reagente minima in fondazione	: 129 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	: 0.7 daN/cm ² (comb. SIS-3)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	: 0.58 daN/cm ² (comb. STR-2)

10.2 Verifica allo scorrimento (traslazione del muro)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-4
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Moltiplicatore spinta passiva per traslazione : 0
 Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione : 0.63
 Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione : 0.5
 Adesione di progetto terreno-fondazione : 0.008 daN/cm²
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 61 daN
 Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione : 5 daN
 Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione : 31 daN
 Coefficiente limite verifica alla traslazione : 1
 Coefficiente di sicurezza alla traslazione : 1.18

10.3 Verifica a ribaltamento (come equilibrio del corpo rigido)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-4
 Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento : 0
 Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 1410 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -3962 daN cm
 Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1
 Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 2.81

10.4 Verifica di capacità portante del suolo

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-4
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0
 Inclinazione media del pendio circostante la fondazione : 6 °
 Profondità del piano di posa : 81 cm
 Sovraccarico agente sul piano di posa : 0.146 daN/cm²
 Coesione di progetto del suolo di fondazione : 0.008 daN/cm²
 Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione : 26.6 °
 Peso specifico di progetto del suolo di fondazione : 0.0018 daN/cm³
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 23.2 °
 Base efficace : 105 cm
 Carico tangenziale al piano di posa : 26 daN/cm
 Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.) : 60.7 daN/cm
 Carico ultimo della fondazione : 68 daN/cm
 Lunghezza Fondazione per verifica carico limite : 1000 cm
 Coefficiente limite verifica al carico limite : 1
 Coefficiente di sicurezza al carico limite : 1.12

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	$N_c= 23$	$N_q= 13$	$N_g= 9$
Coefficienti di forma	$s_c= 1$	$s_q= 1$	$s_g= 1$
Coefficienti di profondità	$d_c= 1.25$	$d_q= 1.19$	$d_g= 1$
Coefficienti di inclinazione del carico	$i_c= 0.25$	$i_q= 0.31$	$i_g= 0.19$
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	$b_c= 0.97$	$b_q= 0.93$	$b_g= 0.9$
Coefficienti di inclinazione del pendio	$g_c= 0.96$	$g_q= 0.77$	$g_g= 0.77$

11 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-3
 Metodo di analisi di stabilità del pendio : Bishop
 Passo dei conci : 100 cm
 Coefficiente di stabilità globale pendio : 1.11
 Coefficiente limite suggerito dalla normativa : 1.1

X centro della superficie critica	: -66 cm
Y centro della superficie critica	: 337 cm
Raggio della superficie critica	: 409 cm
Forza di bilancio	: -21.82 daN/cm
Volume spostato dalla superficie critica	: 7.21 m ³ /m
Peso spostato dalla superficie critica	: 14300 daN/m

12 Parametri per dimensionamento del muro a gravità

Metodo di calcolo: D.M. 14-01-2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

Coefficiente di attrito del materiale	: 0.5
Tensione di compressione massima ammissibile	: 50 daN/cm ²

13 Sollecitazioni e verifiche strutturali

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

c.: combinazione di carico critica per la verifica della sezione non armata

M: momento applicato sulla sezione

N: sforzo normale applicato sulla sezione

σ_c : compressione massima sul materiale

A_r : ampiezza reagente

v_{pfl} : soddisfacimento della verifica di compressione massima e parzializzazione

c_t : combinazione di carico critica per la verifica a taglio

T: taglio applicato sulla sezione

T_{lim} : taglio limite

v_{tg} : soddisfacimento verifica taglio

Paramento

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	v_{pfl}	c_t	T	T_{lim}	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	
0	0	94	SIS-3	39135	-3853	-0.7	93.5	ok	SIS-4	1058	1895	ok
3	31	87	SIS-3	17338	-2952	-0.5	87.4	ok	SIS-4	681	1451	ok
6	61	81	STR-2	-4492	-2695	-0.4	81.5	ok	SIS-4	392	1069	ok
9	90	76	STR-2	-4041	-1847	-0.3	75.6	ok	SIS-4	181	726	ok
12	120	70	STR-2	-2229	-1083	-0.2	69.6	ok	SIS-4	48	422	ok
15	150	64	STR-2	-461	-405	-0.1	63.7	ok	STR-1	22	156	ok

Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra)

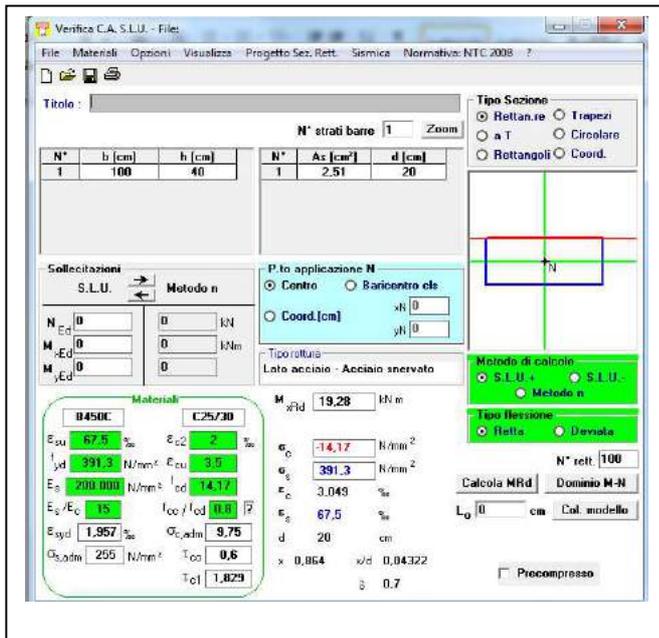
X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	v_{pfl}	c_t	T	T_{lim}	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	
-47	-20	40	SIS-4	22729	5	0	0	no	SIS-4	1452	0	no

*

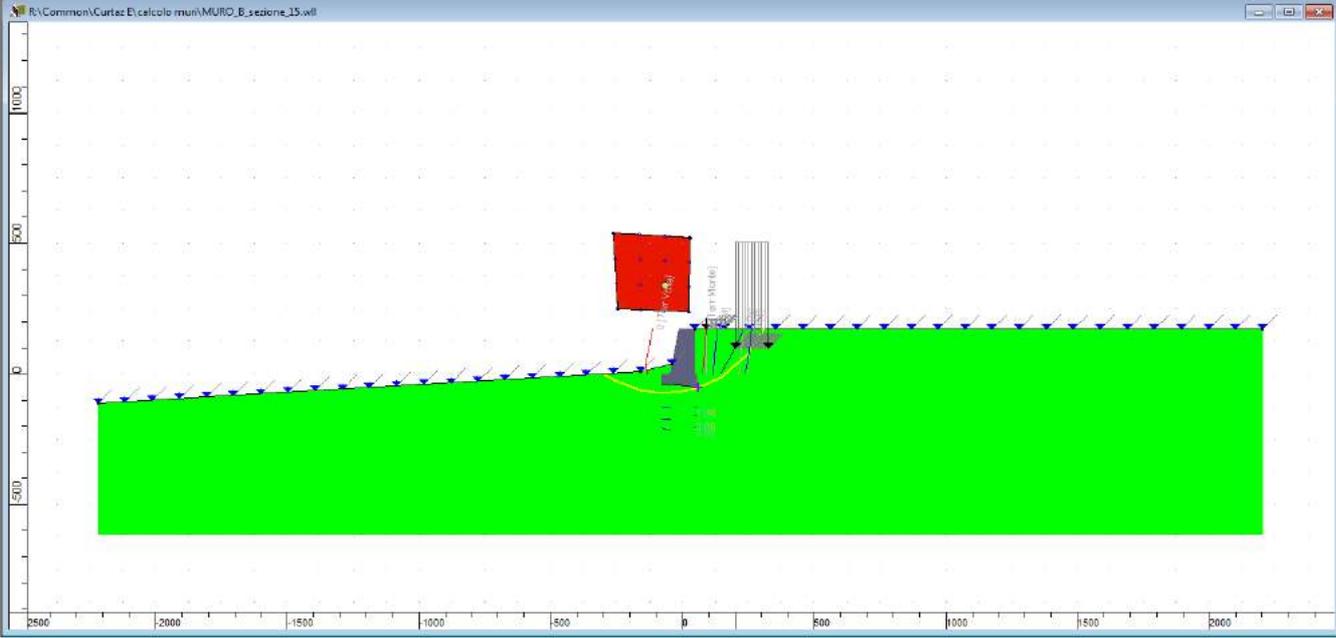
Mensola di fondazione a monte (mensola destra)

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	v_{pfl}	c_t	T	T_{lim}	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	

* Si dispone la posa di una rete elettrosaldata a metà fondazione come calcolato nella schema sottostante verificato con il programma VCA-SLU.



Verifica della stabilità globale



MURO C – SEZIONE 15

Indice generale

1	Descrizione del software	2
2	Normative di riferimento	2
3	Geometria del muro	2
3.1	Sistema di riferimento	2
3.2	Rappresentazione geometrica, sezione trasversale	2
3.3	Rappresentazione analitica	2
4	Caratteristiche dei terreni	2
5	Geometria degli strati	2
6	Geometria dei carichi	2
6.1	Carichi uniformi	2
7	Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche	2
7.1	Descrizione della normativa sismica	2
7.2	Descrizione del metodo di calcolo delle spinte	2
7.3	Descrizione del metodo di calcolo della portanza	2
8	Distribuzioni di spinte e pressioni	2
8.1	Pressioni	2
8.1.1	Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1	2
8.1.2	Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2	2
8.1.3	Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3	2
8.1.4	Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4	2
8.1.5	Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1	2
8.1.6	Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2	2
8.1.7	Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1	2
8.1.8	Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1	2
8.1.9	Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2	2
8.1.10	Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-3	2
8.1.11	Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-4	2
8.1.12	Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1	2
8.1.13	Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-1	2
8.1.14	Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-2	2
8.1.15	Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-3	2
8.1.16	Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-4	2
8.1.17	Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-1	2
8.1.18	Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-2	2
8.1.19	Pressioni sul paramento a valle in combinazione GEO-1	2
8.1.20	Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-1	2
8.1.21	Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-2	2
8.1.22	Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-3	2
8.1.23	Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-4	2
8.1.24	Pressioni sul paramento a valle in combinazione SLE-1	2
9	Risultante delle azioni agenti sul muro	2
9.1	Combinazioni di calcolo	2
9.1.1	Combinazione di carico EQU-1	2
9.1.2	Combinazione di carico EQU-2	2

<u>9.1.3 Combinazione di carico EQU-3</u>	2
<u>9.1.4 Combinazione di carico EQU-4</u>	2
<u>9.1.5 Combinazione di carico STR-1</u>	2
<u>9.1.6 Combinazione di carico STR-2</u>	2
<u>9.1.7 Combinazione di carico GEO-1</u>	2
<u>9.1.8 Combinazione di carico SIS-1</u>	2
<u>9.1.9 Combinazione di carico SIS-2</u>	2
<u>9.1.10 Combinazione di carico SIS-3</u>	2
<u>9.1.11 Combinazione di carico SIS-4</u>	2
<u>10 Verifiche di stabilità locale</u>	2
<u>10.1 Tensioni trasmesse sul terreno</u>	2
<u>10.2 Verifica allo scorrimento (traslazione del muro)</u>	2
<u>10.3 Verifica a ribaltamento (come equilibrio del corpo rigido)</u>	2
<u>10.4 Verifica di capacità portante del suolo</u>	2
<u>11 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio</u>	2
<u>12 Parametri per dimensionamento del muro a gravità</u>	2
<u>13 Sollecitazioni e verifiche strutturali</u>	2

1 Descrizione del software

Si tratta di un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica di Opere di Sostegno in cemento armato e a gravità. Il programma permette il calcolo delle spinte nelle diverse combinazioni di calcolo analizzate, l'esecuzione di verifiche di stabilità locale e globale di natura geotecnica, la progettazione delle parti in cemento armato e la verifica di resistenza strutturale. Nella determinazione delle sollecitazioni strutturali può utilizzare un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Nella relazione di calcolo vengono riportati i dati di input, le combinazioni di calcolo adottate, le pressioni e le spinte trovate, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Vengono anche prodotte le tavole con i prospetti e le distinte di armatura, ed il computo metrico delle principali grandezze.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: WallCAD 7

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 7.15

Identificatore licenza: WW-9514399

Intestatario della licenza: REGIONE AUTONOMA VALLE D'AOSTA - LOC. ILE BLONDE, 5 - BRISSOGNE (AO)

Versione regolarmente licenziata

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma permette il calcolo della spinta delle terre mediante metodi propri dell'Equilibrio limite e la valutazione della stabilità globale con metodi propri della stabilità dei pendii; le azioni sismiche vengono valutate mediante un approccio pseudo-statico, in accordo alle varie normative adottate. Le spinte vengono pensate agenti su un tratto di lunghezza unitaria di un muro di lunghezza indefinita, con sezione che resta quindi in stato piano di deformazione; nel caso di elementi discontinui con lo sviluppo del muro (come pali, tiranti, contrafforti, carichi puntuali) viene invece creato un modello 3D ad elementi finiti, di lunghezza e condizioni di vincolo alle estremità deciso dal progettista. In quest'ultimo caso le sollecitazioni sono calcolate dal modello numerico per integrazione nel tratto di verifica. La reazione del suolo è quella teorica di fondazione rigida su suolo elastico non reagente al sollevamento; nel caso di studio con modello fem il suolo è modellato mediante un numero elevato di molle elastoplastiche verticali, non reagenti al sollevamento; in direzione orizzontale sono altresì presenti

molle elastiche di modulo di reazione proporzionale al verticale. I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse nei terreni della stratigrafia definita. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. I tiranti sono modellati mediante molle elastoplastiche di rigidità equivalente al sistema terreno/tratto libero/tratto ancorato, e di limiti plastici a trazione e compressione assegnati. I carichi possono essere inseriti sia sul muro che sul terreno; in quest'ultimo caso il carico uniforme è trattato come uno strato di spessore equivalente, mentre gli altri tipi di carico (lineare o nastriforme) vengono diffusi in orizzontale e sovrapposti alle restanti azioni.

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le membrature in c.a. sono verificate a pressoflessione e taglio come piastre non espressamente armate a taglio, i pali sono verificati a pressoflessione, taglio e punzonamento verso la suola; nel caso di micropali si considera la sola resistenza del tubolare in acciaio.

2 Normative di riferimento

L. 05.11.1971, n. 1086. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

D.M. LL.PP. del 14.02.1992. Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. del 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. del 16.01.1996. Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

D.M. del 16.01.1996. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Circolare Ministeriale del 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 al Decreto Ministeriale 16.01.1996.

L. 02.02.1974, n. 64. Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche.

D.M. LL. PP. E INT. 19.06.1984. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

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 Ministeriale del 24.07.1988, n. 30483/STC.

Legge 2 Febbraio 1974 n. 64, art. 1 - D.M. 11 Marzo 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 Ministeriale del 15.10.1996 N°252. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M.09.01.1996

Circolare Ministeriale del 10.04.1997 N°65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M.16.01.1996

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3274 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 del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3431 del 10.05.2005. Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza N°3274.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.09.2005 (TU 2005)

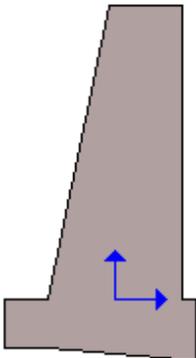
Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.01.2008 (NTC 2008)

3 Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti.

3.1 Sistema di riferimento

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (espresse in centimetri) positive verso destra

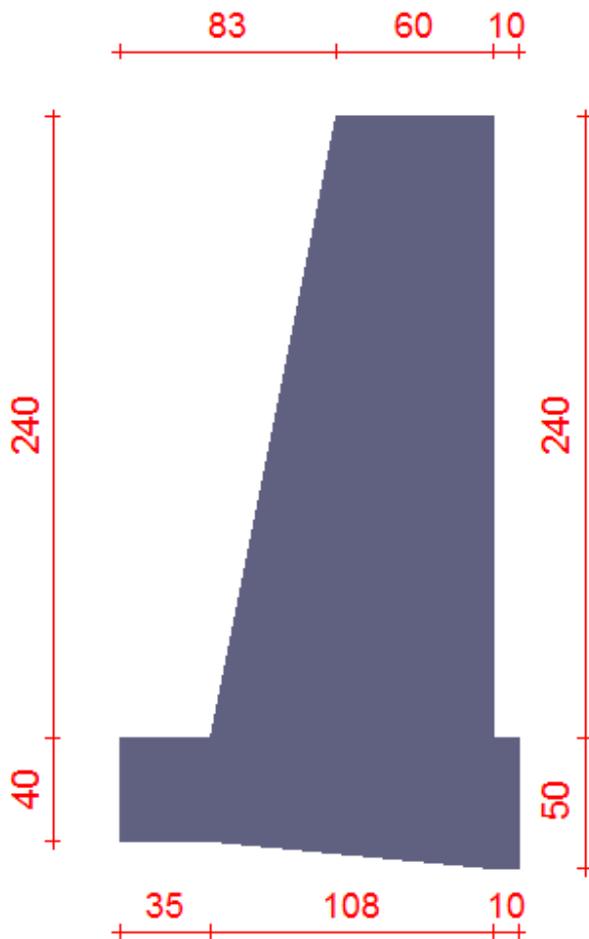
Ordinate Y (espresse in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro.

3.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale



3.3 Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

Ingombro globale

Larghezza totale del muro	: 153 cm
Altezza totale del muro	: 290 cm
Peso specifico del muro	: 2500 daN/m ³
Peso specifico delle falde	: 1000 daN/m ³

Paramento

Base inf.	: 108 cm
Base sup.	: 60 cm
Altezza	: 240 cm
Disassamento	: 24 cm

Mensola sinistra in fondazione

Larghezza	: 35 cm
Alt.interna	: 40 cm
Alt.esterna	: 40 cm
Disassamento	: 0 cm

Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza : 108 cm
 Altezza a sx : 40 cm
 Altezza a dx : 50 cm
 Sfalsamento : 0 cm

Mensola destra in fondazione

Larghezza : 10 cm
 Alt.interna : 50 cm
 Alt.esterna : 50 cm
 Disassamento : 0 cm

4 Caratteristiche dei terreni

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m3)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m3)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm2)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm2)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

Al: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm2)

G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm2)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	Al	OCR	Ko	E	G	Perm
1	emarèse	2000	1800	32,00	0,010	0,000	20,00	1,00	1,00	0,47	500	200	1,00E-02

5 Geometria degli strati

Vengono mostrate in forma tabellare le sequenze di punti che costituiscono le poligonali di separazione degli strati di terreno.



Strato n.1, materiale sottostante: emarèse

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	1	54	240
2	2	2623	240

Strato n.2, materiale sottostante: emarèse

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	-2644	-112
2	4	-52	10

Strato n.3, materiale sottostante: emarèse

Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	-89	-40
2	-	-54	-40
3	-	54	-50
4	-	64	-50

6 Geometria dei carichi

Le coordinate e le componenti dei carichi stampate in questo paragrafo sono riferite al sistema di riferimento relativo alla sezione trasversale, dove gli assi X e Y locali coincidono rispettivamente con gli assi X e Z globali. L'asse Y globale si sviluppa nella profondità del muro. Tutte le tipologie di carico, esclusa quella puntuale, hanno componenti e coordinate diverse da zero solo lungo gli assi locali X e Y. Nel caso di carichi puntuali viene indicata anche la posizione in profondità (P), riferita rispetto alla sezione trasversale iniziale dell'intervento e quindi lungo l'asse Y globale.

Carico n.1

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): 80 cm

Y (asse Z globale): 240 cm

Ampiezza: 60 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: -0,08 daN/cm²

Valore finale: -0,08 daN/cm²

Condizione: Variabili

Valore iniziale: 0,00 daN/cm²

Valore finale: 0,00 daN/cm²

Carico n.2

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): -165 cm

Y (asse Z globale): 3 cm

Ampiezza: 60 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: -0,08 daN/cm²

Valore finale: -0,08 daN/cm²

Condizione: Variabili

Valore iniziale: 0,00 daN/cm²

Valore finale: 0,00 daN/cm²

Carico n.3

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): -250 cm

Y (asse Z globale): -30 cm

Ampiezza: 57 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: -0,30 daN/cm²

Valore finale: -0,30 daN/cm²

Condizione: Variabili

Valore iniziale: 0,00 daN/cm²

Valore finale: 0,00 daN/cm²

Carico n.4

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): 150 cm

Y (asse Z globale): 200 cm

Ampiezza: 100 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: -0,22 daN/cm²

Valore finale: -0,22 daN/cm²

Condizione: Variabili

Valore iniziale: 0,00 daN/cm²

Valore finale: 0,00 daN/cm²

6.1 Carichi uniformi

Comp.permanente di carico uniforme a monte : 0 daN/cm²
Comp.variabile di carico uniforme a monte : -0.04 daN/cm²

Comp.permanente di carico uniforme a valle : 0 daN/cm²
Comp.permanente di carico uniforme a valle : -0.04 daN/cm²

7 Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche

Metodo di calcolo della spinta del terreno : Cuneo di tentativo
Metodo di calcolo della portanza del terreno : Brinch-Hansen
Normativa adottata per le verifiche locali : D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le
Costruzioni

Normativa adottata per il sisma: D.M. 14/01/2008 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2008.
Localizzazione dell'opera: Valle D'aosta/vallée D'aoste, Emarèse, Emarese
Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I): 50 anni
Classe d'uso (Tab. 2.4.II): 2
Parametri sismici calcolati per lo stato limite : SLV
Accelerazione relativa Ag/g massima attesa al suolo: 0.0627 g
Categoria del suolo di fondazione: E
Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.6
Coefficiente di amplificazione topografica: 1
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito (Beta s): 0.2
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per muri (Beta m): 0.18
Punto di applicazione della forza dinamica: stesso punto di quella statica
Effetto della componente verticale di accelerazione sismica incluso.

7.1 Descrizione della normativa sismica

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (NTC 2008 D.M. del 14/01/2008, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

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

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

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove: β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
 a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g è l'accelerazione di gravità;
 S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;
 S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;
 a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.II, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;
 K è il coefficiente di spinta del terreno;
 h è l'altezza del muro;
 E_{ws} è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;
 γ_w è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove: h è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;
 z è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

Stabilità globale

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo NTC 2008, paragrafo 7.11.3.5, secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$\begin{aligned}k_h &= \beta_s \cdot (a_{\max}/g) \\k_v &= \pm 0.5 \cdot k_h \\a_{\max} &= S_S \cdot S_T \cdot a_g\end{aligned}$$

Dove: β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
 a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;
 g è l'accelerazione di gravità;
 S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;
 S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;
 a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

7.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

Il calcolo delle spinte basato sul "Metodo del cuneo di tentativo" (*Trial Wedge Method*), può essere considerato una generalizzazione della *teoria di Coulomb* (1776). Le equazioni derivano dall'equilibrio limite globale di diversi cunei di rottura di forma variabile a seconda delle condizioni di equilibrio al contorno. Esse dipendono dall'angolo di rottura delle superfici di scorrimento; la spinta si ottiene per tentativi facendo variare l'angolo di rottura fino a determinare quello critico che rende massima la spinta attiva o minima la spinta passiva sull'opera di sostegno.

Nel caso semplice di terrapieno omogeneo, dall'equilibrio globale limite del cuneo costruito sulla superficie di rottura, si scrive l'equazione di equilibrio in funzione dell'angolo di rottura α . In questo modo l'unica incognita è la spinta del terreno, ed è possibile cercare l'angolo critico che rende massima tale spinta attiva.

In caso di presenza di falda, nell'equilibrio limite globale del cuneo di rottura viene considerata la sottospinta dell'acqua U sulla superficie di rottura e la spinta idrostatica P_w sul tratto di muro interessato; il peso di volume del cuneo è comprensivo del peso dell'acqua.

Si calcolano le componenti delle forze agenti lungo la superficie di rottura e lungo la sua normale. Dall'equilibrio delle forze normali alla superficie di scorrimento:

$$N = [V - P_{ah} \tan \delta + W] \cos \alpha + [P_{ah} + P_w] \sin \alpha - U$$

dove $P_{ah} \tan \delta = P_{av}$ e $V = q * B$

Dall'equilibrio delle forze tangenziali alla superficie di scorrimento:

$$T = [V + W - P_{ah} \tan \delta] \sin \alpha - [P_{ah} + P_w] \cos \alpha$$

Sfruttando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb,

$$T = N \tan \phi + c * L$$

sostituendo T ed N con quelle derivanti dalle equazioni di equilibrio e risolvendo rispetto all'unica incognita P_{ah} si ottiene la seguente equazione, dipendente da α :

$$P_{ah} = \frac{(V + W) * (\cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha) + P_w * (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) - U \tan \phi + c * L}{(\tan \delta \cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha \tan \phi - \tan \delta \sin \alpha - \cos \alpha)}$$

Nel caso di un terrapieno formato da due strati di terreno generici, poiché i parametri meccanici possono cambiare nei due strati, potendo essere i due terreni di natura diversa, la superficie di rottura che ne deriva è spezzata, assume cioè valori dell'angolo di rottura α_1 ed α_2 che possono essere diversi nei due strati. Le spinte si ricavano sempre dall'equilibrio del cuneo mediante un'equazione di equilibrio limite. Nel caso di un terrapieno formato da un numero generico di strati il calcolo viene condotto come nelle soluzioni precedenti, ma nel quale viene aggiunto uno strato per ogni ciclo di calcolo.

Il metodo del cuneo di tentativo consente una grande generalità nell'attribuzione di sovraccarichi sul terrapieno, in quanto permette di considerare svariate tipologie di carico. Inoltre consente di considerare, nel caso di materiali coesivi, la fessurazione che può formarsi in superficie, dovuta all'incapacità di sopportare una trazione eccessiva nella parte superiore dello strato. L'altezza fessurata viene in questo caso calcolata come:

$$H = \frac{2 * c}{\gamma} * \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Il metodo del cuneo di tentativo può essere usato anche per il calcolo della spinta passiva.

7.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza

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

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

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

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

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

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

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

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

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

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \phi; \quad N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot tg \phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg \phi$$

$$\begin{aligned}
s_c &= 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; & s'_c &= 0.2 \cdot \frac{B}{L}; & s_q &= 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg} \phi; & s_\gamma &= 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \\
d_c &= 1 + 0.4 \cdot k; & d'_c &= 0.4 \cdot k; & d_q &= 1 + 2 \cdot k \cdot \operatorname{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; & d_\gamma &= 1 \\
i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; & i'_c &= 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; & i_q &= \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg} \phi} \right)^5; \\
i_\gamma &= \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg} \phi} \right)^5 & & & & & & & i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg} \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta > 0); \\
g_c &= 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; & g'_c &= \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; & g_q &= (1 - 0.5 \cdot \operatorname{tg} \beta)^5; & g_\gamma &= g_q \\
b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; & b'_c &= \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; & b_q &= e^{(-2 \cdot \eta \cdot \operatorname{tg} \phi)}; & b_\gamma &= e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot \operatorname{tg} \phi)} \\
\text{dove: } & k = \frac{D}{B_f} & & \frac{D}{B_f} \leq 1 & & k = \operatorname{arctg} \left(\frac{D}{B_f} \right) & & \frac{D}{B_f} > 1 \\
& & & (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); & & & & (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)
\end{aligned}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

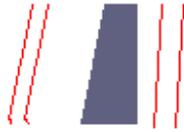
D = profondità della fondazione.

* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_i .

8 Distribuzioni di spinte e pressioni

8.1 Pressioni

Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore (VX1, VY1) sino ad un valore (VX2, VY2). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.



8.1.1 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	54	240	54	0	0	0	-0.18	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.18	-0.05

8.1.2 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	54	240	54	0	0	0	-0.23	-0.07	0	0	0	0	0	0	-0.23	-0.07

8.1.3 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	54	240	54	0	0	0	-0.25	-0.07	0	0	0	0	0	0	-0.25	-0.07

8.1.4 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	54	240	54	0	0	0	-0.23	-0.07	0	0	0	0	0	0	-0.23	-0.07

8.1.5 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	54	240	54	0	0	0	-0.15	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.15	-0.05

8.1.6 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	54	240	54	0	0	0	-0.2	-0.07	0	0	0	0	0	0	-0.2	-0.07

8.1.7 Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	54	240	54	0	0	0	-0.2	-0.06	0	0	0	0	0	0	-0.2	-0.06

8.1.8 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	54	240	54	0	0	0	-0.15	-0.06	0	0	0	0	0	0	-0.15	-0.06

8.1.9 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	54	240	54	0	0	0	-0.15	-0.06	0	0	0	0	0	0	-0.15	-0.06

8.1.10 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	54	240	54	0	0	0	-0.21	-0.06	0	0	0	0	0	0	-0.21	-0.06

8.1.11 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	54	240	54	0	0	0	-0.21	-0.06	0	0	0	0	0	0	-0.21	-0.06

8.1.12 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	54	240	54	0	0	0	-0.15	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.15	-0.05

8.1.13 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	-6	240	-52	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-52	10	-54	0	0.03	0	0.08	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.08	0.01

8.1.14 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-2

2	-52	10	-54	0	0.04	0.01	0.12	0.02	0	0	0	0	0.04	0.01	0.12	0.02
---	-----	----	-----	---	------	------	------	------	---	---	---	---	------	------	------	------

8.1.22 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-6	240	-52	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-52	10	-54	0	0.03	0	0.08	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.08	0.01

8.1.23 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-6	240	-52	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-52	10	-54	0	0.03	0	0.08	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.08	0.01

8.1.24 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SLE-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-6	240	-52	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-52	10	-54	0	0.04	0.01	0.12	0.02	0	0	0	0	0.04	0.01	0.12	0.02

9 Risultante delle azioni agenti sul muro

Vengono riportate le combinazioni di calcolo ed il riepilogo delle azioni risultanti agenti sul muro per le verifiche geotecniche.

9.1 Combinazioni di calcolo

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.

Per i gruppi An l'indice n fa riferimento alle tabelle delle azioni, dove A1, A2 e A3 indicano rispettivamente il gruppo STR, il gruppo GEO ed il gruppo EQU della tabella 6.2.I (paragrafo 6.2.3.1.1), A4 indica il gruppo UPL (Sollevamento) della tabella 6.2.III (paragrafo 6.2.3.2), A5 indica il gruppo HYD (Sifonamento) della tabella 6.2.IV (paragrafo 6.2.3.3).

Per il gruppo Mn l'indice n fa riferimento alla tabella 6.2.II (par.6.2.3.1.2).

Per il gruppo Rn l'indice n fa riferimento alle tabelle 6.4.I (par.6.4.2.1) e 6.4.II (par.6.4.3.1).

Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa (cfr. par.7.11.1) ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M2	R0	1	EQU-1	0.9	0	0	0
EQU	A3	M2	R0	2	EQU-2	1.1	0	0	0
EQU	A0	M2	R0	3	EQU-3	1	0	1	1
EQU	A0	M2	R0	4	EQU-4	1	0	1	-1
STR	A1	M1	R1	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R1	2	STR-2	1.3	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
SIS	A0	M1	R1	1	SIS-1	1	0	1	1
SIS	A0	M1	R1	2	SIS-2	1	0	1	-1
SIS	A0	M2	R2	3	SIS-3	1	0	1	1

SIS	A0	M2	R2	4	SIS-4	1	0	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0

9.1.1 Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	6	76	0	-60.57
Peso proprio del terreno/acqua a monte	59	120	0	-3.89
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-70	5	0	-0.53
Spinta del terreno a monte	64	41	-31.45	-9.16
Spinta del terreno a valle	-89	-29	12.46	3.63

9.1.2 Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	6	76	0	-74.03
Peso proprio del terreno/acqua a monte	59	120	0	-4.75
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-70	5	0	-0.65
Spinta del terreno a monte	64	42	-39.1	-11.38
Spinta del terreno a valle	-89	-30	14.72	4.29

9.1.3 Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	6	76	0	-67.3
Peso proprio del terreno/acqua a monte	59	120	0	-4.32
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-70	5	0	-0.59
Spinta del terreno a monte	64	42	-42.08	-12.25
Spinta del terreno a valle	-89	-29	13	3.79
Forza di inerzia dovuta al muro	6	76	-6.75	-3.38
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	59	120	-0.43	-0.22
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-70	5	-0.06	-0.03

9.1.4 Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	6	76	0	-67.3
Peso proprio del terreno/acqua a monte	59	120	0	-4.32
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-70	5	0	-0.59
Spinta del terreno a monte	64	42	-39.13	-11.39
Spinta del terreno a valle	-89	-29	11.98	3.49
Forza di inerzia dovuta al muro	6	76	-6.75	3.38
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	59	120	-0.43	0.22
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-70	5	-0.06	0.03

9.1.5 Combinazione di carico STR-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
-------------	-------	-------	-------	-------

	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	6	76	0	-67.3
Peso proprio del terreno/acqua a monte	59	120	0	-4.32
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-70	5	0	-0.59
Spinta del terreno a monte	64	40	-26.8	-9.76
Spinta del terreno a valle	-89	-30	20.9	7.61

9.1.6 Combinazione di carico STR-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	6	76	0	-87.49
Peso proprio del terreno/acqua a monte	59	120	0	-5.62
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-70	5	0	-0.77
Spinta del terreno a monte	64	42	-35.97	-13.09
Spinta del terreno a valle	-89	-30	26.02	9.47

9.1.7 Combinazione di carico GEO-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	6	76	0	-67.3
Peso proprio del terreno/acqua a monte	59	120	0	-4.32
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-70	5	0	-0.59
Spinta del terreno a monte	64	42	-35.32	-10.28
Spinta del terreno a valle	-89	-30	13.59	3.96

9.1.8 Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	6	76	0	-67.3
Peso proprio del terreno/acqua a monte	59	120	0	-4.32
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-70	5	0	-0.59
Spinta del terreno a monte	64	40	-27.95	-10.17
Spinta del terreno a valle	-89	-30	20.78	7.56
Forza di inerzia dovuta al muro	6	76	-1.22	-0.61
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	59	120	-0.08	-0.04
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-70	5	-0.01	-0.01

9.1.9 Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	6	76	0	-67.3
Peso proprio del terreno/acqua a monte	59	120	0	-4.32
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-70	5	0	-0.59
Spinta del terreno a monte	64	40	-27.59	-10.04
Spinta del terreno a valle	-89	-30	20.48	7.45
Forza di inerzia dovuta al muro	6	76	-1.22	0.61
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	59	120	-0.08	0.04
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-70	5	-0.01	0.01

9.1.10 Combinazione di carico SIS-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	6	76	0	-67.3
Peso proprio del terreno/acqua a monte	59	120	0	-4.32
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-70	5	0	-0.59
Spinta del terreno a monte	64	42	-36.35	-10.59
Spinta del terreno a valle	-89	-29	13.5	3.93
Forza di inerzia dovuta al muro	6	76	-1.22	-0.61
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	59	120	-0.08	-0.04
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-70	5	-0.01	-0.01

9.1.11 Combinazione di carico SIS-4

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	6	76	0	-67.3
Peso proprio del terreno/acqua a monte	59	120	0	-4.32
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-70	5	0	-0.59
Spinta del terreno a monte	64	42	-35.89	-10.45
Spinta del terreno a valle	-89	-29	13.3	3.87
Forza di inerzia dovuta al muro	6	76	-1.22	0.61
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	59	120	-0.08	0.04
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-70	5	-0.01	0.01

10 Verifiche di stabilità locale

10.1 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 0
Pressione limite sul terreno per abbassamento	: 2 daN/cm ²
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 11.4 cm (comb. SIS-4)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: 940 daN cm (comb. SIS-3)
Larghezza reagente minima in fondazione	: 153 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	: 0.79 daN/cm ² (comb. SIS-3)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	: 0.67 daN/cm ² (comb. STR-2)

10.2 Verifica allo scorrimento (traslazione del muro)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore:	SIS-4
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)	
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione	: 0
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione	: 0.63
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione	: 0.5
Adesione di progetto terreno-fondazione	: 0.008 daN/cm ²
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	: 84 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione	: 5 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione	: 37 daN
Coefficiente limite verifica alla traslazione	: 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione	: 1.31

10.3 Verifica a ribaltamento (come equilibrio del corpo rigido)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-4

Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento : 0
 Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 2664 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -7035 daN cm
 Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1
 Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 2.64

10.4 Verifica di capacità portante del suolo

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-3
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0
 Inclinazione media del pendio circostante la fondazione : 3 °
 Profondità del piano di posa : 54 cm
 Sovraccarico agente sul piano di posa : 0.098 daN/cm²
 Coesione di progetto del suolo di fondazione : 0.008 daN/cm²
 Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione : 26.6 °
 Peso specifico di progetto del suolo di fondazione : 0.0018 daN/cm³
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 20.5 °
 Base efficace : 129 cm
 Carico tangenziale al piano di posa : 32.1 daN/cm
 Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.) : 85.6 daN/cm
 Carico ultimo della fondazione : 87 daN/cm
 Lunghezza Fondazione per verifica carico limite : 1000 cm
 Coefficiente limite verifica al carico limite : 1
 Coefficiente di sicurezza al carico limite : 1.02

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	$N_c= 23$	$N_q= 13$	$N_g= 9$
Coefficienti di forma	$s_c= 1$	$s_q= 1$	$s_g= 1$
Coefficienti di profondità	$d_c= 1.14$	$d_q= 1.11$	$d_g= 1$
Coefficienti di inclinazione del carico	$i_c= 0.31$	$i_q= 0.37$	$i_g= 0.24$
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	$b_c= 0.97$	$b_q= 0.94$	$b_g= 0.92$
Coefficienti di inclinazione del pendio	$g_c= 0.98$	$g_q= 0.89$	$g_g= 0.89$

11 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-3
 Metodo di analisi di stabilità del pendio : Bishop
 Passo dei conci : 100 cm
 Coefficiente di stabilità globale pendio : 1.58
 Coefficiente limite suggerito dalla normativa : 1.1
 X centro della superficie critica : -129 cm
 Y centro della superficie critica : 346 cm
 Raggio della superficie critica : 446 cm
 Forza di bilancio : 25.04 daN/cm
 Volume spostato dalla superficie critica : 10.33 m³/m
 Peso spostato dalla superficie critica : 20485 daN/m

12 Parametri per dimensionamento del muro a gravità

Metodo di calcolo: D.M. 14-01-2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

Coefficiente di attrito del materiale : 0.5
 Tensione di compressione massima ammissibile : 50 daN/cm²

13 Sollecitazioni e verifiche strutturali

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

c.: combinazione di carico critica per la verifica della sezione non armata

M: momento applicato sulla sezione

N: sforzo normale applicato sulla sezione

σ_c : compressione massima sul materiale

A_r : ampiezza reagente

v_{pfl} : soddisfacimento della verifica di compressione massima e parzializzazione

c_t : combinazione di carico critica per la verifica a taglio

T: taglio applicato sulla sezione

Tlim: taglio limite

v_{tg} : soddisfacimento verifica taglio

Paramento

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	v_{pfl}	c_t	T	Tlim	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	
0	0	107	SIS-4	116586	-5954	-1.2	102.5	ok	SIS-4	2011	2977	ok
3	31	101	SIS-3	71876	-4998	-0.9	101.3	ok	SIS-4	1492	2456	ok
6	61	95	SIS-3	40655	-4058	-0.7	95.4	ok	SIS-4	1065	1994	ok
9	91	89	SIS-3	19794	-3193	-0.5	89.4	ok	SIS-4	709	1569	ok
12	121	83	STR-2	-1198	-3052	-0.4	83.5	ok	SIS-4	425	1181	ok
15	150	78	STR-2	-3370	-2151	-0.3	77.5	ok	SIS-4	212	830	ok
18	180	72	STR-2	-2696	-1342	-0.2	71.6	ok	SIS-4	70	516	ok
21	210	66	STR-2	-974	-625	-0.1	65.6	ok	STR-1	21	240	ok

Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra)

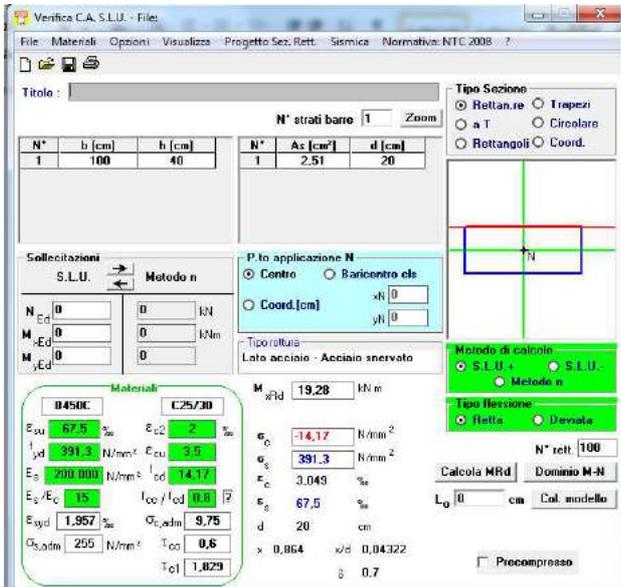
X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	v_{pfl}	c_t	T	Tlim	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	
-62	-20	40	SIS-4	23088	5	0	0	no	SIS-4	1671	0	no
-54	-20	40	SIS-4	38270	6	0	0	no	SIS-4	2121	0	no

*

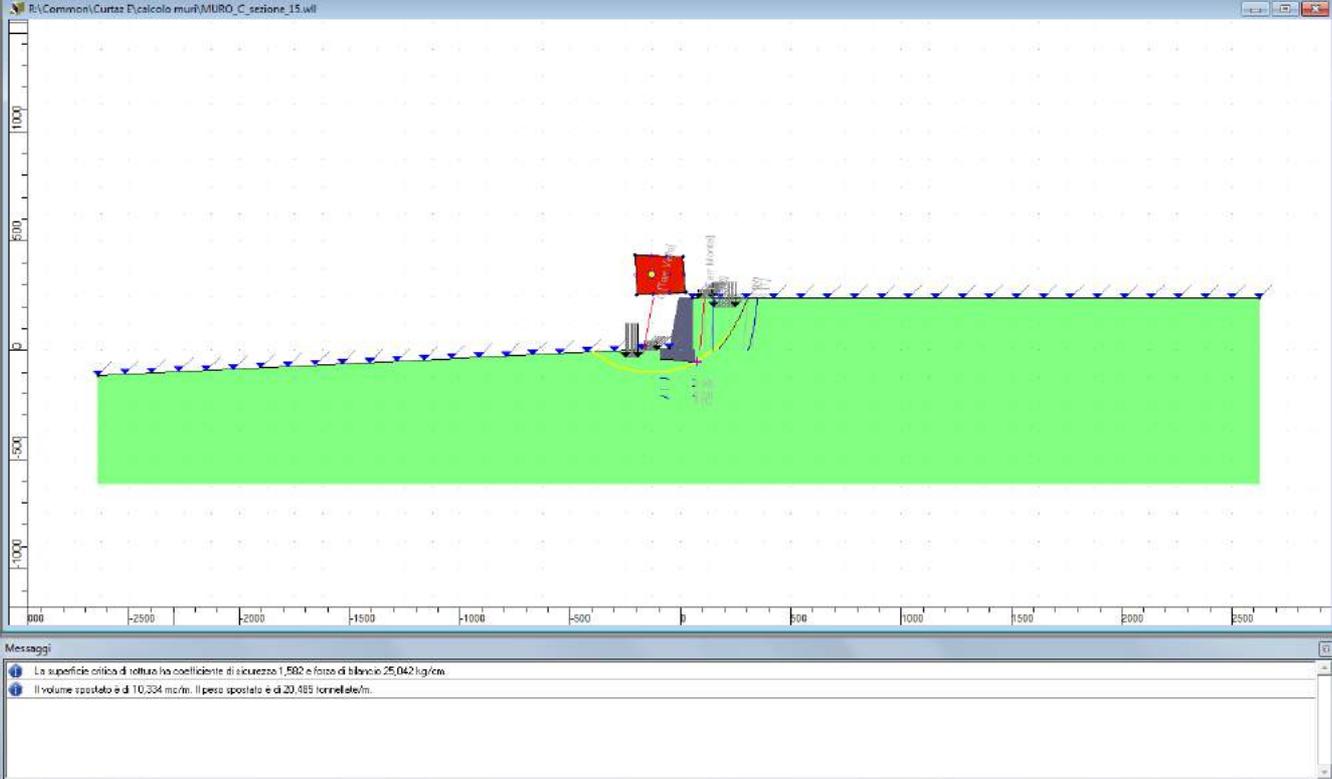
Mensola di fondazione a monte (mensola destra)

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	v_{pfl}	c_t	T	Tlim	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	

*Si dispone la posa di una rete elettrosaldata a metà fondazione come calcolato nella schema sottostante verificato con il programma VCA-SLU.



Verifica della stabilità globale



MURO D – SEZIONE 20

Indice generale

1	Descrizione del software	2
2	Normative di riferimento	2
3	Geometria del muro	2
3.1	Sistema di riferimento	2
3.2	Rappresentazione geometrica, sezione trasversale	2
3.3	Rappresentazione analitica	2
4	Caratteristiche dei terreni	2
5	Geometria degli strati	2
6	Geometria dei carichi	2
6.1	Carichi uniformi	2
7	Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche	2
7.1	Descrizione della normativa sismica	2
7.2	Descrizione del metodo di calcolo delle spinte	2
7.3	Descrizione del metodo di calcolo della portanza	2
8	Distribuzioni di spinte e pressioni	2
8.1	Pressioni	2
8.1.1	Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1	2
8.1.2	Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2	2
8.1.3	Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3	2
8.1.4	Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4	2
8.1.5	Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1	2
8.1.6	Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2	2
8.1.7	Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1	2
8.1.8	Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1	2
8.1.9	Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2	2
8.1.10	Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-3	2
8.1.11	Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-4	2
8.1.12	Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1	2
8.1.13	Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-1	2
8.1.14	Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-2	2
8.1.15	Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-3	2
8.1.16	Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-4	2
8.1.17	Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-1	2
8.1.18	Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-2	2
8.1.19	Pressioni sul paramento a valle in combinazione GEO-1	2
8.1.20	Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-1	2
8.1.21	Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-2	2
8.1.22	Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-3	2
8.1.23	Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-4	2
8.1.24	Pressioni sul paramento a valle in combinazione SLE-1	2
9	Risultante delle azioni agenti sul muro	2
9.1	Combinazioni di calcolo	2
9.1.1	Combinazione di carico EQU-1	2
9.1.2	Combinazione di carico EQU-2	2

<u>9.1.3 Combinazione di carico EQU-3</u>	2
<u>9.1.4 Combinazione di carico EQU-4</u>	2
<u>9.1.5 Combinazione di carico STR-1</u>	2
<u>9.1.6 Combinazione di carico STR-2</u>	2
<u>9.1.7 Combinazione di carico GEO-1</u>	2
<u>9.1.8 Combinazione di carico SIS-1</u>	2
<u>9.1.9 Combinazione di carico SIS-2</u>	2
<u>9.1.10 Combinazione di carico SIS-3</u>	2
<u>9.1.11 Combinazione di carico SIS-4</u>	2
<u>10 Verifiche di stabilità locale</u>	2
<u>10.1 Tensioni trasmesse sul terreno</u>	2
<u>10.2 Verifica allo scorrimento (traslazione del muro)</u>	2
<u>10.3 Verifica a ribaltamento (come equilibrio del corpo rigido)</u>	2
<u>10.4 Verifica di capacità portante del suolo</u>	2
<u>11 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio</u>	2
<u>12 Parametri per dimensionamento del muro a gravità</u>	2
<u>13 Sollecitazioni e verifiche strutturali</u>	2

1 Descrizione del software

Si tratta di un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica di Opere di Sostegno in cemento armato e a gravità. Il programma permette il calcolo delle spinte nelle diverse combinazioni di calcolo analizzate, l'esecuzione di verifiche di stabilità locale e globale di natura geotecnica, la progettazione delle parti in cemento armato e la verifica di resistenza strutturale. Nella determinazione delle sollecitazioni strutturali può utilizzare un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Nella relazione di calcolo vengono riportati i dati di input, le combinazioni di calcolo adottate, le pressioni e le spinte trovate, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Vengono anche prodotte le tavole con i prospetti e le distinte di armatura, ed il computo metrico delle principali grandezze.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: WallCAD 7

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 7.15

Identificatore licenza: WW-9514399

Intestatario della licenza: REGIONE AUTONOMA VALLE D'AOSTA - LOC. ILE BLONDE, 5 - BRISSOGNE (AO)

Versione regolarmente licenziata

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma permette il calcolo della spinta delle terre mediante metodi propri dell'Equilibrio limite e la valutazione della stabilità globale con metodi propri della stabilità dei pendii; le azioni sismiche vengono valutate mediante un approccio pseudo-statico, in accordo alle varie normative adottate. Le spinte vengono pensate agenti su un tratto di lunghezza unitaria di un muro di lunghezza indefinita, con sezione che resta quindi in stato piano di deformazione; nel caso di elementi discontinui con lo sviluppo del muro (come pali, tiranti, contrafforti, carichi puntuali) viene invece creato un modello 3D ad elementi finiti, di lunghezza e condizioni di vincolo alle estremità deciso dal progettista. In quest'ultimo caso le sollecitazioni sono calcolate dal modello numerico per integrazione nel tratto di verifica. La reazione del suolo è quella teorica di fondazione rigida su suolo elastico non reagente al sollevamento; nel caso di studio con modello fem il suolo è modellato mediante un numero elevato di molle elastoplastiche verticali, non reagenti al sollevamento; in direzione orizzontale sono altresì presenti

molle elastiche di modulo di reazione proporzionale al verticale. I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse nei terreni della stratigrafia definita. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. I tiranti sono modellati mediante molle elastoplastiche di rigidità equivalente al sistema terreno/tratto libero/tratto ancorato, e di limiti plastici a trazione e compressione assegnati. I carichi possono essere inseriti sia sul muro che sul terreno; in quest'ultimo caso il carico uniforme è trattato come uno strato di spessore equivalente, mentre gli altri tipi di carico (lineare o nastriforme) vengono diffusi in orizzontale e sovrapposti alle restanti azioni.

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le membrature in c.a. sono verificate a pressoflessione e taglio come piastre non espressamente armate a taglio, i pali sono verificati a pressoflessione, taglio e punzonamento verso la suola; nel caso di micropali si considera la sola resistenza del tubolare in acciaio.

2 Normative di riferimento

L. 05.11.1971, n. 1086. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

D.M. LL.PP. del 14.02.1992. Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. del 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. del 16.01.1996. Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

D.M. del 16.01.1996. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Circolare Ministeriale del 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 al Decreto Ministeriale 16.01.1996.

L. 02.02.1974, n. 64. Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche.

D.M. LL. PP. E INT. 19.06.1984. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

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 Ministeriale del 24.07.1988, n. 30483/STC.

Legge 2 Febbraio 1974 n. 64, art. 1 - D.M. 11 Marzo 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 Ministeriale del 15.10.1996 N°252. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M.09.01.1996

Circolare Ministeriale del 10.04.1997 N°65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M.16.01.1996

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3274 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 del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3431 del 10.05.2005. Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza N°3274.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.09.2005 (TU 2005)

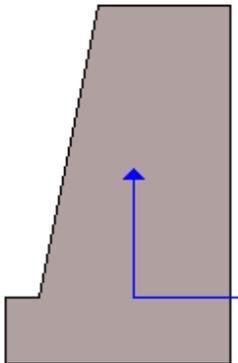
Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.01.2008 (NTC 2008)

3 Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti.

3.1 Sistema di riferimento

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (espresse in centimetri) positive verso destra

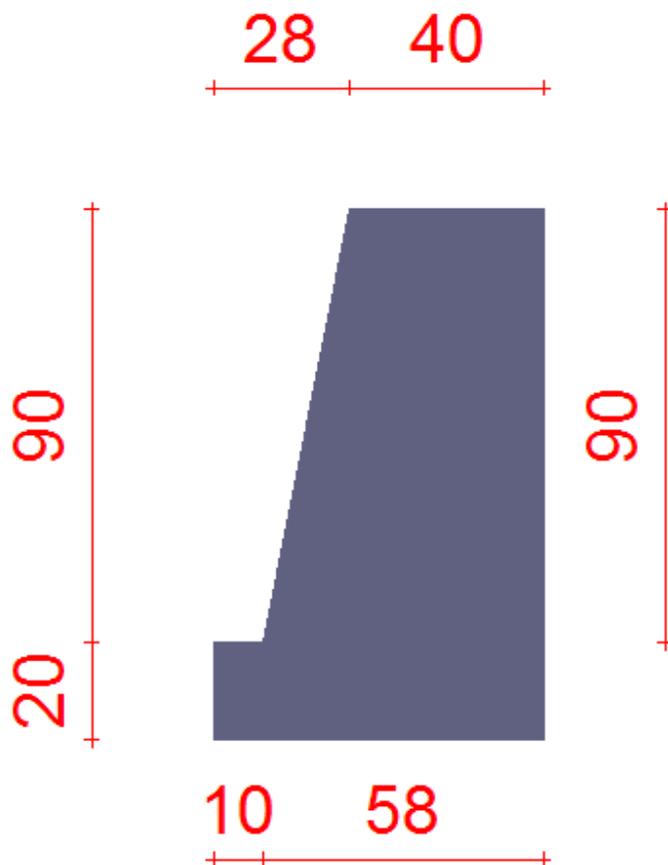
Ordinate Y (espresse in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro.

3.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale



3.3 Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

Ingombro globale

Larghezza totale del muro	: 68 cm
Altezza totale del muro	: 110 cm
Peso specifico del muro	: 2500 daN/m ³
Peso specifico delle falde	: 1000 daN/m ³

Paramento

Base inf.	: 58 cm
Base sup.	: 40 cm
Altezza	: 90 cm
Disassamento	: 9 cm

Mensola sinistra in fondazione

Larghezza	: 10 cm
Alt.interna	: 20 cm
Alt.esterna	: 20 cm
Disassamento	: 0 cm

Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza : 58 cm
 Altezza a sx : 20 cm
 Altezza a dx : 20 cm
 Sfalsamento : 0 cm

4 Caratteristiche dei terreni

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m³)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m³)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm²)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm²)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

Al: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm²)

G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm²)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	Al	OCR	Ko	E	G	Perm
1	emarese	2000	1800	32,00	0,010	0,000	20,00	1,00	1,00	0,47	500	200	1,00E-02

5 Geometria degli strati

Vengono mostrate in forma tabellare le sequenze di punti che costituiscono le poligonali di separazione degli strati di terreno.



Strato n.1, materiale sottostante: emarese

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	1	29	90
2	2	1894	90

Strato n.2, materiale sottostante: emarese

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	-1911	-97
2	4	-27	11

Strato n.3, materiale sottostante: emarese

Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	-39	-20
2	-	-29	-20
3	-	29	-20

6 Geometria dei carichi

Le coordinate e le componenti dei carichi stampate in questo paragrafo sono riferite al sistema di riferimento relativo alla sezione trasversale, dove gli assi X e Y locali coincidono rispettivamente con gli assi X e Z globali. L'asse Y globale si sviluppa nella profondità del muro. Tutte le tipologie di carico, esclusa quella puntuale, hanno componenti e coordinate diverse da zero solo lungo gli assi locali X e Y. Nel caso di carichi puntuali viene indicata anche la posizione in profondità (P), riferita rispetto alla sezione trasversale iniziale dell'intervento e quindi lungo l'asse Y globale.

Carico n.1

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): 120 cm

Y (asse Z globale): 60 cm

Ampiezza: 70 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: -0,43 daN/cm²

Valore finale: -0,43 daN/cm²

Condizione: Variabili

Valore iniziale: 0,00 daN/cm²

Valore finale: 0,00 daN/cm²

Carico n.2

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): 50 cm

Y (asse Z globale): 90 cm

Ampiezza: 50 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: -0,08 daN/cm²

Valore finale: -0,08 daN/cm²

Condizione: Variabili

Valore iniziale: 0,00 daN/cm²

Valore finale: 0,00 daN/cm²

6.1 Carichi uniformi

Comp.permanente di carico uniforme a monte : 0 daN/cm²
Comp.variabile di carico uniforme a monte : -0.04 daN/cm²

Comp.permanente di carico uniforme a valle : 0 daN/cm²
Comp.permanente di carico uniforme a valle : -0.04 daN/cm²

7 Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche

Metodo di calcolo della spinta del terreno : Cuneo di tentativo
Metodo di calcolo della portanza del terreno : Brinch-Hansen
Normativa adottata per le verifiche locali : D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le
Costruzioni

Normativa adottata per il sisma: D.M. 14/01/2008 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2008.
Localizzazione dell'opera: Valle D'aosta/vallée D'aoste, Gressan
Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I): 50 anni
Classe d'uso (Tab. 2.4.II): 2

Parametri sismici calcolati per lo stato limite : SLV
 Accelerazione relativa A_g/g massima attesa al suolo: 0.0947 g
 Categoria del suolo di fondazione: E
 Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.6
 Coefficiente di amplificazione topografica: 1
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito (Beta s): 0.2
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per muri (Beta m): 0.18
 Punto di applicazione della forza dinamica: stesso punto di quella statica
 Effetto della componente verticale di accelerazione sismica incluso.

7.1 Descrizione della normativa sismica

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (NTC 2008 D.M. del 14/01/2008, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

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

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

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove: β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.II, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;

K è il coefficiente di spinta del terreno;

h è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove: h è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;

z è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

Stabilità globale

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo NTC 2008, paragrafo 7.11.3.5, secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

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

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove: β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

7.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

Il calcolo delle spinte basato sul "Metodo del cuneo di tentativo" (*Trial Wedge Method*), può essere considerato una generalizzazione della *teoria di Coulomb* (1776). Le equazioni derivano dall'equilibrio limite globale di diversi

cunei di rottura di forma variabile a seconda delle condizioni di equilibrio al contorno. Esse dipendono dall'angolo di rottura delle superfici di scorrimento; la spinta si ottiene per tentativi facendo variare l'angolo di rottura fino a determinare quello critico che rende massima la spinta attiva o minima la spinta passiva sull'opera di sostegno.

Nel caso semplice di terrapieno omogeneo, dall'equilibrio globale limite del cuneo costruito sulla superficie di rottura, si scrive l'equazione di equilibrio in funzione dell'angolo di rottura α . In questo modo l'unica incognita è la spinta del terreno, ed è possibile cercare l'angolo critico che rende massima tale spinta attiva.

In caso di presenza di falda, nell'equilibrio globale limite del cuneo di rottura viene considerata la sottospinta dell'acqua U sulla superficie di rottura e la spinta idrostatica P_w sul tratto di muro interessato; il peso di volume del cuneo è comprensivo del peso dell'acqua.

Si calcolano le componenti delle forze agenti lungo la superficie di rottura e lungo la sua normale. Dall'equilibrio delle forze normali alla superficie di scorrimento:

$$N = [V - P_{ah} \tan \delta + W] \cos \alpha + [P_{ah} + P_w] \sin \alpha - U$$

dove $P_{ah} \tan \delta = P_{av}$ e $V = q * B$

Dall'equilibrio delle forze tangenziali alla superficie di scorrimento:

$$T = [V + W - P_{ah} \tan \delta] \sin \alpha - [P_{ah} + P_w] \cos \alpha$$

Sfruttando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb,

$$T = N \tan \phi + c * L$$

sostituendo T ed N con quelle derivanti dalle equazioni di equilibrio e risolvendo rispetto all'unica incognita P_{ah} si ottiene la seguente equazione, dipendente da α :

$$P_{ah} = \frac{(V + W) * (\cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha) + P_w * (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) - U \tan \phi + c * L}{(\tan \delta \cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha \tan \phi - \tan \delta \sin \alpha - \cos \alpha)}$$

Nel caso di un terrapieno formato da due strati di terreno generici, poiché i parametri meccanici possono cambiare nei due strati, potendo essere i due terreni di natura diversa, la superficie di rottura che ne deriva è spezzata, assume cioè valori dell'angolo di rottura α_1 ed α_2 che possono essere diversi nei due strati. Le spinte si ricavano sempre dall'equilibrio del cuneo mediante un'equazione di equilibrio limite. Nel caso di un terrapieno formato da un numero generico di strati il calcolo viene condotto come nelle soluzioni precedenti, ma nel quale viene aggiunto uno strato per ogni ciclo di calcolo.

Il metodo del cuneo di tentativo consente una grande generalità nell'attribuzione di sovraccarichi sul terrapieno, in quanto permette di considerare svariate tipologie di carico. Inoltre consente di considerare, nel caso di materiali coesivi, la fessurazione che può formarsi in superficie, dovuta all'incapacità di sopportare una trazione eccessiva nella parte superiore dello strato. L'altezza fessurata viene in questo caso calcolata come:

$$H = \frac{2 * c}{\gamma} * \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Il metodo del cuneo di tentativo può essere usato anche per il calcolo della spinta passiva.

7.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza

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

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

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

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

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

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

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

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

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

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi; \quad N_q = tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg\phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5 \quad (\text{se } \eta=0); \quad i'_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5 \quad (\text{se } \eta>0)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot tg\beta)^5; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot tg\phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot tg\phi)}$$

$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1\right); \quad k = \arctg\left(\frac{D}{B_f}\right) \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} > 1\right)$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_i .

8 Distribuzioni di spinte e pressioni

8.1 Pressioni

Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore (VX_1, VY_1) sino ad un valore (VX_2, VY_2). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.



8.1.1 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X_1	Y_1	X_2	Y_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2
1	29	90	29	0	0	0	-0.06	-0.02	0	0	0	0	0	0	-0.06	-0.02
2	29	0	29	-20	-0.06	-0.02	-0.11	-0.03	0	0	0	0	-0.06	-0.02	-0.11	-0.03

8.1.2 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X_1	Y_1	X_2	Y_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2
1	29	90	29	0	0	0	-0.07	-0.02	0	0	0	0	0	0	-0.07	-0.02
2	29	0	29	-20	-0.07	-0.02	-0.16	-0.05	0	0	0	0	-0.07	-0.02	-0.16	-0.05

8.1.3 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X_1	Y_1	X_2	Y_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2
1	29	90	29	0	0	0	-0.12	-0.04	0	0	0	0	0	0	-0.12	-0.04
2	29	0	29	-20	-0.12	-0.04	-0.2	-0.06	0	0	0	0	-0.12	-0.04	-0.2	-0.06

8.1.4 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	29	90	29	0	0	0	-0.11	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.11	-0.03
2	29	0	29	-20	-0.11	-0.03	-0.2	-0.06	0	0	0	0	-0.11	-0.03	-0.2	-0.06

8.1.5 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	29	90	29	0	0	0	-0.04	-0.02	0	0	0	0	0	0	-0.04	-0.02
2	29	0	29	-20	-0.04	-0.02	-0.07	-0.03	0	0	0	0	-0.04	-0.02	-0.07	-0.03

8.1.6 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	29	90	29	0	0	0	-0.06	-0.02	0	0	0	0	0	0	-0.06	-0.02
2	29	0	29	-20	-0.06	-0.02	-0.09	-0.03	0	0	0	0	-0.06	-0.02	-0.09	-0.03

8.1.7 Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	29	90	29	0	0	0	-0.07	-0.02	0	0	0	0	0	0	-0.07	-0.02
2	29	0	29	-20	-0.07	-0.02	-0.14	-0.04	0	0	0	0	-0.07	-0.02	-0.14	-0.04

8.1.8 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	29	90	29	0	0	0	-0.05	-0.02	0	0	0	0	0	0	-0.05	-0.02
2	29	0	29	-20	-0.05	-0.02	-0.08	-0.03	0	0	0	0	-0.05	-0.02	-0.08	-0.03

8.1.9 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	29	90	29	0	0	0	-0.05	-0.02	0	0	0	0	0	0	-0.05	-0.02
2	29	0	29	-20	-0.05	-0.02	-0.07	-0.03	0	0	0	0	-0.05	-0.02	-0.07	-0.03

8.1.10 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	29	90	29	0	0	0	-0.07	-0.02	0	0	0	0	0	0	-0.07	-0.02
2	29	0	29	-20	-0.07	-0.02	-0.15	-0.04	0	0	0	0	-0.07	-0.02	-0.15	-0.04

8.1.11 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	29	90	29	0	0	0	-0.07	-0.02	0	0	0	0	0	0	-0.07	-0.02

2	29	0	29	-20	-0.07	-0.02	-0.15	-0.04	0	0	0	0	-0.07	-0.02	-0.15	-0.04
---	----	---	----	-----	-------	-------	-------	-------	---	---	---	---	-------	-------	-------	-------

8.1.12 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	29	90	29	0	0	0	-0.04	-0.02	0	0	0	0	0	0	-0.04	-0.02
2	29	0	29	-20	-0.04	-0.02	-0.07	-0.03	0	0	0	0	-0.04	-0.02	-0.07	-0.03

8.1.13 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-11	90	-27	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-27	11	-29	0	0.03	0	0.08	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.08	0.01

8.1.14 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-11	90	-27	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-27	11	-29	0	0.03	0	0.09	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.09	0.01

8.1.15 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-11	90	-27	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-27	11	-29	0	0.03	0	0.08	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.08	0.01

8.1.16 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-11	90	-27	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-27	11	-29	0	0.03	0	0.07	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.07	0.01

8.1.17 Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-11	90	-27	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-27	11	-29	0	0.04	0.01	0.13	0.02	0	0	0	0	0.04	0.01	0.13	0.02

8.1.18 Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-11	90	-27	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-27	11	-29	0	0.04	0.01	0.15	0.02	0	0	0	0	0.04	0.01	0.15	0.02

8.1.19 Pressioni sul paramento a valle in combinazione GEO-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-11	90	-27	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-27	11	-29	0	0.03	0	0.09	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.09	0.01

8.1.20 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-11	90	-27	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-27	11	-29	0	0.04	0.01	0.13	0.02	0	0	0	0	0.04	0.01	0.13	0.02

8.1.21 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-11	90	-27	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-27	11	-29	0	0.04	0.01	0.13	0.02	0	0	0	0	0.04	0.01	0.13	0.02

8.1.22 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-11	90	-27	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-27	11	-29	0	0.03	0	0.09	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.09	0.01

8.1.23 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-11	90	-27	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-27	11	-29	0	0.03	0	0.08	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.08	0.01

8.1.24 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SLE-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	-11	90	-27	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-27	11	-29	0	0.04	0.01	0.13	0.02	0	0	0	0	0.04	0.01	0.13	0.02

9 Risultante delle azioni agenti sul muro

Vengono riportate le combinazioni di calcolo ed il riepilogo delle azioni risultanti agenti sul muro per le verifiche geotecniche.

9.1 Combinazioni di calcolo

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.

Per i gruppi An l'indice n fa riferimento alle tabelle delle azioni, dove A1, A2 e A3 indicano rispettivamente il gruppo STR, il gruppo GEO ed il gruppo EQU della tabella 6.2.1 (paragrafo 6.2.3.1.1), A4 indica il gruppo UPL

(Sollevamento) della tabella 6.2.III (paragrafo 6.2.3.2), A5 indica il gruppo HYD (Sifonamento) della tabella 6.2.IV (paragrafo 6.2.3.3).

Per il gruppo Mn l'indice n fa riferimento alla tabella 6.2.II (par.6.2.3.1.2).

Per il gruppo Rn l'indice n fa riferimento alle tabelle 6.4.I (par.6.4.2.1) e 6.4.II (par.6.4.3.1).

Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa (cfr. par.7.11.1) ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M2	R0	1	EQU-1	0.9	0	0	0
EQU	A3	M2	R0	2	EQU-2	1.1	0	0	0
EQU	A0	M2	R0	3	EQU-3	1	0	1	1
EQU	A0	M2	R0	4	EQU-4	1	0	1	-1
STR	A1	M1	R1	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R1	2	STR-2	1.3	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
SIS	A0	M1	R1	1	SIS-1	1	0	1	1
SIS	A0	M1	R1	2	SIS-2	1	0	1	-1
SIS	A0	M2	R2	3	SIS-3	1	0	1	1
SIS	A0	M2	R2	4	SIS-4	1	0	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0

9.1.1 Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	2	30	0	-12.98
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-33	5	0	-0.19
Spinta del terreno a monte	29	11	-4.19	-1.22
Spinta del terreno a valle	-39	-9	3.84	1.12

9.1.2 Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	2	30	0	-15.87
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-33	5	0	-0.23
Spinta del terreno a monte	29	12	-5.69	-1.66
Spinta del terreno a valle	-39	-9	4.44	1.29

9.1.3 Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	2	30	0	-14.43
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-33	5	0	-0.21
Spinta del terreno a monte	29	12	-8.76	-2.55
Spinta del terreno a valle	-39	-9	3.9	1.13
Forza di inerzia dovuta al muro	2	30	-2.19	-1.09
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-33	5	-0.03	-0.02

9.1.4 Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	2	30	0	-14.43
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-33	5	0	-0.21
Spinta del terreno a monte	29	12	-8.17	-2.38
Spinta del terreno a valle	-39	-9	3.51	1.02
Forza di inerzia dovuta al muro	2	30	-2.19	1.09
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-33	5	-0.03	0.02

9.1.5 Combinazione di carico STR-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	2	30	0	-14.43
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-33	5	0	-0.21
Spinta del terreno a monte	29	10	-3.07	-1.12
Spinta del terreno a valle	-39	-9	6.42	2.34

9.1.6 Combinazione di carico STR-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	2	30	0	-18.75
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-33	5	0	-0.28
Spinta del terreno a monte	29	12	-4.38	-1.59
Spinta del terreno a valle	-39	-9	7.76	2.83

9.1.7 Combinazione di carico GEO-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	2	30	0	-14.43
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-33	5	0	-0.21
Spinta del terreno a monte	29	12	-4.94	-1.44
Spinta del terreno a valle	-39	-9	4.14	1.21

9.1.8 Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	2	30	0	-14.43
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-33	5	0	-0.21
Spinta del terreno a monte	29	10	-3.3	-1.2
Spinta del terreno a valle	-39	-9	6.37	2.32
Forza di inerzia dovuta al muro	2	30	-0.39	-0.2
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-33	5	-0.01	0

9.1.9 Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	2	30	0	-14.43

Peso proprio del terreno/acqua a valle	-33	5	0	-0.21
Spinta del terreno a monte	29	10	-3.23	-1.17
Spinta del terreno a valle	-39	-9	6.25	2.28
Forza di inerzia dovuta al muro	2	30	-0.39	0.2
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-33	5	-0.01	0

9.1.10 Combinazione di carico SIS-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	2	30	0	-14.43
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-33	5	0	-0.21
Spinta del terreno a monte	29	12	-5.52	-1.61
Spinta del terreno a valle	-39	-9	4.1	1.19
Forza di inerzia dovuta al muro	2	30	-0.39	-0.2
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-33	5	-0.01	0

9.1.11 Combinazione di carico SIS-4

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	2	30	0	-14.43
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-33	5	0	-0.21
Spinta del terreno a monte	29	12	-5.44	-1.58
Spinta del terreno a valle	-39	-9	4.02	1.17
Forza di inerzia dovuta al muro	2	30	-0.39	0.2
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-33	5	-0.01	0

10 Verifiche di stabilità locale

10.1 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 0
Pressione limite sul terreno per abbassamento	: 2 daN/cm ²
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 2.8 cm (comb. SIS-4)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: 45 daN cm (comb. SIS-4)
Larghezza reagente minima in fondazione	: 68 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	: 0.3 daN/cm ² (comb. SIS-3)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	: 0.36 daN/cm ² (comb. STR-2)

10.2 Verifica allo scorrimento (traslazione del muro)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-4	
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)	
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione	: 0
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione	: 0.78
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione	: 0.5
Adesione di progetto terreno-fondazione	: 0.008 daN/cm ²
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	: 16 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione	: 0 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione	: 6 daN
Coefficiente limite verifica alla traslazione	: 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione	: 1.47

10.3 Verifica a ribaltamento (come equilibrio del corpo rigido)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-4

Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento : 0

Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 253 daN cm

Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -593 daN cm

Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 2.35

10.4 Verifica di capacità portante del suolo

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-3

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0

Inclinazione media del pendio circostante la fondazione : 3 °

Profondità del piano di posa : 31 cm

Sovraccarico agente sul piano di posa : 0.056 daN/cm²

Coesione di progetto del suolo di fondazione : 0.008 daN/cm²

Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione : 26.6 °

Peso specifico di progetto del suolo di fondazione : 0.0018 daN/cm³

Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 19.8 °

Base efficace : 63 cm

Carico tangenziale al piano di posa : 5.9 daN/cm

Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.) : 16.4 daN/cm

Carico ultimo della fondazione : 28.6 daN/cm

Lunghezza Fondazione per verifica carico limite : 1000 cm

Coefficiente limite verifica al carico limite : 1

Coefficiente di sicurezza al carico limite : 1.74

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	$N_c= 23$	$N_q= 13$	$N_\alpha= 9$
Coefficienti di forma	$s_c= 1$	$s_q= 1$	$s_\alpha= 1$
Coefficienti di profondità	$d_c= 1.18$	$d_q= 1.14$	$d_\alpha= 1$
Coefficienti di inclinazione del carico	$i_c= 0.34$	$i_q= 0.39$	$i_\alpha= 0.26$
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	$b_c= 1$	$b_q= 1$	$b_\alpha= 1$
Coefficienti di inclinazione del pendio	$g_c= 0.98$	$g_q= 0.86$	$g_\alpha= 0.86$

11 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-4

Metodo di analisi di stabilità del pendio : Bishop

Passo dei conci : 100 cm

Coefficiente di stabilità globale pendio : 1.9

Coefficiente limite suggerito dalla normativa : 1.1

X centro della superficie critica : -258 cm

Y centro della superficie critica : 559 cm

Raggio della superficie critica : 661 cm

Forza di bilancio : 25.59 daN/cm

Volume spostato dalla superficie critica : 6.05 m³/m

Peso spostato dalla superficie critica : 11300 daN/m

12 Parametri per dimensionamento del muro a gravità

Metodo di calcolo: D.M. 14-01-2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

Coefficiente di attrito del materiale : 0.5

Tensione di compressione massima ammissibile

: 50 daN/cm²

13 Sollecitazioni e verifiche strutturali

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

c.: combinazione di carico critica per la verifica della sezione non armata

M: momento applicato sulla sezione

N: sforzo normale applicato sulla sezione

σ_c : compressione massima sul materiale

A_r : ampiezza reagente

v_{pfl} : soddisfacimento della verifica di compressione massima e parzializzazione

c_t: combinazione di carico critica per la verifica a taglio

T: taglio applicato sulla sezione

T_{lim}: taglio limite

v_{tg} : soddisfacimento verifica taglio

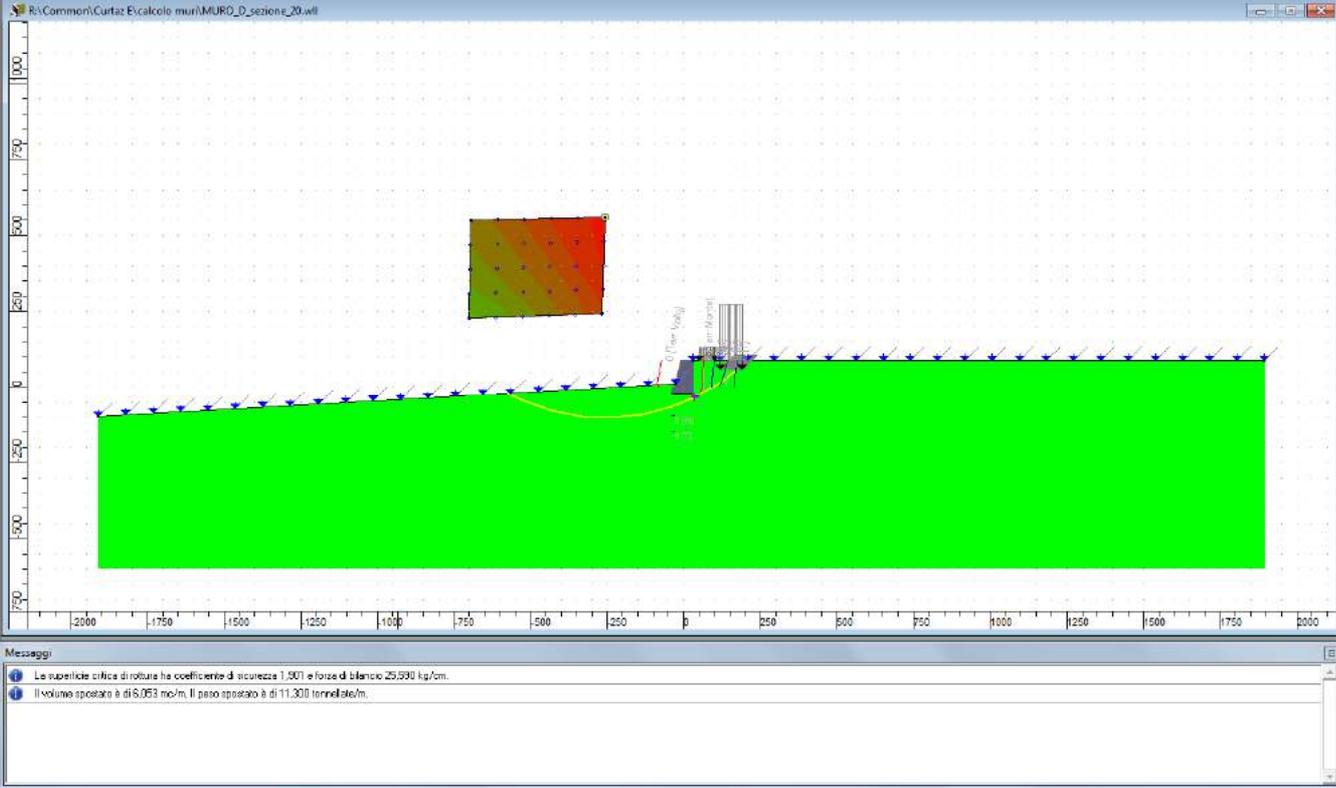
Paramento

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	v_{pfl}	c _t	T	T _{lim}	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	
0	0	58	SIS-3	3778	-1247	-0.3	57.7	ok	SIS-4	236	607	ok
3	30	52	STR-2	-1243	-945	-0.2	51.7	ok	SIS-4	90	366	ok
6	60	46	STR-2	-559	-429	-0.1	45.7	ok	SIS-4	12	165	ok

Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra)

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	v_{pfl}	c _t	T	T _{lim}	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	

Verifica della stabilità globale



MURO E – SEZIONE 23

Indice generale

1 Descrizione del software	2
2 Normative di riferimento	2
3 Geometria del muro	2
3.1 Sistema di riferimento	2
3.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale	2
3.3 Rappresentazione analitica	2
4 Caratteristiche dei terreni	2
5 Geometria degli strati	2
6 Geometria dei carichi	2
6.1 Carichi uniformi	2
7 Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche	2
7.1 Descrizione della normativa sismica	2
7.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte	2
7.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza	2
8 Distribuzioni di spinte e pressioni	2
8.1 Pressioni	2
8.1.1 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1	2
8.1.2 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2	2
8.1.3 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3	2
8.1.4 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4	2
8.1.5 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1	2
8.1.6 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2	2
8.1.7 Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1	2
8.1.8 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1	2
8.1.9 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2	2
8.1.10 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-3	2
8.1.11 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-4	2
8.1.12 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1	2
9 Risultante delle azioni agenti sul muro	2
9.1 Combinazioni di calcolo	2
9.1.1 Combinazione di carico EQU-1	2
9.1.2 Combinazione di carico EQU-2	2
9.1.3 Combinazione di carico EQU-3	2
9.1.4 Combinazione di carico EQU-4	2
9.1.5 Combinazione di carico STR-1	2
9.1.6 Combinazione di carico STR-2	2
9.1.7 Combinazione di carico GEO-1	2
9.1.8 Combinazione di carico SIS-1	2
9.1.9 Combinazione di carico SIS-2	2
9.1.10 Combinazione di carico SIS-3	2
9.1.11 Combinazione di carico SIS-4	2
10 Verifiche di stabilità locale	2
10.1 Tensioni trasmesse sul terreno	2
10.2 Verifica allo scorrimento (traslazione del muro)	2

<u>10.3 Verifica a ribaltamento (come equilibrio del corpo rigido)</u>	2
<u>10.4 Verifica di capacità portante del suolo</u>	2
<u>11 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio</u>	2
<u>12 Parametri per dimensionamento del muro a gravità</u>	2
<u>13 Sollecitazioni e verifiche strutturali</u>	2

1 Descrizione del software

Si tratta di un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica di Opere di Sostegno in cemento armato e a gravità. Il programma permette il calcolo delle spinte nelle diverse combinazioni di calcolo analizzate, l'esecuzione di verifiche di stabilità locale e globale di natura geotecnica, la progettazione delle parti in cemento armato e la verifica di resistenza strutturale. Nella determinazione delle sollecitazioni strutturali può utilizzare un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Nella relazione di calcolo vengono riportati i dati di input, le combinazioni di calcolo adottate, le pressioni e le spinte trovate, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Vengono anche prodotte le tavole con i prospetti e le distinte di armatura, ed il computo metrico delle principali grandezze.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: WallCAD 7

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 7.15

Identificatore licenza: WW-9514399

Intestatario della licenza: REGIONE AUTONOMA VALLE D'AOSTA - LOC. ILE BLONDE, 5 - BRISSOGNE (AO)

Versione regolarmente licenziata

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma permette il calcolo della spinta delle terre mediante metodi propri dell'Equilibrio limite e la valutazione della stabilità globale con metodi propri della stabilità dei pendii; le azioni sismiche vengono valutate mediante un approccio pseudo-statico, in accordo alle varie normative adottate. Le spinte vengono pensate agenti su un tratto di lunghezza unitaria di un muro di lunghezza indefinita, con sezione che resta quindi in stato piano di deformazione; nel caso di elementi discontinui con lo sviluppo del muro (come pali, tiranti, contrafforti, carichi puntuali) viene invece creato un modello 3D ad elementi finiti, di lunghezza e condizioni di vincolo alle estremità deciso dal progettista. In quest'ultimo caso le sollecitazioni sono calcolate dal modello numerico per integrazione nel tratto di verifica. La reazione del suolo è quella teorica di fondazione rigida su suolo elastico non reagente al sollevamento; nel caso di studio con modello fem il suolo è modellato mediante un numero elevato di molle elastoplastiche verticali, non reagenti al sollevamento; in direzione orizzontale sono altresì presenti molle elastiche di modulo di reazione proporzionale al verticale. I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse nei terreni della stratigrafia definita. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. I tiranti sono modellati mediante molle elastoplastiche di rigidità equivalente al sistema terreno/tratto libero/tratto ancorato, e di limiti plastici a trazione e compressione assegnati. I carichi possono essere inseriti sia sul muro che sul terreno; in quest'ultimo caso il carico uniforme è trattato come uno strato di spessore equivalente, mentre gli altri tipi di carico (lineare o nastriforme) vengono diffusi in orizzontale e sovrapposti alle restanti azioni.

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le membrature in c.a. sono verificate a pressoflessione e taglio come piastre non espressamente armate a

taglio, i pali sono verificati a pressoflessione, taglio e punzonamento verso la suola; nel caso di micropali si considera la sola resistenza del tubolare in acciaio.

2 Normative di riferimento

L. 05.11.1971, n. 1086. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

D.M. LL.PP. del 14.02.1992. Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. del 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. del 16.01.1996. Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

D.M. del 16.01.1996. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Circolare Ministeriale del 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 al Decreto Ministeriale 16.01.1996.

L. 02.02.1974, n. 64. Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche.

D.M. LL. PP. E INT. 19.06.1984. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

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 Ministeriale del 24.07.1988, n. 30483/STC.

Legge 2 Febbraio 1974 n. 64, art. 1 - D.M. 11 Marzo 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 Ministeriale del 15.10.1996 N°252. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M.09.01.1996

Circolare Ministeriale del 10.04.1997 N°65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M.16.01.1996

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3274 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 del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3431 del 10.05.2005. Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza N°3274.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.09.2005 (TU 2005)

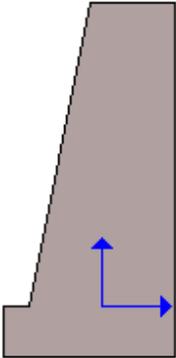
Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.01.2008 (NTC 2008)

3 Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti.

3.1 Sistema di riferimento

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (espresse in centimetri) positive verso destra

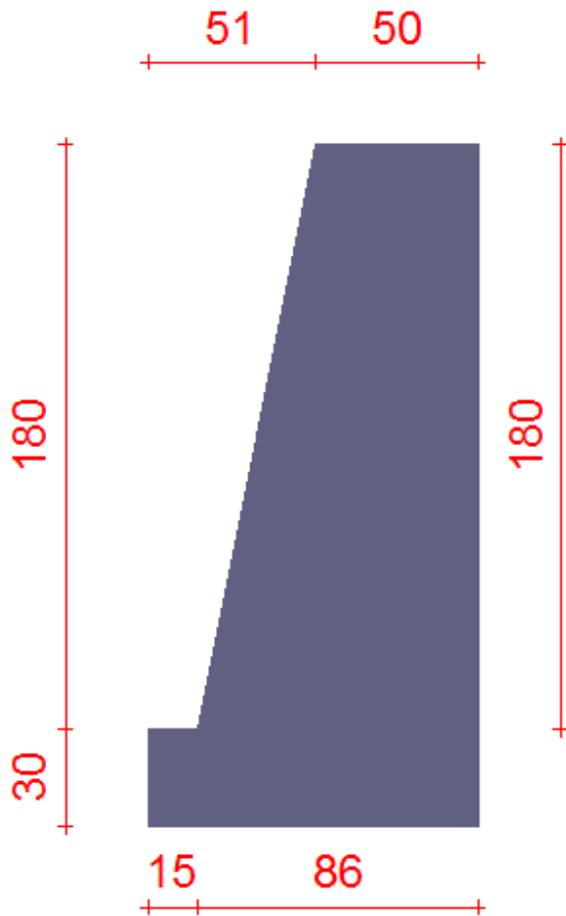
Ordinate Y (espresse in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro.

3.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale



3.3 Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

Ingombro globale

Larghezza totale del muro	: 101 cm
Altezza totale del muro	: 210 cm
Peso specifico del muro	: 2500 daN/m ³
Peso specifico delle falde	: 1000 daN/m ³

Paramento

Base inf.	: 86 cm
Base sup.	: 50 cm
Altezza	: 180 cm
Disassamento	: 18 cm

Mensola sinistra in fondazione

Larghezza	: 15 cm
Alt.interna	: 30 cm
Alt.esterna	: 30 cm
Disassamento	: 0 cm

Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza : 86 cm
 Altezza a sx : 30 cm
 Altezza a dx : 30 cm
 Sfalsamento : 0 cm

4 Caratteristiche dei terreni

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m³)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m³)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm²)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm²)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

Al: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm²)

G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm²)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	Al	OCR	Ko	E	G	Perm
1	Emarese	2000	1800	32,00	0,010	0,000	20,00	1,00	1,00	0,47	500	200	1,00E-02

5 Geometria degli strati

Vengono mostrate in forma tabellare le sequenze di punti che costituiscono le poligonali di separazione degli strati di terreno.



Strato n.1, materiale sottostante: Emarese

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	1	43	180
2	2	2200	294

Strato n.2, materiale sottostante: Emarese

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	-2221	0
2	4	-43	0

Strato n.3, materiale sottostante: Emarese

Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	-58	-30
2	-	-43	-30
3	-	43	-30

6 Geometria dei carichi

Le coordinate e le componenti dei carichi stampate in questo paragrafo sono riferite al sistema di riferimento relativo alla sezione trasversale, dove gli assi X e Y locali coincidono rispettivamente con gli assi X e Z globali. L'asse Y globale si sviluppa nella profondità del muro. Tutte le tipologie di carico, esclusa quella puntuale, hanno componenti e coordinate diverse da zero solo lungo gli assi locali X e Y. Nel caso di carichi puntuali viene indicata anche la posizione in profondità (P), riferita rispetto alla sezione trasversale iniziale dell'intervento e quindi lungo l'asse Y globale.

Carico n.1

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): -130 cm

Y (asse Z globale): 0 cm

Ampiezza: 62 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: -0,08 daN/cm²

Valore finale: -0,08 daN/cm²

Condizione: Variabili

Valore iniziale: 0,00 daN/cm²

Valore finale: 0,00 daN/cm²

Carico n.2

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): -230 cm

Y (asse Z globale): -50 cm

Ampiezza: 80 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: -0,80 daN/cm²

Valore finale: -0,80 daN/cm²

Condizione: Variabili

Valore iniziale: 0,00 daN/cm²

Valore finale: 0,00 daN/cm²

6.1 Carichi uniformi

Comp.permanente di carico uniforme a monte : 0 daN/cm²
Comp.variabile di carico uniforme a monte : -0.04 daN/cm²

Comp.permanente di carico uniforme a valle : 0 daN/cm²
Comp.permanente di carico uniforme a valle : -0.04 daN/cm²

7 Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche

Metodo di calcolo della spinta del terreno : Cuneo di tentativo
Metodo di calcolo della portanza del terreno : Brinch-Hansen
Normativa adottata per le verifiche locali : D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le
Costruzioni

Normativa adottata per il sisma: D.M. 14/01/2008 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2008.
Localizzazione dell'opera: Valle D'aosta/vallée D'aoste, Gressan
Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I): 50 anni

Classe d'uso (Tab. 2.4.II): 2
 Parametri sismici calcolati per lo stato limite : SLV
 Accelerazione relativa A_g/g massima attesa al suolo: 0.0947 g
 Categoria del suolo di fondazione: E
 Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.6
 Coefficiente di amplificazione topografica: 1
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito (Beta s): 0.2
 Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per muri (Beta m): 0.18
 Punto di applicazione della forza dinamica: stesso punto di quella statica
 Effetto della componente verticale di accelerazione sismica incluso.

7.1 Descrizione della normativa sismica

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (NTC 2008 D.M. del 14/01/2008, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

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

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

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove: β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.II, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;

K è il coefficiente di spinta del terreno;

h è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove: h è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;

z è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

Stabilità globale

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo NTC 2008, paragrafo 7.11.3.5, secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

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

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove: β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

7.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

Il calcolo delle spinte basato sul "Metodo del cuneo di tentativo" (*Trial Wedge Method*), può essere considerato una generalizzazione della *teoria di Coulomb* (1776). Le equazioni derivano dall'equilibrio limite globale di diversi

cunei di rottura di forma variabile a seconda delle condizioni di equilibrio al contorno. Esse dipendono dall'angolo di rottura delle superfici di scorrimento; la spinta si ottiene per tentativi facendo variare l'angolo di rottura fino a determinare quello critico che rende massima la spinta attiva o minima la spinta passiva sull'opera di sostegno.

Nel caso semplice di terrapieno omogeneo, dall'equilibrio globale limite del cuneo costruito sulla superficie di rottura, si scrive l'equazione di equilibrio in funzione dell'angolo di rottura α . In questo modo l'unica incognita è la spinta del terreno, ed è possibile cercare l'angolo critico che rende massima tale spinta attiva.

In caso di presenza di falda, nell'equilibrio globale limite del cuneo di rottura viene considerata la sottospinta dell'acqua U sulla superficie di rottura e la spinta idrostatica P_w sul tratto di muro interessato; il peso di volume del cuneo è comprensivo del peso dell'acqua.

Si calcolano le componenti delle forze agenti lungo la superficie di rottura e lungo la sua normale. Dall'equilibrio delle forze normali alla superficie di scorrimento:

$$N = [V - P_{ah} \tan \delta + W] \cos \alpha + [P_{ah} + P_w] \sin \alpha - U$$

dove $P_{ah} \tan \delta = P_{av}$ e $V = q \cdot B$

Dall'equilibrio delle forze tangenziali alla superficie di scorrimento:

$$T = [V + W - P_{ah} \tan \delta] \sin \alpha - [P_{ah} + P_w] \cos \alpha$$

Sfruttando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb,

$$T = N \tan \phi + c \cdot L$$

sostituendo T ed N con quelle derivanti dalle equazioni di equilibrio e risolvendo rispetto all'unica incognita P_{ah} si ottiene la seguente equazione, dipendente da α :

$$P_{ah} = \frac{(V + W) \cdot (\cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha) + P_w \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) - U \tan \phi + c \cdot L}{(\tan \delta \cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha \tan \phi - \tan \delta \sin \alpha - \cos \alpha)}$$

Nel caso di un terrapieno formato da due strati di terreno generici, poiché i parametri meccanici possono cambiare nei due strati, potendo essere i due terreni di natura diversa, la superficie di rottura che ne deriva è spezzata, assume cioè valori dell'angolo di rottura α_1 ed α_2 che possono essere diversi nei due strati. Le spinte si ricavano sempre dall'equilibrio del cuneo mediante un'equazione di equilibrio limite. Nel caso di un terrapieno formato da un numero generico di strati il calcolo viene condotto come nelle soluzioni precedenti, ma nel quale viene aggiunto uno strato per ogni ciclo di calcolo.

Il metodo del cuneo di tentativo consente una grande generalità nell'attribuzione di sovraccarichi sul terrapieno, in quanto permette di considerare svariate tipologie di carico. Inoltre consente di considerare, nel caso di materiali coesivi, la fessurazione che può formarsi in superficie, dovuta all'incapacità di sopportare una trazione eccessiva nella parte superiore dello strato. L'altezza fessurata viene in questo caso calcolata come:

$$H = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Il metodo del cuneo di tentativo può essere usato anche per il calcolo della spinta passiva.

7.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza

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

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

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

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

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

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

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

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

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

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi; \quad N_q = tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg\phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5 \quad (\text{se } \eta=0); \quad i'_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi}\right)^5 \quad (\text{se } \eta>0)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot tg\beta)^5; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot tg\phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot tg\phi)}$$

$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1\right); \quad k = \arctg\left(\frac{D}{B_f}\right) \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} > 1\right)$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

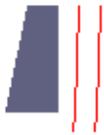
D = profondità della fondazione.

* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_i .

8 Distribuzioni di spinte e pressioni

8.1 Pressioni

Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore (VX_1, VY_1) sino ad un valore (VX_2, VY_2). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.



8.1.1 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X_1	Y_1	X_2	Y_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2
1	43	180	43	0	0	0	-0.08	-0.02	0	0	0	0	0	0	-0.08	-0.02
2	43	0	43	-30	-0.08	-0.02	-0.12	-0.03	0	0	0	0	-0.08	-0.02	-0.12	-0.03

8.1.2 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X_1	Y_1	X_2	Y_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2
1	43	180	43	0	0	0	-0.1	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.1	-0.03
2	43	0	43	-30	-0.1	-0.03	-0.14	-0.04	0	0	0	0	-0.1	-0.03	-0.14	-0.04

8.1.3 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	43	180	43	0	0	0	-0.14	-0.04	0	0	0	0	0	0	-0.14	-0.04
2	43	0	43	-30	-0.14	-0.04	-0.18	-0.05	0	0	0	0	-0.14	-0.04	-0.18	-0.05

8.1.4 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	43	180	43	0	0	0	-0.12	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.12	-0.03
2	43	0	43	-30	-0.12	-0.03	-0.15	-0.05	0	0	0	0	-0.12	-0.03	-0.15	-0.05

8.1.5 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	43	180	43	0	0	0	-0.07	-0.02	0	0	0	0	0	0	-0.07	-0.02
2	43	0	43	-30	-0.07	-0.02	-0.1	-0.04	0	0	0	0	-0.07	-0.02	-0.1	-0.04

8.1.6 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	43	180	43	0	0	0	-0.09	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.09	-0.03
2	43	0	43	-30	-0.09	-0.03	-0.13	-0.05	0	0	0	0	-0.09	-0.03	-0.13	-0.05

8.1.7 Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	43	180	43	0	0	0	-0.09	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.09	-0.03
2	43	0	43	-30	-0.09	-0.03	-0.13	-0.04	0	0	0	0	-0.09	-0.03	-0.13	-0.04

8.1.8 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	43	180	43	0	0	0	-0.07	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.07	-0.03
2	43	0	43	-30	-0.07	-0.03	-0.11	-0.04	0	0	0	0	-0.07	-0.03	-0.11	-0.04

8.1.9 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	43	180	43	0	0	0	-0.07	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.07	-0.03
2	43	0	43	-30	-0.07	-0.03	-0.1	-0.04	0	0	0	0	-0.07	-0.03	-0.1	-0.04

8.1.10 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
----	-------------------	--	--	--	---------	--	--	--	-------	--	--	--	--------	--	--	--

	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	43	180	43	0	0	0	-0.1	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.1	-0.03
2	43	0	43	-30	-0.1	-0.03	-0.14	-0.04	0	0	0	0	-0.1	-0.03	-0.14	-0.04

8.1.11 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	43	180	43	0	0	0	-0.1	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.1	-0.03
2	43	0	43	-30	-0.1	-0.03	-0.13	-0.04	0	0	0	0	-0.1	-0.03	-0.13	-0.04

8.1.12 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	43	180	43	0	0	0	-0.07	-0.02	0	0	0	0	0	0	-0.07	-0.02
2	43	0	43	-30	-0.07	-0.02	-0.1	-0.04	0	0	0	0	-0.07	-0.02	-0.1	-0.04

9 Risultante delle azioni agenti sul muro

Vengono riportate le combinazioni di calcolo ed il riepilogo delle azioni risultanti agenti sul muro per le verifiche geotecniche.

9.1 Combinazioni di calcolo

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.

Per i gruppi An l'indice n fa riferimento alle tabelle delle azioni, dove A1, A2 e A3 indicano rispettivamente il gruppo STR, il gruppo GEO ed il gruppo EQU della tabella 6.2.I (paragrafo 6.2.3.1.1), A4 indica il gruppo UPL (Sollevamento) della tabella 6.2.III (paragrafo 6.2.3.2), A5 indica il gruppo HYD (Sifonamento) della tabella 6.2.IV (paragrafo 6.2.3.3).

Per il gruppo Mn l'indice n fa riferimento alla tabella 6.2.II (par.6.2.3.1.2).

Per il gruppo Rn l'indice n fa riferimento alle tabelle 6.4.I (par.6.4.2.1) e 6.4.II (par.6.4.3.1).

Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa (cfr. par.7.11.1) ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M2	R0	1	EQU-1	0.9	0	0	0
EQU	A3	M2	R0	2	EQU-2	1.1	0	0	0
EQU	A0	M2	R0	3	EQU-3	1	0	1	1
EQU	A0	M2	R0	4	EQU-4	1	0	1	-1
STR	A1	M1	R1	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R1	2	STR-2	1.3	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
SIS	A0	M1	R1	1	SIS-1	1	0	1	1
SIS	A0	M1	R1	2	SIS-2	1	0	1	-1
SIS	A0	M2	R2	3	SIS-3	1	0	1	1
SIS	A0	M2	R2	4	SIS-4	1	0	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0

9.1.1 Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	5	63	0	-34.36
Spinta del terreno a monte	43	35	-10.36	-3.02
Spinta del terreno a valle	-58	-19	4.34	1.26

9.1.2 Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	5	63	0	-41.99
Spinta del terreno a monte	43	36	-13.05	-3.8
Spinta del terreno a valle	-58	-19	5.02	1.46

9.1.3 Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	5	63	0	-38.18
Spinta del terreno a monte	43	35	-17.22	-5.01
Spinta del terreno a valle	-58	-19	4.44	1.29
Forza di inerzia dovuta al muro	5	63	-5.78	-2.89

9.1.4 Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	5	63	0	-38.18
Spinta del terreno a monte	43	35	-14.51	-4.23
Spinta del terreno a valle	-58	-19	4	1.17
Forza di inerzia dovuta al muro	5	63	-5.78	2.89

9.1.5 Combinazione di carico STR-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	5	63	0	-38.18
Spinta del terreno a monte	43	33	-8.67	-3.16
Spinta del terreno a valle	-58	-19	7.51	2.73

9.1.6 Combinazione di carico STR-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	5	63	0	-49.63
Spinta del terreno a monte	43	35	-11.84	-4.31
Spinta del terreno a valle	-58	-19	9.08	3.31

9.1.7 Combinazione di carico GEO-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm

Peso proprio del muro	5	63	0	-38.18
Spinta del terreno a monte	43	35	-11.7	-3.41
Spinta del terreno a valle	-58	-19	4.68	1.36

9.1.8 Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	5	63	0	-38.18
Spinta del terreno a monte	43	33	-9.43	-3.43
Spinta del terreno a valle	-58	-19	7.46	2.71
Forza di inerzia dovuta al muro	5	63	-1.04	-0.52

9.1.9 Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	5	63	0	-38.18
Spinta del terreno a monte	43	33	-9.13	-3.32
Spinta del terreno a valle	-58	-19	7.32	2.66
Forza di inerzia dovuta al muro	5	63	-1.04	0.52

9.1.10 Combinazione di carico SIS-3

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	5	63	0	-38.18
Spinta del terreno a monte	43	35	-12.61	-3.67
Spinta del terreno a valle	-58	-19	4.64	1.35
Forza di inerzia dovuta al muro	5	63	-1.04	-0.52

9.1.11 Combinazione di carico SIS-4

Descrizione	x_p	y_p	F_x	F_y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	5	63	0	-38.18
Spinta del terreno a monte	43	35	-12.22	-3.56
Spinta del terreno a valle	-58	-19	4.55	1.33
Forza di inerzia dovuta al muro	5	63	-1.04	0.52

10 Verifiche di stabilità locale

10.1 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 0
Pressione limite sul terreno per abbassamento	: 2 daN/cm ²
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 5.8 cm (comb. SIS-4)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: 246 daN cm (comb. SIS-3)
Larghezza reagente minima in fondazione	: 101 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	: 0.56 daN/cm ^q (comb. SIS-3)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	: 0.58 daN/cm ^q (comb. STR-2)

10.2 Verifica allo scorrimento (traslazione del muro)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-3
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Moltiplicatore spinta passiva per traslazione : 0
 Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione : 0.78
 Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione : 0.5
 Adesione di progetto terreno-fondazione : 0.008 daN/cm²
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 42 daN
 Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione : 0 daN
 Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione : 14 daN
 Coefficiente limite verifica alla traslazione : 1
 Coefficiente di sicurezza alla traslazione : 1.61

10.3 Verifica a ribaltamento (come equilibrio del corpo rigido)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-4
 Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento : 0
 Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 1239 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -2408 daN cm
 Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1
 Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 1.94

10.4 Verifica di capacità portante del suolo

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-3
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0
 Inclinazione media del pendio circostante la fondazione : 0 °
 Profondità del piano di posa : 30 cm
 Sovraccarico agente sul piano di posa : 0.054 daN/cm²
 Coesione di progetto del suolo di fondazione : 0.008 daN/cm²
 Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione : 26.6 °
 Peso specifico di progetto del suolo di fondazione : 0.0018 daN/cm³
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 17.9 °
 Base efficace : 89 cm
 Carico tangenziale al piano di posa : 13.6 daN/cm
 Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.) : 42.4 daN/cm
 Carico ultimo della fondazione : 53.7 daN/cm
 Lunghezza Fondazione per verifica carico limite : 1000 cm
 Coefficiente limite verifica al carico limite : 1
 Coefficiente di sicurezza al carico limite : 1.27

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	$N_c= 23$	$N_q= 13$	$N_g= 9$
Coefficienti di forma	$s_c= 1$	$s_q= 1$	$s_g= 1$
Coefficienti di profondità	$d_c= 1.12$	$d_q= 1.09$	$d_g= 1$
Coefficienti di inclinazione del carico	$i_c= 0.38$	$i_q= 0.43$	$i_g= 0.29$
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	$b_c= 1$	$b_q= 1$	$b_g= 1$
Coefficienti di inclinazione del pendio	$g_c= 1$	$g_q= 1$	$g_g= 1$

11 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-4
 Metodo di analisi di stabilità del pendio : Bishop
 Passo dei conci : 100 cm
 Coefficiente di stabilità globale pendio : 2.34
 Coefficiente limite suggerito dalla normativa : 1.1

X centro della superficie critica	: -277 cm
Y centro della superficie critica	: 637 cm
Raggio della superficie critica	: 752 cm
Forza di bilancio	: 66.01 daN/cm
Volume spostato dalla superficie critica	: 10.93 m ³ /m
Peso spostato dalla superficie critica	: 20748 daN/m

12 Parametri per dimensionamento del muro a gravità

Metodo di calcolo: D.M. 14-01-2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

Coefficiente di attrito del materiale	: 0.5
Tensione di compressione massima ammissibile	: 50 daN/cm ²

13 Sollecitazioni e verifiche strutturali

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

c.: combinazione di carico critica per la verifica della sezione non armata

M: momento applicato sulla sezione

N: sforzo normale applicato sulla sezione

σ_c : compressione massima sul materiale

A_r : ampiezza reagente

v_{pfl} : soddisfacimento della verifica di compressione massima e parzializzazione

c_t : combinazione di carico critica per la verifica a taglio

T: taglio applicato sulla sezione

T_{lim} : taglio limite

v_{tg} : soddisfacimento verifica taglio

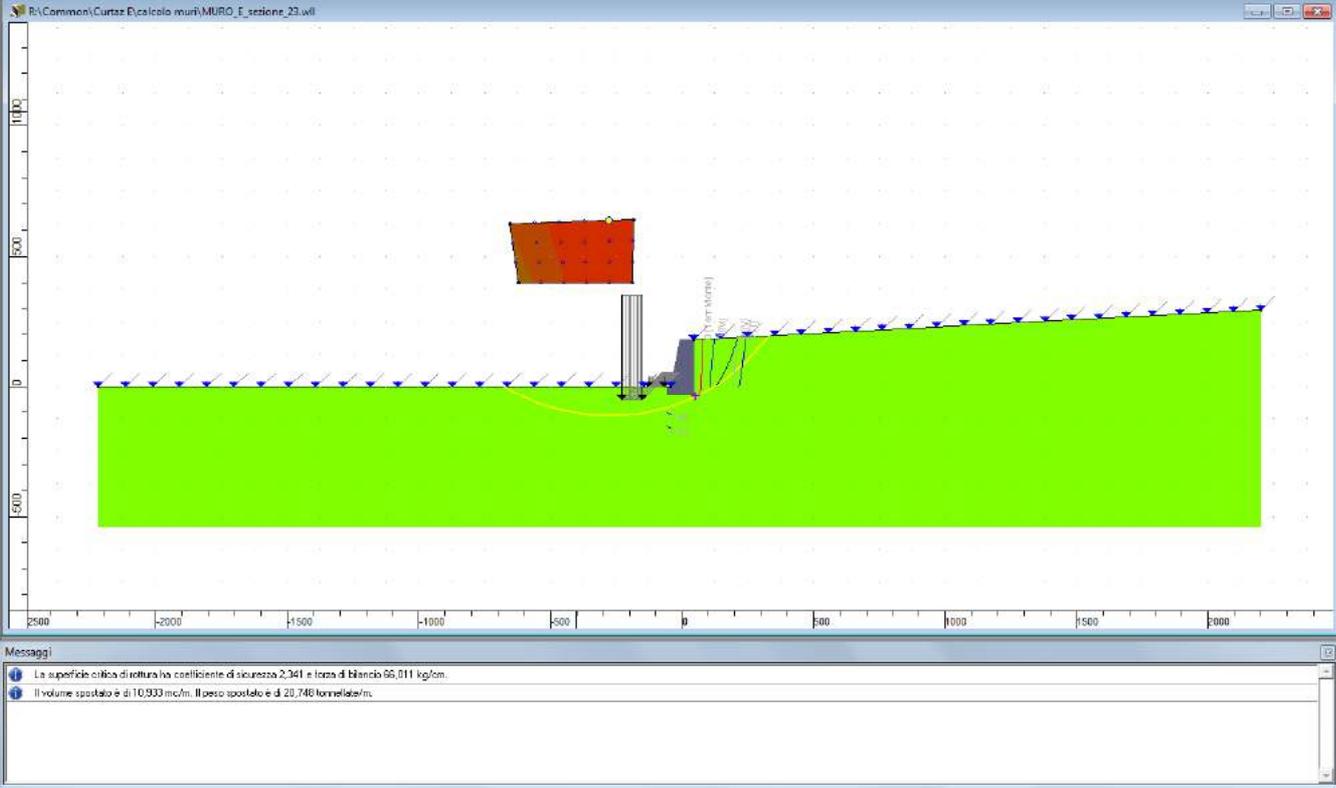
Paramento

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	v_{pfl}	c_t	T	T_{lim}	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	
0	0	86	SIS-3	24353	-3447	-0.6	85.6	ok	SIS-3	648	1723	ok
3	31	79	SIS-3	11349	-2692	-0.4	79.5	ok	SIS-3	422	1346	ok
6	61	74	STR-2	-3611	-2564	-0.4	73.5	ok	SIS-3	248	1012	ok
9	90	68	STR-2	-3629	-1804	-0.3	67.6	ok	SIS-4	116	692	ok
12	120	62	STR-2	-2323	-1124	-0.2	61.6	ok	SIS-4	34	430	ok
15	150	56	STR-2	-758	-522	-0.1	55.7	ok	STR-1	23	201	ok

Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra)

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	v_{pfl}	c_t	T	T_{lim}	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	

Verifica della stabilità globale



MURO F – SEZIONE 24

Indice generale

1 Descrizione del software	2
2 Normative di riferimento	2
3 Geometria del muro	2
3.1 Sistema di riferimento	2
3.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale	2
3.3 Rappresentazione analitica	2
4 Caratteristiche dei terreni	2
5 Geometria degli strati	2
6 Geometria dei carichi	2
6.1 Carichi uniformi	2
7 Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche	2
7.1 Descrizione della normativa sismica	2
7.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte	2
7.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza	2
8 Distribuzioni di spinte e pressioni	2
8.1 Pressioni	2
8.1.1 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1	2
8.1.2 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2	2
8.1.3 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3	2
8.1.4 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4	2
8.1.5 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1	2
8.1.6 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2	2
8.1.7 Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1	2
8.1.8 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1	2
8.1.9 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2	2
8.1.10 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-3	2
8.1.11 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-4	2
8.1.12 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1	2
8.1.13 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-1	2
8.1.14 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-2	2
8.1.15 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-3	2
8.1.16 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-4	2
8.1.17 Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-1	2
8.1.18 Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-2	2
8.1.19 Pressioni sul paramento a valle in combinazione GEO-1	2
8.1.20 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-1	2
8.1.21 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-2	2
8.1.22 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-3	2
8.1.23 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-4	2
8.1.24 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SLE-1	2
9 Risultante delle azioni agenti sul muro	2
9.1 Combinazioni di calcolo	2
9.1.1 Combinazione di carico EQU-1	2
9.1.2 Combinazione di carico EQU-2	2

<u>9.1.3 Combinazione di carico EQU-3</u>	2
<u>9.1.4 Combinazione di carico EQU-4</u>	2
<u>9.1.5 Combinazione di carico STR-1</u>	2
<u>9.1.6 Combinazione di carico STR-2</u>	2
<u>9.1.7 Combinazione di carico GEO-1</u>	2
<u>9.1.8 Combinazione di carico SIS-1</u>	2
<u>9.1.9 Combinazione di carico SIS-2</u>	2
<u>9.1.10 Combinazione di carico SIS-3</u>	2
<u>9.1.11 Combinazione di carico SIS-4</u>	2
<u>10 Verifiche di stabilità locale</u>	2
<u>10.1 Tensioni trasmesse sul terreno</u>	2
<u>10.2 Verifica allo scorrimento (traslazione del muro)</u>	2
<u>10.3 Verifica a ribaltamento (come equilibrio del corpo rigido)</u>	2
<u>10.4 Verifica di capacità portante del suolo</u>	2
<u>11 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio</u>	2
<u>12 Parametri per dimensionamento del muro a gravità</u>	2
<u>13 Sollecitazioni e verifiche strutturali</u>	2

1 Descrizione del software

Si tratta di un programma di calcolo strutturale dedicato al progetto e verifica di Opere di Sostegno in cemento armato e a gravità. Il programma permette il calcolo delle spinte nelle diverse combinazioni di calcolo analizzate, l'esecuzione di verifiche di stabilità locale e globale di natura geotecnica, la progettazione delle parti in cemento armato e la verifica di resistenza strutturale. Nella determinazione delle sollecitazioni strutturali può utilizzare un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Nella relazione di calcolo vengono riportati i dati di input, le combinazioni di calcolo adottate, le pressioni e le spinte trovate, nonché i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali. Vengono anche prodotte le tavole con i prospetti e le distinte di armatura, ed il computo metrico delle principali grandezze.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: WallCAD 7

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 7.15

Identificatore licenza: WW-9514399

Intestatario della licenza: REGIONE AUTONOMA VALLE D'AOSTA - LOC. ILE BLONDE, 5 - BRISSOGNE (AO)

Versione regolarmente licenziata

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma permette il calcolo della spinta delle terre mediante metodi propri dell'Equilibrio limite e la valutazione della stabilità globale con metodi propri della stabilità dei pendii; le azioni sismiche vengono valutate mediante un approccio pseudo-statico, in accordo alle varie normative adottate. Le spinte vengono pensate agenti su un tratto di lunghezza unitaria di un muro di lunghezza indefinita, con sezione che resta quindi in stato piano di deformazione; nel caso di elementi discontinui con lo sviluppo del muro (come pali, tiranti, contrafforti, carichi puntuali) viene invece creato un modello 3D ad elementi finiti, di lunghezza e condizioni di vincolo alle estremità deciso dal progettista. In quest'ultimo caso le sollecitazioni sono calcolate dal modello numerico per integrazione nel tratto di verifica. La reazione del suolo è quella teorica di fondazione rigida su suolo elastico non reagente al sollevamento; nel caso di studio con modello fem il suolo è modellato mediante un numero elevato di molle elastoplastiche verticali, non reagenti al sollevamento; in direzione orizzontale sono altresì presenti

molle elastiche di modulo di reazione proporzionale al verticale. I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse nei terreni della stratigrafia definita. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. I tiranti sono modellati mediante molle elastoplastiche di rigidità equivalente al sistema terreno/tratto libero/tratto ancorato, e di limiti plastici a trazione e compressione assegnati. I carichi possono essere inseriti sia sul muro che sul terreno; in quest'ultimo caso il carico uniforme è trattato come uno strato di spessore equivalente, mentre gli altri tipi di carico (lineare o nastriforme) vengono diffusi in orizzontale e sovrapposti alle restanti azioni.

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le membrature in c.a. sono verificate a pressoflessione e taglio come piastre non espressamente armate a taglio, i pali sono verificati a pressoflessione, taglio e punzonamento verso la suola; nel caso di micropali si considera la sola resistenza del tubolare in acciaio.

2 Normative di riferimento

L. 05.11.1971, n. 1086. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

D.M. LL.PP. del 14.02.1992. Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. del 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. del 16.01.1996. Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

D.M. del 16.01.1996. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

Circolare Ministeriale del 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 al Decreto Ministeriale 16.01.1996.

L. 02.02.1974, n. 64. Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche.

D.M. LL. PP. E INT. 19.06.1984. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

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 Ministeriale del 24.07.1988, n. 30483/STC.

Legge 2 Febbraio 1974 n. 64, art. 1 - D.M. 11 Marzo 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 Ministeriale del 15.10.1996 N°252. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M.09.01.1996

Circolare Ministeriale del 10.04.1997 N°65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M.16.01.1996

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3274 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 del Presidente del Consiglio dei Ministri N°3431 del 10.05.2005. Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza N°3274.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.09.2005 (TU 2005)

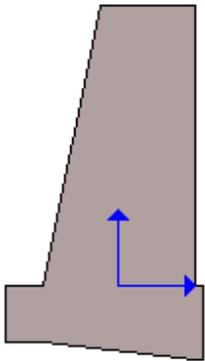
Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14.01.2008 (NTC 2008)

3 Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti.

3.1 Sistema di riferimento

Nella seguente rappresentazione schematica viene rappresentata la posizione e l'orientamento del sistema di riferimento rispetto ai vertici principali della sagoma del muro.



Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (espresse in centimetri) positive verso destra

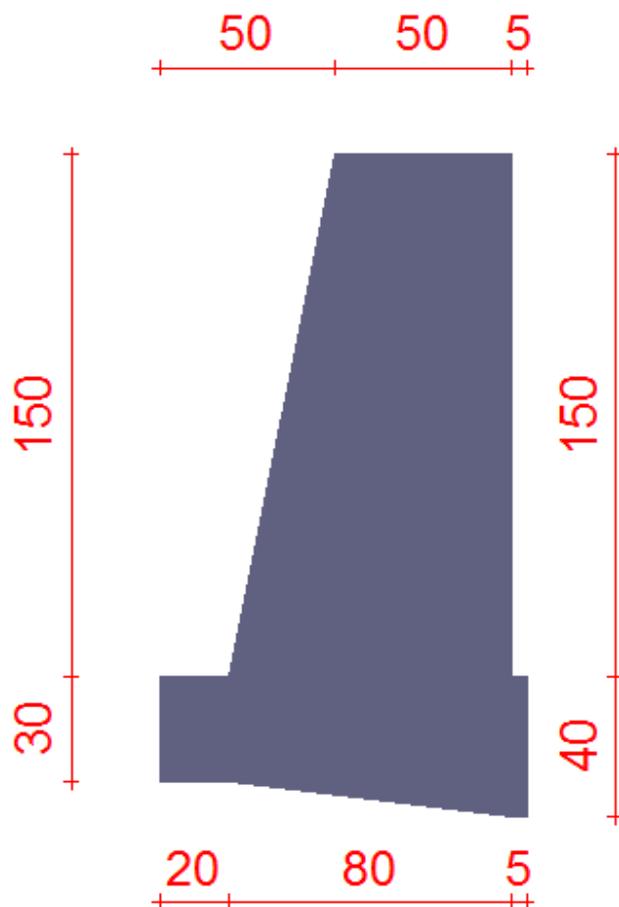
Ordinate Y (espresse in centimetri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da sinistra verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dal basso verso l'alto

Tutti i valori in output sono riferiti ad 1 centimetro di muro.

3.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale



3.3 Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

Ingombro globale

Larghezza totale del muro	: 105 cm
Altezza totale del muro	: 190 cm
Peso specifico del muro	: 2500 daN/m ³
Peso specifico delle falde	: 1000 daN/m ³

Paramento

Base inf.	: 80 cm
Base sup.	: 50 cm
Altezza	: 150 cm
Disassamento	: 15 cm

Mensola sinistra in fondazione

Larghezza	: 20 cm
Alt.interna	: 30 cm
Alt.esterna	: 30 cm
Disassamento	: 0 cm

Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza : 80 cm
 Altezza a sx : 30 cm
 Altezza a dx : 40 cm
 Sfalsamento : 0 cm

Mensola destra in fondazione

Larghezza : 5 cm
 Alt.interna : 40 cm
 Alt.esterna : 40 cm
 Disassamento : 0 cm

4 Caratteristiche dei terreni

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m3)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m3)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm2)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm2)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

Al: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm2)

G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm2)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	Al	OCR	Ko	E	G	Perm
1	Emarese	2000	1800	32,00	0,010	0,000	20,00	1,00	1,00	0,47	500	200	1,00E-02

5 Geometria degli strati

Vengono mostrate in forma tabellare le sequenze di punti che costituiscono le poligonali di separazione degli strati di terreno.



Strato n.1, materiale sottostante: Emarese

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	1	40	150
2	2	2080	150

Strato n.2, materiale sottostante: Emarese

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	-2092	-107
2	4	-38	10

Strato n.3, materiale sottostante: Emarese

Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	-60	-30
2	-	-40	-30
3	-	40	-40
4	-	45	-40

6 Geometria dei carichi

Le coordinate e le componenti dei carichi stampate in questo paragrafo sono riferite al sistema di riferimento relativo alla sezione trasversale, dove gli assi X e Y locali coincidono rispettivamente con gli assi X e Z globali. L'asse Y globale si sviluppa nella profondità del muro. Tutte le tipologie di carico, esclusa quella puntuale, hanno componenti e coordinate diverse da zero solo lungo gli assi locali X e Y. Nel caso di carichi puntuali viene indicata anche la posizione in profondità (P), riferita rispetto alla sezione trasversale iniziale dell'intervento e quindi lungo l'asse Y globale.

Carico n.1

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): 150 cm

Y (asse Z globale): 110 cm

Ampiezza: 75 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: -0,37 daN/cm²

Valore finale: -0,37 daN/cm²

Condizione: Variabili

Valore iniziale: 0,00 daN/cm²

Valore finale: 0,00 daN/cm²

Carico n.2

Tipo di carico: distribuito

Punto di inserimento:

X (asse X globale): 59 cm

Y (asse Z globale): 150 cm

Ampiezza: 80 cm

Condizione: Permanenti

Valore iniziale: -0,08 daN/cm²

Valore finale: -0,08 daN/cm²

Condizione: Variabili

Valore iniziale: 0,00 daN/cm²

Valore finale: 0,00 daN/cm²

6.1 Carichi uniformi

Comp.permanente di carico uniforme a monte : 0 daN/cm²

Comp.variabile di carico uniforme a monte : -0.04 daN/cm²

Comp.permanente di carico uniforme a valle : 0 daN/cm²

Comp.permanente di carico uniforme a valle : -0.04 daN/cm²

7 Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche

Metodo di calcolo della spinta del terreno : Cuneo di tentativo

Metodo di calcolo della portanza del terreno : Brinch-Hansen
Normativa adottata per le verifiche locali : D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

Normativa adottata per il sisma: D.M. 14/01/2008 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2008.
Localizzazione dell'opera: Valle D'aosta/vallée D'aoste, Gressan
Vita nominale dell'opera (Tab. 2.4.I): 50 anni
Classe d'uso (Tab. 2.4.II): 2
Parametri sismici calcolati per lo stato limite : SLV
Accelerazione relativa A_g/g massima attesa al suolo: 0.0947 g
Categoria del suolo di fondazione: E
Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.6
Coefficiente di amplificazione topografica: 1
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito (Beta s): 0.2
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per muri (Beta m): 0.18
Punto di applicazione della forza dinamica: stesso punto di quella statica
Effetto della componente verticale di accelerazione sismica incluso.

7.1 Descrizione della normativa sismica

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (NTC 2008 D.M. del 14/01/2008, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

$$k_h = \beta_m \cdot (a_{max}/g)$$
$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$
$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove: β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.II, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;

K è il coefficiente di spinta del terreno;

h è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{e} \quad \tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove: h è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;

z è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

Stabilità globale

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo NTC 2008, paragrafo 7.11.3.5, secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

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

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove: β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture su pendii con inclinazione maggiore di 15° e dislivello superiore a 30m, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.VI, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

7.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

Il calcolo delle spinte basato sul "Metodo del cuneo di tentativo" (*Trial Wedge Method*), può essere considerato una generalizzazione della *teoria di Coulomb* (1776). Le equazioni derivano dall'equilibrio limite globale di diversi cunei di rottura di forma variabile a seconda delle condizioni di equilibrio al contorno. Esse dipendono dall'angolo di rottura delle superfici di scorrimento; la spinta si ottiene per tentativi facendo variare l'angolo di rottura fino a determinare quello critico che rende massima la spinta attiva o minima la spinta passiva sull'opera di sostegno.

Nel caso semplice di terrapieno omogeneo, dall'equilibrio globale limite del cuneo costruito sulla superficie di rottura, si scrive l'equazione di equilibrio in funzione dell'angolo di rottura α . In questo modo l'unica incognita è la spinta del terreno, ed è possibile cercare l'angolo critico che rende massima tale spinta attiva.

In caso di presenza di falda, nell'equilibrio limite globale del cuneo di rottura viene considerata la sottospinta dell'acqua U sulla superficie di rottura e la spinta idrostatica P_w sul tratto di muro interessato; il peso di volume del cuneo è comprensivo del peso dell'acqua.

Si calcolano le componenti delle forze agenti lungo la superficie di rottura e lungo la sua normale. Dall'equilibrio delle forze normali alla superficie di scorrimento:

$$N = [V - P_{ah} \tan \delta + W] \cos \alpha + [P_{ah} + P_w] \sin \alpha - U$$

dove $P_{ah} \tan \delta = P_{av}$ e $V = q * B$

Dall'equilibrio delle forze tangenziali alla superficie di scorrimento:

$$T = [V + W - P_{ah} \tan \delta] \sin \alpha - [P_{ah} + P_w] \cos \alpha$$

Sfruttando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb,

$$T = N \tan \phi + c * L$$

sostituendo T ed N con quelle derivanti dalle equazioni di equilibrio e risolvendo rispetto all'unica incognita P_{ah} si ottiene la seguente equazione, dipendente da α :

$$P_{ah} = \frac{(V + W) * (\cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha) + P_w * (\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) - U \tan \phi + c * L}{(\tan \delta \cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha \tan \phi - \tan \delta \sin \alpha - \cos \alpha)}$$

Nel caso di un terrapieno formato da due strati di terreno generici, poiché i parametri meccanici possono cambiare nei due strati, potendo essere i due terreni di natura diversa, la superficie di rottura che ne deriva è spezzata, assume cioè valori dell'angolo di rottura α_1 ed α_2 che possono essere diversi nei due strati. Le spinte si ricavano sempre dall'equilibrio del cuneo mediante un'equazione di equilibrio limite. Nel caso di un terrapieno formato da un numero generico di strati il calcolo viene condotto come nelle soluzioni precedenti, ma nel quale viene aggiunto uno strato per ogni ciclo di calcolo.

Il metodo del cuneo di tentativo consente una grande generalità nell'attribuzione di sovraccarichi sul terrapieno, in quanto permette di considerare svariate tipologie di carico. Inoltre consente di considerare, nel caso di materiali coesivi, la fessurazione che può formarsi in superficie, dovuta all'incapacità di sopportare una trazione eccessiva nella parte superiore dello strato. L'altezza fessurata viene in questo caso calcolata come:

$$H = \frac{2 * c}{\gamma} * \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Il metodo del cuneo di tentativo può essere usato anche per il calcolo della spinta passiva.

7.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza

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

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

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

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

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

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

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

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

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

g_y, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi; \quad N_q = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg\phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg\phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot tg\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta=0); \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot ctg\phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta>0)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot tg\beta)^5; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot tg\phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot tg\phi)}$$

$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \arctg \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;

c_a = aderenza alla base della fondazione;

η = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale ($\eta = 0$ se orizzontale);

β = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità della fondazione.

* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_i .

8 Distribuzioni di spinte e pressioni

8.1 Pressioni

Le distribuzioni delle pressioni esercitate dai terreni circostanti il muro sono date attraverso un insieme di segmenti generalmente coincidenti i profili laterali dell'intervento murario. Ogni segmento presenta una distribuzione lineare di pressione che può variare vettorialmente da un valore (VX_1, VY_1) sino ad un valore (VX_2, VY_2). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.



8.1.1 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X_1	Y_1	X_2	Y_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2
1	40	150	40	0	0	0	-0.11	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.11	-0.03

8.1.2 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X_1	Y_1	X_2	Y_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2	Vx_1	Vy_1	Vx_2	Vy_2
1	40	150	40	0	0	0	-0.15	-0.04	0	0	0	0	0	0	-0.15	-0.04

8.1.3 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	40	150	40	0	0	0	-0.2	-0.06	0	0	0	0	0	0	-0.2	-0.06

8.1.4 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	40	150	40	0	0	0	-0.18	-0.05	0	0	0	0	0	0	-0.18	-0.05

8.1.5 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	40	150	40	0	0	0	-0.08	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.08	-0.03

8.1.6 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	40	150	40	0	0	0	-0.11	-0.04	0	0	0	0	0	0	-0.11	-0.04

8.1.7 Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	40	150	40	0	0	0	-0.13	-0.04	0	0	0	0	0	0	-0.13	-0.04

8.1.8 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	40	150	40	0	0	0	-0.09	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.09	-0.03

8.1.9 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	40	150	40	0	0	0	-0.08	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.08	-0.03

8.1.10 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}
1	40	150	40	0	0	0	-0.14	-0.04	0	0	0	0	0	0	-0.14	-0.04

8.1.11 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}	V _{x1}	V _{y1}	V _{x2}	V _{y2}

1	40	150	40	0	0	0	-0.14	-0.04	0	0	0	0	0	0	0	-0.14	-0.04
---	----	-----	----	---	---	---	-------	-------	---	---	---	---	---	---	---	-------	-------

8.1.12 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	40	150	40	0	0	0	-0.08	-0.03	0	0	0	0	0	0	-0.08	-0.03

8.1.13 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	-10	150	-38	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-38	10	-40	0	0.03	0	0.08	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.08	0.01

8.1.14 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	-10	150	-38	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-38	10	-40	0	0.03	0	0.09	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.09	0.01

8.1.15 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	-10	150	-38	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-38	10	-40	0	0.03	0	0.08	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.08	0.01

8.1.16 Pressioni sul paramento a valle in combinazione EQU-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	-10	150	-38	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-38	10	-40	0	0.03	0	0.07	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.07	0.01

8.1.17 Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	-10	150	-38	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-38	10	-40	0	0.04	0.01	0.12	0.02	0	0	0	0	0.04	0.01	0.12	0.02

8.1.18 Pressioni sul paramento a valle in combinazione STR-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	-10	150	-38	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-38	10	-40	0	0.04	0.01	0.14	0.02	0	0	0	0	0.04	0.01	0.14	0.02

8.1.19 Pressioni sul paramento a valle in combinazione GEO-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	-10	150	-38	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-38	10	-40	0	0.03	0	0.08	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.08	0.01

8.1.20 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	-10	150	-38	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-38	10	-40	0	0.04	0.01	0.12	0.02	0	0	0	0	0.04	0.01	0.12	0.02

8.1.21 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-2

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	-10	150	-38	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-38	10	-40	0	0.04	0.01	0.12	0.02	0	0	0	0	0.04	0.01	0.12	0.02

8.1.22 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-3

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	-10	150	-38	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-38	10	-40	0	0.03	0	0.08	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.08	0.01

8.1.23 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SIS-4

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	-10	150	-38	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-38	10	-40	0	0.03	0	0.08	0.01	0	0	0	0	0.03	0	0.08	0.01

8.1.24 Pressioni sul paramento a valle in combinazione SLE-1

N.	tratto di calcolo				terreno				acqua				totale			
	X ₁	Y ₁	X ₂	Y ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂	Vx ₁	Vy ₁	Vx ₂	Vy ₂
1	-10	150	-38	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-38	10	-40	0	0.04	0.01	0.12	0.02	0	0	0	0	0.04	0.01	0.12	0.02

9 Risultante delle azioni agenti sul muro

Vengono riportate le combinazioni di calcolo ed il riepilogo delle azioni risultanti agenti sul muro per le verifiche geotecniche.

9.1 Combinazioni di calcolo

La seguente tabella mostra i coefficienti moltiplicatori delle azioni utilizzati nelle combinazioni ed i relativi gruppi di coefficienti di sicurezza parziale, definiti nella normativa.

Per i gruppi An l'indice n fa riferimento alle tabelle delle azioni, dove A1, A2 e A3 indicano rispettivamente il gruppo STR, il gruppo GEO ed il gruppo EQU della tabella 6.2.I (paragrafo 6.2.3.1.1), A4 indica il gruppo UPL

(Sollevamento) della tabella 6.2.III (paragrafo 6.2.3.2), A5 indica il gruppo HYD (Sifonamento) della tabella 6.2.IV (paragrafo 6.2.3.3).

Per il gruppo Mn l'indice n fa riferimento alla tabella 6.2.II (par.6.2.3.1.2).

Per il gruppo Rn l'indice n fa riferimento alle tabelle 6.4.I (par.6.4.2.1) e 6.4.II (par.6.4.3.1).

Con l'indice stampato n uguale a 0 (A0, M0 e R0), si intendono le situazioni in cui non sono definiti dei gruppi specifici da parte della normativa (cfr. par.7.11.1) ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A3	M2	R0	1	EQU-1	0.9	0	0	0
EQU	A3	M2	R0	2	EQU-2	1.1	0	0	0
EQU	A0	M2	R0	3	EQU-3	1	0	1	1
EQU	A0	M2	R0	4	EQU-4	1	0	1	-1
STR	A1	M1	R1	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R1	2	STR-2	1.3	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
SIS	A0	M1	R1	1	SIS-1	1	0	1	1
SIS	A0	M1	R1	2	SIS-2	1	0	1	-1
SIS	A0	M2	R2	3	SIS-3	1	0	1	1
SIS	A0	M2	R2	4	SIS-4	1	0	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0

9.1.1 Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	4	46	0	-30.04
Peso proprio del terreno/acqua a monte	43	75	0	-1.22
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-49	5	0	-0.32
Spinta del terreno a monte	45	18	-15.87	-4.62
Spinta del terreno a valle	-60	-23	8.83	2.57

9.1.2 Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	4	46	0	-36.71
Peso proprio del terreno/acqua a monte	43	75	0	-1.49
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-49	5	0	-0.39
Spinta del terreno a monte	45	19	-20.13	-5.86
Spinta del terreno a valle	-60	-23	10.37	3.02

9.1.3 Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	4	46	0	-33.38
Peso proprio del terreno/acqua a monte	43	75	0	-1.35
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-49	5	0	-0.35
Spinta del terreno a monte	45	19	-25.36	-7.38
Spinta del terreno a valle	-60	-23	8.95	2.61
Forza di inerzia dovuta al muro	4	46	-5.06	-2.53
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	43	75	-0.2	-0.1

Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-49	5	-0.05	-0.03
--	-----	---	-------	-------

9.1.4 Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	4	46	0	-33.38
Peso proprio del terreno/acqua a monte	43	75	0	-1.35
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-49	5	0	-0.35
Spinta del terreno a monte	45	19	-23.29	-6.78
Spinta del terreno a valle	-60	-22	7.96	2.32
Forza di inerzia dovuta al muro	4	46	-5.06	2.53
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	43	75	-0.2	0.1
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-49	5	-0.05	0.03

9.1.5 Combinazione di carico STR-1

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	4	46	0	-33.38
Peso proprio del terreno/acqua a monte	43	75	0	-1.35
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-49	5	0	-0.35
Spinta del terreno a monte	45	17	-12	-4.37
Spinta del terreno a valle	-60	-23	14.74	5.37

9.1.6 Combinazione di carico STR-2

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	4	46	0	-43.39
Peso proprio del terreno/acqua a monte	43	75	0	-1.76
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-49	5	0	-0.46
Spinta del terreno a monte	45	18	-16.67	-6.07
Spinta del terreno a valle	-60	-23	18.23	6.63

9.1.7 Combinazione di carico GEO-1

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	4	46	0	-33.38
Peso proprio del terreno/acqua a monte	43	75	0	-1.35
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-49	5	0	-0.35
Spinta del terreno a monte	45	19	-18	-5.24
Spinta del terreno a valle	-60	-23	9.6	2.8

9.1.8 Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	4	46	0	-33.38
Peso proprio del terreno/acqua a monte	43	75	0	-1.35
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-49	5	0	-0.35

Spinta del terreno a monte	45	17	-12.99	-4.73
Spinta del terreno a valle	-60	-23	14.6	5.32
Forza di inerzia dovuta al muro	4	46	-0.91	-0.46
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	43	75	-0.04	-0.02
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-49	5	-0.01	0

9.1.9 Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	4	46	0	-33.38
Peso proprio del terreno/acqua a monte	43	75	0	-1.35
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-49	5	0	-0.35
Spinta del terreno a monte	45	17	-12.77	-4.65
Spinta del terreno a valle	-60	-23	14.3	5.2
Forza di inerzia dovuta al muro	4	46	-0.91	0.46
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	43	75	-0.04	0.02
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-49	5	-0.01	0

9.1.10 Combinazione di carico SIS-3

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	4	46	0	-33.38
Peso proprio del terreno/acqua a monte	43	75	0	-1.35
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-49	5	0	-0.35
Spinta del terreno a monte	45	19	-19.3	-5.62
Spinta del terreno a valle	-60	-23	9.5	2.77
Forza di inerzia dovuta al muro	4	46	-0.91	-0.46
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	43	75	-0.04	-0.02
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-49	5	-0.01	0

9.1.11 Combinazione di carico SIS-4

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	4	46	0	-33.38
Peso proprio del terreno/acqua a monte	43	75	0	-1.35
Peso proprio del terreno/acqua a valle	-49	5	0	-0.35
Spinta del terreno a monte	45	19	-19.01	-5.54
Spinta del terreno a valle	-60	-23	9.29	2.71
Forza di inerzia dovuta al muro	4	46	-0.91	0.46
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	43	75	-0.04	0.02
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a valle	-49	5	-0.01	0

10 Verifiche di stabilità locale

10.1 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 0
Pressione limite sul terreno per abbassamento	: 2 daN/cm ²
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 9 cm (comb. SIS-4)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: 361 daN cm (comb. SIS-4)

Larghezza reagente minima in fondazione : 105 cm (comb. STR-1)
 Tensione max sul terreno allo spigolo di valle : 0.59 daN/cm² (comb. SIS-3)
 Tensione max sul terreno allo spigolo di monte : 0.5 daN/cm² (comb. STR-2)

10.2 Verifica allo scorrimento (traslazione del muro)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-4
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Moltiplicatore spinta passiva per traslazione : 0
 Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione : 0.78
 Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione : 0.5
 Adesione di progetto terreno-fondazione : 0.008 daN/cm²
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 42 daN
 Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione : 4 daN
 Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione : 20 daN
 Coefficiente limite verifica alla traslazione : 1
 Coefficiente di sicurezza alla traslazione : 1.29

10.3 Verifica a ribaltamento (come equilibrio del corpo rigido)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-4
 Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento : 0
 Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 996 daN cm
 Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -2273 daN cm
 Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1
 Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 2.28

10.4 Verifica di capacità portante del suolo

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-3
 Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
 Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0
 Inclinazione media del pendio circostante la fondazione : 3 °
 Profondità del piano di posa : 44 cm
 Sovraccarico agente sul piano di posa : 0.08 daN/cm²
 Coesione di progetto del suolo di fondazione : 0.008 daN/cm²
 Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione : 26.6 °
 Peso specifico di progetto del suolo di fondazione : 0.0018 daN/cm³
 Inclinazione della risultante rispetto alla normale : 20.8 °
 Base efficace : 87 cm
 Carico tangenziale al piano di posa : 16.2 daN/cm
 Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.) : 42.8 daN/cm
 Carico ultimo della fondazione : 44.5 daN/cm
 Lunghezza Fondazione per verifica carico limite : 1000 cm
 Coefficiente limite verifica al carico limite : 1
 Coefficiente di sicurezza al carico limite : 1.04

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	$N_c = 23$	$N_q = 13$	$N_\gamma = 9$
Coefficienti di forma	$s_c = 1$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
Coefficienti di profondità	$d_c = 1.17$	$d_q = 1.13$	$d_\gamma = 1$
Coefficienti di inclinazione del carico	$i_c = 0.31$	$i_q = 0.37$	$i_\gamma = 0.24$
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	$b_c = 0.96$	$b_q = 0.91$	$b_\gamma = 0.88$
Coefficienti di inclinazione del pendio	$g_c = 0.98$	$g_q = 0.87$	$g_\gamma = 0.87$

11 Verifica di stabilità globale dell'opera sul pendio

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-3
 Metodo di analisi di stabilità del pendio : Bishop
 Passo dei conci : 100 cm
 Coefficiente di stabilità globale pendio : 1.38
 Coefficiente limite suggerito dalla normativa : 1.1
 X centro della superficie critica : -168 cm
 Y centro della superficie critica : 339 cm
 Raggio della superficie critica : 439 cm
 Forza di bilancio : 5.26 daN/cm
 Volume spostato dalla superficie critica : 6.62 m³/m
 Peso spostato dalla superficie critica : 12842 daN/m

12 Parametri per dimensionamento del muro a gravità

Metodo di calcolo: D.M. 14-01-2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

Coefficiente di attrito del materiale : 0.5
 Tensione di compressione massima ammissibile : 50 daN/cm²

13 Sollecitazioni e verifiche strutturali

Tutte le verifiche sono riferite su sezioni di profondità nominale di un metro.

Significato dei simboli:

X: ascissa del baricentro della sezione

Y: ordinata del baricentro della sezione

H: altezza della sezione

c.: combinazione di carico critica per la verifica della sezione non armata

M: momento applicato sulla sezione

N: sforzo normale applicato sulla sezione

σ_c : compressione massima sul materiale

A_r : ampiezza reagente

V_{pfl} : soddisfacimento della verifica di compressione massima e parzializzazione

c_t : combinazione di carico critica per la verifica a taglio

T: taglio applicato sulla sezione

T_{lim} : taglio limite

v_{tg} : soddisfacimento verifica taglio

Paramento

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	V_{pfl}	c_t	T	T_{lim}	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	
0	0	80	SIS-3	28202	-2879	-0.6	79.6	ok	SIS-4	834	1403	ok
3	31	74	SIS-3	11846	-2131	-0.4	73.5	ok	SIS-4	507	1038	ok
6	60	68	STR-2	-2089	-1845	-0.3	67.6	ok	SIS-4	265	722	ok
9	90	62	STR-2	-1985	-1142	-0.2	61.6	ok	SIS-4	100	443	ok
12	120	56	STR-2	-761	-527	-0.1	55.7	ok	STR-1	17	202	ok

Mensola di fondazione a valle (mensola sinistra)

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	V_{pfl}	c_t	T	T_{lim}	v_{tg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	
-40	-15	30	SIS-4	9266	4	0	0	no	SIS-4	901	0	no

*

Mensola di fondazione a monte (mensola destra)

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	V_{pII}	G_t	T	Tlim	V_{lg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	

*Si dispone la posa di una rete elettrosaldata a metà fondazione come calcolato nella schema sottostante verificato con il programma VCA-SLU.

The screenshot shows the VCA-SLU software interface with the following data:

Titolo: [Empty]

N° strati barre: 1

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	2,51	10

Tipologia Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. / Metodo n

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: [0] yN: [0]

Materiali: B450C / C25/30

Proprietà	B450C	C25/30
ϵ_{su} [%]	67,5	2
f_{yd} [N/mm²]	391,3	3,5
E_s [N/mm²]	200.000	14.17
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd} [%]	1,957	9,75
$\sigma_{s,adm}$ [N/mm²]	255	0,6
τ_{c1}	1,829	

Calcolo: Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione: Retta Deviata

Parametri di calcolo: M_{xRd} 9,468 kNm; σ_c -14,17 N/mm²; σ_s 391,3 N/mm²; ϵ_c 3,5 ‰; ϵ_s 37,72 ‰; d 10 cm; x 0,849; x/d 0,08491; δ 0,7

Altri parametri: N rett. 100; L_0 0 cm; Col. modello

Precompresso

Verifica della stabilità globale

