

**UNIONE MONTANA delle VALLI MONGIA e CEVETTA
LANGA CEBANA - ALTA VALLE BORMIDA**

COMUNE DI LISIO
Provincia di Cuneo
Località: Frazione Groppo

**PROGRAMMA DI INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA E
MANUTENZIONE MONTANA UNIONI MONTANE
INTERVENTI ANNUALITA' FONDI ATO 2012 - 2013 - 2014**



**CALCOLO STRUTTURALE PER LA REALIZZAZIONE
DI UNA SCOGLIERA IN MASSI**

Ing. BEGLIATTI Marta
Via XX Settembre n. 22
12073 Ceva (CN)
E-mail: begliatti.marta@geo2.it
marta.begliatti@ingpec.eu

DATA: Ottobre 2018

1 Descrizione del software	3
2 Normative di riferimento	4
3 Geometria del muro	4
3.1 Sistema di riferimento	4
3.2 Rappresentazione geometrica, sezione trasversale	4
3.3 Rappresentazione analitica	5
4 Caratteristiche dei terreni	5
5 Geometria degli strati	6
6 Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche	6
6.1 Descrizione della normativa sismica	6
6.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte	8
6.3 Descrizione del metodo di calcolo della portanza	9
7 Distribuzioni di spinte e pressioni	10
7.1 Coefficienti di spinta	10
7.2 Pressioni	11
7.2.1 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-1	11
7.2.2 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-2	11
7.2.3 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-3	11
7.2.4 Pressioni sul paramento a monte in combinazione EQU-4	11
7.2.5 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-1	11
7.2.6 Pressioni sul paramento a monte in combinazione STR-2	11
7.2.7 Pressioni sul paramento a monte in combinazione GEO-1	11
7.2.8 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-1	11
7.2.9 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SIS-2	12
7.2.10 Pressioni sul paramento a monte in combinazione SLE-1	12
8 Risultante delle azioni agenti sul muro	12
8.1 Combinazioni di calcolo	12
8.1.1 Combinazione di carico EQU-1	12
8.1.2 Combinazione di carico EQU-2	12
8.1.3 Combinazione di carico EQU-3	13
8.1.4 Combinazione di carico EQU-4	13
8.1.5 Combinazione di carico STR-1	13
8.1.6 Combinazione di carico STR-2	13
8.1.7 Combinazione di carico SIS-1	13
8.1.8 Combinazione di carico SIS-2	14
9.1 Tensioni trasmesse sul terreno	14
9.2 Verifica allo scorrimento sul piano di posa	14
9.3 Verifica a ribaltamento	14
9.4 Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno	14
10 Parametri per dimensionamento del muro a gravità	15
11 Sollecitazioni e verifiche strutturali	15

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: 7.21

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 rigidezza 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 agli stati limite in accordo al D.M. 17/01/18, al D.M. 14/01/08, al D.M. 09/01/96 o secondo Eurocodice 2, oppure ove consentito col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14/01/92). 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, verificato secondo Eurocodice 3 in accordo al D.M. 17/01/18 o al D.M. 14/01/08

2 Normative di riferimento

Normative di analisi e verifica:

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2018 (NTC 2018)

Valutazione delle azioni sismiche:

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2018 (NTC 2018) Cap.7

Verifiche strutturali:

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2018 (NTC 2018) Cap.4

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

Sistema di riferimento adottato per le coordinate:

Ascisse X (espresse in centimetri) positive verso destra

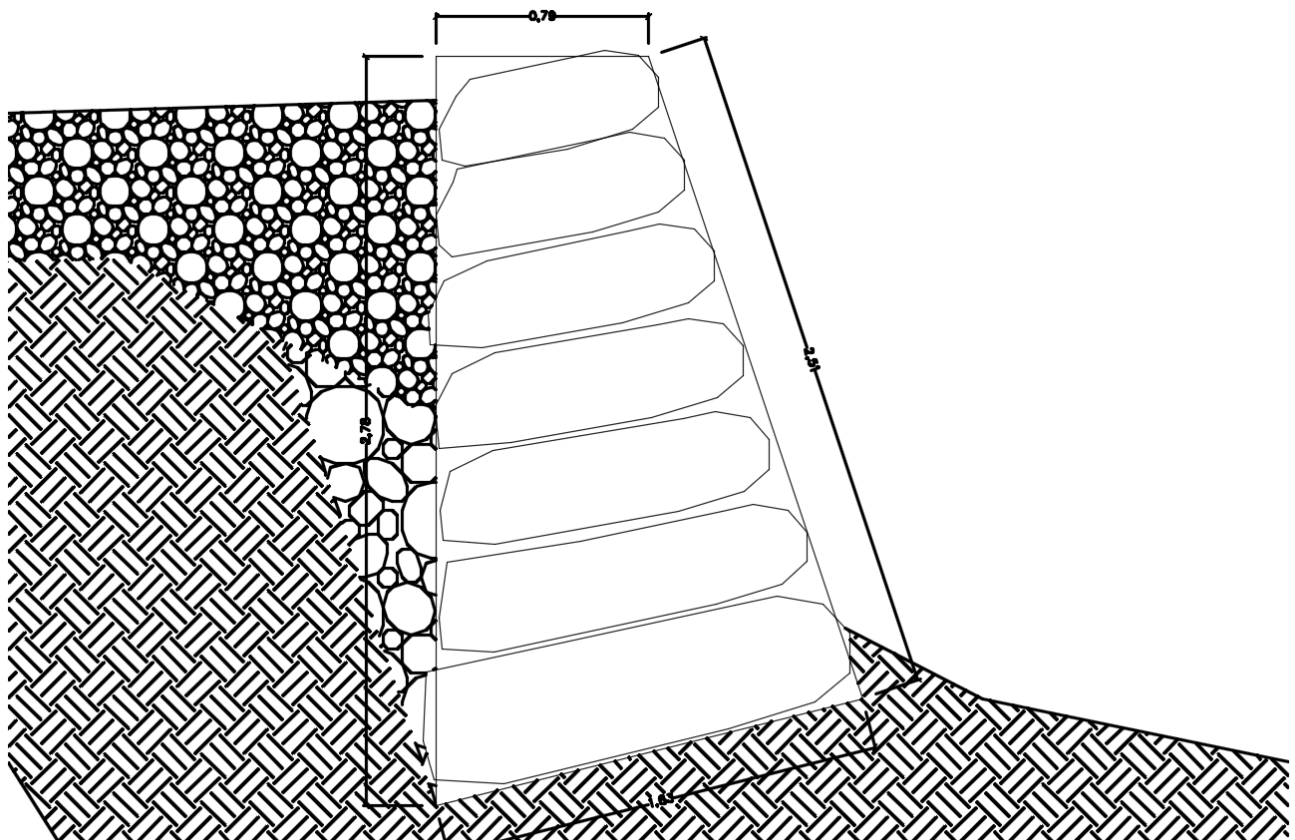
Ordinate Y (espresse in centimetri) positive verso l'alto

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	: 180 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.	: 160 cm
Base sup.	: 80 cm
Altezza	: 250 cm
Disassamento	: 40 cm

Mensola sinistra in fondazione

Larghezza	: 10 cm
Alt.interna	: 11.67 cm
Alt.esterna	: 10 cm
Disassamento	: 0.83 cm

Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza	: 160 cm
Altezza a sx	: 11.67 cm
Altezza a dx	: 8.33 cm
Sfalsamento	: -30 cm

Mensola destra in fondazione

Larghezza	: 10 cm
Alt.interna	: 8.33 cm
Alt.esterna	: 10 cm
Disassamento	: -0.83 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/cfs (-)

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	Ghiaia	2150	1950	38,00	0,000	0,000	0,00	1,00	1,00	0,60	900	345	3,30E-03

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: Ghiaia

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	1	80	265
2	2	2450	265

Strato n.2, materiale sottostante: Ghiaia

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	3	-2460	15
2	4	-90	15

Strato n.3, materiale sottostante: Ghiaia

Stratigrafia adattata al profilo del muro.

Progressivo	N.	X [cm]	Y [cm]
1	-	-90	5
2	-	-80	3
3	-	80	-23
4	-	90	-25

6 Metodi di calcolo delle azioni e delle verifiche

Metodo di calcolo della spinta del terreno	: Mononobe-Okabe
Metodo di calcolo della portanza del terreno	: Brinch-Hansen
Normativa adottata per le verifiche locali le Costruzioni	: D.M. 17/01/2018 Norme Tecniche per

Normativa adottata per il sisma: D.M. 17/01/2018 Norme tecniche per le costruzioni NTC 2018.

Localizzazione dell'opera: Cuneo, Lisio

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: 0.0707 g

Categoria del suolo di fondazione: C

Coefficiente di amplificazione stratigrafica: 1.5

Coefficiente di amplificazione topografica: 1

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per il sito (β_s): 0.2

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima per muri (β_m): 0.38

Punto di applicazione della forza dinamica: stesso punto di quella statica

Effetto della componente verticale di accelerazione sismica incluso.

6.1 Descrizione della normativa sismica

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, 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:

$$k_h = \beta_m \cdot (a_{\max}/g) \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

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 (§3.2.3.2);
 S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio (§3.2.3.2);
 a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV), 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD); per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario.

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.IV.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, 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;

6.2 Descrizione del metodo di calcolo delle spinte

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

Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:

1. Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.
2. Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.
3. Superficie di rottura piana.
4. Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.
5. La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.
6. Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.
7. Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.
8. L'effetto delle accelerazioni k_h e k_v viene intrinsecamente considerato nel baricentro del cuneo instabile.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$P_{a/p} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a/p}$$

il coefficiente $K_{a/p}$ viene calcolato utilizzando la formulazione di Mononobe-Okabe proposta nell'ordinanza 3274 e successiva correzione 3316, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro.

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno.

δ = angolo di attrito terreno-muro.

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

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

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

$$\begin{aligned} \beta \leq \phi - \theta: \quad K_a &= \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \\ \beta > \phi - \theta: \quad K_a &= \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} \end{aligned}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo θ è unico e la spinta attiva e passiva risulta univocamente determinata; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

6.3 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_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

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

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

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

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

g_γ, 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:

$$\begin{aligned} N_c &= (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi; & N_q &= \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)}; & N_\gamma &= 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi \\ s_c &= 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; & s'_c &= 0.2 \cdot \frac{B}{L}; & s_q &= 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg} \phi; & s_\gamma &= 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \\ d_c &= 1 + 0.4 \cdot k; & d'_c &= 0.4 \cdot k; & d_q &= 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; & d_\gamma &= 1 \\ i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; & i'_c &= 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; & i_q &= \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5; \\ i_\gamma &= \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta = 0); & i_\gamma &= \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta > 0) \\ g_c &= 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; & g'_c &= \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; & g_q &= (1 - 0.5 \cdot \text{tg} \beta)^5; & g_\gamma &= g_q \\ b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; & b'_c &= \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; & b_q &= e^{(-2 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}; & b_\gamma &= e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)} \\ \text{dove: } k &= \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); & k &= \arctg \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1) \end{aligned}$$

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 .

7 Distribuzioni di spinte e pressioni

7.1 Coefficienti di spinta

Coefficienti di spinta sul paramento a monte							
Strato	Tratto di calcolo				Combinazione		Coefficiente
N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	K_a
1	80	80	265	-15	1	EQU-1	0.24
1	80	80	265	-15	2	EQU-2	0.24
1	80	80	265	-15	3	EQU-3	0.27
1	80	80	265	-15	4	EQU-4	0.27
1	80	80	265	-15	5	STR-1	0.24
1	80	80	265	-15	6	STR-2	0.24
1	80	80	265	-15	7	GEO-1	0.31
1	80	80	265	-15	8	SIS-1	0.26
1	80	80	265	-15	9	SIS-2	0.26
1	80	80	265	-15	10	SLE-1	0.24

Coefficienti di spinta sul filo mensola a monte							
Strato	Tratto di calcolo				Combinazione		Coefficiente
N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	K_a
1	90	90	265	-25	1	EQU-1	0.24
1	90	90	265	-25	2	EQU-2	0.24
1	90	90	265	-25	3	EQU-3	0.27
1	90	90	265	-25	4	EQU-4	0.27
1	90	90	265	-25	5	STR-1	0.24
1	90	90	265	-25	6	STR-2	0.24
1	90	90	265	-25	7	GEO-1	0.31
1	90	90	265	-25	8	SIS-1	0.26
1	90	90	265	-25	9	SIS-2	0.26
1	90	90	265	-25	10	SLE-1	0.24

Coefficienti di spinta sul filo mensola a valle							
Strato	Tratto di calcolo				Combinazione		Coefficiente
N.	Xini	Xfin	Yini	Yfin	Index	Nome	K_p
1	90	90	15	-25	1	EQU-1	4.2
1	90	90	15	-25	2	EQU-2	4.2
1	90	90	15	-25	3	EQU-3	4.08
1	90	90	15	-25	4	EQU-4	4.07
1	90	90	15	-25	5	STR-1	4.2
1	90	90	15	-25	6	STR-2	4.2
1	90	90	15	-25	7	GEO-1	3.26
1	90	90	15	-25	8	SIS-1	4.12
1	90	90	15	-25	9	SIS-2	4.12
1	90	90	15	-25	10	SLE-1	4.2

7.2 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 (V_{X1} , V_{Y1}) sino ad un valore (V_{X2} , V_{Y2}). Le distribuzioni di pressione sono fornite per causa originante (pressione del terreno o pressione dell'acqua) e sommate globalmente.

7.2.1 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	80	265	80	-15	0	0	-0.12	0	0	0	0	0	0	0	-0.12	0

7.2.2 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	80	265	80	-15	0	0	-0.14	0	0	0	0	0	0	0	-0.14	0

7.2.3 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	80	265	80	-15	0	0	-0.15	0	0	0	0	0	0	0	-0.15	0

7.2.4 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	80	265	80	-15	0	0	-0.14	0	0	0	0	0	0	0	-0.14	0

7.2.5 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	80	265	80	-15	0	0	-0.13	0	0	0	0	0	0	0	-0.13	0

7.2.6 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	80	265	80	-15	0	0	-0.17	0	0	0	0	0	0	0	-0.17	0

7.2.7 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	80	265	80	-15	0	0	-0.17	0	0	0	0	0	0	0	-0.17	0

7.2.8 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	80	265	80	-15	0	0	-0.14	0	0	0	0	0	0	0	-0.14	0

7.2.9 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	80	265	80	-15	0	0	-0.14	0	0	0	0	0	0	0	-0.14	0

7.2.10 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	80	265	80	-15	0	0	-0.13	0	0	0	0	0	0	0	-0.13	0

8 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.

8.1 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.

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 ed i coefficienti moltiplicatori sono da intendersi implicitamente unitari.

Famiglia	A	M	R	Indice	Nome	Perm.	Variabili	Sisma H	Sisma V
EQU	A1	M1	R3	1	EQU-1	0.9	0	0	0
EQU	A1	M1	R3	2	EQU-2	1.1	0	0	0
EQU	A0	M0	Rs	3	EQU-3	1	0	1	1
EQU	A0	M0	Rs	4	EQU-4	1	0	1	-1
STR	A1	M1	R3	1	STR-1	1	0	0	0
STR	A1	M1	R3	2	STR-2	1.3	0	0	0
GEO	A2	M2	R2	1	GEO-1	1	0	0	0
SIS	A0	M0	Rs	1	SIS-1	1	0	1	1
SIS	A0	M0	Rs	2	SIS-2	1	0	1	-1
SLE	A0	M0	R0	1	SLE-1	1	0	0	0

8.1.1 Combinazione di carico EQU-1

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	17	111	0	-76.95
Peso proprio del terreno/acqua a monte	85	125	0	-4.91
Spinta del terreno a monte	0	72	-17.56	0
Spinta del terreno a valle	0	-12	5.9	0

8.1.2 Combinazione di carico EQU-2

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	17	111	0	-94.05
Peso proprio del terreno/acqua a monte	85	125	0	-6.01
Spinta del terreno a monte	0	72	-21.46	0
Spinta del terreno a valle	0	-12	7.21	0

8.1.3 Combinazione di carico EQU-3

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	17	111	0	-85.5
Peso proprio del terreno/acqua a monte	85	125	0	-5.46
Spinta del terreno a monte	0	72	-22.64	0
Spinta del terreno a valle	0	-12	6.56	0
Forza di inerzia dovuta al muro	17	111	-5.17	-2.58
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	85	125	-0.33	-0.17

8.1.4 Combinazione di carico EQU-4

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	17	111	0	-85.5
Peso proprio del terreno/acqua a monte	85	125	0	-5.46
Spinta del terreno a monte	0	72	-21.46	0
Spinta del terreno a valle	0	-12	6.16	0
Forza di inerzia dovuta al muro	17	111	-5.17	2.58
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	85	125	-0.33	0.17

8.1.5 Combinazione di carico STR-1

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	17	111	0	-85.5
Peso proprio del terreno/acqua a monte	85	125	0	-5.46
Spinta del terreno a monte	0	72	-19.51	0
Spinta del terreno a valle	0	-12	6.56	0

8.1.6 Combinazione di carico STR-2

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	17	111	0	-111.15
Peso proprio del terreno/acqua a monte	85	125	0	-7.1
Spinta del terreno a monte	0	72	-25.36	0
Spinta del terreno a valle	0	-12	8.53	0

8.1.7 Combinazione di carico SIS-1

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	17	111	0	-85.5
Peso proprio del terreno/acqua a monte	85	125	0	-5.46
Spinta del terreno a monte	0	72	-21.56	0
Spinta del terreno a valle	0	-12	6.56	0
Forza di inerzia dovuta al muro	17	111	-3.45	-1.72
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	85	125	-0.22	-0.11

8.1.8 Combinazione di carico SIS-2

Descrizione	x _p	y _p	F _x	F _y
	cm	cm	daN/cm	daN/cm
Peso proprio del muro	17	111	0	-85.5
Peso proprio del terreno/acqua a monte	85	125	0	-5.46
Spinta del terreno a monte	0	72	-20.78	0
Spinta del terreno a valle	0	-12	6.3	0
Forza di inerzia dovuta al muro	17	111	-3.45	1.72
Forza di inerzia dovuta al terreno/acqua a monte	85	125	-0.22	0.11

9 Verifiche di stabilità locale

9.1 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	: 1
Pressione limite sul terreno per abbassamento	: 2 daN/cm ²
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	: 3.7 cm (comb. STR-2)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	: 256 daN cm (comb. SIS-2)
Larghezza reagente minima in fondazione	: 180 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	: 0.58 daN/cm ² (comb. STR-2)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	: 0.74 daN/cm ² (comb. STR-2)

9.2 Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-2	
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)	
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione	: 0
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione	: 0.47
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione	: 0.47
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	: 92 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione	: 15 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione	: 24 daN
Coefficiente parziale gammaR scorrimento	: 1
Coefficiente limite verifica alla traslazione	: 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione	: 2.4

9.3 Verifica a ribaltamento

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-4	
Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento	: 0
Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle	: 2323 daN cm
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle	: -10123 daN cm
Coefficiente parziale gammaR ribaltamento	: 1
Coefficiente limite verifica al ribaltamento	: 1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento	: 4.36

9.4 Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-1	
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	: 25 cm
Sovraccarico agente sul piano di posa	: 0.049 daN/cm ²
Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione	: 38 °
Peso specifico di progetto del suolo di fondazione	: 0.00195 daN/cm ³
Inclinazione della risultante rispetto alla normale	: 5.7 °
Base efficace	: 175 cm
Carico tangenziale al piano di posa	: 9.6 daN/cm
Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.)	: 95.7 daN/cm
Carico ultimo della fondazione	: 1088.1 daN/cm
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite	: 1000 cm
Coefficiente parziale gammaR carico limite	: 1.2
Coefficiente limite verifica al carico limite	: 1
Coefficiente di sicurezza al carico limite	: 9.48

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	$N_c = 61$	$N_q = 49$	$N_g = 56$
Coefficienti di forma	$s_c = 1$	$s_q = 1$	$s_g = 1$
Coefficienti di profondità	$d_c = 1.06$	$d_q = 1.03$	$d_g = 1$
Coefficienti di inclinazione del carico	$i_c = 0.77$	$i_q = 0.77$	$i_g = 0.7$
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	$b_c = 0.94$	$b_q = 0.77$	$b_g = 0.71$
Coefficienti di inclinazione del pendio	$g_c = 1$	$g_q = 1$	$g_g = 1$

10 Parametri per dimensionamento del muro a gravità

Metodo di calcolo: D.M. 17-01-18 Norme Tecniche per le Costruzioni

Coefficiente di attrito del materiale

: 0.7

Tensione di compressione massima ammissibile

: 5 daN/cm²

11 Sollecitazioni e verifiche strutturali

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

Verifiche sismiche condotte in campo sostanzialmente elastico

EpsS% max : 0.186 %

EpsC% max : 0.2 %

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.: combinazione di carico critica per la verifica a taglio

T: taglio applicato sulla sezione

Tlim: taglio limite


v_{lg} : soddisfacimento verifica taglio

Paramento (sezioni longitudinali)

X	Y	H	c.	M	N	σ_c	A_r	v_{pfl}	c.	T	Tlim	v_{lg}
cm	cm	cm		daN cm	daN	daN/cm ²	cm			daN	daN	
2	15	158	STR-2	5782	-9922	-0.6	158	ok	SIS-2	729	5280	ok
4	28	154	STR-2	-326	-9250	-0.6	154	ok	SIS-2	631	4922	ok
9	57	145	STR-2	-10160	-7749	-0.6	144.6	ok	SIS-2	428	4122	ok
13	87	135	STR-2	-14746	-6347	-0.5	135.2	ok	SIS-2	260	3376	ok
18	117	126	STR-2	-15296	-5043	-0.5	125.9	ok	SIS-2	128	2682	ok
22	146	117	STR-2	-13026	-3838	-0.4	116.5	ok	STR-1	115	2066	ok
27	176	107	STR-2	-9147	-2731	-0.3	107.1	ok	STR-1	131	1470	ok
31	206	98	STR-2	-4874	-1722	-0.2	97.8	ok	STR-2	153	1205	ok
36	235	88	STR-2	-1421	-812	-0.1	88.4	ok	STR-2	96	568	ok

Ceva, 08/10/2018

Il tecnico

 ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CUNEO
A2068 Dott. Ing. Marta Begliatti
Marta Begliatti