

# **COMUNE DI BIANCAVILLA**

PROVINCIA DI CATANIA

**OGGETTO:** Progetto di realizzazione di un impianto di selezione per il recupero e lo smaltimento di beni durevoli e ingombranti, da sorgere nel Comune di Biancavilla (CT) in contrada "Guardiola", nei terreni censiti in catasto al foglio 61 e particelle 205-206.

**DITTA :** L.C.F. F.LLI LA CAVA S.R.L.

MATERIALI : calcestruzzo C25/30 - acciaio B450C

**ELAB. 02/H**

**ELABORATI :**

- Relazione di Calcolo (muri spiazzale)
- Fascicolo di Calcolo

**IL CALCOLISTA**  
dott. ing. Giuseppe D'Asero

**IL DIRETTORE  
DEI LAVORI**  
dott. ing. Giuseppe D'Asero

**LA DITTA**  
l.c.f. f.lli la cava s.r.l.

Dott. Ing. Giuseppe D'Asero  
Via Vittorio Emanuele n.461- 95033 Biancavilla (CT)  
Cell. 320/0321598 - email: gdasero@tiscali.it

# **RELAZIONE DI CALCOLO**

## **Muro a mensola h=60cm**

### **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

- **NTC 2018** - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». - D.M. 17 Gennaio 2018. Supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale,, n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale

### **CRITERI GENERALI DI PROGETTO**

La scelta del tipo di opera di sostegno viene effettuata sulla base delle dimensioni e delle esigenze di funzionamento dell'opera, delle caratteristiche meccaniche dei terreni in sede e di riporto, dell'eventuale regime delle pressioni interstiziali, dell'interazione con gli eventuali manufatti circostanti e delle condizioni generali di stabilità del sito. Il modello geometrico dell'opera di sostegno tiene conto delle possibili variazioni del livello del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Il livello di progetto della superficie libera dell'acqua o della falda freatica viene scelto sulla base di misure e sulla conoscenza del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Il calcolo e la verifica agli stati limite dell'opera di sostegno è svolto secondo il punto §6.5.3 del citato D.M. 17 Gennaio 2018.

Gli stati limite ultimi dell'opera di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite (§6.5.3.1.1 - NTC 2018):

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

- *scorrimento sul piano di posa;*
- *collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;*
- *ribaltamento;*
- *stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;*

SLU di tipo strutturale (STR)

- *raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.*

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'**Approccio 1** con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la Combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Nel presente calcolo, maggiori dettagli sugli approcci utilizzati nelle singole verifiche di cui sopra e sulle combinazioni di carico (§2.5.3 - NTC 2018) considerate, sono riportati nella sezione "**Scenari di Calcolo**".

## RICHIAMI TEORICI

### Calcolo della spinta del terreno

Vengono di seguito fornite le equazioni per il calcolo della spinta attiva e passiva indotte da uno strato omogeneo di terra spingente, secondo le teorie più accreditate, utilizzate nel presente calcolo.

**Teoria di Coulomb.** In assenza di sisma, il calcolo della spinta del terreno viene eseguito con riferimento alla teoria di Coulomb meglio nota come *teoria del cuneo di rottura*, nella quale si considera l'equilibrio limite delle forze agenti sul cuneo di spinta, assumendo la superficie di scorrimento piana e inclinata rispetto all'orizzontale.

La teoria di Coulomb, estesa analiticamente da Muller-Breslau ai casi più generali, è basata sulle seguenti ipotesi:

- terreno omogeneo,
- superficie di rottura piana,
- superficie superiore del cuneo di spinta piana,
- forze d'attrito uniformemente ripartite sul piano di rottura,
- presenza dell'attrito fra terreno e paramento virtuale,
- paramento virtuale piano, non necessariamente verticale.

Le equazioni che forniscono i valori dei coefficienti di spinta attiva ( $K_a$ ) e passiva ( $K_p$ ) sono di seguito riportate:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos^2 \vartheta \cos(\vartheta + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\vartheta + \delta) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \vartheta)}{\cos^2 \vartheta \cos(\vartheta - \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\vartheta - \delta) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

essendo:

- $\varphi$  l'angolo di attrito (o di resistenza a taglio) del terreno,  
 $\delta$  l'angolo di attrito fra terreno e paramento virtuale  
 $\beta$  l'angolo formato dall'estradosso del terrapieno con l'orizzontale  
 $\vartheta$  l'angolo formato dal paramento virtuale con la verticale

Per  $\delta = \beta = \vartheta = 0$  (paramento virtuale verticale, assenza di attrito fra terreno e paramento e superficie orizzontale del terrapieno) le espressioni dei coefficienti di spinta coincidono con quelli di **Rankine**:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

In assenza di coesione ( $c = 0$ ), alla generica profondità  $z$  la pressione orizzontale, in condizioni di equilibrio limite attivo, è data da:

$$\sigma_a = \gamma z K_a$$

mentre, in condizioni di equilibrio limite passivo, risulta:

$$\sigma_p = \gamma z K_p$$

essendo  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume del terreno.

In condizioni non drenate ( $\varphi = 0$ ,  $c = c_u$ ), i coefficienti di spinta vengono posti pari all'unità. La spinta totale sul muro è inclinata rispetto alla normale al paramento virtuale dell'angolo  $\delta$ .

**Teoria di Mononobe & Okabe.** Il calcolo della spinta del terreno in condizioni sismiche viene eseguito mediante l'approccio pseudo-statico proposto da Mononobe & Okabe. Tale approccio deriva dall'estensione del metodo dell'equilibrio limite di Coulomb in cui si considerano agenti le forze inerziali del terreno dovute al sisma, nelle due direzioni orizzontale e verticale.

Le equazioni che forniscono i valori dei coefficienti di spinta attiva ( $K_{ae}$ ) e passiva ( $K_{pe}$ ) in presenza di sisma sono di seguito riportate:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \vartheta \cos(\vartheta + \delta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\vartheta + \delta + \psi) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi + \vartheta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \vartheta \cos(\vartheta - \delta + \psi) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\vartheta - \delta + \psi) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

essendo:

$$\psi = \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{k_h}{1 + k_v} \right) \quad \text{l'angolo sismico}$$

$k_h$  il coefficiente di accelerazione sismica orizzontale

$k_v$  il coefficiente di accelerazione sismica verticale

$\varphi$  l'angolo di attrito (o di resistenza a taglio) del terreno,

$\delta$  l'angolo di attrito fra terreno e paramento virtuale

$\beta$  l'angolo formato dall'estradosso del terrapieno con l'orizzontale

$\vartheta$  l'angolo formato dal paramento virtuale con la verticale

Sotto sisma e in assenza di coesione ( $c = 0$ ), alla generica profondità  $z$  la pressione orizzontale, in condizioni di equilibrio limite attivo, è data da:

$$\sigma_{ae} = \gamma z (1 - k_v) K_{ae}$$

mentre, in condizioni di equilibrio limite passivo, risulta:

$$\sigma_{pe} = \gamma z (1 - k_v) K_{pe}$$

essendo  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume del terreno.

La spinta totale sul muro è pari alla risultante delle pressioni inclinata dell'angolo  $\delta$  rispetto alla normale al paramento virtuale.

Relativamente alla valutazione del coefficiente di spinta attiva, l'approccio di Mononobe & Okabe entra in crisi nel caso in cui:

$$\varphi - \psi < \beta$$

In tal caso, si fa riferimento alle indicazioni dell'Eurocodice 8, Appendice E, il quale prevede che il coefficiente di spinta attiva  $K_{ae}$  sia valutato trascurando il termine sotto radice.

### Calcolo coefficienti sismici

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici verticale  $k_v$  e orizzontale  $k_h$  vengono valutati mediante le espressioni (§7.11.6.2.1 - NTC 2018):

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

essendo:

$\beta_m$  il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

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

$g$  l'accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima viene valutata attraverso la relazione:

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

dove:

$S$  è coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST), di cui al § 3.2.3.2 - NTC 2018;  
 $a_g$  è accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$\begin{aligned}\beta_m &= 0.38 \text{ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)} \\ \beta_m &= 0.47 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)}\end{aligned}$$

Nel presente calcolo, maggiori dettagli sui coefficienti sismici utilizzati nelle analisi sismiche, sono riportati nella sezione "Spettri".

### Effetto dovuto alla coesione

Nei terreni dotati di coesione si considera una resistenza di segno discorde alla spinta attiva (ovvero concorde alla spinta passiva) costante per tutta l'altezza del muro.

Alla generica profondità  $z$  la pressione orizzontale, in condizioni di equilibrio limite attivo, è data da:

$$\sigma_a = \gamma_z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

mentre, in condizioni di equilibrio limite passivo, risulta:

$$\sigma_p = \gamma_z K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

essendo  $c$  la coesione del terreno.

Nel calcolo della spinta attiva, per tener conto del possibile annullamento della resistenza a taglio dovuto alla presenza di lesioni superficiali più o meno profonde, che possono estendersi fino alla profondità:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

ovvero

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma_{sat}\sqrt{K_a}}$$

in condizioni non drenate, occorre introdurre un termine correttivo sulla spinta complessiva del terreno che annulla l'effetto della coesione nello strato fessurato:

$$\Delta S_i = \frac{2c^2}{\gamma}$$

Nel presente calcolo, si tiene conto del termine correttivo di cui sopra se è attivo il corrispondente check nella sezione "Settaggi di Calcolo".

### Spinta in presenza di falda

In presenza di falda, il calcolo delle pressioni laterali per la parte di terreno non sommersa viene eseguito in modo analogo a quanto esposto in precedenza, mentre, per la parte sommersa si assume come peso dell'unità di volume quello del terreno sommerso:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

essendo:

- $\gamma_{sat}$  il peso dell'unità di volume del terreno saturo  
 $\gamma_w$  il peso dell'unità di volume dell'acqua

Si aggiunge, infine, la pressione idrostatica dell'acqua:

$$p_w = \gamma_w z$$

### Spinta del terreno su muri rigidi

Nel caso in cui i muri di sostegno non siano liberi di traslare o ruotare intorno al piede, non possono determinarsi le cosiddette condizioni di stato limite attivo e quindi la pressione attiva non può svilupparsi.

In tal caso la pressione orizzontale dipende dalla natura del terreno e dal grado di sovraconsolidazione OCR e viene calcolata assumendo, come coefficiente di spinta, il coefficiente di spinta a riposo fornito da (Par. 9.5.2(3) - EN 1997-1):

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \sqrt{OCR}$$

Nel caso di terreni coesivi il coefficiente di spinta a riposo è fornito dalla formula di Terzaghi:

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

in cui  $\nu$  è il coefficiente di Poisson del terreno.

Se l'estradosso del terreno è inclinato ripetto all'orizzontale dell'angolo  $\beta$  rispetto all'orizzontale il coefficiente di spinta a riposo può essere ricavato attraverso la seguente espressione (Par. 9.5.2(4) - EN 1997-1):

$$K_{0\beta} = K_0 (1 + \sin \beta)$$

Inoltre, se il paramento virtuale è inclinato dell'angolo  $\vartheta$  rispetto alla verticale il coefficiente di spinta a riposo è fornito da:

$$K_{0\vartheta} = \sqrt{\sin^2 \vartheta + K_0^2 \cos^2 \vartheta}$$

In condizioni sismiche, l'Appendice E (E.9) della EN 1998-5 suggerisce di valutare l'incremento di spinta in accordo con la formula proposta da Wood (1973), con punto di applicazione posto a metà altezza del muro, utilizzando un coefficiente sismico orizzontale maggiore rispetto a quello definito per i muri liberi di traslare e ruotare intorno al piede:

$$\Delta P_d = k_h \gamma H^2$$

In accordo con l'Eurocodice 5, le NTC 2018 suggeriscono, per i muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, di assumere l'incremento di spinta, dovuto al sisma, a metà altezza del muro. Inoltre il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

### **Spinte dovute ai carichi sul terrapieno**

Vengono considerati gli eventuali effetti spingenti dei seguenti tipi di carico:

- *carico uniforme*
- *carico nastriforme*
- *carico lineare*
- *carico puntiforme*

La spinta dovuta al carico uniforme viene valutata trasformando il carico in un'altezza di terreno equivalente. Per i restanti carichi, le pressioni laterali vengono determinate attraverso la teoria di Boussinesq.

Nel caso in cui il terrapieno sia inclinato dell'angolo  $\beta$  rispetto all'orizzontale e il paramento virtuale inclinato dell'angolo  $\vartheta$  rispetto alla verticale, la pressione laterale dovuta ai carichi viene corretta mediante il termine:

$$w = \frac{\sin(\pi/2 - \vartheta)}{\sin(\pi/2 - \vartheta + \beta)}$$

**Carico uniforme.** La pressione laterale dovuta al carico in condizioni di spinta attiva viene assunta costante per tutta l'altezza del muro e pari a:

$$\sigma_q = q K_a$$

Sotto sisma, la pressione laterale dovuta al carico uniforme si assume pari a:

$$\sigma_q = q(1 - k_v) K_{ae}$$

essendo  $K_{ae}$  il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche (ved. Mononobe & Okabe).

**Carico nastriforme.** Il carico nastriforme agisce su una zona limitata del terreno a monte del muro (es. sede stradale).

La pressione laterale alla generica profondità  $z$  indotta da un carico nastriforme avente larghezza d'impronta  $B$  e agente alla distanza  $x$  dalla testa di un muro di altezza  $H$ , viene ricavata dalla teoria dell'elasticità di Boussinesq sulla base di una formulazione proposta da Terzaghi:

$$\sigma_{qn} = \frac{2q}{\pi} (\xi - \sin \xi \cos 2\zeta)$$

nella quale  $\xi$  e  $\zeta$ , espressi in radianti, sono funzioni della profondità:

$$\zeta = \frac{\xi}{2} + \alpha_1$$

$$\xi = \alpha_2 - \alpha_1$$

essendo:

$$\alpha_1 = \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{m}{n}\right)$$

$$\alpha_2 = \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{m+l}{n}\right)$$

$$m = \frac{x}{H}$$

$$l = \frac{B}{H}$$

$$n = \frac{z}{H}$$

L'eventuale effetto dovuto all'azione sismica si ottiene incrementando o riducendo il carico della componente verticale del sisma.

**Carico lineare.** Il carico lineare è una tipologia di carico agente lungo una linea parallela al muro sul terrapieno (es. trave rovescia).

La pressione laterale alla generica profondità  $z$  indotta da un carico lineare agente alla distanza  $x$  dalla testa di un muro di altezza  $H$ , viene ricavata dalla teoria dell'elasticità di Boussinesq:

$$\sigma_{ql} = \frac{4q}{\pi H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad \text{se } m > 0.40$$

$$\sigma_{ql} = \frac{q}{H} \frac{0.203 n}{(0.16 + n^2)^2} \quad \text{se } m \leq 0.40$$

in cui:

$$m = \frac{x}{H}$$

$$n = \frac{z}{H}$$

L'eventuale effetto dovuto all'azione sismica si ottiene incrementando o riducendo il carico della componente verticale del sisma.

**Carico puntiforme.** Il carico puntiforme è un carico concentrato agente sul terrapieno (es. plinti di fondazione).

Anche per il carico puntiforme la pressione laterale alla generica profondità  $z$  viene ricavata dalla teoria dell'elasticità di Boussinesq:

$$\sigma_p = 1.77 \frac{P}{H^2} \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \cos^2(1.1\epsilon) \quad \text{se } m > 0.40$$

$$\sigma_p = 0.28 \frac{P}{H^2} \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^3} \cos^2(1.1\epsilon) \quad \text{se } m \leq 0.40$$

in cui:

$$m = \frac{x}{H}$$

$$n = \frac{z}{H}$$

$P$  è l'intensità del carico puntiforme

$z$  è la profondità dalla testa del muro

$x$  è la distanza dalla testa del muro

$H$  è l'altezza del muro

$\epsilon$  l'angolo che individua la sezione trasversale rispetto alla quale vengono determinate le pressioni orizzontali (per  $\epsilon = 0$ , la sezione contiene il punto di applicazione di  $P$ ).

L'eventuale effetto dovuto all'azione sismica si ottiene incrementando o riducendo il carico della componente verticale del sisma.

### Semplificazioni di calcolo

L'utilizzo dei metodi precedentemente esposti, per il calcolo della spinta del terreno sul muro di sostegno, presuppone l'assunzione di alcune ipotesi, tra cui:

- *estradosso del terrapieno con superficie piana*
- *paramento interno con superficie piana*
- *terreno non stratificato (o omogeneo)*

ipotesi che spesso non trovano conferma nella pratica progettuale.

**Estradosso del terrapieno spezzato.** La determinazione della spinta in un terrapieno con estradosso spezzato viene ricondotta, con sufficiente approssimazione, a quello della spinta in un terrapieno con superficie piana, calcolando la pressione laterale per ciascun tratto e, a partire dal diagramma corrispondente al primo tratto, eseguendo l'involucro con il diagramma corrispondente al tratto successivo. Tale involucro sarà del massimo e del minimo a seconda che la variazione di倾inazione  $\Delta\beta$  dei due tratti considerati, rispetto all'orizzontale, è rispettivamente positiva o negativa.

Il diagramma risultante così determinato, viene a sua volta confrontato con il diagramma relativo all'eventuale tratto successivo, ottenendo un ulteriore diagramma involucro. Dalla procedura così descritta, sviluppata progressivamente per tutti i tratti, si ottiene il diagramma di spinta finale.

**Paramento interno con superficie spezzata.** Nella pratica progettuale è poco frequente che il paramento interno del muro sia piano, giacché generalmente i muri sono dotati di una suola posteriore. Per tale motivo si ricorda il problema ad uno schema semplificato, definendo una sezione di spinta (*paramento virtuale del muro*), sulla quale si immaginano agenti le pressioni del terrapieno.

Per i muri con suola relativamente lunga una zona attiva di Rankine può svilupparsi interamente al di sopra

della suola senza interferire con il paramento posteriore del muro. In tal caso si assume come paramento virtuale del muro, il piano verticale passante per il tacco del muro, sul quale si assumono le condizioni attive di Rankine, con inclinazione della spinta, rispetto all'orizzontale, pari all'inclinazione  $\beta$  dell'estradosso del terrapieno ( $\beta \leq \phi$ , essendo  $\phi$  l'angolo di attrito del terreno).

Per i muri con *suola relativamente corta*, i meccanismi e il paramento virtuale del muro sono di determinazione più difficile. Non è più lecito assumere le condizioni di Rankine e non è possibile determinare a rigore l'inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale. In questi casi, come suggerito in letteratura, si assume come paramento virtuale il piano inclinato passante per il tacco e la testa del muro, considerando il terreno compreso tra detto piano e il muro parte del muro, poiché costretto a muoversi assieme ad esso. Si assume, inoltre, un'inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale pari a  $\delta + \vartheta$  essendo  $\delta$  l'angolo di attrito terra-paramento virtuale e  $\vartheta$  l'inclinazione del paramento virtuale rispetto alla verticale. Come suggerito in letteratura (Teng, 1962) nella maggioranza dei casi conviene usare un valore di  $\delta$  compreso fra  $\phi/3$  e  $2\phi/3$ .

Nel presente calcolo, maggiori indicazioni sulle sezioni di spinta assunte nelle varie verifiche sono riportate nella sezione "**Settaggi di Calcolo**".

Se la scelta è lasciata al codice di calcolo (sezione di spinta "*Automatica*") la verifica viene eseguita analizzando entrambi i casi di cui sopra e considerando, ai fini delle stampe, quello cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo.

**Terreno stratificato.** In via generale si può trasformare la pressione agente sul generico strato di terreno (ved. carico uniformemente ripartito) in altezza equivalente di terra avente lo stesso peso specifico dello strato caricato.

Ovvero, posto:

$$w = \frac{\sin(\pi/2 - \vartheta)}{\sin(\pi/2 - \vartheta + \beta_i)}$$

con

- $\beta_i$  angolo di inclinazione dello strato rispetto all'orizzontale
- $\vartheta$  angolo di inclinazione del paramento virtuale rispetto alla verticale

si può scrivere, per i generico strato  $i$ -mo:

$$h_{eq,i} = \frac{p_{i-1} w}{\gamma_i}$$

essendo  $p_{i-1}$  la pressione esercitata dal terreno sovrastante sul tetto dello strato  $i$ -mo.

In generale per lo strato  $i$ -mo di spessore  $h_i$  valgono le formule generalizzate:

$$p_{A,i} = p_{B,i-1} = \gamma_{i-1} (h_{eq,i-1} + h_{i-1}) \quad \text{pressione verticale al tetto dello strato } i\text{-mo}$$

$$s_{A,i} = p_{A,i} K_{a,i} \quad \text{spinta unitaria al tetto dello strato } i\text{-mo}$$

$$h_{eq,i} = \frac{\gamma_{i-1} w}{\gamma_i} (h_{eq,i-1} + h_{i-1}) \quad \text{altezza di terra equivalente}$$

$$p_{B,i} = \gamma_i (h_{eq,i} + h_i) \quad \text{pressione verticale alla base dello strato } i\text{-mo}$$

$$s_{B,i} = p_{B,i} K_{a,i} \quad \text{spinta unitaria alla base dello strato } i\text{-mo}$$

$$S_i = \frac{(s_{A,i} + s_{B,i})h_i}{2} \quad \text{spinta complessiva dello strato } i\text{-mo}$$

La spinta complessiva della terra risulta pari a:

$$S_t = \sum_i S_i$$

Le formule sopra riportate vengono applicate nel calcolo in presenza di terreni stratificati.

## **INFORMAZIONI GENERALI**

---

### **Progettista**

Nome e cognome  
Indirizzo  
Telefono  
Fax

Ing. D'Asero Giuseppe  
Via Vittorio Emanuele  
095/984080

### **Opera**

Progetto  
Comune  
Data

Muro con Dente in C.A.  
BIANCAVILLA (CT)

### **Codice di calcolo**

Nome  
Versione  
Produzione e Distribuzione

Monolith  
3.0.0

**SOFT.LAB srl**  
Via Borgo II - 82030 PONTE (BN)  
Tel. +39 0824 874392 Fax +39 0824 874431  
Sito internet: <http://www.soft.lab.it>  
E-mail: [info@soft.lab.it](mailto:info@soft.lab.it)

Concesso in licenza a  
Codice utente

D'ASERO ING. GIUSEPPE  
C01439

## DATI GENERALI DEL MURO

---

### *Proprietà del muro*

#### **Generale**

Nome

Muro a mensola\_10

#### **Generici**

Sviluppo longitudinale

15.90 m

#### **Paramento**

Altezza del paramento	0.60	m
Spessore in testa	0.25	m
Inclinazione interna	0.00	°
Inclinazione esterna	0.00	°

#### **Fondazione**

Inclinazione fondazione	0.00	°
Lunghezza mensola di valle	0.20	m
Altezza esterna fondazione di valle	0.20	m
Altezza interna fondazione di valle	0.20	m
Lunghezza mensola di monte	0.35	m
Altezza esterna fondazione di monte	0.20	m
Altezza interna fondazione di valle	0.20	m

### *Materiale*

#### **Generale**

Nome

Cemento armato C25/30

#### **Generici**

Peso Specifico

2500.00 Kg/m<sup>3</sup>

### *Criterio di verifica mensola in elevazione*

#### **Generale**

Nome

Criterio di verifica  
mensola in elevazione 0

#### **Generici**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$f_{ck,cube}$	300.00	Kg/cm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	$f_{vk}$	4500.00	Kg/cm <sup>2</sup>
Deformazione al limite elastico calcestruzzo	$\varepsilon_{c2}$	0.20	%
Deformazione ultima calcestruzzo	$\varepsilon_{cu,2}$	0.35	%
Modello incrudente acciaio		no	
Rapporto tra tensione massima e di snervamento	$k = (f_t/f_v)_k$	--	
Deformazione ultima dell'acciaio (valore caratteristico)	$\varepsilon_{uk}$	--	%
Modulo elastico acciaio	$E_s$	2100000.00	Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_{cls}$	1.50	
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	$\gamma_{acc}$	1.15	
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0.85	

#### **Verifica**

Coprifero di calcolo	2.50	cm
Step armatura	1	

#### **Armatura**

Interasse minimo	20.00	cm
Interasse massimo	40.00	cm
Diametro dei ferri lato monte	14	mm
Diametro dei ferri lato valle	12	mm

## Satato Limite di Servizio

Classe di esposizione:	XC2
Valore medio della resistenza a trazione ( $f_{ct,eff}$ )	25.58 Kg/cm <sup>2</sup>
Coeff. di omogeneizzazione acciaio - cls ( $\alpha_c$ ):	15.00
Coeff. di omogeneizzazione cls teso - cls compresso ( $E_{cm}/E_{ct}$ ):	0.50
Verifica tensioni di esercizio:	Attiva
Verifica fessurazione:	Attiva
Fattore dipendente dalla durata del carico ( $k_t$ )	0.60
Coeff. che tiene conto delle caratteristiche aderenza delle barre ( $k_1$ )	0.80

## Criterio di verifica mensole di fondazione

### Generale

Nome	Criterio di Verifica Fondazione
------	------------------------------------

### Generici

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$f_{ck,cube}$	300.00	Kg/cm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	$fy_k$	4500.00	Kg/cm <sup>2</sup>
Deformazione al limite elastico calcestruzzo	$\epsilon_{c2}$	0.20	%
Deformazione ultima calcestruzzo	$\epsilon_{cu2}$	0.35	%
Modello incrudente acciaio		no	
Rapporto tra tensione massima e di snervamento	$k = (f_v/f_y)_k$	--	
Deformazione ultima dell'acciaio (valore caratteristico)	$\epsilon_{uk}$	--	%
Modulo elastico acciaio	$E_s$	2100000.00	Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_{cls}$	1.50	
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	$\gamma_{acc}$	1.15	
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0.85	

### Verifica

Coprifero di calcolo	4.00	cm
Step armatura	1	

### Armatura

Interasse minimo	20	cm
Interasse massimo	40	cm
Diametro dei ferri superiori	12	mm
Diametro dei ferri inferiori	12	mm

## Satato Limite di Servizio

Classe di esposizione:	XC2
Valore medio della resistenza a trazione ( $f_{ct,eff}$ )	25.58 Kg/cm <sup>2</sup>
Coeff. di omogeneizzazione acciaio - cls ( $\alpha_c$ ):	15.00
Coeff. di omogeneizzazione cls teso - cls compresso ( $E_{cm}/E_{ct}$ ):	0.50
Verifica tensioni di esercizio:	Attiva
Verifica fessurazione:	Attiva
Fattore dipendente dalla durata del carico ( $k_t$ )	0.60
Coeff. che tiene conto delle caratteristiche aderenza delle barre ( $k_1$ )	0.80

# STRATIGRAFIA

---

*Proprietà idrologiche del suolo*

**Falda**

Assente

*Profilo di monte*

Punto	x [m]	y [m]
1	10.00	0.00

*Strati (\*)*

N	z [m]	$\alpha$ [°]	$\gamma$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$\delta$ [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$c_a$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Add.	OCR	E [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$E_{ed}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	v	G [Kg/cm <sup>2</sup> ]
1	0.00	0.00	1800.00	1800.00	30.00	18.00	0.00	0.00	NO	1.00	690.00	929.00	0.30	265.43

## Simbologia

**z:** Profondità tetto dello strato dalla testa del muro lungo la verticale passante per il vertice a monte

**$\alpha$ :** Inclinazione dello strato

**$\gamma$ :** Peso dell'unità di volume

**$\gamma_{sat}$ :** Peso dell'unità di volume saturo

**$\phi$ :** Angolo di resistenza a taglio

**$\delta$ :** Angolo di attrito terra muro

**c:** Coesione

**$c_a$ :** Adesione terreno-muro

**Add:** Stato di addensamento terreno (si = addensato; no = non addensato)

**OCR:** Grado di sovraconsolidazione

**$E_{ed}$ :** Modulo edometrico

**v:** Coefficiente di Poisson

**G:** Modulo di elasticità tangenziale

*(\*) Nota. Parametri geotecnici da correggere con i coefficienti parziali  $\gamma_M$  riportati nella sezione "Scenario di calcolo".*

## **CONDIZIONI DI CARICO**

---

### **Convenzione segni**

- *Azioni verticali* positive se dirette dall'alto verso il basso;
- *Azioni orizzontali* positive se dirette da monte verso valle;
- *Coppie* positive se antiorarie;

### **Condizione 1**

*Descrizione:* Permanent non strutturali

#### Analisi carichi – Spinta Terreno

In riferimento ai carichi applicati sulle pareti interrate si è considerato la spinta attiva del terreno ad una quota di 0,60 m, angolo d'attrito  $\varphi = 30^\circ$ , peso specifico = 1800 Kg/mc, coesione  $c = 0,00$ , sui setti portanti.

### **Condizione 2**

*Descrizione:* Variabili – **categoria G**: Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a piano carico compreso fra 30kN e 160kN), quali rampe, zone di carico e scarico merci.

#### *Carichi nastriiformi applicati sul terrapieno*

Descrizione	x [m]	y [m]	Estensione [m]	$q_{in}$ [Kg/m <sup>2</sup> ]	$q_{fin}$ [Kg/m <sup>2</sup> ]
Carico nastriiforme_76	0.75	0.80	3.00	500.00	500.00

### **Simbologia**

**Descrizione:** Descrizione del carico;

**x, y:** Coordinate punto iniziale di applicazione del carico (Rif. globale) ;

**Estensione:** Estensione del carico;

**$q_{in}$ ,  $q_{fin}$ :** Intensità iniziale e finale carico;

# SPETTRI DI RISPOSTA

## Spettro NT 2018 - SLV

### Proprietà dello spettro

#### Reticolo di riferimento

Comune BIANCAVILLA (CT)

Isola SICILIA

Coordinate 14.8322 – WGS84  
37.6083 – WGS84

#### Terreno e Topografia

Categoria di sottosuolo

C

Categoria topografica

T1

#### Tipologia strutturale

Tipo di costruzione

Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari (50)

Vita nominale della struttura

V<sub>N</sub>

50.0 anni

Classe d'uso

II

Coefficiente d'uso

1.00

Vita di riferimento per l'azione sismica

C<sub>U</sub>  
V<sub>R</sub>

50.0 anni

#### Stato limite

Tipo

SLV (Salvaguardia vita)

Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

10.0 %

Periodo di ritorno

474.561 anni

Accelerazione orizzontale massima al sito adimensionalizzata

0.173

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

2.574

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

1.432

Coefficiente di amplificazione topografica

1.000

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

0.380

Coefficiente sismico orizzontale

0.094

Coefficiente sismico verticale

0.047

## Spettro NT 2018 - SLD

### Proprietà dello spettro

#### Reticolo di riferimento

Comune BIANCAVILLA (CT)

Isola SICILIA

Coordinate 14.8322 – WGS84  
37.6083 – WGS84

#### Terreno e Topografia

Categoria di sottosuolo

C

Categoria topografica

T1

#### Tipologia strutturale

Tipo di costruzione

Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari (50)

Vita nominale della struttura

V<sub>N</sub>

50.0 anni

Classe d'uso

II

Coefficiente d'uso

1.00

Vita di riferimento per l'azione sismica

C<sub>U</sub>  
V<sub>R</sub>

50.0 anni

#### Stato limite

Tipo

SLD (Danno)

Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

63.0 %

Periodo di ritorno

P<sub>VR</sub>  
T<sub>R</sub>

50.289 anni

Accelerazione orizzontale massima al sito adimensionalizzata	$a_g/g$	0.083
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	$F_0$	2.367
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S$	1.500
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T$	1.000
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	$\beta_m$	0.470
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.058
Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.029

## SCENARIO DI CALCOLO

---

Nome: Set NT 2018 - Muro in C.A.

### Combinazione 1

Descrizione: STR+GEO (AI+MI+R3)

Verifiche attive: Strutturale; Ribaltamento; Scorrimento; Carico Limite;

Tipo: Non Sismica

### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro Geotecnico	Coefficiente
Tangente angolo resistenza taglio	1.00
Coesione efficace	1.00
Resistenza non drenata	1.00
Peso unità di volume	1.00

### Coefficienti parziali per le verifiche SLU

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.40
Scorrimento	1.10
Ribaltamento	1.15
Resistenza terreno a valle	1.40
Stabilità globale	1.00
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

### Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Permanenti	1.00	1.30
Permanenti non strutturali	0.80	1.50
Variabili	0.00	1.50

## **Combinazione 2**

Descrizione: STAB. GLOBALE (A2+M2+R2)

Verifiche attive: Stabilità Globale;

Tipo: Non Sismica

### *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro Geotecnico	Coefficiente
Tangente angolo resistenza taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Resistenza non drenata	1.40
Peso unità di volume	1.00

### *Coefficienti parziali per le verifiche SLU*

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.10
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

### *Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione*

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Permanenti	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	0.80	1.30
Variabili	0.00	1.30

## **Combinazione 3**

Descrizione: SLV - SISMICA

Verifiche attive: Strutturale; Ribaltamento; Scorrimento; Carico Limite; Stabilità Globale;

Tipo: Sismica

Spettro: Spettro NT 2018 - SLV

Fattore sisma: 1.00

### *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro Geotecnico	Coefficiente
Tangente angolo resistenza taglio	1.00
Coesione efficace	1.00
Resistenza non drenata	1.00
Peso unità di volume	1.00

### *Coefficienti parziali per le verifiche SLU*

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.20
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.20
Stabilità globale	1.20
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00

Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

#### Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Permanenti	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	1.00	1.00
Variabili	1.00	1.00

#### Combinazione 4

Descrizione: SLE - Rara

Verifiche attive: Tensioni Esercizio; Spostamenti;

Tipo: Rara

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro Geotecnico	Coefficiente
Tangente angolo resistenza taglio	1.00
Coesione efficace	1.00
Resistenza non drenata	1.00
Peso unità di volume	1.00

#### Coefficienti parziali per le verifiche SLU

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

#### Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Permanenti	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	1.00	1.00
Variabili	1.00	1.00

#### Combinazione 5

Descrizione: SLE- Frequente

Verifiche attive: Fessurazione;

Tipo: Frequente

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro Geotecnico	Coefficiente
Tangente angolo resistenza taglio	1.00
Coesione efficace	1.00
Resistenza non drenata	1.00
Peso unità di volume	1.00

*Coefficienti parziali per le verifiche SLU*

<b>Tipo di Verifica</b>	<b>Coefficiente</b>
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

*Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione*

<b>Condizione di Carico</b>	<b>Coeff. azioni favorevoli</b>	<b>Coeff. azioni sfavorevoli</b>
Permanenti	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	1.00	1.00
Variabili	0.70	0.70

**Combinazione 6**

*Descrizione: SLE - Quasi Permanente*

*Verifiche attive: Tensioni Esercizio; Fessurazione;*

*Tipo: Quasi Permanente*

*Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

<b>Parametro Geotecnico</b>	<b>Coefficiente</b>
Tangente angolo resistenza taglio	1.00
Coesione efficace	1.00
Resistenza non drenata	1.00
Peso unità di volume	1.00

*Coefficienti parziali per le verifiche SLU*

<b>Tipo di Verifica</b>	<b>Coefficiente</b>
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

*Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione*

<b>Condizione di Carico</b>	<b>Coeff. azioni favorevoli</b>	<b>Coeff. azioni sfavorevoli</b>
Permanenti	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	1.00	1.00
Variabili	0.60	0.60

### **Combinazione 7**

Descrizione: SLD - SISMICA

Verifiche attive: Spostamenti;

Tipo: Sismica

Spettro: Spettro NT 2018 - SLD

Fattore sisma: 1.00

#### *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro Geotecnico	Coefficiente
Tangente angolo resistenza taglio	1.00
Coesione efficace	1.00
Resistenza non drenata	1.00
Peso unità di volume	1.00

#### *Coefficienti parziali per le verifiche SLU*

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

#### *Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione*

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Permanenti	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	1.00	1.00
Variabili	0.60	0.60

# SETTAGGI DI CALCOLO

## Proprietà del calcolo

### Generale

Nome

Calcolo NT 2018 - Muro in  
C.A.

### Generici

Scenario di calcolo

Considera il termine correttivo che annulla l'effetto della coesione nello strato fessurato

si

Considera il muro di sostegno impedito di traslare e/o ruotare intorno al piede

no

Condizioni attive di Rankine per la sezione di spinta verticale

si

Applica coefficienti parziali per le azioni permanenti alla spinta dell'acqua

no

### Verifica a Ribaltamento

Sezione di spinta

Automatica

### Verifica di Scorrimento

Considera la resistenza passiva di valle

si

Aliquota della resistenza passiva

80.00 %

Sezione di spinta

Automatica

### Verifica a Carico Limite della fondazione

Considera sottospinta idraulica

si

Considera coeff. correttivi relativi all'inclinazione del carico

si

Ipotesi di striscia indefinita per la fondazione

no

Profondità significativa per il calcolo delle proprietà medie del terreno di fondazione

0.69 m

Correzione di Kishida nella verifica a carico limite verticale dei pali

si

Sezione di spinta

Automatica

### Verifica Spostamenti

Estensione del volume significativo per il calcolo dei cedimenti in fondazione

1.60 m

Valore limite del cedimento in fondazione

30.00 mm

Valore limite dello spostamento orizzontale in elevazione

15.00 mm

Sezione di spinta

Automatica

### Verifica di Stabilità Globale

Formulazione

Bishop

Aampiezza delle strisce

0.10 m

Step incremento raggio

0.10 m

## VERIFICHE

---

### Verifiche GEO

#### Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento, viene condotta controllando che la resistenza di progetto, ovvero il valore della forza parallela al piano di posa (o di scorrimento) di muri di sostegno con fondazioni superficiali, sia sufficiente a contrastare l'azione di progetto data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela allo stesso piano.

*La resistenza di progetto viene valutata assumendo come angolo d'attrito fondazione-terreno e come aderenza, l'angolo terra-muro e l'adesione terreno-muro assegnati al terreno di fondazione.*

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento non viene in generale considerato il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro eccetto in casi particolari, dove la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo (§6.5.3.1.1 - NTC 2018). Nel presente calcolo, maggiori dettagli sull'eventuale contributo della resistenza passiva considerato nella verifica a scorrimento, sono riportati nella sezione "**Settaggi di Calcolo**".

Nel caso di fondazioni inclinate o munite di dente, se si considera il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro, la verifica a scorrimento viene eseguita con riferimento a due possibili modi di rottura:

- 1 *per raggiungimento della resistenza passiva del terreno di valle, assumendo come piano di scorrimento il piano orizzontale passante per il piede del dente;*
- 2 *per scorrimento lungo un piano inclinato dal piede del dente fino alla punta del muro;*

Dei due modi verrà considerato, ai fini delle stampe, quello cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo. Viceversa, se detto contributo non viene considerato, la verifica a scorrimento viene eseguita con riferimento modo di rottura 2.

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

#### Spinta del terreno

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [° ]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [° ]
1	1	3052.80	0.00	0.27	0.27	0.00
3-I	1	3400.98	0.00	0.27	0.27	0.00
3-II	1	3796.07	0.00	0.27	0.27	0.00

#### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

**$S_t$ :** Spinta del terreno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

$d_{GF}$ : Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

$\alpha$ : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;

### Spinta del terreno dovuta al carico nastriforme applicato sul profilo di monte

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
1	Variabili	Carico nastriforme_76	1	4205.01	0.00	0.42	0.42
3-I	Variabili	Carico nastriforme_76	1	4205.01	0.00	0.42	0.42
3-II	Variabili	Carico nastriforme_76	1	4205.01	0.00	0.42	0.42

### Simbologia

**Comb.**: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.**: descrizione della condizione di carico;

**Carico**: descrizione del carico;

**Strato**: Indice strato;

**$S_{Load}$** : Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

**$\alpha$** : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$** : Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dall'origine del sistema di riferimento;

**$d_{GF}$** : Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

### Verifica a scorrimento

Comb.	<b>V</b> [Kg]	<b>H</b> [Kg]	<b><math>S_p</math></b> [Kg]	<b><math>\alpha</math></b> [°]	<b>N</b> [Kg]	<b>T</b> [Kg]	<b><math>R_s</math></b> [Kg]	<b><math>S_f</math></b>	Esito
1	-18332.73	-10276.16	5495.04	0.00	-18332.73	-10276.16	10410.64	1.01	sodd.
3-I	-17468.45	-9334.54	4956.10	0.00	-17468.45	-9334.54	10631.94	1.14	sodd.
3-II	-19197.00	-9729.64	5415.07	0.00	-19197.00	-9729.64	11652.55	1.20	sodd.

### Simbologia

**$\alpha$** : Inclinazione della superficie di scorrimento;

**Comb.**: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**V, H**: Azioni alla base del muro (Componente Verticale e Orizzontale);

**$S_p$** : Spinta passiva del terreno di valle;

**N, T**: Azioni sulla superficie di scorrimento (Componente Ortogonale e Tangenziale);

**$R_s$** : Resistenza a scorrimento;

**$S_f$** : Coefficiente di sicurezza.

Nota. I valori della resistenza allo scorrimento e la resistenza del terreno a valle portano in conto i coefficienti parziali  $\gamma R$  riportati nella sezione "Scenario di calcolo".

### **Verifica a carico limite**

La verifica della capacità portante della fondazione viene condotta controllando che la resistenza di progetto, ovvero il valore del carico limite della fondazione, sia sufficiente a contrastare l'azione di progetto data dalla pressione media in fondazione.

### **Pressione media in fondazione**

La pressione trasmessa dalla fondazione dal terreno viene calcolata nell'ipotesi di fondazione rigida, in modo differente a seconda che la sezione sia interamente reagente o parzializzata.

Tale circostanza dipende dal valore dell'eccentricità del carico rispetto al baricentro della fondazione:

$$e_B = \frac{M}{N}$$

Nel caso di sezione interamente reagente il valore massimo, minimo e medio della pressione in fondazione risultano rispettivamente:

$$\begin{aligned} p_{\max} &= \frac{N}{BL} \left( 1 + \frac{6e_B}{B} \right) \\ p_{\min} &= \frac{N}{BL} \left( 1 - \frac{6e_B}{B} \right) \\ p_{medio} &= \frac{3p_{\max} + p_{\min}}{4} \end{aligned}$$

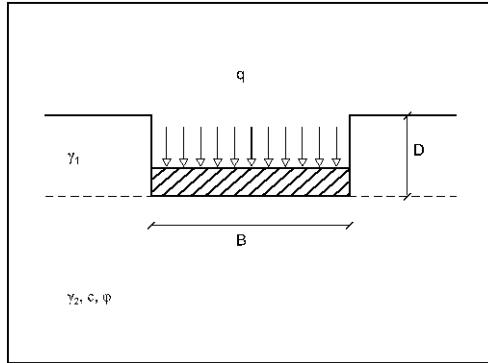
Alternativamente, per la sezione parzializzata il valore massimo, minimo e medio della pressione in fondazione risultano rispettivamente:

$$\begin{aligned} p_{\max} &= \frac{2N}{B_R L} \\ p_{\min} &= 0 \\ p_{medio} &= \frac{3}{4} p_{\max} \end{aligned}$$

### **Formula trinomia del carico limite**

Il calcolo del carico limite del terreno viene eseguito con l'ausilio della formula di Terzaghi, secondo la quale, la capacità portante ultima del complesso fondazione-terreno è data dalla somma di tre contributi dovuti alla coesione, all'affondamento e alla larghezza della base, tutti funzione dell'angolo di resistenza a taglio del terreno:

$$q_{Lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c + N_\gamma \gamma_2 \frac{B}{2} \quad (\text{formula trinomia di Terzaghi})$$



essendo B la larghezza della fondazione, D la profondità del piano di posa della fondazione,  $\gamma_1$  il peso dell'unità di volume del terreno compreso tra il piano di posa della fondazione e la superficie del terreno, c,  $\varphi$ ,  $\gamma_2$ , rispettivamente, la coesione, l'angolo di attrito e il peso dell'unità di volume del terreno sottostante il piano di posa della fondazione,  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  i coefficienti di capacità portante, forniti dalle seguenti espressioni (Prandtl, 1921; Reissner, 1924; Vasic, 1975):

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \varphi$$

in condizioni drenate;

$$N_q = 1$$

$$N_c = 5.14$$

$$N_\gamma = 0$$

in condizioni non drenate.

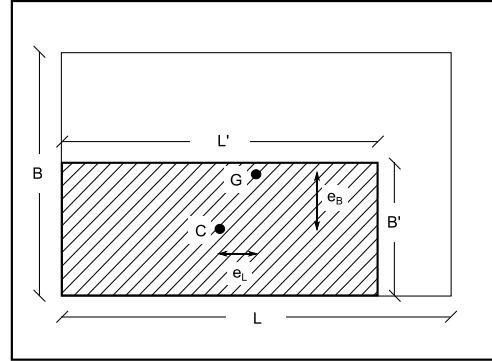
La formula di Terzaghi è valida per il meccanismo di "rottura generale", nell'ipotesi di fondazione con forma in pianta di striscia indefinita ( $L \gg B$ ), piano di posa della fondazione e superficie del terreno orizzontali, carichi agenti verticali e centrati. Nel caso in cui non sussistano le suddette ipotesi, da un punto di vista applicativo si continua ad applicare la formula di Terzaghi moltiplicando i tre termini al secondo membro per altrettanti coefficienti correttivi, di seguito riportati per completezza di esposizione.

#### *Carichi eccentrici*

Nel caso in cui la risultante dei carichi non passi per il baricentro G dell'area di impronta della fondazione, ma per un punto C con eccentricità  $e_B$  ed  $e_L$  rispetto a G, si tiene conto di tali eccentricità considerando una fondazione dalle dimensioni ridotte, della quale C sia il baricentro:

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$



### Coefficienti di forma

Di tali coefficienti esistono varie espressioni, ricavate essenzialmente sulla base di prove in scala ridotta; le espressioni più accreditate sono di seguito riportate:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \varphi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

### Coefficienti di inclinazione del carico

Nel caso in cui il carico agente formi un angolo  $\delta$  con la normale alla fondazione, la componente verticale del carico limite può essere calcolata considerando dei coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico; le espressioni di tali coefficienti sono di seguito riportate:

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + B L c \operatorname{ctg} \varphi} \right]^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi}$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + B L c \operatorname{ctg} \varphi} \right]^{m+1}$$

per terreni dotati di attrito e coesione;

$$i_q = 1$$

$$i_c = 1 - \frac{mV}{B L c N_c}$$

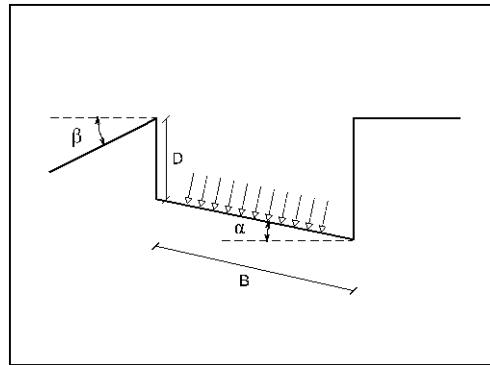
$$i_\gamma = 0$$

per terreni coesivi, essendo:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

### *Inclinazione del piano di posa e/o della superficie del terreno*

Nel caso in cui il piano di posa della fondazione sia inclinato rispetto all'orizzontale la componente del carico limite normale a tale piano può essere calcolata con la formula di Terzaghi, moltiplicando i singoli termini per dei coefficienti correttivi che tengono conto di tale inclinazione.



Le espressioni di tali coefficienti sono di seguito riportate:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$b_\gamma = b_q$$

*Coefficienti di inclinazione del piano di posa*

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2 \cos \beta$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$g_\gamma = \frac{g_q}{\cos \beta}$$

*Coefficienti di inclinazione del piano di campagna*

### *Coefficienti di affondamento del piano di posa*

Le espressioni dei fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa sono di seguito riportate:

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} \quad \text{se } D < B$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \quad \text{se } D \geq B$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi}$$

$$d_\gamma = 1$$

per terreni dotati di attrito e coesione;

$$d_q = 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B} \quad \text{se } D < B$$

$$d_c = 1 + 0.4 \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \quad \text{se } D \geq B$$

$$d_\gamma = 1$$

per terreni coesivi.

#### *Coefficienti riduttivi per rottura a punzonamento*

Il fenomeno di rottura per punzonamento, studiato da Vesic (1975), risulta retto dal cosiddetto "indice di rigidezza":

$$I_R = \frac{G}{c + \sigma \operatorname{tg} \varphi}$$

dove G è il modulo di elasticità tangenziale del terreno di fondazione e  $\sigma$  una tensione normale media che si assume pari alla tensione litostatica efficace alla profondità  $z = D + B/2$ .

Il risultato della teoria di Vesic è un'espressione del carico limite che può essere ancora ricondotta alla formula trinomia, nella quale i termini devono essere moltiplicati per i coefficienti che tengono conto del fenomeno di rottura a punzonamento.

La rottura a punzonamento si verifica quando detti coefficienti sono inferiori all'unità; ciò avviene quando l'indice di rigidezza  $I_R$  si mantiene infiore ad un valore critico:

$$I_{R,crit} = \frac{1}{2} \exp \left\{ \left( 3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \operatorname{ctg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right\}$$

Le espressioni dei coefficienti riduttivi per rottura a punzonamento sono di seguito riportate:

$$\psi_q = \exp \left\{ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg} \varphi + \frac{3.07 \sin \varphi \log_{10} (2I_R)}{1 + \sin \varphi} \right\}$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \operatorname{tg} \varphi}$$

$$\psi_\gamma = \psi_q$$

per terreni dotati di attrito e coesione;

$$\psi_q = 1$$

$$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log_{10} I_R$$

$$\psi_\gamma = 1$$

per terreni coesivi.

### *Effetti inerziali*

In condizioni sismiche, il carico limite viene calcolato mediante la formulazione proposta da Paolucci & Pecker, 1995, moltiplicando i singoli termini della formula trinomia per dei coefficienti correttivi. Le espressioni dei fattori correttivi che tengono conto della presenza del sisma sono di seguito riportate:

$$z_q = \left( 1 - \frac{k_h}{\operatorname{tg} \varphi} \right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

essendo  $k_v$  e  $k_h$  i coefficienti sismici verticale e orizzontale (§7.11.6.2.1 - NTC 2018).

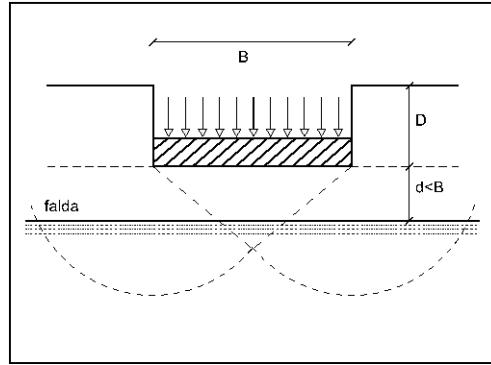
### *Influenza della falda*

Nel caso di presenza della falda, si tiene conto della natura multifase del mezzo imponendo l'equilibrio in termini di tensioni effettive (condizioni drenate) oppure termini di tensioni totali (condizioni non drenate).

Nel primo caso la resistenza del terreno viene espressa dai parametri  $c$  e  $\varphi$ , portando in conto l'azione dell'acqua sulla fondazione e sul terreno e la posizione della falda:

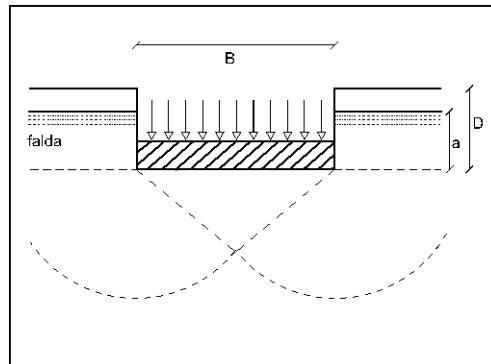
- Se la falda è sotto il cuneo di rottura, ovvero  $d > B$ , non c'è interferenza con la formazione del cuneo di rottura e il carico limite viene calcolato con la formula trinomia di cui sopra.
- Se la falda interferisce con il cuneo di rottura, ovvero  $0 < d < B$ , il carico limite viene calcolato, il valore di  $\gamma_2$  da introdotto nei calcoli viene ottenuto per interpolazione lineare; si pone cioè:

$$q_{Lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c + N_\gamma \left[ \gamma'_2 + (\gamma_2 - \gamma'_2) \frac{d}{B} \right] \frac{B}{2}$$



- Se la falda è al di sopra del piano di posa della fondazione il termine  $\gamma_1 D$  che moltiplica  $N_q$  viene inteso come il valore della tensione efficace verticale litostatica agente alla profondità del piano di posa della fondazione; si pone cioè:

$$q_{Lim} = N_q [\gamma_1 (D-a) + \gamma'_1 a] + N_c c + N_\gamma \gamma'_2 \frac{B}{2} + \gamma_w a$$



- Se la falda è al di sopra del piano di campagna ( $a > D$ ), il termine  $\gamma_1 (D - a)$  è nullo.

Per un terreno a grana fina saturo, si assume che la rottura avvenga in condizioni non drenate e che la relativa resistenza possa essere espressa in termini di tensioni totali ( $\square = 0$ ,  $c = c_u$ ,  $\gamma = \gamma_{sat}$ ). In tal caso, sono ancora valide le formule di cui sopra a patto di utilizzare le espressioni dei coefficienti di capacità portante valide in condizioni non drenate.

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

### *Spinta del terreno*

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [°]
1	1	3052.80	0.00	0.27	0.27	0.00
3-I	1	3400.98	0.00	0.27	0.27	0.00
3-II	1	3796.07	0.00	0.27	0.27	0.00

### **Simbologia**

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

**$S_t$ :** Spinta del terreno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**$\vartheta$ :** Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

### *Spinta del terreno dovuta al carico nastriiforme applicato sul profilo di monte*

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
1	Variabili	Carico nastriiforme_76	1	4205.01	0.00	0.42	0.42
3-I	Variabili	Carico nastriiforme_76	1	4205.01	0.00	0.42	0.42
3-II	Variabili	Carico nastriiforme_76	1	4205.01	0.00	0.42	0.42

### **Simbologia**

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

**$S_{Load}$ :** Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dall'origine del sistema di riferimento;

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

### *Dati di verifica*

#### **Geometrici**

Profondità del piano di posa della fondazione:  $D$  0.40 m

Inclinazione del piano di posa della fondazione:  $\alpha$  0.00 °

Inclinazione del piano di campagna:  $\beta$  0.00 °

#### **Falda**

Assente

*Proprietà medie del terreno di fondazione*

Comb.	$\phi$ [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	G [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\gamma_1$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{1\text{sat}}$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{sat}}$ [Kg/m <sup>3</sup> ]
1	30.00	0.00	265.43	1800.00	--	1800.00	--
3-I	30.00	0.00	265.43	1800.00	--	1800.00	--
3-II	30.00	0.00	265.43	1800.00	--	1800.00	--

*Dimensioni equivalenti della fondazione*

Comb.	B' [m]	L' [m]
1	0.55	15.90
3-I	0.52	15.90
3-II	0.54	15.90

*Coefficienti di capacità portante*

Comb.	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>γ</sub>
1	30.14	18.40	22.40
3-I	30.14	18.40	22.40
3-II	30.14	18.40	22.40

*Coefficienti di inclinazione del carico*

Comb.	i <sub>c</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>γ</sub>
1	0.29	0.33	0.19
3-I	0.18	0.22	0.10
3-II	0.21	0.25	0.12

*Coefficienti di inclinazione del piano di posa*

Comb.	b <sub>c</sub>	b <sub>q</sub>	b <sub>γ</sub>
1	1.00	1.00	1.00
3-I	1.00	1.00	1.00
3-II	1.00	1.00	1.00

*Coefficienti di forma*

Comb.	s <sub>c</sub>	s <sub>q</sub>	s <sub>γ</sub>
1	1.02	1.02	0.99
3-I	1.02	1.02	0.99
3-II	1.02	1.02	0.99

*Coefficienti di affondamento*

Comb.	d <sub>c</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>γ</sub>
1	1.22	1.21	1.00
3-I	1.24	1.22	1.00
3-II	1.23	1.21	1.00

*Coefficienti di inclinazione del piano di campagna*

Comb.	g <sub>c</sub>	g <sub>q</sub>	g <sub>γ</sub>
1	1.00	1.00	1.00
3-I	1.00	1.00	1.00
3-II	1.00	1.00	1.00

### Coefficienti riduttivi per rottura a punzonamento

Comb.	$I_{rc}$	$I_r$	$\psi_c$	$\psi_q$	$\psi_\gamma$
1	147.76	3780.16	1.00	1.00	1.00
3-I	147.99	3872.30	1.00	1.00	1.00
3-II	147.83	3805.37	1.00	1.00	1.00

### Coefficienti legati agli effetti inerziali dovuti al sisma

Comb.	$z_c$	$z_q$	$z_\gamma$
1	1.00	1.00	1.00
3-I	0.97	0.94	0.94
3-II	0.97	0.94	0.94

### Verifica a carico limite

Comb.	$V$ [Kg]	$H$ [Kg]	$M$ [Kg*m]	$p_m$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$S_f$	Esito
1	23832.55	10276.16	2963.43	0.27	0.53	1.94	sodd.
3-I	17468.45	9334.54	2452.95	0.21	0.37	1.75	sodd.
3-II	19197.00	9729.64	2472.96	0.22	0.42	1.89	sodd.

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

$\phi$ : Angolo di resistenza al taglio;

$c$ : Coesione ( $c = cu$  se  $\phi = 0$ );

$G$ : Modulo di elasticità tangenziale del terreno di fondazione;

$\gamma_1$ : Peso specifico del terreno che sovrasta il piano di fondazione;

$\gamma_{sat}$ : Peso specifico saturo del terreno che sovrasta il piano di fondazione;

$\gamma$ : Peso specifico del terreno di fondazione;

$\gamma_{sat}$ : Peso specifico saturo del terreno di fondazione;

$V, H, M$ : Azioni alla base del muro (Componente Verticale, Orizzontale e Momento);

$p_m$ : Pressione media del terreno;

$q_{lim}$ : Carico limite;

$S_f$ : Coefficiente di sicurezza.

*Nota. I valori delle proprietà medie del terreno di fondazione e della capacità portante della fondazione portano rispettivamente in conto i coefficienti parziali  $\gamma_M$  e dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nella sezione "Scenario di calcolo".*

### Verifica di Stabilità Globale

L'insieme muro-terreno è spesso caratterizzato da una complessa e irregolare morfologia superficiale e profonda e da una forte variabilità delle condizioni stratigrafiche e geotecniche. Per tale motivo, nella verifica di stabilità globale si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, suddividendo idealmente la porzione di terreno delimitato dalla superficie di scorrimento e dalla superficie topografica in n conci mediante n-1 tagli verticali tali che l'arco di cerchio alla base di ciascuno di essi ricada interamente in un unico tipo di terreno.

Le ipotesi generalmente ammesse da quasi tutti i metodi delle strisce sono:

- *stato di deformazione piano ovvero superficie cilindrica e trascurabilità degli effetti tridimensionali,*
- *arco della superficie di scorrimento alla base del concio approssimabile con la relativa corda,*
- *comportamento del terreno rigido-perfettamente plastico e criterio di rottura di Mohr-Coulomb,*
- *coefficiente di sicurezza F uguale per la componente di coesione e per quella di attrito, e unico per tutti i conci.*

Analizzando le forze agenti su un concio emerge che il numero delle incognite è superiore al numero delle equazioni di equilibrio: il sistema di quazioni risulta dunque indeterminato.

Per ridurre il numero delle incognite e rendere il problema staticamente determinato è necessario introdurre ulteriori ipotesi semplificative. I diversi metodi delle strisce differiscono sulle ulteriori ipotesi semplificative assunte, cosicché, a parità di geometria e di caratteristiche fisico-meccaniche del terreno, il risultato dell'analisi, in termini di *superficie di scorrimento critica* e di *coefficiente di sicurezza*, non è unico ma dipende dal metodo adottato.

I due più semplici e più diffusi metodi delle strisce sono il metodo di *Fellenius* ed il metodo di *Bishop*, i quali assumono l'ipotesi comune di superficie di scorrimento circolare, sufficientemente verificata quando non vi siano condizioni stratigrafiche e geotecniche particolari.

Tale ipotesi consente di calcolare il coefficiente di sicurezza come rapporto fra momento stabilizzante  $M_s$  e momento ribaltante  $M_R$  rispetto al centro della circonferenza.

Il più antico e più semplice metodo delle strisce è il metodo di Fellenius, caratterizzato dalla seguente ulteriore ipotesi semplificativa:

- *per ogni concio la risultante delle componenti nella direzione normale alla superficie di scorrimento delle forze agenti sulle facce laterali è nulla.*

Tale ipotesi consente di ricavare l'equazione generale che fornisce il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale secondo Fellenius:

$$F = \frac{M_s}{M_R} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{c \Delta x_i}{\cos \alpha_i} + \left( (W_i + Q_i)(1 - k_v) \cos \alpha_i - W_i k_h \sin \alpha_i - \frac{u_i \Delta x_i}{\cos \alpha_i} \right) \tan \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^n \left[ (W_i + Q_i)(1 - k_v) \sin \alpha_i - W_i k_h \frac{d_i}{R} \right]}$$

essendo:

$c$	la coesione efficace alla base della striscia
$\varphi_i$	l'angolo di resistenza a taglio alla base della striscia
$\Delta x_i$	la larghezza della striscia i-ma
$\alpha_i$	l'inclinazione della base della striscia i-ma rispetto all'orizzontale
$W_i$	il peso totale della striscia i-ma
$Q_i$	la risultante dei carichi gravanti sulla striscia i-ma
$k_h$ e $k_v$	i coefficienti sismici orizzontale e verticale
$u_i$	la pressione indotta dalla falda alla base della striscia
$d_i$	il braccio della forza d'inerzia rispetto al centro della circonferenza
$R$	il raggio della circonferenza

Il metodo di Fellenius è in genere conservativo, poiché porta ad una sottostima del coefficiente di sicurezza rispetto ai valori stimati con altri metodi più accurati.

Il metodo di Bishop è attualmente il più diffuso ed utilizzato fra i metodi delle strisce. Esso è caratterizzato dalla seguente ulteriore ipotesi semplificativa:

- *per ogni concio la risultante delle componenti nella direzione verticale delle forze agenti sulle facce laterali è nulla.*

Operate le opportune semplificazioni, tale ipotesi consente di ricavare l'equazione generale che fornisce il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale secondo Bishop:

$$F = \frac{M_s}{M_R} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{c \Delta x_i}{\cos \alpha_i} + \left( (W_i + Q_i)(1 - k_v) - \frac{u_i \Delta x_i}{\cos \alpha_i} \right) \tan \varphi_i \right] \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \tan \varphi_i / F}}{\sum_{i=1}^n \left[ (W_i + Q_i)(1 - k_v) \sin \alpha_i + W_i k_h \frac{d_i}{R} \right]}$$

Per la determinazione del coefficiente di sicurezza, è richiesta una procedura iterativa: si fissa dapprima un valore di tentativo di  $F$  da inserire al secondo membro e si ricava un successivo valore di tentativo; la procedura iterativa continua fino a raggiungere il grado di approssimazione desiderato.

La ricerca della superficie circolare critica e del relativo coefficiente di sicurezza viene effettuata fissando una griglia dei centri a maglia rettangolare o quadrata ed eseguendo, per ciascun centro, diverse analisi di stabilità.

Nello specifico, per ogni centro vengono eseguite diverse analisi, variando il raggio del cerchio critico; il valore minimo del coefficiente di sicurezza fornito dalle analisi viene poi assunto come coefficiente di sicurezza minimo associato al centro comune dei cerchi considerati.

Ripetendo la procedura per tutti i centri del reticolo, si otterrà un piano quotato, di cui si potranno tracciare le linee di livello che descrivono una porzione di superficie tridimensionale. Se tale superficie presenta un minimo, il punto corrispondente al minimo avrà come coordinate planimetriche le coordinate del centro della superficie circolare critica e come quota il coefficiente di sicurezza del pendio. Se la superficie presenta più minimi relativi esistono più superfici critiche di scorrimento potenziale.

La verifica si stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici riportati rispettivamente nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II - NTC 2018 e dei coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo riportati nella Tab. 6.8.I - NTC 2018.

Per maggiori dettagli sui valori numerici dei coefficienti parziali assunti nel presente calcolo, si rimanda alla sezione "Scenari di calcolo".

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

## Formulazione: Bishop

### Griglia dei centri

<b>x<sub>0</sub></b> [m]	<b>y<sub>0</sub></b> [m]	<b>p</b> [m]	<b>n<sub>px</sub></b>	<b>n<sub>py</sub></b>
-0.55	0.80	0.50	4	4

### Simbologia

**x<sub>0</sub>, y<sub>0</sub>:** Coordinate origine della griglia dei centri (vertice in basso a sinistra)

**p:** Passo della griglia;

**n<sub>px</sub>, n<sub>py</sub>:** Numero passi in direzione x e y

### Dati strisce

Striscia	x <sub>i</sub> [m]	x <sub>f</sub> [m]	l [m]	α [°]	φ [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	u [Kg/m <sup>2</sup> ]
0	-1.54	-1.45	0.09	-29.60	30.00	0.00	0.00
1	-1.45	-1.36	0.09	-27.56	30.00	0.00	0.00
2	-1.36	-1.27	0.09	-25.55	30.00	0.00	0.00
3	-1.27	-1.17	0.09	-23.58	30.00	0.00	0.00
4	-1.17	-1.08	0.09	-21.64	30.00	0.00	0.00
5	-1.08	-0.99	0.09	-19.72	30.00	0.00	0.00
6	-0.99	-0.90	0.09	-17.83	30.00	0.00	0.00
7	-0.05	0.05	0.10	1.02	30.00	0.00	0.00
8	-0.05	0.05	0.10	1.02	30.00	0.00	0.00
9	-0.05	0.05	0.10	1.02	30.00	0.00	0.00
10	-0.05	0.05	0.10	1.02	30.00	0.00	0.00
11	-0.05	0.05	0.10	1.02	30.00	0.00	0.00
12	-0.40	-0.30	0.10	-5.94	30.00	0.00	0.00
13	-0.30	-0.20	0.10	-3.98	30.00	0.00	0.00
14	-0.20	-0.10	0.10	-2.03	30.00	0.00	0.00
15	-0.10	-0.00	0.10	-0.08	30.00	0.00	0.00
16	-0.00	0.10	0.10	1.87	30.00	0.00	0.00
17	0.10	0.19	0.10	3.82	30.00	0.00	0.00
18	0.19	0.29	0.10	5.78	30.00	0.00	0.00
19	-0.05	0.05	0.10	1.02	0.00	0.00	0.00
20	-0.05	0.05	0.10	1.02	0.00	0.00	0.00
21	-0.05	0.05	0.10	1.02	0.00	0.00	0.00
22	-0.05	0.05	0.10	1.02	0.00	0.00	0.00
23	-0.05	0.05	0.10	1.02	0.00	0.00	0.00
24	0.79	0.89	0.10	17.75	30.00	0.00	0.00
25	0.89	0.99	0.10	19.81	30.00	0.00	0.00
26	0.99	1.09	0.10	21.89	30.00	0.00	0.00
27	1.09	1.19	0.10	24.01	30.00	0.00	0.00
28	1.19	1.29	0.10	26.16	30.00	0.00	0.00
29	1.29	1.39	0.10	28.36	30.00	0.00	0.00
30	1.39	1.49	0.10	30.59	30.00	0.00	0.00
31	1.49	1.59	0.10	32.89	30.00	0.00	0.00
32	1.59	1.69	0.10	35.24	30.00	0.00	0.00

Striscia	<b>x<sub>i</sub></b> [m]	<b>x<sub>f</sub></b> [m]	<b>l</b> [m]	<b>α</b> [°]	<b>φ</b> [°]	<b>c</b> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	<b>u</b> [Kg/m <sup>2</sup> ]
33	1.69	1.79	0.10	37.67	30.00	0.00	0.00
34	1.79	1.89	0.10	40.17	30.00	0.00	0.00
35	1.89	1.99	0.10	42.78	30.00	0.00	0.00

### Simbologia

**Striscia:** Indice striscia (strisce ordinate da valle a monte)

**x<sub>i</sub>, x<sub>f</sub>:** Ascisse, iniziale e finale, della striscia

**l:** Larghezza della striscia

**α:** Angolo formato dalla secante al cerchio critico, in corrispondenza della striscia, rispetto all'orizzontale

**φ:** Angolo di resistenza al taglio del terreno alla base della striscia

**c:** Coesione del terreno alla base della striscia ( $c = cu$  se  $\phi = 0$  )

**u:** Pressione idrostatica alla base della striscia

### Dati conci

Comb.	Striscia - Concio	Tipo	Falda	x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	Vol. [m <sup>3</sup> ]	kh*W [kg]	(1+kv)*W [kg]
2	1-1	terreno	no	-1.49	0.33	0.21	0.00	376.98
	2-1	terreno	no	-1.40	0.30	0.28	0.00	507.74
	3-1	terreno	no	-1.31	0.28	0.35	0.00	627.71
	4-1	terreno	no	-1.22	0.26	0.41	0.00	737.43
	5-1	terreno	no	-1.13	0.24	0.47	0.00	837.39
	6-1	terreno	no	-1.04	0.22	0.52	0.00	928.00
	7-1	terreno	no	-0.95	0.21	0.56	0.00	1009.59
	8-1	terreno	no	-0.85	0.20	0.63	0.00	1139.45
	9-1	terreno	no	-0.75	0.20	0.63	0.00	1139.45
	10-1	terreno	no	-0.65	0.20	0.63	0.00	1139.45
	11-1	terreno	no	-0.55	0.20	0.63	0.00	1139.45
	12-1	terreno	no	-0.45	0.20	0.63	0.00	1139.45
	13-1	terreno	no	-0.35	0.20	0.63	0.00	1139.44
	13-2	terreno	no	-0.35	-0.06	0.17	0.00	313.52
	14-1	terreno	no	-0.25	0.20	0.63	0.00	1139.44
	14-2	terreno	no	-0.25	-0.06	0.19	0.00	338.12
	15-1	terreno	no	-0.15	0.20	0.63	0.00	1139.44
	15-2	terreno	no	-0.15	-0.06	0.20	0.00	353.00
	16-1	terreno	no	-0.05	0.20	0.63	0.00	1139.44
	16-2	terreno	no	-0.05	-0.06	0.20	0.00	358.22
	17-1	terreno	no	0.04	0.29	0.33	0.00	593.85
	17-2	muro	--	0.05	0.10	0.30	0.00	757.79
	17-3	terreno	no	0.05	-0.06	0.20	0.00	353.78
	18-1	terreno	no	0.15	0.30	0.32	0.00	569.73
	18-2	muro	--	0.15	0.10	0.32	0.00	791.30
	18-3	terreno	no	0.14	-0.06	0.19	0.00	339.67
	19-1	muro	--	0.25	0.40	1.22	0.00	3042.45
	19-2	terreno	no	0.24	-0.06	0.18	0.00	315.85

<b>Comb.</b>	<b>Striscia - Concio</b>	<b>Tipo</b>	<b>Falda</b>	<b>x<sub>G</sub> [m]</b>	<b>y<sub>G</sub> [m]</b>	<b>Vol. [m<sup>3</sup>]</b>	<b>kh*W [kg]</b>	<b>(1+kv)*W [kg]</b>
	20-1	muro	--	0.34	0.40	1.27	0.00	3165.18
	21-1	terreno	no	0.47	0.50	0.41	0.00	746.25
	21-2	muro	--	0.43	0.35	0.85	0.00	2128.75
	22-1	terreno	no	0.54	0.50	0.95	0.00	1709.20
	22-2	muro	--	0.54	0.10	0.32	0.00	791.30
	23-1	terreno	no	0.64	0.50	0.95	0.00	1709.20
	23-2	muro	--	0.64	0.10	0.32	0.00	791.30
	24-1	terreno	no	0.74	0.50	0.95	0.00	1709.20
	24-2	muro	--	0.74	0.10	0.32	0.00	791.30
	25-1	terreno	no	0.84	0.41	1.22	0.00	2194.68
	26-1	terreno	no	0.94	0.42	1.19	0.00	2143.96
	27-1	terreno	no	1.04	0.44	1.13	0.00	2035.93
	28-1	terreno	no	1.14	0.46	1.06	0.00	1915.81
	29-1	terreno	no	1.24	0.49	0.99	0.00	1783.02
	30-1	terreno	no	1.34	0.51	0.91	0.00	1636.86
	31-1	terreno	no	1.44	0.54	0.82	0.00	1476.53
	32-1	terreno	no	1.54	0.57	0.72	0.00	1301.03
	33-1	terreno	no	1.64	0.60	0.62	0.00	1109.20
	34-1	terreno	no	1.74	0.64	0.50	0.00	899.60
	35-1	terreno	no	1.83	0.68	0.37	0.00	670.48
	36-1	terreno	no	1.93	0.72	0.23	0.00	419.63
3-I	1-1	terreno	no	-1.49	0.33	0.21	35.54	394.75
	2-1	terreno	no	-1.40	0.30	0.28	47.87	531.68
	3-1	terreno	no	-1.31	0.28	0.35	59.18	657.30
	4-1	terreno	no	-1.22	0.26	0.41	69.53	772.20
	5-1	terreno	no	-1.13	0.24	0.47	78.96	876.87
	6-1	terreno	no	-1.04	0.22	0.52	87.50	971.74
	7-1	terreno	no	-0.95	0.21	0.56	95.19	1057.18
	8-1	terreno	no	-0.85	0.20	0.63	107.44	1193.17
	9-1	terreno	no	-0.75	0.20	0.63	107.44	1193.17
	10-1	terreno	no	-0.65	0.20	0.63	107.44	1193.16
	11-1	terreno	no	-0.55	0.20	0.63	107.44	1193.16
	12-1	terreno	no	-0.45	0.20	0.63	107.44	1193.16
	13-1	terreno	no	-0.35	0.20	0.63	107.44	1193.16
	13-2	terreno	no	-0.35	-0.06	0.17	29.56	328.30
	14-1	terreno	no	-0.25	0.20	0.63	107.44	1193.16
	14-2	terreno	no	-0.25	-0.06	0.19	31.88	354.06
	15-1	terreno	no	-0.15	0.20	0.63	107.44	1193.16
	15-2	terreno	no	-0.15	-0.06	0.20	33.28	369.65
	16-1	terreno	no	-0.05	0.20	0.63	107.44	1193.16
	16-2	terreno	no	-0.05	-0.06	0.20	33.78	375.10
	17-1	terreno	no	0.04	0.29	0.33	55.99	621.85
	17-2	muro	--	0.05	0.10	0.30	71.45	793.52
	17-3	terreno	no	0.05	-0.06	0.20	33.36	370.46

<b>Comb.</b>	<b>Striscia - Concio</b>	<b>Tipo</b>	<b>Falda</b>	<b>x<sub>G</sub> [m]</b>	<b>y<sub>G</sub> [m]</b>	<b>Vol. [m<sup>3</sup>]</b>	<b>kh*W [kg]</b>	<b>(1+kv)*W [kg]</b>
	18-1	terreno	no	0.15	0.30	0.32	53.72	596.59
	18-2	muro	--	0.15	0.10	0.32	74.61	828.60
	18-3	terreno	no	0.14	-0.06	0.19	32.03	355.68
	19-1	muro	--	0.25	0.40	1.22	286.87	3185.88
	19-2	terreno	no	0.24	-0.06	0.18	29.78	330.74
	20-1	muro	--	0.34	0.40	1.27	298.44	3314.40
	21-1	terreno	no	0.47	0.50	0.41	70.36	781.43
	21-2	muro	--	0.43	0.35	0.85	200.71	2229.11
	22-1	terreno	no	0.54	0.50	0.95	161.16	1789.78
	22-2	muro	--	0.54	0.10	0.32	74.61	828.60
	23-1	terreno	no	0.64	0.50	0.95	161.16	1789.78
	23-2	muro	--	0.64	0.10	0.32	74.61	828.60
	24-1	terreno	no	0.74	0.50	0.95	161.16	1789.78
	24-2	muro	--	0.74	0.10	0.32	74.61	828.60
	25-1	terreno	no	0.84	0.41	1.22	206.93	2298.14
	26-1	terreno	no	0.94	0.42	1.19	202.15	2245.03
	27-1	terreno	no	1.04	0.44	1.13	191.96	2131.91
	28-1	terreno	no	1.14	0.46	1.06	180.64	2006.13
	29-1	terreno	no	1.24	0.49	0.99	168.12	1867.08
	30-1	terreno	no	1.34	0.51	0.91	154.34	1714.03
	31-1	terreno	no	1.44	0.54	0.82	139.22	1546.14
	32-1	terreno	no	1.54	0.57	0.72	122.67	1362.37
	33-1	terreno	no	1.64	0.60	0.62	104.58	1161.49
	34-1	terreno	no	1.74	0.64	0.50	84.82	942.01
	35-1	terreno	no	1.83	0.68	0.37	63.22	702.09
	36-1	terreno	no	1.93	0.72	0.23	39.57	439.41
3-II	1-1	terreno	no	-1.49	0.33	0.21	35.54	359.21
	2-1	terreno	no	-1.40	0.30	0.28	47.87	483.80
	3-1	terreno	no	-1.31	0.28	0.35	59.18	598.11
	4-1	terreno	no	-1.22	0.26	0.41	69.53	702.67
	5-1	terreno	no	-1.13	0.24	0.47	78.96	797.92
	6-1	terreno	no	-1.04	0.22	0.52	87.50	884.25
	7-1	terreno	no	-0.95	0.21	0.56	95.19	961.99
	8-1	terreno	no	-0.85	0.20	0.63	107.44	1085.73
	9-1	terreno	no	-0.75	0.20	0.63	107.44	1085.73
	10-1	terreno	no	-0.65	0.20	0.63	107.44	1085.73
	11-1	terreno	no	-0.55	0.20	0.63	107.44	1085.73
	12-1	terreno	no	-0.45	0.20	0.63	107.44	1085.73
	13-1	terreno	no	-0.35	0.20	0.63	107.44	1085.73
	13-2	terreno	no	-0.35	-0.06	0.17	29.56	298.74
	14-1	terreno	no	-0.25	0.20	0.63	107.44	1085.73
	14-2	terreno	no	-0.25	-0.06	0.19	31.88	322.18
	15-1	terreno	no	-0.15	0.20	0.63	107.44	1085.73
	15-2	terreno	no	-0.15	-0.06	0.20	33.28	336.36

<b>Comb.</b>	<b>Striscia - Concio</b>	<b>Tipo</b>	<b>Falda</b>	<b>x<sub>G</sub> [m]</b>	<b>y<sub>G</sub> [m]</b>	<b>Vol. [m<sup>3</sup>]</b>	<b>k<sub>h</sub>*W [kg]</b>	<b>(1+k<sub>v</sub>)*W [kg]</b>
	16-1	terreno	no	-0.05	0.20	0.63	107.44	1085.73
	16-2	terreno	no	-0.05	-0.06	0.20	33.78	341.33
	17-1	terreno	no	0.04	0.29	0.33	55.99	565.86
	17-2	muro	--	0.05	0.10	0.30	71.45	722.07
	17-3	terreno	no	0.05	-0.06	0.20	33.36	337.10
	18-1	terreno	no	0.15	0.30	0.32	53.72	542.87
	18-2	muro	--	0.15	0.10	0.32	74.61	753.99
	18-3	terreno	no	0.14	-0.06	0.19	32.03	323.66
	19-1	muro	--	0.25	0.40	1.22	286.87	2899.02
	19-2	terreno	no	0.24	-0.06	0.18	29.78	300.96
	20-1	muro	--	0.34	0.40	1.27	298.44	3015.96
	21-1	terreno	no	0.47	0.50	0.41	70.36	711.07
	21-2	muro	--	0.43	0.35	0.85	200.71	2028.40
	22-1	terreno	no	0.54	0.50	0.95	161.16	1628.62
	22-2	muro	--	0.54	0.10	0.32	74.61	753.99
	23-1	terreno	no	0.64	0.50	0.95	161.16	1628.62
	23-2	muro	--	0.64	0.10	0.32	74.61	753.99
	24-1	terreno	no	0.74	0.50	0.95	161.16	1628.62
	24-2	muro	--	0.74	0.10	0.32	74.61	753.99
	25-1	terreno	no	0.84	0.41	1.22	206.93	2091.21
	26-1	terreno	no	0.94	0.42	1.19	202.15	2042.88
	27-1	terreno	no	1.04	0.44	1.13	191.96	1939.95
	28-1	terreno	no	1.14	0.46	1.06	180.64	1825.49
	29-1	terreno	no	1.24	0.49	0.99	168.12	1698.96
	30-1	terreno	no	1.34	0.51	0.91	154.34	1559.70
	31-1	terreno	no	1.44	0.54	0.82	139.22	1406.92
	32-1	terreno	no	1.54	0.57	0.72	122.67	1239.69
	33-1	terreno	no	1.64	0.60	0.62	104.58	1056.91
	34-1	terreno	no	1.74	0.64	0.50	84.82	857.19
	35-1	terreno	no	1.83	0.68	0.37	63.22	638.87
	36-1	terreno	no	1.93	0.72	0.23	39.57	399.84

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Striscia - Concio:** Indice striscia - indice concio (conci ordinati dal basso verso l'alto)

**Tipo:** Tipo di concio (muro/terreno)

**Falda:** Indica se il concio è sotto falda

**x<sub>G</sub>, y<sub>G</sub>:** Coordinate baricentro del concio

**Vol:** Volume del concio

**k<sub>h</sub>\*W:** Eventuale forza inerziale relativa al concio (moltiplicata per il coeff. parziale per le azioni)

**(1+k<sub>v</sub>)\*W:** Peso del concio ridotto o incrementato dall'eventuale componente verticale del sisma (moltiplicato per il coeff. parziale per le azioni)

*Dati carichi sul profilo di monte*

Comb.	Striscia	$\Sigma q_u$ [Kg]	$\Sigma q_n$ [Kg]	$\Sigma q_l$ [Kg]	$\Sigma q_p$ [Kg]
2	25	--	822.95	--	--
	26	--	822.95	--	--
	27	--	822.95	--	--
	28	--	822.95	--	--
	29	--	822.95	--	--
	30	--	822.95	--	--
	31	--	822.95	--	--
	32	--	822.95	--	--
	33	--	822.95	--	--
	34	--	822.95	--	--
	35	--	822.95	--	--
	36	--	822.95	--	--
3-I	25	--	633.04	--	--
	26	--	633.04	--	--
	27	--	633.04	--	--
	28	--	633.04	--	--
	29	--	633.04	--	--
	30	--	633.04	--	--
	31	--	633.04	--	--
	32	--	633.04	--	--
	33	--	633.04	--	--
	34	--	633.04	--	--
	35	--	633.04	--	--
	36	--	633.04	--	--
3-II	25	--	633.04	--	--
	26	--	633.04	--	--
	27	--	633.04	--	--
	28	--	633.04	--	--
	29	--	633.04	--	--
	30	--	633.04	--	--
	31	--	633.04	--	--
	32	--	633.04	--	--
	33	--	633.04	--	--
	34	--	633.04	--	--
	35	--	633.04	--	--
	36	--	633.04	--	--

**Simbologia**

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Striscia:** Indice striscia (strisce ordinate da valle a monte)

**$\Sigma q_u$ :** Risultante dei carichi di tipo uniforme agenti sulla i-ma striscia

**$\Sigma q_n$ :** Risultante dei carichi di tipo nastriforme agenti sulla i-ma striscia

**$\Sigma q_l$ :** Risultante dei carichi di tipo lineare agenti sulla i-ma striscia

$\Sigma q_i$ : Risultante dei carichi di tipo puntiforme agenti sulla i-ma striscia

Nota. I singoli carichi sono moltiplicati per il coeff. parziale per le azioni (o di combinazione in caso di sisma) e ridotti o incrementati dall'eventuale componente verticale del sisma

### Risultati analisi

Comb.	C <sub>x</sub> [m]	C <sub>y</sub> [m]	R <sub>c</sub> [m]	M <sub>stab</sub> [kg m]	M <sub>destab</sub> [kg m]	Sf <sub>min</sub>	Esito
2	-0.05	2.80	2.93	84041.93	56731.43	1.48	sodd.
3-I	-0.05	2.80	2.93	129595.25	89660.61	1.45	sodd.
3-II	-0.05	2.80	2.93	140814.88	93331.03	1.51	sodd.

### Simbologia

**Comb.**: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**C<sub>x</sub>, C<sub>y</sub>**: Coordinate centro del cerchio di crisi (riferimento globale) cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo

**R<sub>c</sub>**: Raggio del cerchio di crisi cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo

**M<sub>stab</sub>**: Momento delle azioni resistenti

**M<sub>destab</sub>**: Momento delle azioni destabilizzanti

**Sf<sub>min</sub>**: Coefficiente di sicurezza minimo

Nota. I valori dei momenti delle azioni resistenti portano in conto il coefficiente parziale  $\gamma_R$  riportato nella sezione "Scenario di calcolo".

## Verifiche a Ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene condotta controllando che il momento stabilizzante calcolato rispetto alla punta della fondazione sia sufficiente a contrastare il momento ribaltante calcolato rispetto allo stesso punto. Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e viene trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido (EQU), riconducendo tutte le azioni agenti sul muro di sostegno a una forza risultante applicata al piano di posa, utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tabella 6.2.I delle NTC 2018 e applicando i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Lo stato limite di ribaltamento in condizioni sismiche viene trattato impiegando i coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1 - NTC 2018) e utilizzando **valori di  $\beta_m$  incrementati del 50%** rispetto a quelli indicati nella sezione "Spettri di risposta" e comunque non superiori all'unità (§ 7.11.6.2.1 - NTC 2018).

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

### Spinta del terreno

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [°]
1	1	3052.80	0.00	0.27	0.27	0.00
3-I	1	3570.16	0.00	0.27	0.27	0.00
3-II	1	4261.90	0.00	0.27	0.27	0.00

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

**$S_t$ :** Spinta del terreno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**$\vartheta$ :** Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

### Spinta del terreno dovuta al carico nastriiforme applicato sul profilo di monte

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
1	Variabili	Carico nastriiforme_76	1	4205.01	0.00	0.42	0.42
3-I	Variabili	Carico nastriiforme_76	1	4205.01	0.00	0.42	0.42
3-II	Variabili	Carico nastriiforme_76	1	4205.01	0.00	0.42	0.42

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

**$S_{Load}$ :** Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

$\alpha$ : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

$d_0$ : Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dall'origine del sistema di riferimento;

$d_{GF}$ : Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

### Verifica a ribaltamento

Comb.	$M_s$ [Kg*m]	$M_r$ [Kg*m]	$S_f$	Esito
1	7163.65	3734.38	1.92	sodd.
3-I	6719.02	2736.10	2.46	sodd.
3-II	7884.16	2920.56	2.70	sodd.

### Simbologia

**Comb.**: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**$M_s$** : Momento stabilizzante;

**$M_r$** : Momento ribaltante;

**$S_f$** : Coefficiente di sicurezza.

## Verifiche STR

Il progetto e la verifica strutturale del muro a mensola viene eseguito assumendo che il muro sia composto da tre elementi:

- mensola in elevazione o stelo
- mensola interna o tacco
- mensola esterna o punta

ciasuno dei quali viene assimilato ad una mensola.

Il progetto e la verifica vengono eseguiti in conformità di quanto previsto dalle NTC 2018.

### Verifica mensola in elevazione

Lo stelo viene dimensionato per resistere alle sollecitazioni che derivano dalle varie azioni agenti su di esso (spinta del terreno, spinta degli eventuali carichi, azione degli eventuali carichi direttamente applicati su di esso, spinta idrostatica e idrodinamica della eventuale falda, etc..).

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

#### Spinta del terreno

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [°]
1	1	1717.20	0.00	0.40	0.40	0.00
3-I	1	1913.05	0.00	0.40	0.40	0.00
3-II	1	2135.29	0.00	0.40	0.40	0.00

#### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

**$S_t$ :** Spinta del terreno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**$\vartheta$ :** Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

#### Spinta del terreno dovuta al carico nastriforme applicato sul profilo di monte

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
1	Variabili	Carico nastriforme_76	1	2249.53	0.00	0.45	0.45
3-I	Variabili	Carico nastriforme_76	1	2249.53	0.00	0.45	0.45
3-II	Variabili	Carico nastriforme_76	1	2249.53	0.00	0.45	0.45

#### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

**S<sub>Load</sub>:** Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

**α:** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**d<sub>0</sub>:** Distanza della retta d'azione di S<sub>Load</sub> dall'origine del sistema di riferimento;

**d<sub>GF</sub>:** Distanza della retta d'azione di S<sub>Load</sub> dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

### Verifica strutturale mensola in elevazione

s [m]	Inviluppo Sollecitazioni			Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sup>+</sup> <sub>ed</sub> [Kg*m]	M <sup>-</sup> <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	M <sup>+</sup> <sub>Rd</sub> [Kg*m]	M <sup>-</sup> <sub>Rd</sub> [Kg*m]	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>		
0.06	-775.12	--	-2.99	1590.00	25.00	2.50	45855.22	60356.98	À~14/3 5	À~12/35	--	1000. 00	sodd.
0.12	-1550.24	--	-16.99	1590.00	25.00	2.50	45935.12	60437.26	À~14/3 5	À~12/35	--	1000. 00	sodd.
0.18	-2325.37	--	-48.86	1590.00	25.00	2.50	46015.03	60517.53	À~14/3 5	À~12/35	--	1000. 00	sodd.
0.24	-3100.49	--	-104.39	1590.00	25.00	2.50	46094.93	60597.81	À~14/3 5	À~12/35	--	580.4 7	sodd.
0.30	-3875.61	--	-194.91	1590.00	25.00	2.50	46174.84	60678.09	À~14/3 5	À~12/35	--	311.3 2	sodd.
0.36	-4650.73	--	-323.56	1590.00	25.00	2.50	46254.74	60758.37	À~14/3 5	À~12/35	--	187.7 8	sodd.
0.42	-5425.85	--	-493.39	1590.00	25.00	2.50	46334.64	60838.65	À~14/3 5	À~12/35	--	123.3 1	sodd.
0.48	-6200.97	--	-707.53	1590.00	25.00	2.50	46414.55	60918.93	À~14/3 5	À~12/35	--	86.10	sodd.
0.54	-6976.10	--	-968.75	1590.00	25.00	2.50	46494.45	60999.21	À~14/3 5	À~12/35	--	62.97	sodd.
0.60	-7751.22	--	-1279.57	1590.00	25.00	2.50	46574.36	61079.49	À~14/3 5	À~12/35	--	47.73	sodd.

### Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

N<sub>ed</sub>: Sforzo Normale di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (negativo se di compressione)

M<sup>-</sup><sub>ed</sub>: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese lato monte)

M<sup>+</sup><sub>ed</sub>: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese lato valle)

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: coprifero di calcolo

M<sup>-</sup><sub>Rd</sub>: Momento ultimo della sezione (fibre tese lato monte)

M<sup>+</sup><sub>Rd</sub>: Momento ultimo della sezione (fibre tese lato valle)

A<sub>1</sub>: Armatura disposta lato monte

A<sub>2</sub>: Armatura disposta lato valle

A<sub>3</sub>: Monconi

Sf<sub>min</sub>: Coefficiente di sicurezza minimo

## Verifica mensole di fondazione

Le mensole di fondazione, interna e esterna, vengono dimensionate, dal punto di vista strutturale, per resistere al peso del muro, alla pressione del terreno di fondazione e alla pressione dovuta al peso del terreno sovrastante il tacco. Il terreno al di sopra della punta viene invece trascurato.

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

### Spinta del terreno

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [°]
1	1	5218.35	41.63	-0.25	0.01	23.63
3-I	1	5716.71	41.63	-0.25	0.01	23.63
3-II	1	6375.20	41.63	-0.25	0.01	23.63

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

**$S_t$ :** Spinta del terreno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**$\vartheta$ :** Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

### Spinta del terreno dovuta al carico nastriforme applicato sul profilo di monte

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
1	Variabili	Carico nastriforme_76	1	3440.52	41.63	-0.17	0.10
3-I	Variabili	Carico nastriforme_76	1	3440.52	41.63	-0.17	0.10
3-II	Variabili	Carico nastriforme_76	1	3440.52	41.63	-0.17	0.10

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

**$S_{Load}$ :** Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dall'origine del sistema di riferimento;

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

### Verifica strutturale mensola fondazione (lato monte)

s [m]	Inviluppo Sollecitazioni		Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura		$Sf_{min}$	Esito
	$M^+_{ed}$ [Kg*m]	$M^-_{ed}$ [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$M^+_{Rd}$ [Kg*m]	$M^-_{Rd}$ [Kg*m]	$A_1$	$A_2$		
0.03	0.02	-5.39	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	$\tilde{A}^{-12/35}$	$\tilde{A}^{-12/35}$	6717.76	sodd.

s [m]	Inviluppo Sollecitazioni		Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura		Sf <sub>min</sub>	Esito
	M <sup>+</sup> <sub>ed</sub> [Kg*m]	M <sup>-</sup> <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	M <sup>+</sup> <sub>Rd</sub> [Kg*m]	M <sup>-</sup> <sub>Rd</sub> [Kg*m]	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>		
0.07	--	-22.11	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	À~12/35	À~12/35	1000.00	sodd.
0.10	--	-51.02	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	À~12/35	À~12/35	709.47	sodd.
0.14	--	-92.95	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	À~12/35	À~12/35	389.43	sodd.
0.17	--	-148.74	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	À~12/35	À~12/35	243.35	sodd.
0.21	--	-219.25	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	À~12/35	À~12/35	165.09	sodd.
0.24	--	-305.31	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	À~12/35	À~12/35	118.56	sodd.
0.28	--	-407.76	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	À~12/35	À~12/35	88.77	sodd.
0.31	--	-527.45	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	À~12/35	À~12/35	68.62	sodd.
0.35	--	-665.23	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	À~12/35	À~12/35	54.41	sodd.

### Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

M<sup>-</sup><sub>ed</sub>: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese inferiori)

M<sup>+</sup><sub>ed</sub>: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese superiori)

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: coprifero di calcolo

M<sup>-</sup><sub>Rd</sub>: Momento ultimo della sezione (fibre tese inferiori)

M<sup>+</sup><sub>Rd</sub>: Momento ultimo della sezione (fibre tese superiori)

A<sub>1</sub>: Armatura superiore disposta

A<sub>2</sub>: Armatura inferiore disposta

Sf<sub>min</sub>: Coefficiente di sicurezza minimo

### Verifica strutturale mensola fondazione (lato valle)

s [m]	Inviluppo Sollecitazioni		Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura		Sf <sub>min</sub>	Esito
	M <sup>+</sup> <sub>ed</sub> [Kg*m]	M <sup>-</sup> <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	M <sup>+</sup> <sub>Rd</sub> [Kg*m]	M <sup>-</sup> <sub>Rd</sub> [Kg*m]	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>		
0.02	7.12	--	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	À~12/35	À~12/35	1000.00	sodd.
0.04	28.39	--	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	À~12/35	À~12/35	1000.00	sodd.
0.06	63.64	--	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	À~12/35	À~12/35	568.78	sodd.

s [m]	Inviluppo Sollecitazioni		Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura		$Sf_{min}$	Esito
	$M_{ed}^+$ [Kg*m]	$M_{ed}^-$ [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$M_{Rd}^+$ [Kg*m]	$M_{Rd}^-$ [Kg*m]	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>		
0.08	112.72	--	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	$\tilde{A}12/35$	$\tilde{A}12/35$	321.13	sodd.
0.10	175.46	--	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	$\tilde{A}12/35$	$\tilde{A}12/35$	206.29	sodd.
0.12	251.72	--	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	$\tilde{A}12/35$	$\tilde{A}12/35$	143.79	sodd.
0.14	341.34	--	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	$\tilde{A}12/35$	$\tilde{A}12/35$	106.04	sodd.
0.16	444.15	--	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	$\tilde{A}12/35$	$\tilde{A}12/35$	81.49	sodd.
0.18	560.00	--	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	$\tilde{A}12/35$	$\tilde{A}12/35$	64.64	sodd.
0.20	688.74	--	1590.00	20.00	2.50	36195.88	36195.88	$\tilde{A}12/35$	$\tilde{A}12/35$	52.55	sodd.

### Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

$M_{ed}^-$ : Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese superiori)

$M_{ed}^+$ : Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese inferiori)

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: coprifero di calcolo

$M_{Rd}^-$ : Momento ultimo della sezione (fibre tese superiori)

$M_{Rd}^+$ : Momento ultimo della sezione (fibre tese inferiori)

A<sub>1</sub>: Armatura superiore disposta

A<sub>2</sub>: Armatura inferiore disposta

$Sf_{min}$ : Coefficiente di sicurezza minimo

### Verifiche SLS

Vengono riportate, di seguito, le verifiche agli stati limite di esercizio eseguite per le varie azioni agenti sull'opera di sostegno (spinta del terreno, spinta degli eventuali carichi, azione degli eventuali carichi direttamente applicati su di esso, spinta idrostatica e idrodinamica della eventuale falda, pressione del terreno, etc..).

## **VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO**

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

### **Verifiche tensioni di esercizio mensola in elevazione**

#### *Spinta del terreno*

Comb.	Strato	S <sub>t</sub> [Kg]	α [° ]	d <sub>0</sub> [m]	d <sub>GF</sub> [m]	θ [° ]
4	1	1717.20	0.00	0.40	0.40	0.00
6	1	1717.20	0.00	0.40	0.40	0.00

#### **Simbologia**

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

S<sub>t</sub>: Spinta del terreno;

α: Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

d<sub>0</sub>: Distanza della retta d'azione di S<sub>t</sub> dall'origine del sistema di riferimento

d<sub>GF</sub>: Distanza della retta d'azione di S<sub>t</sub> dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

θ: Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze d<sub>0</sub> e d<sub>GF</sub> sono positive se la retta d'azione di S<sub>t</sub> passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

#### *Spinta del terreno dovuta al carico nastriforme applicato sul profilo di monte*

Comb.	Cond.	Carico	Strato	S <sub>Load</sub> [Kg]	α [° ]	d <sub>0</sub> [m]	d <sub>GF</sub> [m]
4	Variabili	Carico nastriforme 76	1	2249.53	0.00	0.45	0.45
6	Variabili	Carico nastriforme 76	1	2249.53	0.00	0.45	0.45

#### **Simbologia**

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

S<sub>Load</sub>: Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

α: Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

d<sub>0</sub>: Distanza della retta d'azione di S<sub>Load</sub> dall'origine del sistema di riferimento;

d<sub>GF</sub>: Distanza della retta d'azione di S<sub>Load</sub> dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**Combinazione: 4**

Tipo Combinazione: Rara

Elemento strutturale: mensola in elevazione

$\sigma_{ct\ max}$ : 25.58 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_c\ max$ : 149.40 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_s\ max$ : 3600.00 Kg/cm<sup>2</sup>

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		$\sigma_{ct}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.06	-596.25	-1.22	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	--	0.02	--	>1e3	sodd.
0.12	-1192.50	-9.57	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	--	0.03	--	>1e3	sodd.
0.18	-1788.74	-31.42	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	--	0.06	--	>1e3	sodd.
0.24	-2384.99	-72.06	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	--	0.10	--	>1e3	sodd.
0.30	-2981.24	-135.66	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	0.00	0.15	--	>1e3	sodd.
0.36	-3577.49	-225.60	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	0.02	0.22	0.31	690.15	sodd.
0.42	-4173.73	-344.63	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	0.06	0.30	1.13	489.90	sodd.
0.48	-4769.98	-495.14	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	0.11	0.41	2.32	360.07	sodd.
0.54	-5366.23	-679.22	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	0.17	0.55	3.89	273.00	sodd.
0.60	-5962.48	-898.84	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	0.26	0.70	5.87	212.52	sodd.

**Combinazione: 6**

Tipo Combinazione: Quasi Permanente

Elemento strutturale: mensola in elevazione

$\sigma_{ct\ max}$ : 25.58 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_c\ max$ : 112.05 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_s\ max$ : -- Kg/cm<sup>2</sup>

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		$\sigma_{ct}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.06	-596.25	-0.87	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	--	0.02	--	>1e3	sodd.
0.12	-1192.50	-6.84	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	--	0.03	--	>1e3	sodd.

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		σ <sub>ct</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>c</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>s</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.18	-1788.74	-22.57	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	--	0.06	--	>1e3	sodd.
0.24	-2384.99	-52.03	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	--	0.09	--	>1e3	sodd.
0.30	-2981.24	-98.57	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	--	0.13	--	876.11	sodd.
0.36	-3577.49	-165.04	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	0.00	0.18	--	623.60	sodd.
0.42	-4173.73	-253.91	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	0.02	0.25	0.28	454.18	sodd.
0.48	-4769.98	-367.42	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	0.06	0.33	1.03	338.18	sodd.
0.54	-5366.23	-507.69	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	0.10	0.43	2.10	257.97	sodd.
0.60	-5962.48	-676.69	1590.00	25.00	2.50	50.89	69.27	non fess.	0.16	0.56	3.50	201.28	sodd.

### Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

N<sub>ed</sub>: Sforzo Normale di calcolo

M<sub>ed</sub>: Momento flettente di calcolo

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: coprifero di calcolo

A<sub>s</sub>: Area armatura:

- lato valle se l'elemento verificato è la mensola in elevazione

- inferiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato valle

- superiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato monte

A'<sub>s</sub>: Area armatura:

- lato monte se l'elemento verificato è la mensola in elevazione

- superiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato valle

- inferiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato monte

σ<sub>c</sub>: Tensione di esercizio del calcestruzzo compresso ("--" se il cls \ tesò)

σ<sub>s</sub>: Tensione di esercizio dell'acciaio tesò ("--" se l'armatura \ compressa)

σ<sub>ct\_max</sub>: Tensione di trazione massima assunta per il calcestruzzo

σ<sub>c\_max</sub>: Tensione di esercizio massima del calcestruzzo compresso

σ<sub>s\_max</sub>: Tensione di esercizio massima dell'acciaio tesò per la combinazione di tipo Rara

Sf<sub>min</sub>: Coefficiente di sicurezza minimo (Sf<sub>min</sub> = min{σ<sub>c\_max</sub> / σ<sub>c</sub>; σ<sub>s\_max</sub> / σ<sub>s</sub>}).

## Verifiche tensioni di esercizio fondazione

### Spinta del terreno

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [°]
4	1	5218.35	41.63	-0.25	0.01	23.63
6	1	5218.35	41.63	-0.25	0.01	23.63

#### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

$S_t$ : Spinta del terreno;

$\alpha$ : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

$d_0$ : Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

$d_{GF}$ : Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

$\vartheta$ : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

### Spinta del terreno dovuta al carico nastriiforme applicato sul profilo di monte

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
4	Variabili	Carico nastriiforme_76	1	3440.52	41.63	-0.17	0.10
6	Variabili	Carico nastriiforme_76	1	3440.52	41.63	-0.17	0.10

#### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

$S_{Load}$ : Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

$\alpha$ : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

$d_0$ : Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dall'origine del sistema di riferimento;

$d_{GF}$ : Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**Combinazione:** 4

**Tipo Combinazione:** Rara

**Elemento strutturale:** mensola fondazione (lato monte)

$\sigma_{ct\ max}:$  25.58 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_c\ max:$  149.40 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_s\ max:$  3600.00 Kg/cm<sup>2</sup>

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato seziona	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		$\sigma_{ct}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.03	--	-2.13	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.00	0.00	0.04	>1e3	sodd.
0.07	--	-8.86	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.01	0.01	0.15	>1e3	sodd.

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		σ <sub>ct</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>c</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>s</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.10	--	-20.73	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.01	0.02	0.35	>1e3	sodd.
0.14	--	-38.26	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.03	0.04	0.64	>1e3	sodd.
0.17	--	-61.97	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.04	0.06	1.04	>1e3	sodd.
0.21	--	-92.39	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.07	0.09	1.54	>1e3	sodd.
0.24	--	-130.05	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.09	0.13	2.17	>1e3	sodd.
0.28	--	-175.47	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.12	0.18	2.93	829.37	sodd.
0.31	--	-229.18	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.16	0.24	3.83	635.00	sodd.
0.35	--	-291.70	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.21	0.30	4.87	498.89	sodd.

**Combinazione:** 4

**Tipo Combinazione:** Rara

**Elemento strutturale:** mensola fondazione (lato valle)

σ<sub>ct</sub> max : 25.58 Kg/cm<sup>2</sup>

σ<sub>c</sub> max : 149.40 Kg/cm<sup>2</sup>

σ<sub>s</sub> max : 3600.00 Kg/cm<sup>2</sup>

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		σ <sub>ct</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>c</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>s</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.02	--	4.90	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.00	0.01	0.08	>1e3	sodd.
0.04	--	19.54	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.01	0.02	0.33	>1e3	sodd.
0.06	--	43.83	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.03	0.04	0.73	>1e3	sodd.
0.08	--	77.65	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.06	0.08	1.30	>1e3	sodd.
0.10	--	120.93	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.09	0.12	2.02	>1e3	sodd.
0.12	--	173.54	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.12	0.18	2.90	838.56	sodd.
0.14	--	235.41	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.17	0.24	3.93	618.18	sodd.

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		σ <sub>ct</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>c</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>s</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.16	--	306.43	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.22	0.31	5.12	474.91	sodd.
0.18	--	386.50	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.27	0.40	6.46	376.53	sodd.
0.20	--	475.52	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.34	0.49	7.95	306.04	sodd.

### Combinazione: 6

Tipo Combinazione: Quasi Permanente

Elemento strutturale: mensola fondazione (lato monte)

σ<sub>ct</sub> max : 25.58 Kg/cm<sup>2</sup>

σ<sub>c</sub> max : 112.05 Kg/cm<sup>2</sup>

σ<sub>s</sub> max : -- Kg/cm<sup>2</sup>

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		σ <sub>ct</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>c</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>s</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.03	--	-2.16	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.00	0.00	0.04	>1e3	sodd.
0.07	--	-8.90	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.01	0.01	0.15	>1e3	sodd.
0.10	--	-20.62	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.01	0.02	0.34	>1e3	sodd.
0.14	--	-37.71	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.03	0.04	0.63	>1e3	sodd.
0.17	--	-60.57	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.04	0.06	1.01	>1e3	sodd.
0.21	--	-89.58	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.06	0.09	1.50	>1e3	sodd.
0.24	--	-125.15	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.09	0.13	2.09	872.11	sodd.
0.28	--	-167.66	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.12	0.17	2.80	650.97	sodd.
0.31	--	-217.52	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.15	0.22	3.63	501.77	sodd.
0.35	--	-275.11	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.20	0.28	4.60	396.73	sodd.

**Combinazione:** 6

*Tipo Combinazione:* Quasi Permanente

*Elemento strutturale:* mensola fondazione (lato valle)

$\sigma_{ct\ max}$ : 25.58 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_c\ max$ : 112.05 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_s\ max$ : -- Kg/cm<sup>2</sup>

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		$\sigma_{ct}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.02	--	4.43	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.00	0.00	0.07	>1e3	sodd.
0.04	--	17.68	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.01	0.02	0.30	>1e3	sodd.
0.06	--	39.67	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.03	0.04	0.66	>1e3	sodd.
0.08	--	70.32	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.05	0.07	1.17	>1e3	sodd.
0.10	--	109.57	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.08	0.11	1.83	996.13	sodd.
0.12	--	157.34	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.11	0.16	2.63	693.69	sodd.
0.14	--	213.56	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.15	0.22	3.57	511.08	sodd.
0.16	--	278.15	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.20	0.29	4.65	392.40	sodd.
0.18	--	351.04	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.25	0.36	5.87	310.92	sodd.
0.20	--	432.15	1590.00	20.00	2.50	50.89	50.89	non fess.	0.31	0.44	7.22	252.56	sodd.

**Simbologia**

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

N<sub>ed</sub>: Sforzo Normale di calcolo

M<sub>ed</sub>: Momento flettente di calcolo

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: coprifero di calcolo

A<sub>s</sub>: Area armatura:

- lato valle se l'elemento verificato è la mensola in elevazione
- inferiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato valle
- superiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato monte

A'<sub>s</sub>: Area armatura:

- lato monte se l'elemento verificato è la mensola in elevazione
- superiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato valle
- inferiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato monte

$\sigma_c$ : Tensione di esercizio del calcestruzzo compresso ("--" se il cls \ tesò)

$\sigma_s$ : Tensione di esercizio dell'acciaio tesò ("--" se l'armatura \ compressa)

$\sigma_{ct\_max}$ : Tensione di trazione massima assunta per il calcestruzzo

$\sigma_{c\_max}$ : Tensione di esercizio massima del calcestruzzo compresso

$\sigma_{s\_max}$ : Tensione di esercizio massima dell'acciaio tesò per la combinazione di tipo Rara

$Sf_{min}$ : Coefficiente di sicurezza minimo ( $Sf_{min} = \min\{\sigma_{c\_max} / \sigma_c ; \sigma_{s\_max} / \sigma_s\}$ ).

## **CONTROLLO SPOSTAMENTI**

Gli spostamenti dell'opera di sostegno vengono valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di eventuali manufatti adiacenti.

A tal fine, vengono stimati i cedimenti in fondazione attraverso il metodo edometrico, sviluppato da Terzaghi negli anni '20.

Si pone:

$$w = \int_0^H \frac{\Delta\sigma_z}{E_{ed}} dz$$

nella quale  $\Delta\sigma_z$  rappresenta l'incremento di tensione indotto dal carico in fondazione,  $E_{ed}$  il modulo edometrico del terreno e  $H$  l'estensione in profondità del volume significativo.

Operativamente il problema viene discretizzato e l'integrale approssimato dalla sommatoria:

$$w = \sum_{z=0}^H \Delta w_{ed}$$

essendo:

$$\Delta w_{ed} = \frac{\Delta\sigma_{zi}}{E_{ed}} \Delta z_i$$

Gli incrementi di tensione nel sottosuolo vengono calcolati attraverso la soluzione analitica fornita da Steinbrenner (1934):

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[ \operatorname{arctg} \frac{LB}{cz} + \frac{LBz}{c} \left( \frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2} \right) \right]$$

nella quale:

$$m^2 = L^2 + z^2 \quad n^2 = B^2 + z^2 \quad c = \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}$$

con  $B$  e  $L$  dimensioni in pianta della fondazione.

Per quanto riguarda la rotazione in fondazione, la stima avviene schematizzando il terreno come un mezzo elastico:

$$\tan \vartheta = \frac{1-\nu}{E_s} \frac{M}{B^2 L} I_\vartheta$$

nella quale  $E_s$  e  $\nu$  sono rispettivamente il modulo di Young ed il coefficiente di Poisson del terreno,  $M$  il momento ribaltante agente sul lato  $B$  della fondazione e  $I_\vartheta$  il coefficiente di influenza ottenuto sperimentalmente da Taylor (1967) e da Tettinek e Matl (1953) in funzione del rapporto  $(L/B)$  e della rigidezza della fondazione.

L/B	Flessibile	Rigida
0.10	1.045	1.59
0.20	1.60	2.42
0.50	2.51	3.54
0.75	2.91	3.94
1.00	3.15	4.17
1.50	3.43	4.44
2.00	3.57	4.59
3.00	3.70	4.74
5.00	3.77	4.87
10.00	3.81	4.98
100.00	3.82	5.06

*Coefficienti di influenza  $I_g$  per il calcolo delle rotazioni in fondazione*

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

#### *Spinta del terreno*

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [°]
4	1	3052.80	0.00	0.27	0.27	0.00
7-I	1	3269.76	0.00	0.27	0.27	0.00
7-II	1	3486.79	0.00	0.27	0.27	0.00

#### **Simbologia**

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

$S_t$ : Spinta del terreno;

$\alpha$ : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

$d_0$ : Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

$d_{GF}$ : Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

$\vartheta$ : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

#### *Spinta del terreno dovuta al carico nastriforme applicato sul profilo di monte*

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
4	Variabili	Carico nastriforme_76	1	4205.01	0.00	0.42	0.42
7-I	Variabili	Carico nastriforme_76	1	4205.01	0.00	0.42	0.42
7-II	Variabili	Carico nastriforme_76	1	4205.01	0.00	0.42	0.42

## Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

**S<sub>Load</sub>:** Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

**α:** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**d<sub>0</sub>:** Distanza della retta d'azione di S<sub>Load</sub> dall'origine del sistema di riferimento;

**d<sub>GF</sub>:** Distanza della retta d'azione di S<sub>Load</sub> dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

## Verifica cedimenti in fondazione e spostamenti in elevazione

<b>α:</b>	0.00	[°]
<b>w<sub>lim</sub>:</b>	30.00	mm
<b>s<sub>lim</sub>:</b>	15.00	mm

Comb.	Tipo Comb.	Azioni alla base del muro			Cedimenti in fondazione		Spostamenti in elevazione		<b>θ</b> [°]	<b>Sf<sub>min</sub></b>	Esito
		<b>N</b> [Kg]	<b>T</b> [Kg]	<b>M</b> [Kg*m]	<b>w<sub>h</sub></b> [mm]	<b>w<sub>v</sub></b> [mm]	<b>s<sub>h</sub></b> [mm]	<b>s<sub>v</sub></b> [mm]			
4	Rara	-7257.81	-18332.73	1693.02	0.00	-0.20	-0.09	-0.20	0.01	147.89	soddisf.
7-I	Sismica	-6862.20	-17798.01	1449.97	0.00	-0.19	-0.08	-0.19	0.01	157.09	soddisf.
7-II	Sismica	-7079.24	-18867.45	1455.05	0.00	-0.20	-0.08	-0.20	0.01	150.06	soddisf.

## Simbologia

**α:** Inclinazione del piano fondazione rispetto all'orizzontale;

**w<sub>lim</sub>:** Valore limite del cedimento in fondazione;

**s<sub>lim</sub>:** Valore limite dello spostamento in elevazione;

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se \ non sismica, [CI] se \ sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se \ sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Tipo Comb.:** Tipo di combinazione;

**N, T, M:** Azioni in fondazione (componente normale e tangenziale al piano di posa della fondazione, momento);

**w<sub>h</sub>:** Componente orizzontale del cedimento in fondazione;

**w<sub>v</sub>:** Componente verticale del cedimento in fondazione;

**s<sub>h</sub>:** Componente orizzontale del cedimento in elevazione;

**s<sub>v</sub>:** Componente verticale del cedimento in elevazione;

**θ:** Rotazione rigida del muro;

**Sf<sub>min</sub>:** Coefficiente di sicurezza minimo ( $Sf_{min} = \min\{w_{lim} / |w_v| ; s_{lim} / |s_h|\}$ ).

*Nota. Le azioni, i cedimenti e gli spostamenti sono positivi se concordi agli assi del riferimento globale.*

## **RELAZIONE DI CALCOLO**

### **Muro a mensola h=190cm**

#### **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

- **NTC 2018** - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». - D.M. 17 Gennaio 2018. Supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale,, n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale

#### **CRITERI GENERALI DI PROGETTO**

La scelta del tipo di opera di sostegno viene effettuata sulla base delle dimensioni e delle esigenze di funzionamento dell'opera, delle caratteristiche meccaniche dei terreni in sede e di riporto, dell'eventuale regime delle pressioni interstiziali, dell'interazione con gli eventuali manufatti circostanti e delle condizioni generali di stabilità del sito. Il modello geometrico dell'opera di sostegno tiene conto delle possibili variazioni del livello del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Il livello di progetto della superficie libera dell'acqua o della falda freatica viene scelto sulla base di misure e sulla conoscenza del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo.

Il calcolo e la verifica agli stati limite dell'opera di sostegno è svolto secondo il punto §6.5.3 del citato D.M. 17 Gennaio 2018.

Gli stati limite ultimi dell'opera di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite (§6.5.3.1.1 - NTC 2018):

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

- *scorrimento sul piano di posa;*
- *collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;*
- *ribaltamento;*
- *stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;*

SLU di tipo strutturale (STR)

- *raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.*

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'**Approccio 1** con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la Combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Nel presente calcolo, maggiori dettagli sugli approcci utilizzati nelle singole verifiche di cui sopra e sulle combinazioni di carico (§2.5.3 - NTC 2018) considerate, sono riportati nella sezione "**Scenari di Calcolo**".

## RICHIAMI TEORICI

### Calcolo della spinta del terreno

Vengono di seguito fornite le equazioni per il calcolo della spinta attiva e passiva indotte da uno strato omogeneo di terra spingente, secondo le teorie più accreditate, utilizzate nel presente calcolo.

**Teoria di Coulomb.** In assenza di sisma, il calcolo della spinta del terreno viene eseguito con riferimento alla teoria di Coulomb meglio nota come *teoria del cuneo di rottura*, nella quale si considera l'equilibrio limite delle forze agenti sul cuneo di spinta, assumendo la superficie di scorrimento piana e inclinata rispetto all'orizzontale.

La teoria di Coulomb, estesa analiticamente da Muller-Breslau ai casi più generali, è basata sulle seguenti ipotesi:

- terreno omogeneo,
- superficie di rottura piana,
- superficie superiore del cuneo di spinta piana,
- forze d'attrito uniformemente ripartite sul piano di rottura,
- presenza dell'attrito fra terreno e paramento virtuale,
- paramento virtuale piano, non necessariamente verticale.

Le equazioni che forniscono i valori dei coefficienti di spinta attiva ( $K_a$ ) e passiva ( $K_p$ ) sono di seguito riportate:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos^2 \vartheta \cos(\vartheta + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\vartheta + \delta) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \vartheta)}{\cos^2 \vartheta \cos(\vartheta - \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\vartheta - \delta) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

essendo:

- $\varphi$  l'angolo di attrito (o di resistenza a taglio) del terreno,  
 $\delta$  l'angolo di attrito fra terreno e paramento virtuale  
 $\beta$  l'angolo formato dall'estradosso del terrapieno con l'orizzontale  
 $\vartheta$  l'angolo formato dal paramento virtuale con la verticale

Per  $\delta = \beta = \vartheta = 0$  (paramento virtuale verticale, assenza di attrito fra terreno e paramento e superficie orizzontale del terrapieno) le espressioni dei coefficienti di spinta coincidono con quelli di **Rankine**:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

In assenza di coesione ( $c = 0$ ), alla generica profondità  $z$  la pressione orizzontale, in condizioni di equilibrio limite attivo, è data da:

$$\sigma_a = \gamma z K_a$$

mentre, in condizioni di equilibrio limite passivo, risulta:

$$\sigma_p = \gamma z K_p$$

essendo  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume del terreno.

In condizioni non drenate ( $\varphi = 0$ ,  $c = c_u$ ), i coefficienti di spinta vengono posti pari all'unità. La spinta totale sul muro è inclinata rispetto alla normale al paramento virtuale dell'angolo  $\delta$ .

**Teoria di Mononobe & Okabe.** Il calcolo della spinta del terreno in condizioni sismiche viene eseguito mediante l'approccio pseudo-statico proposto da Mononobe & Okabe. Tale approccio deriva dall'estensione del metodo dell'equilibrio limite di Coulomb in cui si considerano agenti le forze inerziali del terreno dovute al sisma, nelle due direzioni orizzontale e verticale.

Le equazioni che forniscono i valori dei coefficienti di spinta attiva ( $K_{ae}$ ) e passiva ( $K_{pe}$ ) in presenza di sisma sono di seguito riportate:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \vartheta \cos(\vartheta + \delta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\vartheta + \delta + \psi) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi + \vartheta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \vartheta \cos(\vartheta - \delta + \psi) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\vartheta - \delta + \psi) \cos(\vartheta - \beta)}} \right]^2}$$

essendo:

$$\psi = \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{k_h}{1 + k_v} \right) \quad \text{l'angolo sismico}$$

$k_h$  il coefficiente di accelerazione sismica orizzontale

$k_v$  il coefficiente di accelerazione sismica verticale

$\varphi$  l'angolo di attrito (o di resistenza a taglio) del terreno,

$\delta$  l'angolo di attrito fra terreno e paramento virtuale

$\beta$  l'angolo formato dall'estradosso del terrapieno con l'orizzontale

$\vartheta$  l'angolo formato dal paramento virtuale con la verticale

Sotto sisma e in assenza di coesione ( $c = 0$ ), alla generica profondità  $z$  la pressione orizzontale, in condizioni di equilibrio limite attivo, è data da:

$$\sigma_{ae} = \gamma z (1 - k_v) K_{ae}$$

mentre, in condizioni di equilibrio limite passivo, risulta:

$$\sigma_{pe} = \gamma z (1 - k_v) K_{pe}$$

essendo  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume del terreno.

La spinta totale sul muro è pari alla risultante delle pressioni inclinata dell'angolo  $\delta$  rispetto alla normale al paramento virtuale.

Relativamente alla valutazione del coefficiente di spinta attiva, l'approccio di Mononobe & Okabe entra in crisi nel caso in cui:

$$\varphi - \psi < \beta$$

In tal caso, si fa riferimento alle indicazioni dell'Eurocodice 8, Appendice E, il quale prevede che il coefficiente di spinta attiva  $K_{ae}$  sia valutato trascurando il termine sotto radice.

### Calcolo coefficienti sismici

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici verticale  $k_v$  e orizzontale  $k_h$  vengono valutati mediante le espressioni (§7.11.6.2.1 - NTC 2018):

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

essendo:

$\beta_m$  il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

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

$g$  l'accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima viene valutata attraverso la relazione:

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

dove:

$S$  è coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST), di cui al § 3.2.3.2 - NTC 2018;  
 $a_g$  è accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$\begin{aligned}\beta_m &= 0.38 \text{ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)} \\ \beta_m &= 0.47 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)}\end{aligned}$$

Nel presente calcolo, maggiori dettagli sui coefficienti sismici utilizzati nelle analisi sismiche, sono riportati nella sezione "Spettri".

### Effetto dovuto alla coesione

Nei terreni dotati di coesione si considera una resistenza di segno discorde alla spinta attiva (ovvero concorde alla spinta passiva) costante per tutta l'altezza del muro.

Alla generica profondità  $z$  la pressione orizzontale, in condizioni di equilibrio limite attivo, è data da:

$$\sigma_a = \gamma_z K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

mentre, in condizioni di equilibrio limite passivo, risulta:

$$\sigma_p = \gamma_z K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

essendo  $c$  la coesione del terreno.

Nel calcolo della spinta attiva, per tener conto del possibile annullamento della resistenza a taglio dovuto alla presenza di lesioni superficiali più o meno profonde, che possono estendersi fino alla profondità:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

ovvero

$$z_c = \frac{2c_u}{\gamma_{sat}\sqrt{K_a}}$$

in condizioni non drenate, occorre introdurre un termine correttivo sulla spinta complessiva del terreno che annulla l'effetto della coesione nello strato fessurato:

$$\Delta S_i = \frac{2c^2}{\gamma}$$

Nel presente calcolo, si tiene conto del termine correttivo di cui sopra se è attivo il corrispondente check nella sezione "Settaggi di Calcolo".

### Spinta in presenza di falda

In presenza di falda, il calcolo delle pressioni laterali per la parte di terreno non sommersa viene eseguito in modo analogo a quanto esposto in precedenza, mentre, per la parte sommersa si assume come peso dell'unità di volume quello del terreno sommerso:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

essendo:

- $\gamma_{sat}$  il peso dell'unità di volume del terreno saturo
- $\gamma_w$  il peso dell'unità di volume dell'acqua

Si aggiunge, infine, la pressione idrostatica dell'acqua:

$$p_w = \gamma_w z$$

### Spinta del terreno su muri rigidi

Nel caso in cui i muri di sostegno non siano liberi di traslare o ruotare intorno al piede, non possono determinarsi le cosiddette condizioni di stato limite attivo e quindi la pressione attiva non può svilupparsi.

In tal caso la pressione orizzontale dipende dalla natura del terreno e dal grado di sovraconsolidazione OCR e viene calcolata assumendo, come coefficiente di spinta, il coefficiente di spinta a riposo fornito da (Par. 9.5.2(3) - EN 1997-1):

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \sqrt{OCR}$$

Nel caso di terreni coesivi il coefficiente di spinta a riposo è fornito dalla formula di Terzaghi:

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

in cui  $\nu$  è il coefficiente di Poisson del terreno.

Se l'estradosso del terreno è inclinato ripetto all'orizzontale dell'angolo  $\beta$  rispetto all'orizzontale il coefficiente di spinta a riposo può essere ricavato attraverso la seguente espressione (Par. 9.5.2(4) - EN 1997-1):

$$K_{0\beta} = K_0 (1 + \sin \beta)$$

Inoltre, se il paramento virtuale è inclinato dell'angolo  $\vartheta$  rispetto alla verticale il coefficiente di spinta a riposo è fornito da:

$$K_{0\vartheta} = \sqrt{\sin^2 \vartheta + K_0^2 \cos^2 \vartheta}$$

In condizioni sismiche, l'Appendice E (E.9) della EN 1998-5 suggerisce di valutare l'incremento di spinta in accordo con la formula proposta da Wood (1973), con punto di applicazione posto a metà altezza del muro, utilizzando un coefficiente sismico orizzontale maggiore rispetto a quello definito per i muri liberi di traslare e ruotare intorno al piede:

$$\Delta P_d = k_h \gamma H^2$$

In accordo con l'Eurocodice 5, le NTC 2018 suggeriscono, per i muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, di assumere l'incremento di spinta, dovuto al sisma, a metà altezza del muro. Inoltre il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

### **Spinte dovute ai carichi sul terrapieno**

Vengono considerati gli eventuali effetti spingenti dei seguenti tipi di carico:

- *carico uniforme*
- *carico nastriforme*
- *carico lineare*
- *carico puntiforme*

La spinta dovuta al carico uniforme viene valutata trasformando il carico in un'altezza di terreno equivalente. Per i restanti carichi, le pressioni laterali vengono determinate attraverso la teoria di Boussinesq.

Nel caso in cui il terrapieno sia inclinato dell'angolo  $\beta$  rispetto all'orizzontale e il paramento virtuale inclinato dell'angolo  $\vartheta$  rispetto alla verticale, la pressione laterale dovuta ai carichi viene corretta mediante il termine:

$$w = \frac{\sin(\pi/2 - \vartheta)}{\sin(\pi/2 - \vartheta + \beta)}$$

**Carico uniforme.** La pressione laterale dovuta al carico in condizioni di spinta attiva viene assunta costante per tutta l'altezza del muro e pari a:

$$\sigma_q = q K_a$$

Sotto sisma, la pressione laterale dovuta al carico uniforme si assume pari a:

$$\sigma_q = q(1 - k_v) K_{ae}$$

essendo  $K_{ae}$  il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche (ved. Mononobe & Okabe).

**Carico nastriforme.** Il carico nastriforme agisce su una zona limitata del terreno a monte del muro (es. sede stradale).

La pressione laterale alla generica profondità  $z$  indotta da un carico nastriforme avente larghezza d'impronta  $B$  e agente alla distanza  $x$  dalla testa di un muro di altezza  $H$ , viene ricavata dalla teoria dell'elasticità di Boussinesq sulla base di una formulazione proposta da Terzaghi:

$$\sigma_{qn} = \frac{2q}{\pi} (\xi - \sin \xi \cos 2\zeta)$$

nella quale  $\xi$  e  $\zeta$ , espressi in radianti, sono funzioni della profondità:

$$\zeta = \frac{\xi}{2} + \alpha_1$$

$$\xi = \alpha_2 - \alpha_1$$

essendo:

$$\alpha_1 = \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{m}{n}\right)$$

$$\alpha_2 = \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{m+l}{n}\right)$$

$$m = \frac{x}{H}$$

$$l = \frac{B}{H}$$

$$n = \frac{z}{H}$$

L'eventuale effetto dovuto all'azione sismica si ottiene incrementando o riducendo il carico della componente verticale del sisma.

**Carico lineare.** Il carico lineare è una tipologia di carico agente lungo una linea parallela al muro sul terrapieno (es. trave rovescia).

La pressione laterale alla generica profondità  $z$  indotta da un carico lineare agente alla distanza  $x$  dalla testa di un muro di altezza  $H$ , viene ricavata dalla teoria dell'elasticità di Boussinesq:

$$\sigma_{ql} = \frac{4q}{\pi H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2} \quad \text{se } m > 0.40$$

$$\sigma_{ql} = \frac{q}{H} \frac{0.203 n}{(0.16 + n^2)^2} \quad \text{se } m \leq 0.40$$

in cui:

$$m = \frac{x}{H}$$

$$n = \frac{z}{H}$$

L'eventuale effetto dovuto all'azione sismica si ottiene incrementando o riducendo il carico della componente verticale del sisma.

**Carico puntiforme.** Il carico puntiforme è un carico concentrato agente sul terrapieno (es. plinti di fondazione).

Anche per il carico puntiforme la pressione laterale alla generica profondità  $z$  viene ricavata dalla teoria dell'elasticità di Boussinesq:

$$\sigma_p = 1.77 \frac{P}{H^2} \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3} \cos^2(1.1\epsilon) \quad \text{se } m > 0.40$$

$$\sigma_p = 0.28 \frac{P}{H^2} \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^3} \cos^2(1.1\epsilon) \quad \text{se } m \leq 0.40$$

in cui:

$$m = \frac{x}{H}$$

$$n = \frac{z}{H}$$

$P$  è l'intensità del carico puntiforme

$z$  è la profondità dalla testa del muro

$x$  è la distanza dalla testa del muro

$H$  è l'altezza del muro

$\epsilon$  l'angolo che individua la sezione trasversale rispetto alla quale vengono determinate le pressioni orizzontali (per  $\epsilon = 0$ , la sezione contiene il punto di applicazione di  $P$ ).

L'eventuale effetto dovuto all'azione sismica si ottiene incrementando o riducendo il carico della componente verticale del sisma.

### Semplificazioni di calcolo

L'utilizzo dei metodi precedentemente esposti, per il calcolo della spinta del terreno sul muro di sostegno, presuppone l'assunzione di alcune ipotesi, tra cui:

- *estradosso del terrapieno con superficie piana*
- *paramento interno con superficie piana*
- *terreno non stratificato (o omogeneo)*

ipotesi che spesso non trovano conferma nella pratica progettuale.

**Estradosso del terrapieno spezzato.** La determinazione della spinta in un terrapieno con estradosso spezzato viene ricondotta, con sufficiente approssimazione, a quella della spinta in un terrapieno con superficie piana, calcolando la pressione laterale per ciascun tratto e, a partire dal diagramma corrispondente al primo tratto, eseguendo l'involucro con il diagramma corrispondente al tratto successivo. Tale involucro sarà del massimo e del minimo a seconda che la variazione di inclinazione  $\Delta\beta$  dei due tratti considerati, rispetto all'orizzontale, è rispettivamente positiva o negativa.

Il diagramma risultante così determinato, viene a sua volta confrontato con il diagramma relativo all'eventuale tratto successivo, ottenendo un ulteriore diagramma involucro. Dalla procedura così descritta, sviluppata progressivamente per tutti i tratti, si ottiene il diagramma di spinta finale.

**Paramento interno con superficie spezzata.** Nella pratica progettuale è poco frequente che il paramento interno del muro sia piano, giacché generalmente i muri sono dotati di una suola posteriore. Per tale motivo si ricordi il problema ad uno schema semplificato, definendo una sezione di spinta (*paramento virtuale del muro*), sulla quale si immaginano agenti le pressioni del terrapieno.

Per i muri con *suola relativamente lunga* una zona attiva di Rankine può svilupparsi interamente al di sopra

della suola senza interferire con il paramento posteriore del muro. In tal caso si assume come paramento virtuale del muro, il piano verticale passante per il tacco del muro, sul quale si assumono le condizioni attive di Rankine, con inclinazione della spinta, rispetto all'orizzontale, pari all'inclinazione  $\beta$  dell'estradosso del terrapieno ( $\beta \leq \varphi$ , essendo  $\varphi$  l'angolo di attrito del terreno).

Per i muri con *suola relativamente corta*, i meccanismi e il paramento virtuale del muro sono di determinazione più difficile. Non è più lecito assumere le condizioni di Rankine e non è possibile determinare a rigore l'inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale. In questi casi, come suggerito in letteratura, si assume come paramento virtuale il piano inclinato passante per il tacco e la testa del muro, considerando il terreno compreso tra detto piano e il muro parte del muro, poiché costretto a muoversi assieme ad esso. Si assume, inoltre, un'inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale pari a  $\delta + \vartheta$  essendo  $\delta$  l'angolo di attrito terra-paramento virtuale e  $\vartheta$  l'inclinazione del paramento virtuale rispetto alla verticale. Come suggerito in letteratura (Teng, 1962) nella maggioranza dei casi conviene usare un valore di  $\delta$  compreso fra  $\varphi/3$  e  $2\varphi/3$ .

Nel presente calcolo, maggiori indicazioni sulle sezioni di spinta assunte nelle varie verifiche sono riportate nella sezione "**Settaggi di Calcolo**".

Se la scelta è lasciata al codice di calcolo (sezione di spinta "*Automatica*") la verifica viene eseguita analizzando entrambi i casi di cui sopra e considerando, ai fini delle stampe, quello cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo.

**Terreno stratificato.** In via generale si può trasformare la pressione agente sul generico strato di terreno (ved. carico uniformemente ripartito) in altezza equivalente di terra avente lo stesso peso specifico dello strato caricato.

Ovvero, posto:

$$w = \frac{\sin(\pi/2 - \vartheta)}{\sin(\pi/2 - \vartheta + \beta_i)}$$

con

- $\beta_i$  angolo di inclinazione dello strato rispetto all'orizzontale
- $\vartheta$  angolo di inclinazione del paramento virtuale rispetto alla verticale

si può scrivere, per i generico strato  $i$ -mo:

$$h_{eq,i} = \frac{p_{i-1} w}{\gamma_i}$$

essendo  $p_{i-1}$  la pressione esercitata dal terreno sovrastante sul tetto dello strato  $i$ -mo.

In generale per lo strato  $i$ -mo di spessore  $h_i$  valgono le formule generalizzate:

$$p_{A,i} = p_{B,i-1} = \gamma_{i-1} (h_{eq,i-1} + h_{i-1}) \quad \text{pressione verticale al tetto dello strato } i\text{-mo}$$

$$s_{A,i} = p_{A,i} K_{a,i} \quad \text{spinta unitaria al tetto dello strato } i\text{-mo}$$

$$h_{eq,i} = \frac{\gamma_{i-1} w}{\gamma_i} (h_{eq,i-1} + h_{i-1}) \quad \text{altezza di terra equivalente}$$

$$p_{B,i} = \gamma_i (h_{eq,i} + h_i) \quad \text{pressione verticale alla base dello strato } i\text{-mo}$$

$$s_{B,i} = p_{B,i} K_{a,i} \quad \text{spinta unitaria alla base dello strato } i\text{-mo}$$

$$S_i = \frac{(s_{A,i} + s_{B,i})h_i}{2} \quad \text{spinta complessiva dello strato } i\text{-mo}$$

La spinta complessiva della terra risulta pari a:

$$S_t = \sum_i S_i$$

Le formule sopra riportate vengono applicate nel calcolo in presenza di terreni stratificati.

## **INFORMAZIONI GENERALI**

---

### **Progettista**

Nome e cognome  
Indirizzo  
Telefono  
Fax

Ing. D'Asero Giuseppe  
Via Vittorio Emanuele  
095/984080

### **Opera**

Progetto  
Comune  
Data

Muro con Dente in C.A.  
BIANCAVILLA (CT)

### **Codice di calcolo**

Nome  
Versione  
Produzione e Distribuzione

Monolith  
3.0.0

**SOFT.LAB srl**  
Via Borgo II - 82030 PONTE (BN)  
Tel. +39 0824 874392 Fax +39 0824 874431  
Sito internet: <http://www.soft.lab.it>  
E-mail: [info@soft.lab.it](mailto:info@soft.lab.it)

Concesso in licenza a  
Codice utente

D'ASERO ING. GIUSEPPE  
C01439

## DATI GENERALI DEL MURO

---

### *Proprietà del muro*

#### **Generale**

Nome

Muro a mensola\_10

#### **Generici**

Sviluppo longitudinale

20.00 m

#### **Paramento**

Altezza del paramento	1.90	m
Spessore in testa	0.30	m
Inclinazione interna	0.00	°
Inclinazione esterna	0.00	°

#### **Fondazione**

Inclinazione fondazione	0.00	°
Lunghezza mensola di valle	0.40	m
Altezza esterna fondazione di valle	0.20	m
Altezza interna fondazione di valle	0.20	m
Lunghezza mensola di monte	0.90	m
Altezza esterna fondazione di monte	0.20	m
Altezza interna fondazione di valle	0.20	m

#### **Dente di fondazione**

Distanza dallo spigolo di monte	0.00	m
Altezza	0.50	m
Base	0.20	m
Angolo di inclinazione	0.00	°

### *Materiale*

#### **Generale**

Nome

Cemento armato

#### **Generici**

Peso Specifico	2500.00	Kg/m <sup>3</sup>
----------------	---------	-------------------

### *Criterio di verifica mensola in elevazione*

#### **Generale**

Nome

Criterio di Verifica  
Stelo

#### **Generici**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$f_{ck,cube}$	300.00	Kg/cm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	$f_{vk}$	4500.00	Kg/cm <sup>2</sup>
Deformazione al limite elastico calcestruzzo	$\varepsilon_{c2}$	0.20	%
Deformazione ultima calcestruzzo	$\varepsilon_{eu,2}$	0.35	%
Modello incrudente acciaio		no	
Rapporto tra tensione massima e di snervamento	$k = (f_v/f_{vk})_k$	--	
Deformazione ultima dell'acciaio (valore caratteristico)	$\varepsilon_{uk}$	--	%
Modulo elastico acciaio	$E_s$	2100000.00	Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_{cls}$	1.50	
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	$\gamma_{acc}$	1.15	
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0.85	

**Verifica**

Copriferro di calcolo	4.00	cm
Step armatura	1	

**Armatura**

Interasse minimo	20.00	cm
Interasse massimo	40.00	cm
Diametro dei ferri lato monte	12	mm
Diametro dei ferri lato valle	12	mm

**Satato Limite di Servizio**

Classe di esposizione:	XC2
Valore medio della resistenza a trazione ( $f_{ct,eff.}$ )	25.58 Kg/cm <sup>2</sup>
Coeff. di omogeneizzazione acciaio - cls ( $\alpha_c$ ):	15.00
Coeff. di omogeneizzazione cls teso - cls compresso ( $E_{cm}/E_{ct}$ ):	0.50
Verifica tensioni di esercizio:	Attiva
Verifica fessurazione:	Attiva
Fattore dipendente dalla durata del carico ( $k_t$ )	0.60
Coeff. che tiene conto delle caratteristiche aderenza delle barre ( $k_1$ )	0.80

*Criterio di verifica mensole di fondazione***Generale**

Nome	Criterio di Verifica
	Fondazione

**Generici**

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	$f_{ck,cube}$	300.00	Kg/cm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	$fy_k$	4500.00	Kg/cm <sup>2</sup>
Deformazione al limite elastico calcestruzzo	$\epsilon_{c2}$	0.20	%
Deformazione ultima calcestruzzo	$\epsilon_{cu2}$	0.35	%
Modello incrudente acciaio		no	
Rapporto tra tensione massima e di snervamento	$k = (f_t/f_v)_k$	--	
Deformazione ultima dell'acciaio (valore caratteristico)	$\epsilon_{uk}$	--	%
Modulo elastico acciaio	$E_s$	2100000.00	Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_{cls}$	1.50	
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	$\gamma_{acc}$	1.15	
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0.85	

**Verifica**

Copriferro di calcolo	4.00	cm
Step armatura	1	

**Armatura**

Interasse minimo	20	cm
Interasse massimo	40	cm
Diametro dei ferri superiori	12	mm
Diametro dei ferri inferiori	12	mm

**Satato Limite di Servizio**

Classe di esposizione:	XC2
Valore medio della resistenza a trazione ( $f_{ct,eff.}$ )	25.58 Kg/cm <sup>2</sup>
Coeff. di omogeneizzazione acciaio - cls ( $\alpha_c$ ):	15.00
Coeff. di omogeneizzazione cls teso - cls compresso ( $E_{cm}/E_{ct}$ ):	0.50
Verifica tensioni di esercizio:	Attiva
Verifica fessurazione:	Attiva
Fattore dipendente dalla durata del carico ( $k_t$ )	0.60
Coeff. che tiene conto delle caratteristiche aderenza delle barre ( $k_1$ )	0.80

## STRATIGRAFIA

---

*Proprietà idrologiche del suolo*

### Falda

Assente

*Profilo di monte*

Punto	x [m]	y [m]
1	8.00	0.00
2	12.00	0.00
3	18.00	0.00

*Strati (\*)*

N	z [m]	$\alpha$ [°]	$\gamma$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$\delta$ [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$c_a$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Add.	OCR	E [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$E_{ed}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	v	G [Kg/cm <sup>2</sup> ]
1	0.00	0.00	1800.00	1800.00	30.00	18.00	0.00	0.00	NO	1.00	690.00	929.00	0.30	265.43
2	6.00	0.00	1800.00	1800.00	30.00	18.00	0.00	0.00	NO	1.00	690.00	929.00	0.30	265.43

### Simbologia

**z:** Profondità tetto dello strato dalla testa del muro lungo la verticale passante per il vertice a monte

**$\alpha$ :** Inclinazione dello strato

**$\gamma$ :** Peso dell'unità di volume

**$\gamma_{sat}$ :** Peso dell'unità di volume saturo

**$\phi$ :** Angolo di resistenza a taglio

**$\delta$ :** Angolo di attrito terra muro

**c:** Coesione

**$c_a$ :** Adesione terreno-muro

**Add:** Stato di addensamento terreno (si = addensato; no = non addensato)

**OCR:** Grado di sovraconsolidazione

**$E_{ed}$ :** Modulo edometrico

**v:** Coefficiente di Poisson

**G:** Modulo di elasticità tangenziale

*(\*) Nota. Parametri geotecnici da correggere con i coefficienti parziali  $\gamma_M$  riportati nella sezione "Scenario di calcolo".*

## CONDIZIONI DI CARICO

---

### Convenzione segni

- *Azioni verticali* positive se dirette dall'alto verso il basso;
- *Azioni orizzontali* positive se dirette da monte verso valle;
- *Coppie* positive se antiorarie;

### **Condizione 1**

*Descrizione:* Permanenti non strutturali

#### Analisi carichi – Spinta Terreno

In riferimento ai carichi applicati sulle pareti interrate si è considerato la spinta attiva del terreno ad una quota di 0,60 m, angolo d'attrito  $\varphi = 30^\circ$ , peso specifico = 1800 Kg/mc, coesione  $c = 0,00$ , sui setti portanti.

### **Condizione 2**

*Descrizione:* Variabili – **categoria G**: Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a piano carico compreso fra 30kN e 160kN), quali rampe, zone di carico e scarico merci.

#### *Carichi nastriiformi applicati sul terrapieno*

Descrizione	x [m]	y [m]	Estensione [m]	$q_{in}$ [Kg/m <sup>2</sup> ]	$q_{fin}$ [Kg/m <sup>2</sup> ]
Carico nastriiforme_22	1.00	2.10	3.00	500.00	500.00

#### **Simbologia**

**Descrizione:** Descrizione del carico;

**x, y:** Coordinate punto iniziale di applicazione del carico (Rif. globale) ;

**Estensione:** Estensione del carico;

**$q_{in}$ ,  $q_{fin}$ :** Intensità iniziale e finale carico;

---

## **SPETTRI DI RISPOSTA**

## **Spettro NT 2018 - SLV**

### *Proprietà dello spettro*

#### **Reticolo di riferimento**

Comune BIANCAVILLA (CT)

Isola SICILIA

Coordinate

**14.8322 – WGS84**

#### **Terreno e Topografia**

Categoria di sottosuolo

C

Categoria topografica

T1

#### **Tipologia strutturale**

Tipo di costruzione

Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari (50)

50.0

anni

Vita nominale della struttura

V<sub>N</sub>

II

Classe d'uso

Coefficiente d'uso

C<sub>U</sub>

1.00

Vita di riferimento per l'azione sismica

V<sub>R</sub>

50.0

anni

#### **Stato limite**

Tipo

SLV (Salvaguardia vita)

10.0

%

Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

P<sub>VR</sub>

474.561

anni

Periodo di ritorno

T<sub>R</sub>

0.173

Accelerazione orizzontale massima al sito adimensionalizzata

a<sub>g</sub>/g

2.574

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

F<sub>0</sub>

1.432

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

S<sub>S</sub>

1.000

Coefficiente di amplificazione topografica

S<sub>T</sub>

0.380

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

β<sub>m</sub>

0.094

Coefficiente sismico orizzontale

k<sub>h</sub>

0.047

Coefficiente sismico verticale

k<sub>v</sub>

## **Spettro NT 2018 - SLD**

### *Proprietà dello spettro*

#### **Reticolo di riferimento**

Comune BIANCAVILLA (CT)

Isola SICILIA

Coordinate

**14.8322 – WGS84**

## Terreno e Topografia

Categoria di sottosuolo  
Categoria topografica

C  
T1

## Tipologia strutturale

Tipo di costruzione	V <sub>N</sub>	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari (50)
Vita nominale della struttura		50.0 anni
Classe d'uso		II
Coefficiente d'uso	C <sub>U</sub>	1.00
Vita di riferimento per l'azione sismica	V <sub>R</sub>	50.0 anni

## Stato limite

		SLD (Danno)	
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento	P <sub>VR</sub>	63.0 %	
Periodo di ritorno	T <sub>R</sub>	50.289 anni	
Accelerazione orizzontale massima al sito adimensionalizzata	a <sub>g</sub> /g	0.083	
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F <sub>0</sub>	2.367	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S <sub>S</sub>	1.500	
Coefficiente di amplificazione topografica	S <sub>T</sub>	1.000	
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito	β <sub>m</sub>	0.470	
Coefficiente sismico orizzontale	k <sub>h</sub>	0.058	
Coefficiente sismico verticale	k <sub>v</sub>	0.029	

## SCENARIO DI CALCOLO

Nome: Set NT 2018 - Muro in C.A.

## **Combinazione 1**

Descrizione: STR+GEO (A1+M1+R3)

Verifiche attive: Strutturale; Ribaltamento; Scorrimento; Carico Limite;

Tipo: Non Sismica

### *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro Geotecnico	Coefficiente
Tangente angolo resistenza taglio	1.00
Coesione efficace	1.00
Resistenza non drenata	1.00
Peso unità di volume	1.00

### *Coefficienti parziali per le verifiche SLU*

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.40
Scorrimento	1.10
Ribaltamento	1.15
Resistenza terreno a valle	1.40
Stabilità globale	1.00
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

### *Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione*

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Permanenti	1.00	1.30
Permanenti non strutturali	0.80	1.50
Variabili	0.00	1.50

## **Combinazione 2**

Descrizione: STAB. GLOBALE (A2+M2+R2)

Verifiche attive: Stabilità Globale;

Tipo: Non Sismica

### *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro Geotecnico	Coefficiente
Tangente angolo resistenza taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Resistenza non drenata	1.40
Peso unità di volume	1.00

### *Coefficienti parziali per le verifiche SLU*

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.10
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

*Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione*

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Permanenti	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	0.80	1.30
Variabili	0.00	1.30

**Combinazione 3**

*Descrizione: SLV - SISMICA*

*Verifiche attive: Strutturale; Ribaltamento; Scorrimento; Carico Limite; Stabilità Globale;*

*Tipo: Sismica*

*Spettro: Spettro NT 2018 - SLV*

*Fattore sisma: 1.00*

*Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro Geotecnico	Coefficiente
Tangente angolo resistenza taglio	1.00
Coesione efficace	1.00
Resistenza non drenata	1.00
Peso unità di volume	1.00

*Coefficienti parziali per le verifiche SLU*

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.20
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.20
Stabilità globale	1.20
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

*Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione*

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Permanenti	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	1.00	1.00
Variabili	1.00	1.00

**Combinazione 4**

*Descrizione: SLE - Rara*

*Verifiche attive: Tensioni Esercizio; Spostamenti;*

*Tipo: Rara*

*Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro Geotecnico	Coefficiente
Tangente angolo resistenza taglio	1.00
Coesione efficace	1.00
Resistenza non drenata	1.00
Peso unità di volume	1.00

*Coefficienti parziali per le verifiche SLU*

<b>Tipo di Verifica</b>	<b>Coefficiente</b>
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

*Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione*

<b>Condizione di Carico</b>	<b>Coeff. azioni favorevoli</b>	<b>Coeff. azioni sfavorevoli</b>
Permanenti	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	1.00	1.00
Variabili	1.00	1.00

**Combinazione 5**

*Descrizione: SLE- Frequenti*

*Verifiche attive: Fessurazione;*

*Tipo: Frequenti*

*Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

<b>Parametro Geotecnico</b>	<b>Coefficiente</b>
Tangente angolo resistenza taglio	1.00
Coesione efficace	1.00
Resistenza non drenata	1.00
Peso unità di volume	1.00

*Coefficienti parziali per le verifiche SLU*

<b>Tipo di Verifica</b>	<b>Coefficiente</b>
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

*Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione*

<b>Condizione di Carico</b>	<b>Coeff. azioni favorevoli</b>	<b>Coeff. azioni sfavorevoli</b>
Permanenti	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	1.00	1.00
Variabili	0.70	0.70

## **Combinazione 6**

Descrizione: SLE - Quasi Permanente

Verifiche attive: Tensioni Esercizio; Fessurazione;

Tipo: Quasi Permanente

### *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro Geotecnico	Coefficiente
Tangente angolo resistenza taglio	1.00
Coesione efficace	1.00
Resistenza non drenata	1.00
Peso unità di volume	1.00

### *Coefficienti parziali per le verifiche SLU*

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00
Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

### *Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione*

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Permanenti	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	1.00	1.00
Variabili	0.60	0.60

## **Combinazione 7**

Descrizione: SLD - SISMICA

Verifiche attive: Spostamenti;

Tipo: Sismica

Spettro: Spettro NT 2018 - SLD

Fattore sisma: 1.00

### *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro Geotecnico	Coefficiente
Tangente angolo resistenza taglio	1.00
Coesione efficace	1.00
Resistenza non drenata	1.00
Peso unità di volume	1.00

### *Coefficienti parziali per le verifiche SLU*

Tipo di Verifica	Coefficiente
Capacità portante fondazione	1.00
Scorrimento	1.00
Ribaltamento	1.00
Resistenza terreno a valle	1.00
Stabilità globale	1.00
Resistenza pali alla base	1.00
Resistenza laterale pali in compressione	1.00

Resistenza laterale pali in trazione	1.00
Resistenza pali a carichi trasversali	1.00

### Coefficienti parziali per le azioni e coefficienti di combinazione

Condizione di Carico	Coeff. azioni favorevoli	Coeff. azioni sfavorevoli
Permanenti	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	1.00	1.00
Variabili	0.60	0.60

## SETTAGGI DI CALCOLO

### Proprietà del calcolo

#### Generale

Nome

Calcolo NT 2018 - Muro in C.A.

#### Generici

Scenario di calcolo

Set NT 2018 - Muro in C.A.

si

Considera il termine correttivo che annulla l'effetto della coesione nello strato fessurato

no

Considera il muro di sostegno impedito di traslare e/o ruotare intorno al piede

si

Condizioni attive di Rankine per la sezione di spinta verticale

no

Applica coefficienti parziali per le azioni permanenti alla spinta dell'acqua

no

#### Verifica a Ribaltamento

Sezione di spinta

Automatica

#### Verifica di Scorrimento

Considera la resistenza passiva di valle

si

Aliquota della resistenza passiva

50.00

%

Sezione di spinta

Automatica

#### Verifica a Carico Limite della fondazione

Considera sottospinta idraulica

si

Considera coeff. correttivi relativi all'inclinazione del carico

si

Ipotesi di striscia indefinita per la fondazione

no

Profondità significativa per il calcolo delle proprietà medie del terreno di fondazione

1.39 m

Correzione di Kishida nella verifica a carico limite verticale dei pali

si

Sezione di spinta

Automatica

#### Verifica Spostamenti

Estensione del volume significativo per il calcolo dei cedimenti in fondazione

3.20

m

Valore limite del cedimento in fondazione

30.00

mm

Valore limite dello spostamento orizzontale in elevazione

15.00

mm

Sezione di spinta

Automatica

#### Verifica di Stabilità Globale

Formulazione

Bishop

Aampiezza delle strisce

0.80

m

Step incremento raggio

1.00

m

## **VERIFICHE**

---

### **Verifiche GEO**

#### **Verifica a scorrimento**

La verifica a scorrimento, viene condotta controllando che la resistenza di progetto, ovvero il valore della forza parallela al piano di posa (o di scorrimento) di muri di sostegno con fondazioni superficiali, sia sufficiente a contrastare l'azione di progetto data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela allo stesso piano.

*La resistenza di progetto viene valutata assumendo come angolo d'attrito fondazione-terreno e come aderenza, l'angolo terra-muro e l'adesione terreno-muro assegnati al terreno di fondazione.*

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento non viene in generale considerato il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro eccetto in casi particolari, dove la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo (§6.5.3.1.1 - NTC 2018). Nel presente calcolo, maggiori dettagli sull'eventuale contributo della resistenza passiva considerato nella verifica a scorrimento, sono riportati nella sezione "**Settaggi di Calcolo**".

Nel caso di fondazioni inclinate o munite di dente, se si considera il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro, la verifica a scorrimento viene eseguita con riferimento a due possibili modi di rottura:

- 1 *per raggiungimento della resistenza passiva del terreno di valle, assumendo come piano di scorrimento il piano orizzontale passante per il piede del dente;*
- 2 *per scorrimento lungo un piano inclinato dal piede del dente fino alla punta del muro;*

Dei due modi verrà considerato, ai fini delle stampe, quello cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo. Viceversa, se detto contributo non viene considerato, la verifica a scorrimento viene eseguita con riferimento modo di rottura 2.

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

#### *Spinta del terreno*

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [°]
1	1	44603.33	41.20	-0.33	0.20	23.20
3-I	1	48886.75	41.20	-0.33	0.20	23.20
3-II	1	54519.88	41.20	-0.33	0.20	23.20

#### **Simbologia**

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

**$S_t$ :** Spinta del terreno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$** : Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

**$d_{GF}$** : Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**$\vartheta$** : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

### *Spinta del terreno dovuta al carico nastriforme applicato sul profilo di monte*

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
1	Variabili	Carico nastriforme 22	1	12533.90	41.20	0.11	0.63
3-I	Variabili	Carico nastriforme 22	1	12533.90	41.20	0.11	0.63
3-II	Variabili	Carico nastriforme 22	1	12533.90	41.20	0.11	0.63

### **Simbologia**

**Comb.**: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.**: descrizione della condizione di carico;

**Carico**: descrizione del carico;

**Strato**: Indice strato;

**$S_{Load}$** : Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

**$\alpha$** : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$** : Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dall'origine del sistema di riferimento;

**$d_{GF}$** : Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

### *Verifica a scorrimento*

Comb.	V [Kg]	H [Kg]	$S_p$ [Kg]	$\alpha$ [°]	N [Kg]	T [Kg]	$R_s$ [Kg]	$S_f$	Esito
1	-106727.53	-57775.56	29764.16	0.00	-106727.53	-57775.56	58583.67	1.01	sodd.
3-I	-114158.11	-53507.82	26891.35	0.00	-114158.11	-53507.82	63983.57	1.20	sodd.
3-II	-125161.50	-57746.36	29387.55	0.00	-125161.50	-57746.36	70054.98	1.21	sodd.

### **Simbologia**

**$\alpha$** : Inclinazione della superficie di scorrimento;

**Comb.**: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**V, H**: Azioni alla base del muro (Componente Verticale e Orizzontale);

**$S_p$** : Spinta passiva del terreno di valle;

**N, T**: Azioni sulla superficie di scorrimento (Componente Ortogonale e Tangenziale);

**$R_s$** : Resistenza a scorrimento;

**$S_f$** : Coefficiente di sicurezza.

*Nota. I valori della resistenza allo scorrimento e la resistenza del terreno a valle portano in conto i coefficienti parziali  $\gamma R$  riportati nella sezione "Scenario di calcolo".*

### **Verifica a carico limite**

La verifica della capacità portante della fondazione viene condotta controllando che la resistenza di progetto, ovvero il valore del carico limite della fondazione, sia sufficiente a contrastare l'azione di progetto data dalla pressione media in fondazione.

### **Pressione media in fondazione**

La pressione trasmessa dalla fondazione dal terreno viene calcolata nell'ipotesi di fondazione rigida, in modo differente a seconda che la sezione sia interamente reagente o parzializzata.

Tale circostanza dipende dal valore dell'eccentricità del carico rispetto al baricentro della fondazione:

$$e_B = \frac{M}{N}$$

Nel caso di sezione interamente reagente il valore massimo, minimo e medio della pressione in fondazione risultano rispettivamente:

$$\begin{aligned} p_{\max} &= \frac{N}{BL} \left( 1 + \frac{6e_B}{B} \right) \\ p_{\min} &= \frac{N}{BL} \left( 1 - \frac{6e_B}{B} \right) \\ p_{medio} &= \frac{3p_{\max} + p_{\min}}{4} \end{aligned}$$

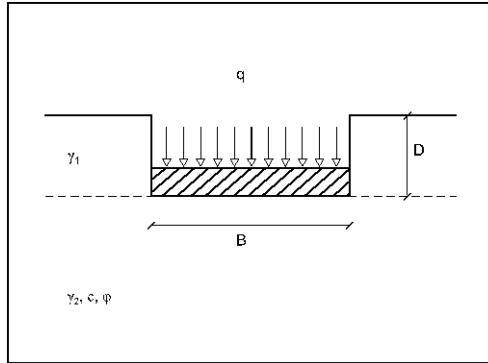
Alternativamente, per la sezione parzializzata il valore massimo, minimo e medio della pressione in fondazione risultano rispettivamente:

$$\begin{aligned} p_{\max} &= \frac{2N}{B_R L} \\ p_{\min} &= 0 \\ p_{medio} &= \frac{3}{4} p_{\max} \end{aligned}$$

### **Formula trinomia del carico limite**

Il calcolo del carico limite del terreno viene eseguito con l'ausilio della formula di Terzaghi, secondo la quale, la capacità portante ultima del complesso fondazione-terreno è data dalla somma di tre contributi dovuti alla coesione, all'affondamento e alla larghezza della base, tutti funzione dell'angolo di resistenza a taglio del terreno:

$$q_{Lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c + N_\gamma \gamma_2 \frac{B}{2} \quad (\text{formula trinomia di Terzaghi})$$



essendo B la larghezza della fondazione, D la profondità del piano di posa della fondazione,  $\gamma_1$  il peso dell'unità di volume del terreno compreso tra il piano di posa della fondazione e la superficie del terreno, c,  $\varphi$ ,  $\gamma_2$ , rispettivamente, la coesione, l'angolo di attrito e il peso dell'unità di volume del terreno sottostante il piano di posa della fondazione,  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  i coefficienti di capacità portante, forniti dalle seguenti espressioni (Prandtl, 1921; Reissner, 1924; Vasic, 1975):

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \varphi$$

in condizioni drenate;

$$N_q = 1$$

$$N_c = 5.14$$

$$N_\gamma = 0$$

in condizioni non drenate.

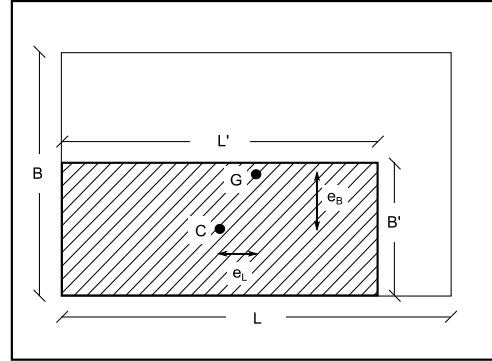
La formula di Terzaghi è valida per il meccanismo di "rottura generale", nell'ipotesi di fondazione con forma in pianta di striscia indefinita ( $L \gg B$ ), piano di posa della fondazione e superficie del terreno orizzontali, carichi agenti verticali e centrati. Nel caso in cui non sussistano le suddette ipotesi, da un punto di vista applicativo si continua ad applicare la formula di Terzaghi moltiplicando i tre termini al secondo membro per altrettanti coefficienti correttivi, di seguito riportati per completezza di esposizione.

#### *Carichi eccentrici*

Nel caso in cui la risultante dei carichi non passi per il baricentro G dell'area di impronta della fondazione, ma per un punto C con eccentricità  $e_B$  ed  $e_L$  rispetto a G, si tiene conto di tali eccentricità considerando una fondazione dalle dimensioni ridotte, della quale C sia il baricentro:

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$



### Coefficienti di forma

Di tali coefficienti esistono varie espressioni, ricavate essenzialmente sulla base di prove in scala ridotta; le espressioni più accreditate sono di seguito riportate:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \varphi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

### Coefficienti di inclinazione del carico

Nel caso in cui il carico agente formi un angolo  $\delta$  con la normale alla fondazione, la componente verticale del carico limite può essere calcolata considerando dei coefficienti correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico; le espressioni di tali coefficienti sono di seguito riportate:

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + B L c \operatorname{ctg} \varphi} \right]^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi}$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + B L c \operatorname{ctg} \varphi} \right]^{m+1}$$

per terreni dotati di attrito e coesione;

$$i_q = 1$$

$$i_c = 1 - \frac{mV}{B L c N_c}$$

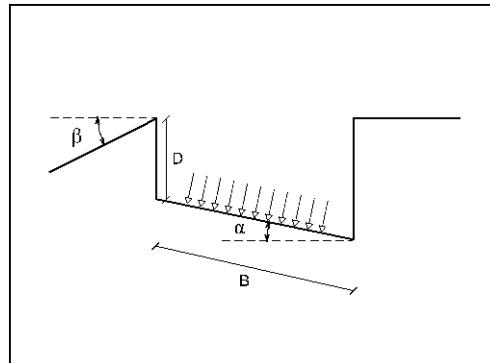
$$i_\gamma = 0$$

per terreni coesivi, essendo:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

### *Inclinazione del piano di posa e/o della superficie del terreno*

Nel caso in cui il piano di posa della fondazione sia inclinato rispetto all'orizzontale la componente del carico limite normale a tale piano può essere calcolata con la formula di Terzaghi, moltiplicando i singoli termini per dei coefficienti correttivi che tengono conto di tale inclinazione.



Le espressioni di tali coefficienti sono di seguito riportate:

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$b_\gamma = b_q$$

*Coefficienti di inclinazione del piano di posa*

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2 \cos \beta$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$g_\gamma = \frac{g_q}{\cos \beta}$$

*Coefficienti di inclinazione del piano di campagna*

### *Coefficienti di affondamento del piano di posa*

Le espressioni dei fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa sono di seguito riportate:

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} \quad \text{se } D < B$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \quad \text{se } D \geq B$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \operatorname{tg} \varphi}$$

$$d_\gamma = 1$$

per terreni dotati di attrito e coesione;

$$d_q = 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B} \quad \text{se } D < B$$

$$d_c = 1 + 0.4 \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \quad \text{se } D \geq B$$

$$d_\gamma = 1$$

per terreni coesivi.

#### *Coefficienti riduttivi per rottura a punzonamento*

Il fenomeno di rottura per punzonamento, studiato da Vesic (1975), risulta retto dal cosiddetto "indice di rigidezza":

$$I_R = \frac{G}{c + \sigma \operatorname{tg} \varphi}$$

dove G è il modulo di elasticità tangenziale del terreno di fondazione e  $\sigma$  una tensione normale media che si assume pari alla tensione litostatica efficace alla profondità  $z = D + B/2$ .

Il risultato della teoria di Vesic è un'espressione del carico limite che può essere ancora ricondotta alla formula trinomia, nella quale i termini devono essere moltiplicati per i coefficienti che tengono conto del fenomeno di rottura a punzonamento.

La rottura a punzonamento si verifica quando detti coefficienti sono inferiori all'unità; ciò avviene quando l'indice di rigidezza  $I_R$  si mantiene infiore ad un valore critico:

$$I_{R,crit} = \frac{1}{2} \exp \left\{ \left( 3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \operatorname{ctg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right\}$$

Le espressioni dei coefficienti riduttivi per rottura a punzonamento sono di seguito riportate:

$$\psi_q = \exp \left\{ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg} \varphi + \frac{3.07 \sin \varphi \log_{10} (2I_R)}{1 + \sin \varphi} \right\}$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \operatorname{tg} \varphi}$$

$$\psi_\gamma = \psi_q$$

per terreni dotati di attrito e coesione;

$$\psi_q = 1$$

$$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log_{10} I_R$$

$$\psi_\gamma = 1$$

per terreni coesivi.

### *Effetti inerziali*

In condizioni sismiche, il carico limite viene calcolato mediante la formulazione proposta da Paolucci & Pecker, 1995, moltiplicando i singoli termini della formula trinomia per dei coefficienti correttivi. Le espressioni dei fattori correttivi che tengono conto della presenza del sisma sono di seguito riportate:

$$z_q = \left( 1 - \frac{k_h}{\operatorname{tg} \varphi} \right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

essendo  $k_v$  e  $k_h$  i coefficienti sismici verticale e orizzontale (§7.11.6.2.1 - NTC 2018).

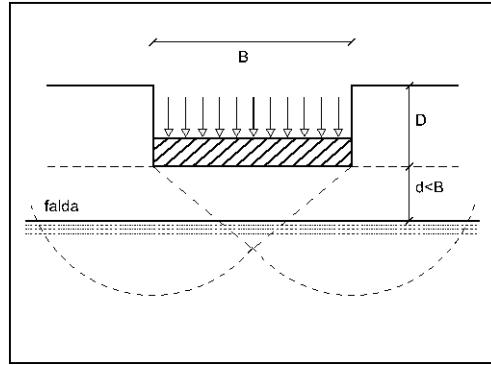
### *Influenza della falda*

Nel caso di presenza della falda, si tiene conto della natura multifase del mezzo imponendo l'equilibrio in termini di tensioni effettive (condizioni drenate) oppure termini di tensioni totali (condizioni non drenate).

Nel primo caso la resistenza del terreno viene espressa dai parametri  $c$  e  $\varphi$ , portando in conto l'azione dell'acqua sulla fondazione e sul terreno e la posizione della falda:

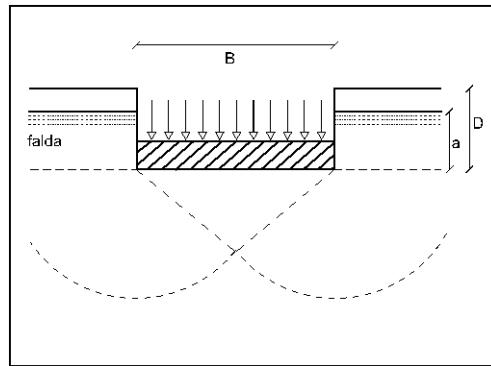
- Se la falda è sotto il cuneo di rottura, ovvero  $d > B$ , non c'è interferenza con la formazione del cuneo di rottura e il carico limite viene calcolato con la formula trinomia di cui sopra.
- Se la falda interferisce con il cuneo di rottura, ovvero  $0 < d < B$ , il carico limite viene calcolato, il valore di  $\gamma_2$  da introdotto nei calcoli viene ottenuto per interpolazione lineare; si pone cioè:

$$q_{Lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c + N_\gamma \left[ \gamma'_2 + (\gamma_2 - \gamma'_2) \frac{d}{B} \right] \frac{B}{2}$$



- Se la falda è al di sopra del piano di posa della fondazione il termine  $\gamma_1 D$  che moltiplica  $N_q$  viene inteso come il valore della tensione efficace verticale litostatica agente alla profondità del piano di posa della fondazione; si pone cioè:

$$q_{Lim} = N_q [\gamma_1 (D-a) + \gamma'_1 a] + N_c c + N_\gamma \gamma'_2 \frac{B}{2} + \gamma_w a$$



- Se la falda è al di sopra del piano di campagna ( $a > D$ ), il termine  $\gamma_1 (D - a)$  è nullo.

Per un terreno a grana fina saturo, si assume che la rottura avvenga in condizioni non drenate e che la relativa resistenza possa essere espressa in termini di tensioni totali ( $\square = 0$ ,  $c = c_u$ ,  $\gamma = \gamma_{sat}$ ). In tal caso, sono ancora valide le formule di cui sopra a patto di utilizzare le espressioni dei coefficienti di capacità portante valide in condizioni non drenate.

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

### *Spinta del terreno*

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [°]
1	1	44603.33	41.20	-0.33	0.20	23.20
3-I	1	29477.84	0.00	0.70	0.70	0.00
3-II	1	32902.29	0.00	0.70	0.70	0.00

### **Simbologia**

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

**$S_t$ :** Spinta del terreno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**$\vartheta$ :** Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

### *Spinta del terreno dovuta al carico nastriiforme applicato sul profilo di monte*

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
1	Variabili	Carico nastriiforme_22	1	12533.90	41.20	0.11	0.63
3-I	Variabili	Carico nastriiforme_22	1	11287.83	0.00	1.29	1.29
3-II	Variabili	Carico nastriiforme_22	1	11287.83	0.00	1.29	1.29

### **Simbologia**

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

**$S_{Load}$ :** Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dall'origine del sistema di riferimento;

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

### *Dati di verifica*

#### **Geometrici**

Profondità del piano di posa della fondazione:  $D$  0.50 m

Inclinazione del piano di posa della fondazione:  $\alpha$  0.00 °

Inclinazione del piano di campagna:  $\beta$  0.00 °

#### **Falda**

Assente

*Proprietà medie del terreno di fondazione*

Comb.	$\phi$ [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	G [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\gamma_1$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{1\text{sat}}$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	$\gamma$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{\text{sat}}$ [Kg/m <sup>3</sup> ]
1	30.00	0.00	265.43	1900.00	--	1800.00	--
3-I	30.00	0.00	265.43	1900.00	--	1800.00	--
3-II	30.00	0.00	265.43	1900.00	--	1800.00	--

*Dimensioni equivalenti della fondazione*

Comb.	B' [m]	L' [m]
1	1.29	20.00
3-I	1.07	20.00
3-II	1.11	20.00

*Coefficienti di capacità portante*

Comb.	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>γ</sub>
1	30.14	18.40	22.40
3-I	30.14	18.40	22.40
3-II	30.14	18.40	22.40

*Coefficienti di inclinazione del carico*

Comb.	i <sub>c</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>γ</sub>
1	0.36	0.39	0.24
3-I	0.23	0.28	0.14
3-II	0.25	0.29	0.15

*Coefficienti di inclinazione del piano di posa*

Comb.	b <sub>c</sub>	b <sub>q</sub>	b <sub>γ</sub>
1	1.00	1.00	1.00
3-I	1.00	1.00	1.00
3-II	1.00	1.00	1.00

*Coefficienti di forma*

Comb.	s <sub>c</sub>	s <sub>q</sub>	s <sub>γ</sub>
1	1.04	1.04	0.97
3-I	1.03	1.03	0.98
3-II	1.03	1.03	0.98

*Coefficienti di affondamento*

Comb.	d <sub>c</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>γ</sub>
1	1.12	1.11	1.00
3-I	1.14	1.13	1.00
3-II	1.14	1.13	1.00

*Coefficienti di inclinazione del piano di campagna*

Comb.	g <sub>c</sub>	g <sub>q</sub>	g <sub>γ</sub>
1	1.00	1.00	1.00
3-I	1.00	1.00	1.00
3-II	1.00	1.00	1.00

### Coefficienti riduttivi per rottura a punzonamento

Comb.	$I_{rc}$	$I_r$	$\psi_c$	$\psi_q$	$\psi_\gamma$
1	144.35	2175.95	1.00	1.00	1.00
3-I	145.60	2401.48	1.00	1.00	1.00
3-II	145.40	2362.15	1.00	1.00	1.00

### Coefficienti legati agli effetti inerziali dovuti al sisma

Comb.	$z_c$	$z_q$	$z_\gamma$
1	1.00	1.00	1.00
3-I	0.97	0.94	0.94
3-II	0.97	0.94	0.94

### Verifica a carico limite

Comb.	$V$ [Kg]	$H$ [Kg]	$M$ [Kg*m]	$p_m$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$q_{lim}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$S_f$	Esito
1	151129.37	57775.56	23273.13	0.61	1.01	1.65	sodd.
3-I	105824.28	51237.24	27962.11	0.49	0.68	1.37	sodd.
3-II	116295.85	54661.70	28669.50	0.53	0.73	1.37	sodd.

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

$\phi$ : Angolo di resistenza al taglio;

$c$ : Coesione ( $c = cu$  se  $\phi = 0$ );

$G$ : Modulo di elasticità tangenziale del terreno di fondazione;

$\gamma_1$ : Peso specifico del terreno che sovrasta il piano di fondazione;

$\gamma_{1sat}$ : Peso specifico saturo del terreno che sovrasta il piano di fondazione;

$\gamma$ : Peso specifico del terreno di fondazione;

$\gamma_{sat}$ : Peso specifico saturo del terreno di fondazione;

$V, H, M$ : Azioni alla base del muro (Componente Verticale, Orizzontale e Momento);

$p_m$ : Pressione media del terreno;

$q_{lim}$ : Carico limite;

$S_f$ : Coefficiente di sicurezza.

*Nota. I valori delle proprietà medie del terreno di fondazione e della capacità portante della fondazione portano rispettivamente in conto i coefficienti parziali  $\gamma_M$  e dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nella sezione "Scenario di calcolo".*

### Verifica di Stabilità Globale

L'insieme muro-terreno è spesso caratterizzato da una complessa e irregolare morfologia superficiale e profonda e da una forte variabilità delle condizioni stratigrafiche e geotecniche. Per tale motivo, nella verifica di stabilità globale si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, suddividendo idealmente la porzione di terreno delimitato dalla superficie di scorrimento e dalla superficie topografica in n conci mediante n-1 tagli verticali tali che l'arco di cerchio alla base di ciascuno di essi ricada interamente in un unico tipo di terreno.

Le ipotesi generalmente ammesse da quasi tutti i metodi delle strisce sono:

- *stato di deformazione piano ovvero superficie cilindrica e trascurabilità degli effetti tridimensionali,*
- *arco della superficie di scorrimento alla base del concio approssimabile con la relativa corda,*
- *comportamento del terreno rigido-perfettamente plastico e criterio di rottura di Mohr-Coulomb,*
- *coefficiente di sicurezza F uguale per la componente di coesione e per quella di attrito, e unico per tutti i conci.*

Analizzando le forze agenti su un concio emerge che il numero delle incognite è superiore al numero delle equazioni di equilibrio: il sistema di quazioni risulta dunque indeterminato.

Per ridurre il numero delle incognite e rendere il problema staticamente determinato è necessario introdurre ulteriori ipotesi semplificative. I diversi metodi delle strisce differiscono sulle ulteriori ipotesi semplificative assunte, cosicché, a parità di geometria e di caratteristiche fisico-meccaniche del terreno, il risultato dell'analisi, in termini di *superficie di scorrimento critica* e di *coefficiente di sicurezza*, non è unico ma dipende dal metodo adottato.

I due più semplici e più diffusi metodi delle strisce sono il metodo di *Fellenius* ed il metodo di *Bishop*, i quali assumono l'ipotesi comune di superficie di scorrimento circolare, sufficientemente verificata quando non vi siano condizioni stratigrafiche e geotecniche particolari.

Tale ipotesi consente di calcolare il coefficiente di sicurezza come rapporto fra momento stabilizzante  $M_s$  e momento ribaltante  $M_r$  rispetto al centro della circonferenza.

Il più antico e più semplice metodo delle strisce è il metodo di Fellenius, caratterizzato dalla seguente ulteriore ipotesi semplificativa:

- *per ogni concio la risultante delle componenti nella direzione normale alla superficie di scorrimento delle forze agenti sulle facce laterali è nulla.*

Tale ipotesi consente di ricavare l'equazione generale che fornisce il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale secondo Fellenius:

$$F = \frac{M_s}{M_r} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{c \Delta x_i}{\cos \alpha_i} + \left( (W_i + Q_i)(1 - k_v) \cos \alpha_i - W_i k_h \sin \alpha_i - \frac{u_i \Delta x_i}{\cos \alpha_i} \right) \tan \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^n \left[ (W_i + Q_i)(1 - k_v) \sin \alpha_i - W_i k_h \frac{d_i}{R} \right]}$$

essendo:

$c$	la coesione efficace alla base della striscia
$\varphi_i$	l'angolo di resistenza a taglio alla base della striscia
$\Delta x_i$	la larghezza della striscia i-ma
$\alpha_i$	l'inclinazione della base della striscia i-ma rispetto all'orizzontale
$W_i$	il peso totale della striscia i-ma
$Q_i$	la risultante dei carichi gravanti sulla striscia i-ma
$k_h$ e $k_v$	i coefficienti sismici orizzontale e verticale
$u_i$	la pressione indotta dalla falda alla base della striscia
$d_i$	il braccio della forza d'inerzia rispetto al centro della circonferenza
$R$	il raggio della circonferenza

Il metodo di Fellenius è in genere conservativo, poiché porta ad una sottostima del coefficiente di sicurezza rispetto ai valori stimati con altri metodi più accurati.

Il metodo di Bishop è attualmente il più diffuso ed utilizzato fra i metodi delle strisce. Esso è caratterizzato dalla seguente ulteriore ipotesi semplificativa:

- *per ogni concio la risultante delle componenti nella direzione verticale delle forze agenti sulle facce laterali è nulla.*

Operate le opportune semplificazioni, tale ipotesi consente di ricavare l'equazione generale che fornisce il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale secondo Bishop:

$$F = \frac{M_s}{M_R} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{c \Delta x_i}{\cos \alpha_i} + \left( (W_i + Q_i)(1 - k_v) - \frac{u_i \Delta x_i}{\cos \alpha_i} \right) \tan \varphi_i \right] \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \tan \varphi_i / F}}{\sum_{i=1}^n \left[ (W_i + Q_i)(1 - k_v) \sin \alpha_i + W_i k_h \frac{d_i}{R} \right]}$$

Per la determinazione del coefficiente di sicurezza, è richiesta una procedura iterativa: si fissa dapprima un valore di tentativo di  $F$  da inserire al secondo membro e si ricava un successivo valore di tentativo; la procedura iterativa continua fino a raggiungere il grado di approssimazione desiderato.

La ricerca della superficie circolare critica e del relativo coefficiente di sicurezza viene effettuata fissando una griglia dei centri a maglia rettangolare o quadrata ed eseguendo, per ciascun centro, diverse analisi di stabilità.

Nello specifico, per ogni centro vengono eseguite diverse analisi, variando il raggio del cerchio critico; il valore minimo del coefficiente di sicurezza fornito dalle analisi viene poi assunto come coefficiente di sicurezza minimo associato al centro comune dei cerchi considerati.

Ripetendo la procedura per tutti i centri del reticolo, si otterrà un piano quotato, di cui si potranno tracciare le linee di livello che descrivono una porzione di superficie tridimensionale. Se tale superficie presenta un minimo, il punto corrispondente al minimo avrà come coordinate planimetriche le coordinate del centro della superficie circolare critica e come quota il coefficiente di sicurezza del pendio. Se la superficie presenta più minimi relativi esistono più superfici critiche di scorrimento potenziale.

La verifica si stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici riportati rispettivamente nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II - NTC 2018 e dei coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo riportati nella Tab. 6.8.I - NTC 2018.

Per maggiori dettagli sui valori numerici dei coefficienti parziali assunti nel presente calcolo, si rimanda alla sezione "Scenari di calcolo".

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

## Formulazione: Bishop

### Griglia dei centri

<b>x<sub>0</sub></b> [m]	<b>y<sub>0</sub></b> [m]	<b>p</b> [m]	<b>n<sub>px</sub></b>	<b>n<sub>py</sub></b>
-1.30	2.10	1.00	4	4

### Simbologia

**x<sub>0</sub>, y<sub>0</sub>:** Coordinate origine della griglia dei centri (vertice in basso a sinistra)

**p:** Passo della griglia;

**n<sub>px</sub>, n<sub>py</sub>:** Numero passi in direzione x e y

### Dati strisce

Striscia	x <sub>i</sub> [m]	x <sub>f</sub> [m]	l [m]	α [°]	φ [°]	c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	u [Kg/m <sup>2</sup> ]
0	-3.43	-2.94	0.49	-45.35	35.00	0.00	0.00
1	-2.94	-2.18	0.76	-33.97	30.00	0.00	0.00
2	-2.18	-1.43	0.76	-21.79	30.00	0.00	0.00
3	-1.43	-0.67	0.76	-10.63	30.00	0.00	0.00
4	-0.67	0.09	0.76	0.13	30.00	0.00	0.00
5	0.09	0.84	0.76	10.89	30.00	0.00	0.00
6	-0.38	0.38	0.76	5.53	0.00	0.00	0.00
7	1.60	2.28	0.68	33.60	30.00	0.00	0.00
8	2.28	2.96	0.68	46.34	30.00	0.00	0.00
9	2.96	3.65	0.68	64.54	30.00	0.00	0.00

### Simbologia

**Striscia:** Indice striscia (strisce ordinate da valle a monte)

**x<sub>i</sub>, x<sub>f</sub>:** Ascisse, iniziale e finale, della striscia

**l:** Larghezza della striscia

**α:** Angolo formato dalla secante al cerchio critico, in corrispondenza della striscia, rispetto all'orizzontale

**φ:** Angolo di resistenza al taglio del terreno alla base della striscia

**c:** Coesione del terreno alla base della striscia (c = cu se φ = 0 )

**u:** Pressione idrostatica alla base della striscia

### Dati conci

Comb.	Striscia - Concio	Tipo	Falda	x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	Vol. [m <sup>3</sup> ]	kh*W [kg]	(1+kv)*W [kg]
2	1-1	terreno	no	-3.10	0.33	2.47	0.00	4692.06
	2-1	terreno	no	-2.56	0.25	7.56	0.00	14370.79
	2-2	terreno	no	-2.43	-0.17	3.85	0.00	6937.05
	3-1	terreno	no	-1.80	0.25	7.56	0.00	14370.76
	3-2	terreno	no	-1.77	-0.34	10.00	0.00	17991.43
	4-1	terreno	no	-1.05	0.25	7.56	0.00	14370.73
	4-2	terreno	no	-1.04	-0.44	13.36	0.00	24040.69
	5-1	terreno	no	-0.31	0.26	7.21	0.00	13707.47

<b>Comb.</b>	<b>Striscia - Concio</b>	<b>Tipo</b>	<b>Falda</b>	<b>x<sub>G</sub> [m]</b>	<b>y<sub>G</sub> [m]</b>	<b>Vol. [m<sup>3</sup>]</b>	<b>kh*W [kg]</b>	<b>(1+kv)*W [kg]</b>
	5-2	muro	--	0.04	0.10	0.35	0.00	872.71
	5-3	terreno	no	-0.29	-0.48	14.42	0.00	25949.64
	6-1	terreno	no	0.77	1.15	5.46	0.00	9824.74
	6-2	muro	--	0.53	0.93	14.43	0.00	36063.64
	6-3	terreno	no	0.24	0.35	1.88	0.00	3565.11
	6-4	terreno	no	0.46	-0.44	13.30	0.00	23945.78
	7-1	terreno	no	1.20	0.83	36.63	0.00	65925.07
	7-2	muro	--	1.33	-0.04	5.03	0.00	12563.64
	8-1	terreno	no	1.93	0.91	32.37	0.00	58270.57
	9-1	terreno	no	2.60	1.19	24.41	0.00	43938.54
	10-1	terreno	no	3.19	1.62	9.77	0.00	17583.74
3-I	1-1	terreno	no	-3.33	0.33	3.08	551.06	6120.02
	2-1	terreno	no	-2.73	0.25	7.87	1409.68	15655.65
	2-2	terreno	no	-2.60	-0.15	3.48	590.46	6557.58
	3-1	terreno	no	-1.94	0.25	7.87	1409.67	15655.62
	3-2	terreno	no	-1.91	-0.30	9.13	1549.41	17207.55
	4-1	terreno	no	-1.15	0.25	7.87	1409.67	15655.59
	4-2	terreno	no	-1.14	-0.39	12.38	2101.57	23339.73
	5-1	terreno	no	-0.37	0.25	7.76	1390.88	15446.94
	5-2	terreno	no	-0.37	-0.43	13.55	2299.49	25537.77
	6-1	terreno	no	0.76	1.15	4.30	729.47	8101.37
	6-2	muro	--	0.52	0.92	14.55	3429.13	38083.49
	6-3	terreno	no	0.21	0.35	2.24	401.77	4462.03
	6-4	terreno	no	0.41	-0.40	12.72	2159.65	23984.81
	7-1	terreno	no	1.18	0.84	37.74	6405.97	71143.85
	7-2	muro	--	1.32	-0.04	5.15	1213.38	13475.61
	8-1	terreno	no	1.92	0.88	32.32	5485.91	60925.73
	9-1	terreno	no	2.58	1.08	26.93	4569.84	50752.01
	10-1	terreno	no	3.23	1.36	19.19	3256.51	36166.35
	11-1	terreno	no	3.81	1.73	7.31	1241.02	13782.58
3-II	1-1	terreno	no	-3.33	0.33	3.08	551.06	5568.96
	2-1	terreno	no	-2.73	0.25	7.87	1409.68	14245.98
	2-2	terreno	no	-2.60	-0.15	3.48	590.46	5967.11
	3-1	terreno	no	-1.94	0.25	7.87	1409.67	14245.95
	3-2	terreno	no	-1.91	-0.30	9.13	1549.41	15658.14
	4-1	terreno	no	-1.15	0.25	7.87	1409.67	14245.92
	4-2	terreno	no	-1.14	-0.39	12.38	2101.57	21238.16
	5-1	terreno	no	-0.37	0.25	7.76	1390.88	14056.05
	5-2	terreno	no	-0.37	-0.43	13.55	2299.49	23238.29
	6-1	terreno	no	0.76	1.15	4.30	729.47	7371.91
	6-2	muro	--	0.52	0.92	14.55	3429.13	34654.35
	6-3	terreno	no	0.21	0.35	2.24	401.77	4060.26
	6-4	terreno	no	0.41	-0.40	12.72	2159.65	21825.15
	7-1	terreno	no	1.18	0.84	37.74	6405.97	64737.87

Comb.	Striscia - Concio	Tipo	Falda	x <sub>G</sub> [m]	y <sub>G</sub> [m]	Vol. [m <sup>3</sup> ]	k <sub>h</sub> *W [kg]	(1+k <sub>v</sub> )*W [kg]
	7-2	muro	--	1.32	-0.04	5.15	1213.38	12262.23
	8-1	terreno	no	1.92	0.88	32.32	5485.91	55439.82
	9-1	terreno	no	2.58	1.08	26.93	4569.84	46182.17
	10-1	terreno	no	3.23	1.36	19.19	3256.51	32909.84
	11-1	terreno	no	3.81	1.73	7.31	1241.02	12541.56

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Striscia - Concio:** Indice striscia - indice concio (conci ordinati dal basso verso l'alto)

**Tipo:** Tipo di concio (muro/terreno)

**Falda:** Indica se il concio è sotto falda

**x<sub>G</sub>, y<sub>G</sub>:** Coordinate baricentro del concio

**Vol:** Volume del concio

**k<sub>h</sub>\*W:** Eventuale forza inerziale relativa al concio (moltiplicata per il coeff. parziale per le azioni)

**(1+k<sub>v</sub>)\*W:** Peso del concio ridotto o incrementato dall'eventuale componente verticale del sisma (moltiplicato per il coeff. parziale per le azioni)

### Dati carichi sul profilo di monte

Comb.	Striscia	$\Sigma q_u$ [Kg]	$\Sigma q_n$ [Kg]	$\Sigma q_l$ [Kg]	$\Sigma q_p$ [Kg]
2	6	--	1867.26	--	--
	8	--	8865.50	--	--
	9	--	8865.50	--	--
	10	--	8865.50	--	--
3-I	6	--	1131.08	--	--
	8	--	6643.53	--	--
	9	--	6643.53	--	--
	10	--	6643.53	--	--
	11	--	1069.42	--	--
3-II	6	--	1131.08	--	--
	8	--	6643.53	--	--
	9	--	6643.53	--	--
	10	--	6643.53	--	--
	11	--	1069.42	--	--

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Striscia:** Indice striscia (strisce ordinate da valle a monte)

**S<sub>q\_u</sub>:** Risultante dei carichi di tipo uniforme agenti sulla i-ma striscia

**S<sub>q\_n</sub>:** Risultante dei carichi di tipo nastriforme agenti sulla i-ma striscia

**S<sub>q\_l</sub>:** Risultante dei carichi di tipo lineare agenti sulla i-ma striscia

**S<sub>q\_p</sub>:** Risultante dei carichi di tipo puntiforme agenti sulla i-ma striscia

*Nota. I singoli carichi sono moltiplicati per il coeff. parziale per le azioni (o di combinazione in caso di sisma) e ridotti o*

incrementati dall'eventuale componente verticale del sisma

### Risultati analisi

<b>Comb.</b>	<b>C<sub>x</sub></b> [m]	<b>C<sub>y</sub></b> [m]	<b>R<sub>c</sub></b> [m]	<b>M<sub>stab</sub></b> [kg m]	<b>M<sub>destab</sub></b> [kg m]	<b>Sf<sub>min</sub></b>	<b>Esito</b>
2	-0.30	3.10	4.07	1000775.29	607288.60	1.65	sodd.
3-I	-0.30	4.10	4.98	1023057.69	759838.52	1.35	sodd.
3-II	-0.30	4.10	4.98	1313323.41	936241.96	1.40	sodd.

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**C<sub>x</sub>, C<sub>y</sub>:** Coordinate centro del cerchio di crisi (riferimento globale) cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo

**R<sub>c</sub>:** Raggio del cerchio di crisi cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo

**M<sub>stab</sub>:** Momento delle azioni resistenti

**M<sub>destab</sub>:** Momento delle azioni destabilizzanti

**Sf<sub>min</sub>:** Coefficiente di sicurezza minimo

*Nota. I valori dei momenti delle azioni resistenti portano in conto il coefficiente parziale  $\gamma_R$  riportato nella sezione "Scenario di calcolo".*

## Verifiche a Ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene condotta controllando che il momento stabilizzante calcolato rispetto alla punta della fondazione sia sufficiente a contrastare il momento ribaltante calcolato rispetto allo stesso punto. Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e viene trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido (EQU), riconducendo tutte le azioni agenti sul muro di sostegno a una forza risultante applicata al piano di posa, utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tabella 6.2.I delle NTC 2018 e applicando i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Lo stato limite di ribaltamento in condizioni sismiche viene trattato impiegando i coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1 - NTC 2018) e utilizzando **valori di  $\beta_m$  incrementati del 50%** rispetto a quelli indicati nella sezione "Spettri di risposta" e comunque non superiori all'unità (§ 7.11.6.2.1 - NTC 2018).

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

### Spinta del terreno

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [°]
1	1	26460.00	0.00	0.70	0.70	0.00
3-I	1	30944.20	0.00	0.70	0.70	0.00
3-II	1	36939.82	0.00	0.70	0.70	0.00

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

**$S_t$ :** Spinta del terreno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**$\vartheta$ :** Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

### Spinta del terreno dovuta al carico nastriiforme applicato sul profilo di monte

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
1	Variabili	Carico nastriiforme_22	1	11287.83	0.00	1.29	1.29
3-I	Variabili	Carico nastriiforme_22	1	11287.83	0.00	1.29	1.29
3-II	Variabili	Carico nastriiforme_22	1	11287.83	0.00	1.29	1.29

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

**$S_{Load}$ :** Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

$\alpha$ : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

$d_0$ : Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dall'origine del sistema di riferimento;

$d_{GF}$ : Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

### Verifica a ribaltamento

Comb.	$M_s$ [Kg*m]	$M_r$ [Kg*m]	$S_f$	Esito
1	92842.65	45986.83	2.02	sodd.
3-I	84521.41	36266.43	2.33	sodd.
3-II	99621.89	40463.36	2.46	sodd.

### Simbologia

**Comb.**: Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**$M_s$** : Momento stabilizzante;

**$M_r$** : Momento ribaltante;

**$S_f$** : Coefficiente di sicurezza.

## Verifiche STR

Il progetto e la verifica strutturale del muro a mensola viene eseguito assumendo che il muro sia composto da tre elementi:

- mensola in elevazione o stelo
- mensola interna o tacco
- mensola esterna o punta

ciasuno dei quali viene assimilato ad una mensola.

Il progetto e la verifica vengono eseguiti in conformità di quanto previsto dalle NTC 2018.

### Verifica mensola in elevazione

Lo stelo viene dimensionato per resistere alle sollecitazioni che derivano dalle varie azioni agenti su di esso (spinta del terreno, spinta degli eventuali carichi, azione degli eventuali carichi direttamente applicati su di esso, spinta idrostatica e idrodinamica della eventuale falda, etc..).

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

#### Spinta del terreno

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [°]
1	1	21660.00	0.00	0.83	0.83	0.00
3-I	1	24130.38	0.00	0.83	0.83	0.00
3-II	1	26933.62	0.00	0.83	0.83	0.00

#### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

**$S_t$ :** Spinta del terreno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**$\vartheta$ :** Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

#### Spinta del terreno dovuta al carico nastriforme applicato sul profilo di monte

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
1	Variabili	Carico nastriforme_22	1	10781.06	0.00	1.19	1.19
3-I	Variabili	Carico nastriforme_22	1	10781.06	0.00	1.19	1.19
3-II	Variabili	Carico nastriforme_22	1	10781.06	0.00	1.19	1.19

#### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

**S<sub>Load</sub>:** Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

**α:** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**d<sub>0</sub>:** Distanza della retta d'azione di S<sub>Load</sub> dall'origine del sistema di riferimento;

**d<sub>GF</sub>:** Distanza della retta d'azione di S<sub>Load</sub> dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

### Verifica strutturale mensola in elevazione

s [m]	Inviluppo Sollecitazioni			Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sup>+</sup> <sub>ed</sub> [Kg*m]	M <sup>-</sup> <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	M <sup>+</sup> <sub>Rd</sub> [Kg*m]	M <sup>-</sup> <sub>Rd</sub> [Kg*m]	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>		
0.19	-3704.99	--	-83.44	2000.00	30.00	4.00	63310.37	63310.37	À~12/40	À~12/40	--	758.80	sodd.
0.38	-7409.98	--	-554.80	2000.00	30.00	4.00	63806.01	63806.01	À~12/40	À~12/40	--	115.01	sodd.
0.57	-11114.96	--	-1637.13	2000.00	30.00	4.00	64301.65	64301.65	À~12/40	À~12/40	--	39.28	sodd.
0.76	-14819.95	--	-3438.25	2000.00	30.00	4.00	64796.90	64796.90	À~12/40	À~12/40	--	18.85	sodd.
0.95	-18524.94	--	-6043.06	2000.00	30.00	4.00	65289.45	65289.45	À~12/40	À~12/40	--	10.80	sodd.
1.14	-22229.93	--	-9529.57	2000.00	30.00	4.00	65782.01	65782.01	À~12/40	À~12/40	--	6.90	sodd.
1.33	-25934.91	--	-13974.78	2000.00	30.00	4.00	66274.57	66274.57	À~12/40	À~12/40	--	4.74	sodd.
1.52	-29639.90	--	-19456.60	2000.00	30.00	4.00	66767.13	66767.13	À~12/40	À~12/40	--	3.43	sodd.
1.71	-33344.89	--	-26054.67	2000.00	30.00	4.00	67259.69	67259.69	À~12/40	À~12/40	--	2.58	sodd.
1.90	-37049.86	--	-33850.65	2000.00	30.00	4.00	67752.25	67752.25	À~12/40	À~12/40	--	2.00	sodd.

### Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

N<sub>ed</sub>: Sforzo Normale di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (negativo se di compressione)

M<sup>-</sup><sub>ed</sub>: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese lato monte)

M<sup>+</sup><sub>ed</sub>: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese lato valle)

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: coprifero di calcolo

M<sub>Rd</sub>: Momento ultimo della sezione (fibre tese lato monte)

M<sup>+</sup><sub>Rd</sub>: Momento ultimo della sezione (fibre tese lato valle)

A<sub>1</sub>: Armatura disposta lato monte

A<sub>2</sub>: Armatura disposta lato valle

A<sub>3</sub>: Monconi

Sf<sub>min</sub>: Coefficiente di sicurezza minimo

### Verifica mensole di fondazione

Le mensole di fondazione, interna e esterna, vengono dimensionate, dal punto di vista strutturale, per resistere al peso del muro, alla pressione del terreno di fondazione e alla pressione dovuta al peso del terreno sovrastante il tacco. Il terreno al di sopra della punta viene invece trascurato.

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

#### Spinta del terreno

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [°]
1	1	44603.33	41.20	-0.33	0.20	23.20
3-I	1	48886.75	41.20	-0.33	0.20	23.20
3-II	1	54519.88	41.20	-0.33	0.20	23.20

#### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

**$S_t$ :** Spinta del terreno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**$\vartheta$ :** Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

#### Spinta del terreno dovuta al carico nastriforme applicato sul profilo di monte

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
1	Variabili	Carico nastriforme_22	1	12533.90	41.20	0.11	0.63
3-I	Variabili	Carico nastriforme_22	1	12533.90	41.20	0.11	0.63
3-II	Variabili	Carico nastriforme_22	1	12533.90	41.20	0.11	0.63

#### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

**$S_{Load}$ :** Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dall'origine del sistema di riferimento;

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

#### Verifica strutturale mensola fondazione (lato monte)

s [m]	Inviluppo Sollecitazioni		Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura		$Sf_{min}$	Esito
	$M^+_{ed}$ [Kg*m]	$M^-_{ed}$ [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$M^+_{Rd}$ [Kg*m]	$M^-_{Rd}$ [Kg*m]	$A_1$	$A_2$		
0.09	181.49	--	2000.00	70.00	4.00	151325.69	151325.69	$\tilde{A}^{-}12/40$	$\tilde{A}^{-}12/40$	833.80	sodd.

s [m]	Inviluppo Sollecitazioni		Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura		Sf <sub>min</sub>	Esito
	M <sup>+</sup> <sub>ed</sub> [Kg*m]	M <sup>-</sup> <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	M <sup>+</sup> <sub>Rd</sub> [Kg*m]	M <sup>-</sup> <sub>Rd</sub> [Kg*m]	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>		
0.18	693.58	--	2000.00	70.00	4.00	151325.69	151325.69	À~12/40	À~12/40	218.18	sodd.
0.27	1487.60	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	À~12/40	À~12/40	27.35	sodd.
0.36	2514.84	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	À~12/40	À~12/40	16.18	sodd.
0.45	3726.64	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	À~12/40	À~12/40	10.92	sodd.
0.54	5074.29	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	À~12/40	À~12/40	8.02	sodd.
0.63	6509.13	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	À~12/40	À~12/40	6.25	sodd.
0.72	7982.45	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	À~12/40	À~12/40	5.10	sodd.
0.81	9445.58	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	À~12/40	À~12/40	4.31	sodd.
0.90	10849.83	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	À~12/40	À~12/40	3.75	sodd.

### Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

M<sup>-</sup><sub>ed</sub>: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese inferiori)

M<sup>+</sup><sub>ed</sub>: Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese superiori)

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: coprifero di calcolo

M<sup>-</sup><sub>Rd</sub>: Momento ultimo della sezione (fibre tese inferiori)

M<sup>+</sup><sub>Rd</sub>: Momento ultimo della sezione (fibre tese superiori)

A<sub>1</sub>: Armatura superiore disposta

A<sub>2</sub>: Armatura inferiore disposta

Sf<sub>min</sub>: Coefficiente di sicurezza minimo

### Verifica strutturale mensola fondazione (lato valle)

s [m]	Inviluppo Sollecitazioni		Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura		Sf <sub>min</sub>	Esito
	M <sup>+</sup> <sub>ed</sub> [Kg*m]	M <sup>-</sup> <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	M <sup>+</sup> <sub>Rd</sub> [Kg*m]	M <sup>-</sup> <sub>Rd</sub> [Kg*m]	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>		
0.04	109.35	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	À~12/40	À~12/40	372.08	sodd.
0.08	434.50	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	À~12/40	À~12/40	93.64	sodd.
0.12	971.09	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	À~12/40	À~12/40	41.90	sodd.

s [m]	Inviluppo Sollecitazioni		Geometria Sezione			Sollecitazioni resistenti		Armatura		$Sf_{min}$	Esito
	$M_{ed}^+$ [Kg*m]	$M_{ed}^-$ [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	$M_{Rd}^+$ [Kg*m]	$M_{Rd}^-$ [Kg*m]	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>		
0.16	1714.75	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	$\tilde{A}12/40$	$\tilde{A}12/40$	23.73	sodd.
0.20	2661.12	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	$\tilde{A}12/40$	$\tilde{A}12/40$	15.29	sodd.
0.24	3805.83	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	$\tilde{A}12/40$	$\tilde{A}12/40$	10.69	sodd.
0.28	5144.52	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	$\tilde{A}12/40$	$\tilde{A}12/40$	7.91	sodd.
0.32	6672.84	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	$\tilde{A}12/40$	$\tilde{A}12/40$	6.10	sodd.
0.36	8386.40	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	$\tilde{A}12/40$	$\tilde{A}12/40$	4.85	sodd.
0.40	10280.86	--	2000.00	20.00	4.00	40686.99	40686.99	$\tilde{A}12/40$	$\tilde{A}12/40$	3.96	sodd.

### Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

$M_{ed}^-$ : Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese superiori)

$M_{ed}^+$ : Momento flettente di calcolo fornito dall'inviluppo dei diagrammi (fibre tese inferiori)

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: coprifero di calcolo

$M_{Rd}^-$ : Momento ultimo della sezione (fibre tese superiori)

$M_{Rd}^+$ : Momento ultimo della sezione (fibre tese inferiori)

A<sub>1</sub>: Armatura superiore disposta

A<sub>2</sub>: Armatura inferiore disposta

$Sf_{min}$ : Coefficiente di sicurezza minimo

## Verifiche SLS

Vengono riportate, di seguito, le verifiche agli stati limite di esercizio eseguite per le varie azioni agenti sull'opera di sostegno (spinta del terreno, spinta degli eventuali carichi, azione degli eventuali carichi direttamente applicati su di esso, spinta idrostatica e idrodinamica della eventuale falda, pressione del terreno, etc..).

### VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

#### *Verifiche tensioni di esercizio mensola in elevazione*

##### *Spinta del terreno*

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [° ]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [° ]
4	1	21660.00	0.00	0.83	0.83	0.00
6	1	21660.00	0.00	0.83	0.83	0.00

##### **Simbologia**

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

**$S_t$ :** Spinta del terreno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**$\vartheta$ :** Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

##### *Spinta del terreno dovuta al carico nastriforme applicato sul profilo di monte*

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [° ]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
4	Variabili	Carico nastriforme_22	1	10781.06	0.00	1.19	1.19
6	Variabili	Carico nastriforme_22	1	10781.06	0.00	1.19	1.19

##### **Simbologia**

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

**$S_{Load}$ :** Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dall'origine del sistema di riferimento;

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**Combinazione:** 4

*Tipo Combinazione:* Rara

*Elemento strutturale:* mensola in elevazione

$\sigma_{ct}$ max :	25.58	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_c$ max :	149.40	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_s$ max :	3600.00	Kg/cm <sup>2</sup>

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		$\sigma_{ct}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.19	-2849.99	-54.55	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	--	0.06	--	>1e3	sodd.
0.38	-5699.98	-384.52	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.02	0.22	0.01	688.82	sodd.
0.57	-8549.97	-1140.83	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.16	0.54	3.05	278.10	sodd.
0.76	-11399.96	-2409.27	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.44	1.06	9.34	141.52	sodd.
0.95	-14249.95	-4257.38	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.88	1.79	19.21	83.26	sodd.
1.14	-17099.94	-6748.18	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	1.48	2.78	33.03	53.81	sodd.
1.33	-19949.93	-9943.95	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	2.28	4.03	51.17	37.11	sodd.
1.52	-22799.92	-13907.62	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	3.27	5.57	74.00	26.84	sodd.
1.71	-25649.91	-18703.25	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	4.49	7.42	101.93	20.13	sodd.
1.90	-28499.89	-24396.26	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	5.95	9.62	135.35	15.53	sodd.

**Combinazione:** 6

*Tipo Combinazione:* Quasi Permanente

*Elemento strutturale:* mensola in elevazione

$\sigma_{ct}$ max :	25.58	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_c$ max :	112.05	Kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_s$ max :	--	Kg/cm <sup>2</sup>

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		$\sigma_{ct}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.19	-2849.99	-38.25	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	--	0.06	--	>1e3	sodd.
0.38	-5699.98	-274.66	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	--	0.18	--	622.68	sodd.

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		σ <sub>ct</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>c</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>s</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.57	-8549.97	-832.74	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.08	0.42	1.31	266.84	sodd.
0.76	-11399.96	-1796.85	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.28	0.82	5.68	136.36	sodd.
0.95	-14249.95	-3240.47	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.61	1.41	13.06	79.64	sodd.
1.14	-17099.94	-5234.31	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	1.09	2.20	23.82	50.91	sodd.
1.33	-19949.93	-7848.68	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	1.72	3.23	38.39	34.69	sodd.
1.52	-22799.92	-11154.24	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	2.55	4.52	57.19	24.78	sodd.
1.71	-25649.91	-15222.37	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	3.57	6.10	80.66	18.36	sodd.
1.90	-28499.89	-20125.23	2000.00	30.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	4.82	8.00	109.24	14.01	sodd.

### Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

N<sub>ed</sub>: Sforzo Normale di calcolo

M<sub>ed</sub>: Momento flettente di calcolo

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: coprifero di calcolo

A<sub>s</sub>: Area armatura:

- lato valle se l'elemento verificato è la mensola in elevazione

- inferiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato valle

- superiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato monte

A'<sub>s</sub>: Area armatura:

- lato monte se l'elemento verificato è la mensola in elevazione

- superiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato valle

- inferiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato monte

σ<sub>c</sub>: Tensione di esercizio del calcestruzzo compresso ("--" se il cls \ tesò)

σ<sub>s</sub>: Tensione di esercizio dell'acciaio tesò ("--" se l'armatura \ compressa)

σ<sub>ct\_max</sub>: Tensione di trazione massima assunta per il calcestruzzo

σ<sub>c\_max</sub>: Tensione di esercizio massima del calcestruzzo compresso

σ<sub>s\_max</sub>: Tensione di esercizio massima dell'acciaio tesò per la combinazione di tipo Rara

Sf<sub>min</sub>: Coefficiente di sicurezza minimo (Sf<sub>min</sub> = min{σ<sub>c\_max</sub> / σ<sub>c</sub>; σ<sub>s\_max</sub> / σ<sub>s</sub>}).

## Verifiche tensioni di esercizio fondazione

### Spinta del terreno

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [°]
4	1	44603.33	41.20	-0.33	0.20	23.20
6	1	44603.33	41.20	-0.33	0.20	23.20

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

**$S_t$ :** Spinta del terreno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**$\vartheta$ :** Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

### Spinta del terreno dovuta al carico nastriforme applicato sul profilo di monte

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
4	Variabili	Carico nastriforme_22	1	12533.90	41.20	0.11	0.63
6	Variabili	Carico nastriforme_22	1	12533.90	41.20	0.11	0.63

### Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

**$S_{Load}$ :** Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**$d_0$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dall'origine del sistema di riferimento;

**$d_{GF}$ :** Distanza della retta d'azione di  $S_{Load}$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

**Combinazione:** 4

**Tipo Combinazione:** Rara

**Elemento strutturale:** mensola fondazione (lato monte)

$\sigma_{ct\ max} :$  25.58  $\text{Kg/cm}^2$

$\sigma_c\ max :$  149.40  $\text{Kg/cm}^2$

$\sigma_s\ max :$  3600.00  $\text{Kg/cm}^2$

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato seziona	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		$\sigma_{ct}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.09	--	128.29	2000.00	70.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.01	0.01	0.17	>1e3	sodd.

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		σ <sub>ct</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>c</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>s</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.18	--	491.05	2000.00	70.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.02	0.03	0.66	>1e3	sodd.
0.27	--	1054.98	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.62	0.90	12.29	165.73	sodd.
0.36	--	1786.82	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	1.06	1.53	20.82	97.85	sodd.
0.45	--	2653.28	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	1.57	2.27	30.91	65.90	sodd.
0.54	--	3621.10	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	2.14	3.09	42.19	48.28	sodd.
0.63	--	4656.98	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	2.76	3.98	54.26	37.54	sodd.
0.72	--	5727.66	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	3.39	4.89	66.74	30.53	sodd.
0.81	--	6799.86	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	4.03	5.81	79.23	25.71	sodd.
0.90	--	7840.30	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	4.64	6.70	91.35	22.30	sodd.

**Combinazione:** 4

**Tipo Combinazione:** Rara

**Elemento strutturale:** mensola fondazione (lato valle)

σ<sub>ct</sub> max : 25.58 Kg/cm<sup>2</sup>

σ<sub>c</sub> max : 149.40 Kg/cm<sup>2</sup>

σ<sub>s</sub> max : 3600.00 Kg/cm<sup>2</sup>

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		σ <sub>ct</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>c</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>s</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.04	--	77.10	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.05	0.07	0.90	>1e3	sodd.
0.08	--	306.45	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.18	0.26	3.57	570.54	sodd.
0.12	--	685.12	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.41	0.59	7.98	255.20	sodd.
0.16	--	1210.21	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.72	1.03	14.10	144.47	sodd.
0.20	--	1878.78	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	1.11	1.61	21.89	93.06	sodd.
0.24	--	2687.92	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	1.59	2.30	31.32	65.05	sodd.

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		σ <sub>ct</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>c</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>s</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.28	--	3634.70	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	2.15	3.11	42.35	48.10	sodd.
0.32	--	4716.21	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	2.79	4.03	54.95	37.07	sodd.
0.36	--	5929.51	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	3.51	5.07	69.09	29.49	sodd.
0.40	--	7271.70	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	4.31	6.21	84.73	24.04	sodd.

**Combinazione: 6**

Tipo Combinazione: Quasi Permanente

Elemento strutturale: mensola fondazione (lato monte)

σ<sub>ct</sub> max : 25.58 Kg/cm<sup>2</sup>

σ<sub>c</sub> max : 112.05 Kg/cm<sup>2</sup>

σ<sub>s</sub> max : -- Kg/cm<sup>2</sup>

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		σ <sub>ct</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>c</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>s</sub> [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.09	--	107.69	2000.00	70.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.01	0.01	0.15	>1e3	sodd.
0.18	--	413.13	2000.00	70.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.02	0.03	0.56	>1e3	sodd.
0.27	--	889.82	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.53	0.76	10.37	147.37	sodd.
0.36	--	1511.25	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.90	1.29	17.61	86.77	sodd.
0.45	--	2250.92	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	1.33	1.92	26.23	58.26	sodd.
0.54	--	3082.32	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	1.83	2.63	35.91	42.54	sodd.
0.63	--	3978.95	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	2.36	3.40	46.36	32.96	sodd.
0.72	--	4914.29	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	2.91	4.20	57.26	26.68	sodd.
0.81	--	5861.86	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	3.47	5.01	68.30	22.37	sodd.
0.90	--	6795.13	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	4.02	5.81	79.17	19.30	sodd.

**Combinazione: 6**

*Tipo Combinazione: Quasi Permanente*

*Elemento strutturale: mensola fondazione (lato valle)*

$\sigma_{ct\ max}$ : 25.58 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_c\ max$ : 112.05 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_s\ max$ : -- Kg/cm<sup>2</sup>

s [m]	Sollecitazioni		Geometria Sezione			Armatura		Stato sezione	Tensioni di Esercizio			Sf <sub>min</sub>	Esito
	N <sub>ed</sub> [Kg]	M <sub>ed</sub> [Kg*m]	B [cm]	H [cm]	c [cm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		$\sigma_{ct}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]		
0.04	--	69.60	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.04	0.06	0.81	>1e3	sodd.
0.08	--	276.85	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.16	0.24	3.23	473.65	sodd.
0.12	--	619.43	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.37	0.53	7.22	211.69	sodd.
0.16	--	1095.01	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	0.65	0.94	12.76	119.75	sodd.
0.20	--	1701.26	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	1.01	1.45	19.82	77.08	sodd.
0.24	--	2435.86	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	1.44	2.08	28.38	53.83	sodd.
0.28	--	3296.47	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	1.95	2.82	38.41	39.78	sodd.
0.32	--	4280.77	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	2.54	3.66	49.88	30.63	sodd.
0.36	--	5386.44	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	3.19	4.60	62.76	24.34	sodd.
0.40	--	6611.15	2000.00	20.00	4.00	56.55	56.55	non fess.	3.92	5.65	77.03	19.83	sodd.

### Simbologia

s: ascissa locale (origine in corrispondenza dell'estremo libero della mensola)

N<sub>ed</sub>: Sforzo Normale di calcolo

M<sub>ed</sub>: Momento flettente di calcolo

B: base della sezione di verifica

H: altezza della sezione di verifica

c: coprifero di calcolo

A<sub>s</sub>: Area armatura:

- lato valle se l'elemento verificato è la mensola in elevazione

- inferiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato valle

- superiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato monte

A'<sub>s</sub>: Area armatura:

- lato monte se l'elemento verificato è la mensola in elevazione

- superiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato valle

- inferiore se l'elemento verificato è la mensola di fondazione lato monte

$\sigma_c$ : Tensione di esercizio del calcestruzzo compresso ("--" se il cls \ tesò)

$\sigma_s$ : Tensione di esercizio dell'acciaio tesò ("--" se l'armatura \ compressa)

$\sigma_{ct\_max}$ : Tensione di trazione massima assunta per il calcestruzzo

$\sigma_{c\_max}$ : Tensione di esercizio massima del calcestruzzo compresso

$\sigma_{s\_max}$ : Tensione di esercizio massima dell'acciaio tesò per la combinazione di tipo Rara

$Sf_{min}$ : Coefficiente di sicurezza minimo ( $Sf_{min} = \min\{\sigma_{c\_max} / \sigma_c ; \sigma_{s\_max} / \sigma_s\}$ ).

## **CONTROLLO SPOSTAMENTI**

Gli spostamenti dell'opera di sostegno vengono valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità e di eventuali manufatti adiacenti.

A tal fine, vengono stimati i cedimenti in fondazione attraverso il metodo edometrico, sviluppato da Terzaghi negli anni '20.

Si pone:

$$w = \int_0^H \frac{\Delta\sigma_z}{E_{ed}} dz$$

nella quale  $\Delta\sigma_z$  rappresenta l'incremento di tensione indotto dal carico in fondazione,  $E_{ed}$  il modulo edometrico del terreno e  $H$  l'estensione in profondità del volume significativo.

Operativamente il problema viene discretizzato e l'integrale approssimato dalla sommatoria:

$$w = \sum_{z=0}^H \Delta w_{ed}$$

essendo:

$$\Delta w_{ed} = \frac{\Delta\sigma_{zi}}{E_{ed}} \Delta z_i$$

Gli incrementi di tensione nel sottosuolo vengono calcolati attraverso la soluzione analitica fornita da Steinbrenner (1934):

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[ \operatorname{arctg} \frac{LB}{cz} + \frac{LBz}{c} \left( \frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2} \right) \right]$$

nella quale:

$$m^2 = L^2 + z^2 \quad n^2 = B^2 + z^2 \quad c = \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}$$

con  $B$  e  $L$  dimensioni in pianta della fondazione.

Per quanto riguarda la rotazione in fondazione, la stima avviene schematizzando il terreno come un mezzo elastico:

$$\tan \vartheta = \frac{1-\nu}{E_s} \frac{M}{B^2 L} I_\vartheta$$

nella quale  $E_s$  e  $\nu$  sono rispettivamente il modulo di Young ed il coefficiente di Poisson del terreno,  $M$  il momento ribaltante agente sul lato  $B$  della fondazione e  $I_\vartheta$  il coefficiente di influenza ottenuto sperimentalmente da Taylor (1967) e da Tettinek e Matl (1953) in funzione del rapporto  $(L/B)$  e della rigidezza della fondazione.

L/B	Flessibile	Rigida
0.10	1.045	1.59
0.20	1.60	2.42
0.50	2.51	3.54
0.75	2.91	3.94
1.00	3.15	4.17
1.50	3.43	4.44
2.00	3.57	4.59
3.00	3.70	4.74
5.00	3.77	4.87
10.00	3.81	4.98
100.00	3.82	5.06

*Coefficienti di influenza  $I_g$  per il calcolo delle rotazioni in fondazione*

Di seguito è riportata la sintesi dei risultati di verifica.

#### *Spinta del terreno*

Comb.	Strato	$S_t$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]	$\vartheta$ [°]
4	1	44603.33	41.20	-0.33	0.20	23.20
7-I	1	28340.46	0.00	0.70	0.70	0.00
7-II	1	50315.48	41.20	-0.33	0.20	23.20

#### **Simbologia**

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Strato:** Indice strato;

$S_t$ : Spinta del terreno;

$\alpha$ : Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

$d_0$ : Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dall'origine del sistema di riferimento

$d_{GF}$ : Distanza della retta d'azione di  $S_t$  dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

$\vartheta$ : Angolo di inclinazione della sezione di spinta rispetto all'asse verticale;

*Nota. Le distanze  $d_0$  e  $d_{GF}$  sono positive se la retta d'azione di  $S_t$  passa sopra i rispettivi punti cui sono riferite;*

#### *Spinta del terreno dovuta al carico nastriiforme applicato sul profilo di monte*

Comb.	Cond.	Carico	Strato	$S_{Load}$ [Kg]	$\alpha$ [°]	$d_0$ [m]	$d_{GF}$ [m]
4	Variabili	Carico nastriiforme_22	1	12533.90	41.20	0.11	0.63
7-I	Variabili	Carico nastriiforme_22	1	11287.83	0.00	1.29	1.29
7-II	Variabili	Carico nastriiforme_22	1	12533.90	41.20	0.11	0.63

## Simbologia

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se è non sismica, [CI] se è sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se è sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Cond.:** descrizione della condizione di carico;

**Carico:** descrizione del carico;

**Strato:** Indice strato;

**S<sub>Load</sub>:** Spinta dovuta al carico applicato sul terrapieno;

**$\alpha$ :** Inclinazione della spinta rispetto ad un asse orizzontale;

**d<sub>0</sub>:** Distanza della retta d'azione di S<sub>Load</sub> dall'origine del sistema di riferimento;

**d<sub>GF</sub>:** Distanza della retta d'azione di S<sub>Load</sub> dal baricentro dell'area di impronta della fondazione;

## Verifica cedimenti in fondazione e spostamenti in elevazione

<b><math>\alpha</math>:</b>	0.00	[°]
<b>w<sub>lim</sub>:</b>	30.00	mm
<b>s<sub>lim</sub>:</b>	15.00	mm

Comb.	Tipo Comb.	Azioni alla base del muro			Cedimenti in fondazione		Spostamenti in elevazione		$\theta$ [°]	Sf <sub>min</sub>	Esito
		N [Kg]	T [Kg]	M [Kg*m]	w <sub>h</sub> [mm]	w <sub>v</sub> [mm]	s <sub>h</sub> [mm]	s <sub>v</sub> [mm]			
4	Rara	-42991.83	-114983.25	15581.17	0.00	-0.94	-0.42	-0.96	0.01	31.86	soddisf.
7-I	Sismica	-41591.83	-107820.73	17265.43	0.00	-0.92	-0.47	-0.94	0.01	32.09	soddisf.
7-II	Sismica	-48029.60	-117699.45	16790.37	0.00	-0.97	-0.45	-1.00	0.01	30.80	soddisf.

## Simbologia

**$\alpha$ :** Inclinazione del piano fondazione rispetto all'orizzontale;

**w<sub>lim</sub>:** Valore limite del cedimento in fondazione;

**s<sub>lim</sub>:** Valore limite dello spostamento in elevazione;

**Comb.:** Combinazione, individuata dal codice [C] se \ non sismica, [CI] se \ sismica con coeff. Kv positivo, ovvero [CII] se \ sismica con coeff. Kv negativo, essendo C l'indice della combinazione, come da scenario;

**Tipo Comb.:** Tipo di combinazione;

**N, T, M:** Azioni in fondazione (componente normale e tangenziale al piano di posa della fondazione, momento);

**w<sub>h</sub>:** Componente orizzontale del cedimento in fondazione;

**w<sub>v</sub>:** Componente verticale del cedimento in fondazione;

**s<sub>h</sub>:** Componente orizzontale del cedimento in elevazione;

**s<sub>v</sub>:** Componente verticale del cedimento in elevazione;

**$\theta$ :** Rotazione rigida del muro;

**Sf<sub>min</sub>:** Coefficiente di sicurezza minimo (Sf<sub>min</sub> = min{w<sub>lim</sub> / |w<sub>v</sub>| ; s<sub>lim</sub> / |s<sub>h</sub>| }).

*Nota. Le azioni, i cedimenti e gli spostamenti sono positivi se concordi agli assi del riferimento globale.*