

Validazione del codice di calcolo

Informativa sull'affidabilità dei codici di calcolo D.M. 17-01-2018 paragrafo 10.2.

Sono stati forniti degli esempi di calcolo, in allegato a questo documento, al fine di verificare la validità delle procedure di calcolo ed effettuare le procedure di controllo con altri strumenti di calcolo.

I software **GeoStru** sono dotati di sistemi di controllo dei dati di input e di output molto sofisticati i quali sono in grado di rilevare errori gravi tali da non consentire le corrette elaborazioni.

MDC

Versione: 2015

1 – Individuazione dei campi di impiego del programma.	3
2 – Descrizioni delle basi teoriche e sperimentazione del programma.	3
2.1 - Calcolo della spinta attiva con Coulomb	3
2.2 - Calcolo della spinta attiva con Rankine	4
2.3 - Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe	4
2.4 - Effetto dovuto alla coesione	4
2.5 - Carico uniforme sul terrapieno	5
2.6 - Spinta attiva in condizioni sismiche	5
2.7 - Spinta idrostatica	6
2.8 - Resistenza passiva	6
3 - Carico limite di fondazioni superficiali su terreni	7
3.1 – Metodo di Vesic	7
3.2 – Metodo di Hansen	9
4 - Sollecitazioni muro	10
Esempio 4.5 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera) [FILE: EX4.5 - LancellottaCalavera.FON]	10
Esempio 4.6 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera) [FILE: EX4.5 - LancellottaCalavera.FON]	11
Esempio 3.19 – COSTRUZIONI – VOL.3 (Di Pasquale – Messina – Paolini – Furiozzi) [FILE: EX-3.19.sta;]	12
Conclusioni	13

1 – Individuazione dei campi di impiego del programma.

MDC è un programma per l'analisi di muri di sostegno a gravità e in c.a. con fondazioni dirette o su pali anche in presenza di tiranti.

Il software esegue il calcolo geotecnico utilizzando, a scelta dell'utente, le teorie di Coulomb, Rankine e Mononobe ed Okabe (Coulomb in presenza di sisma) ed effettua tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente, tra cui quella di stabilità globale, anche in condizioni sismiche.

Il calcolo strutturale esegue il dimensionamento delle armature, sia agli SLU che alle Tensioni Ammissibili, e la verifica della sezione reagente a diverse quote.

2 – Descrizioni delle basi teoriche e sperimentazione del programma.

2.1 - Calcolo della spinta attiva con Coulomb

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Coulomb è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \gamma_t z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2\beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Valori limite di K_a :

$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = Angolo di attrito terra-muro;

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H = Altezza della parete.

2.2 - Calcolo della spinta attiva con Rankine

Se $\varepsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (muro con parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$S_t = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale. In effetti Rankine adottò essenzialmente le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di K_a di Rankine si presenta come segue:

$$K_a = \cos \varepsilon \frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

2.3 - Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Mononobe & Okabe riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ε di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ tale che:

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

2.4 - Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_A}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

dove

Q = Carico agente sul terrapieno;

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$;

2.5 - Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a Q \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_q = K_a QH \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo Muller-Breslau.

2.6 - Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

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

dove:

H = altezza muro

k_v = coefficiente sismico verticale

γ = peso per unità di volume del terreno

K = coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico)

E_{ws} = spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} = spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo φ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

2.7 - Spinta idrostatica

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z , sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \cdot z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = 1/2 \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{saturo} - \gamma_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

2.8 - Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

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

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

$$\delta < \beta - \phi - \varepsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos\varepsilon + \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\phi}}{\cos\varepsilon - \sqrt{\cos^2\varepsilon - \cos^2\phi}}$$

3 - Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

3.1 – Metodo di Vesic

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

A' = $B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;

c_u = coesione non drenata;

q = pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c = fattore di forma ;

$s_c = 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

i_c = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f area efficace della fondazione

c_a aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

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

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 - 0,4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

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

3.2 – Metodo di Hansen

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u (1 + s_c + d_c - i_c) + q$$

Dove:

A' = $B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;

c_u = coesione non drenata;

q = pressione litostatica totale sul piano di posa;

s_c = fattore di forma, $s_c = 0$ per fondazioni nastriformi;

d_c = fattore di profondità;

$$d_c = 0.4 \cdot K \quad \text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

i_c = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

A_f = area efficace della fondazione

c_a = aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

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

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \cdot \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{B'}{L'} \right) \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1 \quad \text{per fondazione nastriforme}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^3$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cot \varphi'} \right)^3$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.4K$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) \cdot K$$

$$\text{con } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ altrimenti } K = \arctan \frac{D}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

4 - Sollecitazioni muro

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte), le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali.

Esempio 4.5 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera) [FILE: EX4.5 - LancellottaCalavera.FON]

Si supponga di dover dimensionare un muro a gravità, a sostegno di un terrapieno di 5.00 m di altezza, caratterizzato da un angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 30^\circ$ e da un peso dell'unità di volume pari a 18 kN/m^3 .

Si assegna alla sommità del muro uno spessore di 500 mm e al paramento esterno una inclinazione di 1/10. Il peso unitario del calcestruzzo non armato è di 23 kN/m^3 , la sua resistenza caratteristica è di 25 MPa e si assume $\delta = 20^\circ$ come angolo di attrito muro-terreno.

Come requisiti di progetto si impone che il valore massimo della componente normale della reazione del terreno risulti in esercizio inferiore a 0.2 N/mm^2 .

Si richiede inoltre, per la verifica allo slittamento, $C_{sd} \geq 1.5$ e, per quella al ribaltamento, $C_{sv} \geq 1.8$.

La geometria del muro è illustrata in figura:

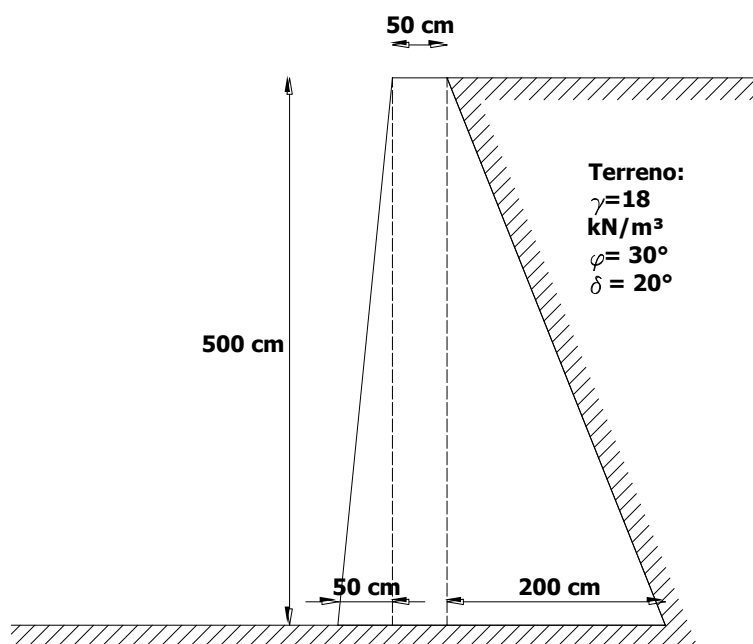


Figura 1: Schema geometrico dell'esempio

L'esempio oggetto di studio è stato realizzato al fine di dimostrare la validità del programma nel calcolo delle spinte. Il risultato, in termini di spinte, è il seguente:

$$P_{ax} - \text{MDC} = 84.24 \text{ kN}$$

$$P_{ax} - \text{Testo} = 83.3 \text{ kN/m}$$

[Spinta attiva in direzione orizzontale]

$$\frac{P_{ax} - \text{MDC} - P_{ax} - \text{Testo}}{P_{ax} - \text{Testo}} \% = 1 \%$$

$$P_{ay} - \text{MDC} = 75.84 \text{ kN}$$

$$P_{ay} - \text{Testo} = 74.3 \text{ kN/m}$$

[Spinta attiva in direzione verticale]

$$\frac{P_{ay} - \text{MDC} - P_{ay} - \text{Testo}}{P_{ay} - \text{Testo}} \% = 2.07\%$$

$$N_v - \text{MDC} = 277.06 \text{ kN}$$

$$N_v - \text{Testo} = 275.6 \text{ kN/m}$$

[Risultante delle azioni verticali]

$$\frac{N_v - \text{MDC} - N_v - \text{Testo}}{N_v - \text{Testo}} \% = 0.52\%$$

Esempio 4.6 – Fondazioni (Renato Lancellotta – Josè Calavera) [FILE: EX4.6 -

LancellottaCalavera.FON]

Progettare un muro di sostegno a mensola di 10 m di altezza, a sostegno di un terreno sabbioso-limoso, caratterizzato dai seguenti parametri:

$$\phi' = 30^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\delta = \varphi' = 30^\circ$$

La geometria del muro è illustrata in figura:

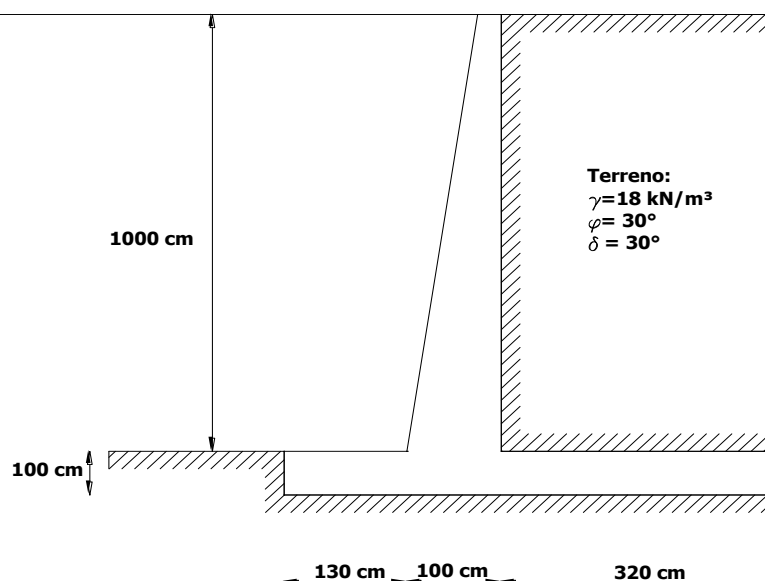


Figura 2: Schema geometrico dell'esempio

Il risultato, in termini di spinta attiva e coefficienti di sicurezza a ribaltamento ed a scorrimento, è il seguente:

$$P_a - \text{MDC} = 300 \text{ kN/m}$$

$$P_a - \text{Testo} = 300 \text{ kN/m}$$

[Spinta attiva]

$$\frac{P_a - \text{MDC} - P_a - \text{Testo}}{P_a - \text{Testo}} \% = 0\%$$

$$C_{SS} - \text{MDC} = 1.55$$

$$C_{SS} - \text{Testo} = 1.55$$

[Fattore di sicurezza a scorrimento]

$$\frac{C_{SS} - \text{MDC} - C_{SS} - \text{Testo}}{C_{SS} - \text{Testo}} \% = 0\%$$

$$C_{SR} - \text{MDC} = 2.67$$

$$C_{SR} - \text{Testo} = 2.68$$

[Fattore di sicurezza a ribaltamento]

$$\frac{C_{SR} - \text{MDC} - C_{SR} - \text{Testo}}{C_{SR} - \text{Testo}} \% = -0.37\%$$

Esempio 3.19 – COSTRUZIONI – VOL.3 (Di Pasquale – Messina – Paolini – Furiozzi) [FILE: EX3.19 - DiPasquale_Messina_Paolini_Furiozzi.mdc; FILE: EX-3.19.sta;]

Si verifichi la parete mostrata nella figura seguente al possibile slittamento del cilindro in terra che lo contiene. I dati geometrici e meccanici sono mostrati nella figura:

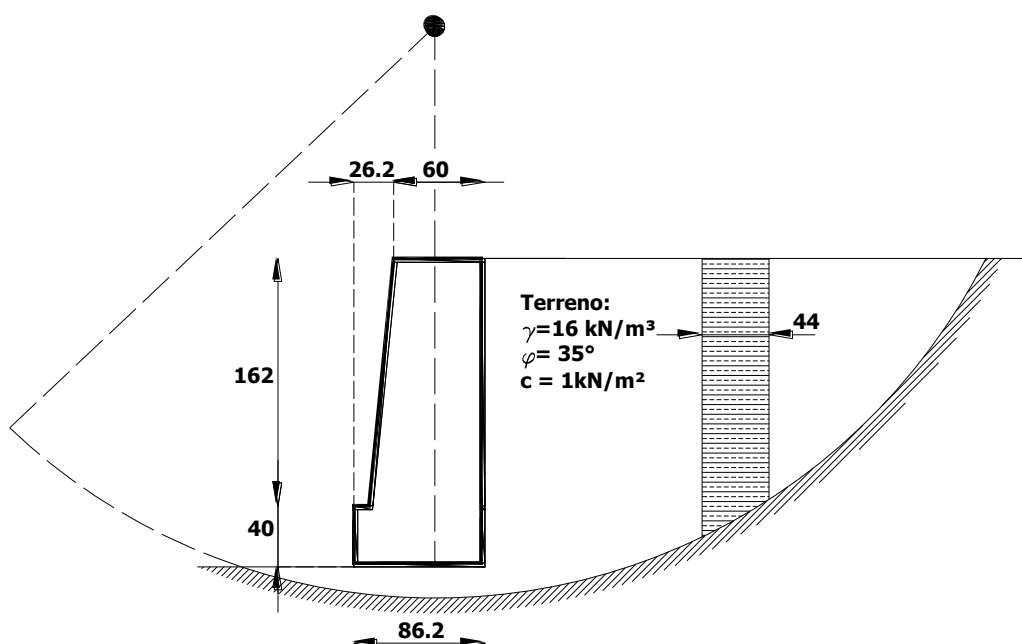


Figura 3: Dati dell'esempio, quote in cm

Il risultato, in termini di fattore di sicurezza, è il seguente:

$$FS_{\text{MDC}} = 1.60$$

$$FS_{\text{Testo}} = 1.61$$

$$\frac{FS_{\text{MDC}} - FS_{\text{Testo}}}{FS_{\text{Testo}}} \% = -0.62\%$$

Conclusioni

Si evidenzia dai test effettuati l'affidabilità del software in oggetto. Si riscontrano scarti minimi sia per il calcolo delle spinte, sia per il calcolo dei coefficienti di sicurezza a ribaltamento ed a scorrimento, sia per il calcolo del coefficiente di sicurezza nella verifica a stabilità globale. Si evidenzia inoltre che per il calcolo del fattore di sicurezza a stabilità globale è stato utilizzato il metodo di Fellenius.