

Parcie gruntu na konstrukcje oporowe



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Grunt jako materiał budowlany

W **Budownictwie Ziennym** grunt traktowany jest jako materiał budowlany, z którego wykonywane są konstrukcje i budowle ziemne (np. nasypy) oraz jako ośrodek, w którym wykonywane są inne budowle (np. kanały).

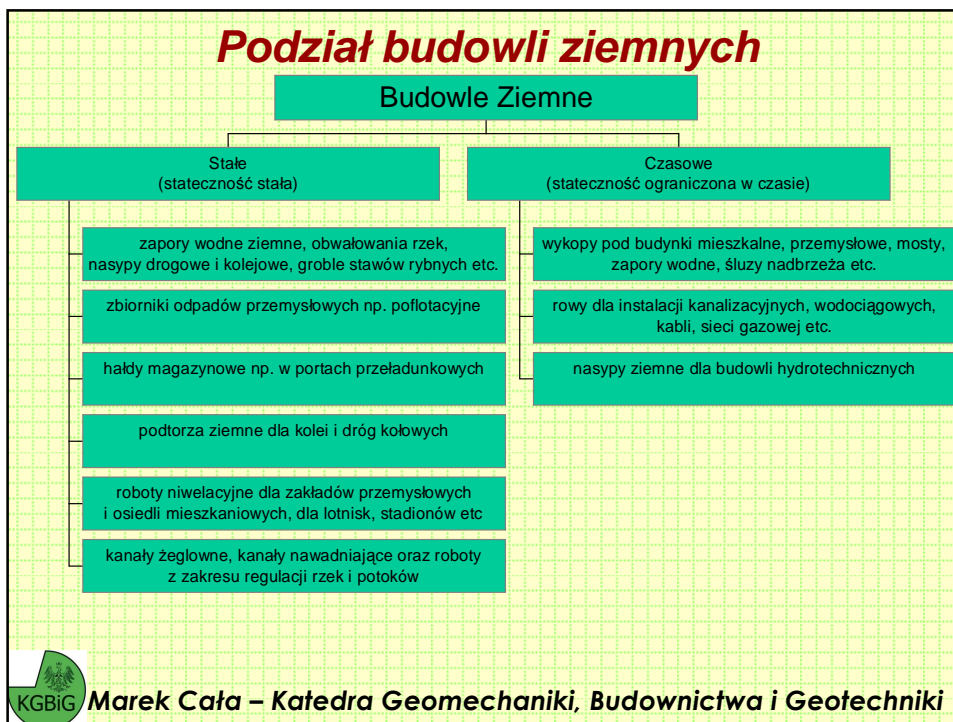
Budowle Ziemne powstają poprzez wykonywanie nasypów i wykopów o różnych kształtach i różnych wymiarach, przy czym technologia ich wykonania polega zazwyczaj na odspojeniu i wydobyciu gruntu z wykopów, przemieszczeniu urobku na miejsca nasypów oraz na ich uformowaniu w zależności od celu i przeznaczenia budowli.

Nierzadko do budowy nasypów wykorzystuje się grunty antropogeniczne, powstałe w wyniku gospodarczej lub przemysłowej działalności człowieka (odpady komunalne, pyły dymnicowe, odpady po flotacyjnych).



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Podział budowli ziemnych



Rozwiązanie Rankine'a (1857)

Promień koła Mohra:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

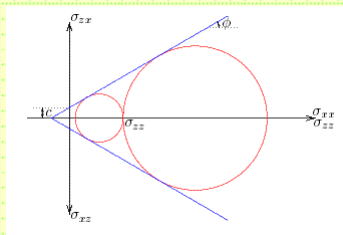
Środek koła Mohra jest odległy od początku układu o:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

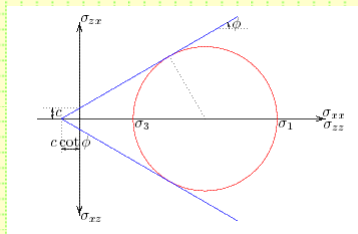
Dla koła Mohra mamy:

$$\sin \varphi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + c \cdot \cot \varphi}$$

$$\sigma_3 = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \sigma_1 - 2c \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi}$$



$$\tau < \tau_f = c + \sigma g \varphi$$



Rozwiązanie Rankine'a

Podstawiając:

$$\frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{\sqrt{1 - \sin^2 \varphi}}{1 + \sin \varphi} = \frac{\sqrt{(1 + \sin \varphi)(1 - \sin \varphi)}}{1 + \sin \varphi} = \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}}$$

Otrzymujemy:

$$\sigma_3 = K_a \sigma_1 - 2c\sqrt{K_a}$$

Gdzie współczynnik czynnego parcia gruntu (*coefficient of active earth pressure*) K_a :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

Formułę:

$$\sigma_3 = K_a \sigma_1 - 2c\sqrt{K_a} \text{ można zapisać jako: } \sigma_1 = K_p \sigma_3 + 2c\sqrt{K_p}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Rankine'a

Gdzie K_p to współczynnik biernego parcia (odporu) gruntu (*coefficient of passive earth pressure*):

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Dla gruntów idealnie sypkich ($c=0$) zachodzi:

$$K_a < K < K_p$$

Przyjmując dalej $\varphi=30^\circ$ (typowa wartość dla piasku) otrzymujemy:

$$\frac{1}{3} < K < 3$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Rankine'a – parcie czynne

Active earth pressure

$$\sigma_{zz} = \gamma \cdot z$$

gdzie:

γ – ciężar objętościowy gruntu, kN/m³

z – głębokość, m

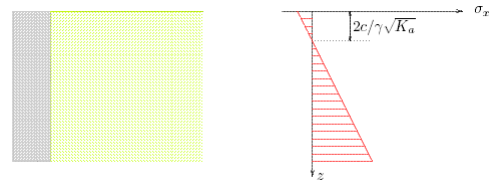
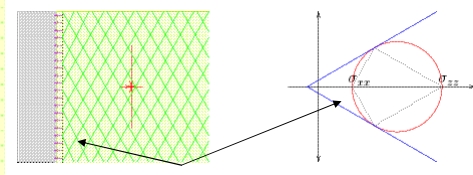
$$e_a = \sigma_{xx} = K_a \gamma \cdot z - 2c\sqrt{K_a}$$

Całkowita siła parcia czynnego oddziałującego na mur o wysokości h jest równa:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma \cdot h^2 - 2ch\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma}$$

Znak siły zmienia się na głębokości:

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



Naprężenia poziome w gruncie dla przypadku parcia czynnego



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Rankine'a – parcie czynne

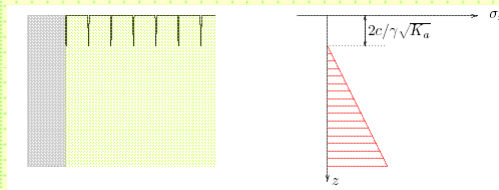
Czyli do głębokości h_c powinny w gruncie występować naprężenia rozciągające, co jest możliwe tylko przez krótki czas. Stąd też przyjmuje się, że do głębokości h_c pojawią się szczeliny zarówno w gruncie jak i pomiędzy gruntem i murem.

Całkowita siła parcia czynnego oddziałującego na mur o wysokości h jest równa:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma \cdot h_r^2 - 2ch_r\sqrt{K_a}$$

gdzie h_r jest zredukowaną wysokością muru równą:

$$h_r = h - \frac{2 \cdot c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$



Naprężenia poziome w gruncie ze szczelinami dla przypadku parcia czynnego



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Rankine'a – parcie bierne

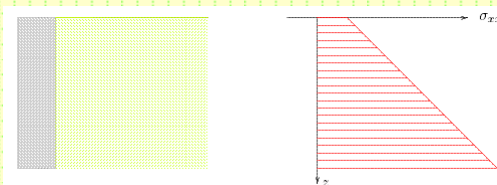
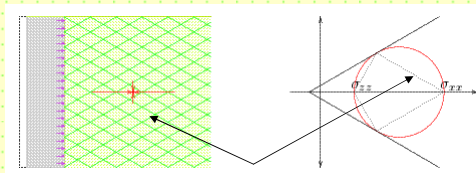
Passive earth pressure

$$e_p = \sigma_{xx} = K_p \gamma \cdot z + 2c\sqrt{K_p}$$

Całkowita siła parcia biernego oddziałującego na mur o wysokości h jest równa:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma \cdot h^2 + 2ch\sqrt{K_p}$$

Naprężenia poziome są tylko ściskające, więc nie ma możliwości wystąpienia szczelin w gruncie.



Naprężenia poziome w gruncie dla przypadku parcia biernego

W przypadku murów oporowych, rzeczywiste naprężenia poziome będą przyjmowały wartości pomiędzy wynikającymi z parcia biernego i aktywnego, które mogą się różnić nawet dziewięciokrotnie. Pozostawia to wysoki margines nieoznaczoności.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Parcie neutralne, spoczynkowe

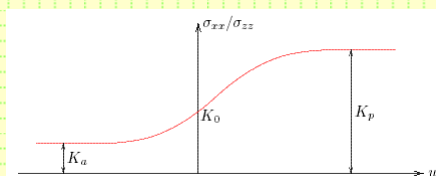
W praktyce parcie i odpór gruntu wyznacza się korzystając z rozwiązań Coulomba, Rankine'a lub rozwiązań empirycznych. W obu tych teoriach analizuje się grunt w stanie odłamu, a więc katastrofalnym, gdy na skutek ścinania nastąpiło oddzielenie się klina gruntu od powstałego masywu. Obie te metody dają więc błędne wyniki gdy grunt napiera na niepodatną konstrukcję oporową, która nie dopuszcza do powstania odłamu. Wtedy, naprężenie poziome oddziałujące na mur można określić ze wzoru:

$$\sigma_{xx} = K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

gdzie: K_0 – współczynnik parcia bocznego w stanie spoczynku (*neutral earth pressure coefficient*).

$$K_0 = \frac{1 - \nu}{1 + \nu} \quad \text{- teoria sprężystości}$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad \text{- wzór Jaky'ego}$$



$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \cdot OCR^{\sin \varphi} \quad \text{- Mayne i Kuhlavy (1982)}$$

gdzie: OCR – stopień konsolidacji (*overconsolidation ratio*)



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Wpływ wody na naprężenia

W przypadku występowania poza murem wody gruntowej należy zamiast ciężaru objętościowego γ przyjąć ciężar objętościowy gruntu pod wodą γ' , ciśnienie wody u uwzględnić oddzielnie obliczając je według wzoru:

$$u = \gamma_w h_w$$

gdzie h_w jest wysokością słupa wody w rozpatrywanym punkcie.

Założmy, mur o wysokości 8 m w gruncie o parametrach $c=0$, $\phi=30^\circ$, $\gamma_{dry}=16 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{sat}=20 \text{ kN/m}^3$.

Dla $h = 2\text{m}$

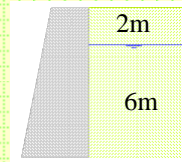
$$\sigma_{zz} = \gamma_{dry} h = 32 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{xx} = K_a \sigma_{zz} = \frac{1}{3} 32 = 10.67 \text{ kPa}$$

Dla $h = 8\text{m}$ $\sigma_{zz} = \gamma_{dry} 2\text{m} + \gamma_{sat} 6\text{m} = 32 + 120 = 152 \text{ kPa}$

$$\sigma'_{zz} = \sigma_{zz} - u = 152 - 60 = 92 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{xx} = K_a \sigma'_{zz} = \frac{1}{3} 92 = 30.67 \text{ kPa}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Rankine'a – obciążenie

W przypadku występowania naziomu obciążonego równomiernie wzory dla parcia czynnego i biernego przyjmują następującą postać:

$$\sigma_{xx} = e_a = K_a (\gamma \cdot z + q) - 2c \sqrt{K_a}$$

$$E_a = K_a \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 + qh \right) - 2ch \sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma}$$

$$\sigma_{xx} = e_p = K_p (\gamma \cdot z + q) + 2c \sqrt{K_p}$$

$$E_p = K_p \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 + qh \right) + 2ch \sqrt{K_p}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Coulomba – parcie czynne

W przypadku parcia czynnego ciężar klina jest równy:

$$W = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan \theta$$

Siła tarcia, działająca na płaszczyźnie poślizgu o długości $h/\cos\theta$ jest równa:

$$T = N \tan \varphi$$

Równania równowagi (w postaci sum rzutów sił na obie osie układu współrzędnych przyjmują postać):

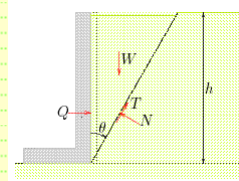
$$Q + T \sin \theta - N \cos \theta = 0$$

$$W - N \sin \theta - T \cos \theta = 0$$

$$Q = \frac{N}{\cos \varphi} \cos(\theta + \varphi)$$

Eliminując siłę tarcia otrzymujemy:

$$W = \frac{N}{\cos \varphi} \sin(\theta + \varphi)$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Coulomba – parcie czynne

Eliminując siłę nacisku otrzymujemy:

$$Q = W \frac{\cos(\theta + \varphi)}{\sin(\theta + \varphi)} \quad \text{oraz:} \quad W = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan \theta$$

$$Q = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\sin \theta \cos(\theta + \varphi)}{\cos \theta \sin(\theta + \varphi)}$$

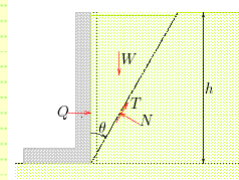
$$\text{Podstawiając:} \quad \sin \theta \cos(\theta + \varphi) = \cos \theta \sin(\theta + \varphi) - \sin \varphi$$

Otrzymujemy:

$$Q = \frac{1}{2} \gamma h^2 - \frac{\frac{1}{2} \gamma h^2 \sin \varphi}{\cos \theta \sin(\theta + \varphi)}$$

Maksymalna wartość siły Q przypadnie dla maksymalnej wartości funkcji:

$$f(\theta) = \cos \theta \sin(\theta + \varphi)$$



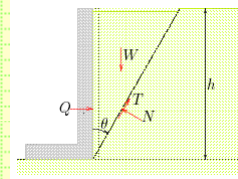
Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Coulomba – parcie czynne

Pierwsza i druga pochodna funkcji przyjmują wartości:

$$\frac{df}{d\theta} = \cos(2\theta + \varphi) \quad \frac{d^2f}{d\theta^2} = -2 \sin(2\theta + \varphi)$$

$$\frac{df}{d\theta} = 0 \quad \text{dla:} \quad 2\theta + \varphi = \frac{\pi}{2} \quad \text{wtedy:} \quad \theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$$



Dla takiej wartości kąta θ otrzymujemy:

$$\frac{d^2f}{d\theta^2} = -2 \quad \text{Czyli ekstremum funkcji jest maksimum.}$$

Wtedy pozioma siła Q przyjmuje wartość:

$$Q = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad \text{gdzie:} \quad K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Coulomba – parcie bierne

W przypadku parcia czynnego ciężar klina jest równy:

$$W = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan \theta$$

Siła tarcia, działająca na płaszczyźnie poślizgu o długości $h/\cos\theta$ jest równa:

$$T = N \tan \varphi$$

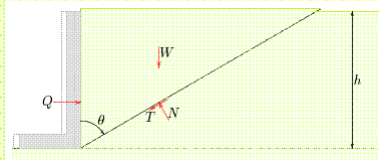
Równania równowagi (w postaci sum rzutów sił na obie osie układu współrzędnych) przyjmują postać:

$$Q - T \sin \theta - N \cos \theta = 0$$

$$W - N \sin \theta + T \cos \theta = 0$$

Eliminując siły tarcia i nacisku otrzymujemy:

$$Q = \frac{1}{2} \gamma h^2 - \frac{\frac{1}{2} \gamma h^2 \sin \varphi}{\cos \theta \sin(\theta - \varphi)}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Coulomba – parcie bierne

Maksymalna wartość siły Q przypadnie dla maksymalnej wartości funkcji:

$$f(\theta) = \cos \theta \sin(\theta - \varphi)$$

Pierwsza i druga pochodna funkcji przyjmują wartości:

$$\frac{df}{d\theta} = \cos(2\theta - \varphi) \quad \frac{d^2f}{d\theta^2} = -2 \sin(2\theta - \varphi)$$

$$\frac{df}{d\theta} = 0 \quad \text{dla:} \quad 2\theta - \varphi = \frac{\pi}{2} \quad \text{wtedy:} \quad \theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

Dla takiej wartości kąta θ otrzymujemy:

$$\frac{d^2f}{d\theta^2} = -2 \quad \text{Czyli ekstremum funkcji jest maksimum.}$$

Wtedy pozioma siła Q przyjmuje wartość:

$$Q = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p \quad \text{gdzie:} \quad K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Coulomba – problem ogólny

Zakładamy, że grunt jest niespoisty, $c=0$

$$Q = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a$$

Q – jest całkowitą siłą utrzymującą mur, jej składowa pozioma jest równa:

$$Q_h = Q \sin(\alpha - \delta)$$

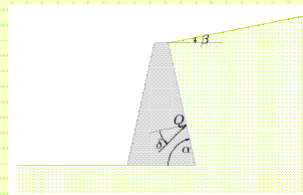
Gdzie:

α – kat nachylenia muru,

δ – kat tarcia wewnętrznego pomiędzy murem i gruntem, z reguły przyjmuje się:

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi$$

Przy takich założeniach współczynnik parcia czynnego liczony jest ze wzoru:



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Coulomba – problem ogólny

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

zaś współczynnik parcia biernego:

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

Założmy przykładowo, że mur jest nachylony pod kątem 80° , naziom gruntu pod kątem 10° , kąt tarcia wewnętrznego gruntu jest równy 30 stopni, zaś kąt tarcia pomiędzy gruntem i murem jest równy 20 stopni.

Znajdźmy składową poziomą siły Q w przypadku parcia czynnego i biernego.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Coulomba – problem ogólny

$$\alpha = 80^\circ, \beta = 10^\circ, \varphi = 30^\circ, \delta = 20^\circ$$

$$K_a = 0.438$$

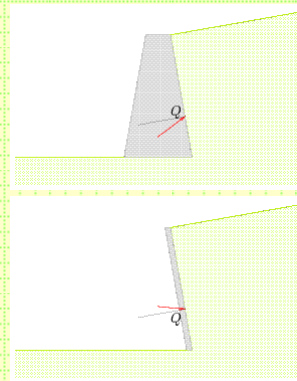
$$Q_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a = 0.219 \gamma h^2$$

$$Q_{ha} = Q \sin(\alpha - \delta) = Q \sin 60^\circ = 0.19 \gamma h^2$$

$$K_p = 1.715$$

$$Q_p = 0.8575 \gamma h^2$$

$$Q_{hp} = Q \sin(\alpha - \delta) = Q \sin 100^\circ = 0.844 \gamma h^2$$



Założmy, że mur jest nachylony pod kątem 90° , naziom gruntu pod kątem 10° , kąt tarcia wewnętrznego gruntu jest równy 20 stopni, zaś kąt tarcia pomiędzy gruntem i murem jest równy 15 stopni.

Znajdźmy składową poziomą siły Q w przypadku parcia czynnego i biernego.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Rozwiązanie Coulomba – problem ogólny

$$\alpha = 90^\circ, \beta = 10^\circ, \varphi = 20^\circ, \delta = 15^\circ$$

$$K_a = 0.522$$

$$Q_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a = 0.261 \gamma h^2$$

$$Q_{ha} = Q \sin(\alpha - \delta) = Q \sin 75^\circ = 0.252 \gamma h^2$$

$$K_p = 1.488$$

$$Q_p = 0.744 \gamma h^2$$

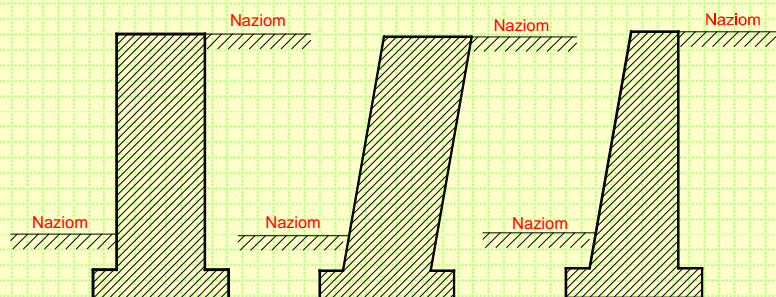
$$Q_{hp} = Q \sin(\alpha - \delta) = Q \sin 105^\circ = 0.719 \gamma h^2$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe

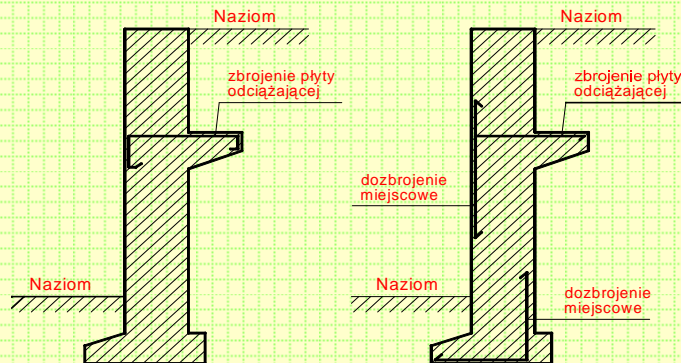
Ściany masywne – wykonuje się przeważnie z betonu, kamienia naturalnego lub sztucznego na zaprawie cementowej lub cementowo-wapiennej, ściany te można stosować tylko przy małej wysokości 2 – 3 m.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe

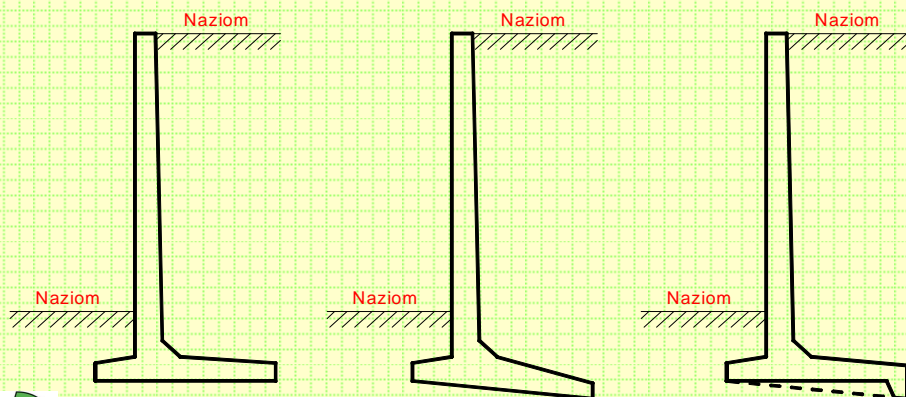
Ściany masywne ze wspornikowymi płytami odciążającymi - zastosowanie tego typu ścian oporowych pozwala na zmniejszenie zużycia materiału i zmniejszenie zbrojenia w samej płycie pionowej ściany (pozioma płyta jest żelbetowa), ściany betonowe o jednej płycie odciążającej stosuje się do wysokości ok. 4.0m, dla wyższych ścian do ok. 6.0m, ściany te stosuje się do max. 10m,



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe

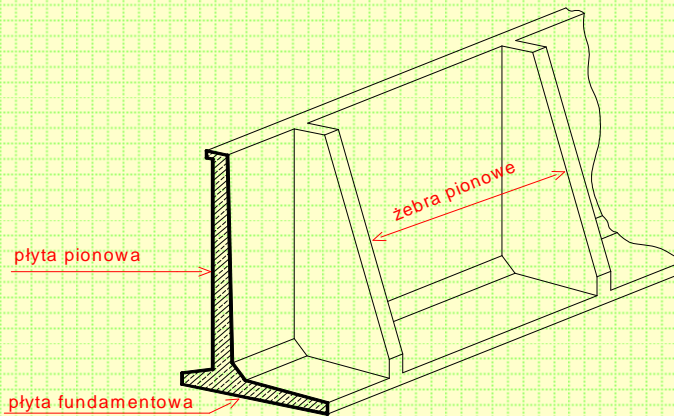
Ściany płytowo - kątowe – wykonuje się wyłącznie z żelbetu, stateczność tych ścian jest zapewniona w znacznej mierze dzięki ciężarowi gruntu spoczywającego na poziomej płycie fundamentowej, zastosowanie nachylenia płyty fundamentowej oraz specjalnej ostrogi powoduje zwiększenie stateczności konstrukcji ściany oporowej ze względu na przesunięcie,



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe

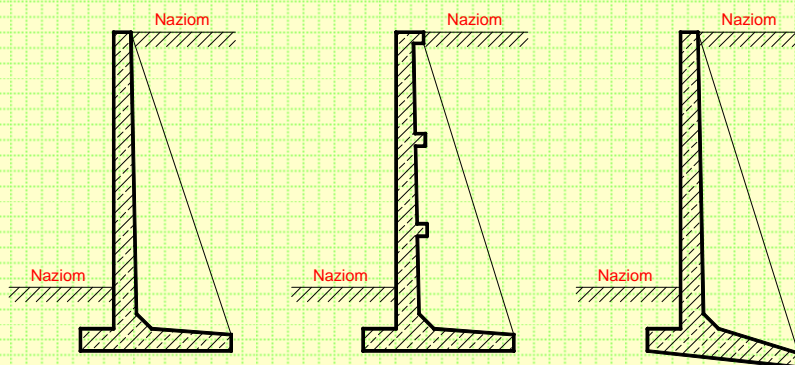
Ściany płytowo – żebrowe – składają się z płyty fundamentowej, pionowej oraz pionowych żebra rozstawionych wzdłuż ściany oporowej co 2.5 – 3.5m, wykonanie wyłącznie z żelbetu, zalety-duża sztywność i mała odkształcalność na działanie poziomego parcia gruntu w porównaniu z konstrukcjami płytowo kątowymi.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe

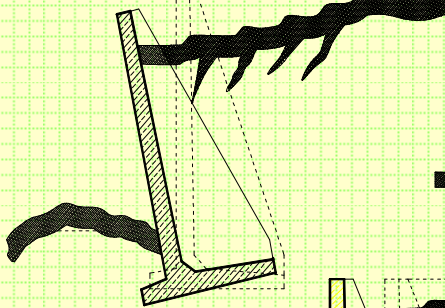
Ściany płytowo – żebrowe



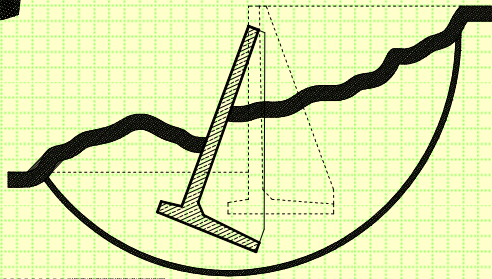
Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe

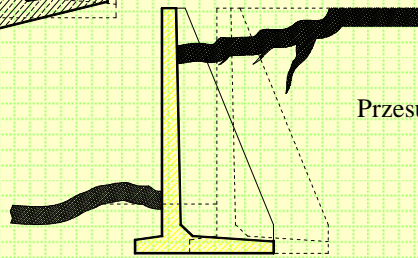
Obrót ściany oporowej



Obrót ściany oporowej z wyparciem

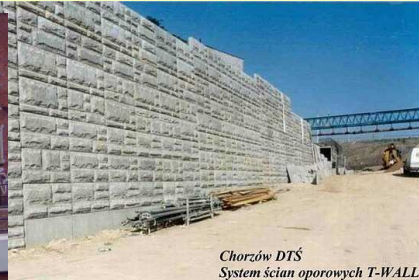
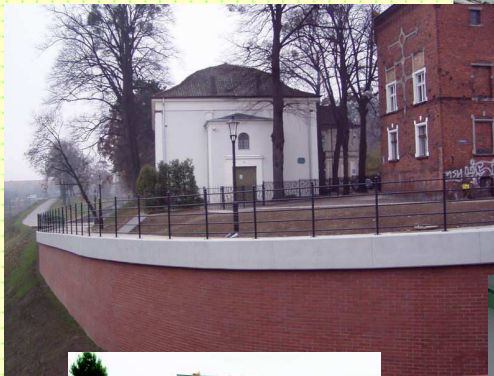


Przesunięcie ściany oporowej



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe



Chorzów DTŚ
System ścian oporowych T-WALL



Topola Królewska k/Lęczycy mur w systemie T-WALL



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – warunki stateczności

Mając określone wartości sił parcia gruntu na ściany oporowe należy sprawdzić ich stateczność przy odpowiednich współczynnikach pewności. Szczegóły definiuje norma PN-83/B-03010.

1. Zgodnie z zaleceniem tej normy, dla wszystkich typów murów oporowych, niezależnie od ich wysokości o obciążeniach należy wykonać **sprawdzenie nośności podłoża** z uwzględnieniem mimośrodu i nachylenia obciążenia oraz budowy podłoża. Sprawdzenie to należy przeprowadzić zgodnie z zaleceniami normy PN-81/B-03020.
2. W przypadku usytuowania ściany oporowej na zboczu lub w pobliżu zbocza i w przypadku istnienia w podłożu warstw umożliwiających poślizg części zbocza w stosunku do niżej zalegających warstw należy przeprowadzić **sprawdzenie stateczności ściany oporowej łącznie z częścią masywu gruntowego i obiektami sąsiadującymi**, według różnych, możliwych w danych warunkach powierzchni poślizgu. Można do tego celu zastosować metody równowagi granicznej (np. SLOPE/W) lub metody numeryczne (np. FLAC, Z_Soil, Plaxis etc.)



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – warunki stateczności

3. Przy sprawdzaniu stateczności muru oporowego ze względu na możliwość **obrotu względem krawędzi podstawy fundamentu** powinien być spełniony warunek:

$$M_o^{(r)} \leq m_o \cdot M_u^{(r)}$$

gdzie:

$M_o^{(r)}$ – moment wszystkich sił obliczeniowych powodujących obrót ściany (składowa i pozioma siły parcia gruntu)

$M_u^{(r)}$ – moment wszystkich sił obliczeniowych przeciwdziałających obrotowi ściany (ciężar ściany)

$m_o=0.8$ w przypadku obciążenia naziomu $q \geq 10 \text{ kPa}$

$m_o=0.9$ w pozostałych przypadkach.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – warunki stateczności

4. Przy sprawdzaniu stateczności muru oporowego ze względu na **przesunięcie** powinien być spełniony warunek:

$$Q_t^{(r)} \leq m_t \cdot Q_{tf}$$

gdzie:

$Q_t^{(r)}$ – obliczeniowa wartość składowej stycznej (poziomej) obciążenia w płaszczyźnie ściana).

Q_{tf} – suma rzutów na płaszczyznę ściana wszystkich sił obliczeniowych przeciwdziałających przesunięciu ściany,

$m_t=0.9$ w przypadku obciążenia naziemu $q \geq 10 \text{ kPa}$

$m_t=0.95$ w pozostałych przypadkach.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Przykład 1. Obliczyć parcie czynne i bierne na ścianę oporową o wysokości $h=5.0 \text{ m}$. Parametry gruntu $\phi = 26^\circ$, $c=15 \text{ kPa}$, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{0.562}{1.438} = 0.391 \quad \sqrt{K_a} = 0.625$$

$$e_{a(z=0)} = -2c\sqrt{K_a} = -2 \cdot 15 \cdot 0.625 = -18.75 \text{ kPa}$$

$$e_{a(z=h)} = \gamma h K_a - 2c\sqrt{K_a} = 19 \cdot 5 \cdot 0.391 - 2 \cdot 15 \cdot 0.625 = 18.395 \text{ kPa}$$

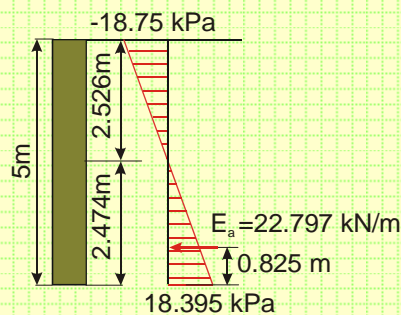
$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2 \cdot 15}{19 \cdot 0.625} = 2.526 \text{ m}$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 - 2ch\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma} =$$

$$92.863 - 93.75 + 23.684 = 22.797 \text{ kN/m}$$

Ramię momentu obciążającego:

$$r_a = \frac{h - h_c}{3} = 0.825 \text{ m}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1.438}{0.562} = 2.559 \quad \sqrt{K_p} = 1.6$$

$$e_{p(z=0)} = 2c\sqrt{K_p} = 2 \cdot 15 \cdot 1.6 = 48 \text{ kPa}$$

$$e_{p(z=h)} = \gamma h K_p + 2c\sqrt{K_p} = 19 \cdot 5 \cdot 2.559 + 2 \cdot 15 \cdot 1.6 = 291.105 \text{ kPa}$$

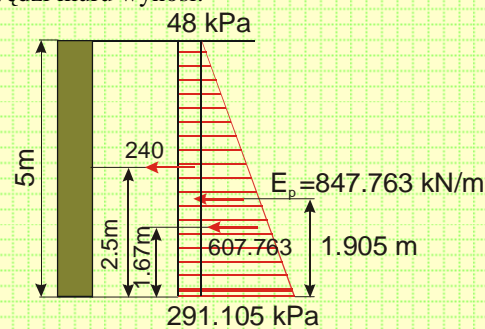
$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 + 2ch\sqrt{K_p} = 607.763 + 240 = 847.763 \text{ kN/m}$$

Moment siły E_p względem dolnej krawędzi muru wynosi:

$$48 \cdot 5 \cdot 2.5 + \frac{1}{2} 5 \cdot 243.105 \cdot 1.67 =$$

$$847.763 \cdot r_p$$

$$r_p = 1.905 \text{ m}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Sprawdzenie stateczności na obrót:

$$M_0^{(r)} = 22.797 \cdot 0.825 = 18.807 \text{ kNm}$$

Założmy szerokość ściany równą 0.8 m i jej ciężar objętościowy: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$:

$$M_u^{(r)} = G \cdot 0.9 \cdot 0.4 = 0.8 \cdot 5 \cdot 25 \cdot 0.9 \cdot 0.4 = 36 \text{ kNm}$$

$18.807 \text{ kNm} < 36 \text{ kNm}$ czyli warunek spełniony.

Sprawdzenie stateczności na przesunięcie:

$$Q_t^{(r)} = 22.797 \text{ kN/m}$$

Współczynnik tarcia przyjęto za normą PN-83/B-03010, która dla piasków gliniastych przy założeniu ścian muru z chropowatego betonu zaleca $\mu = 0.36-0.47$. Przyjęto 0.40.

$$Q_{fr} = \mu G m_t = 0.4 \cdot 100 \cdot 0.95 = 38 \text{ kN/m}$$

czyli warunek spełniony.

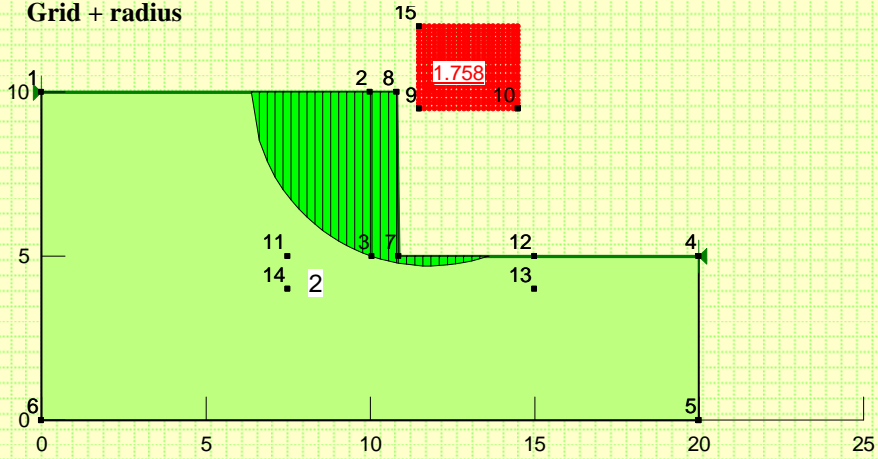


Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa – FS=1.758

Grid + radius

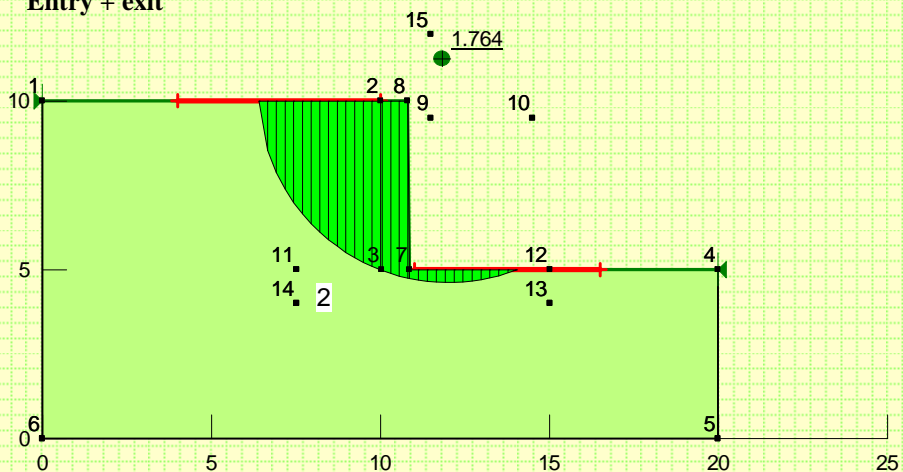


Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa – FS=1.764

Entry + exit

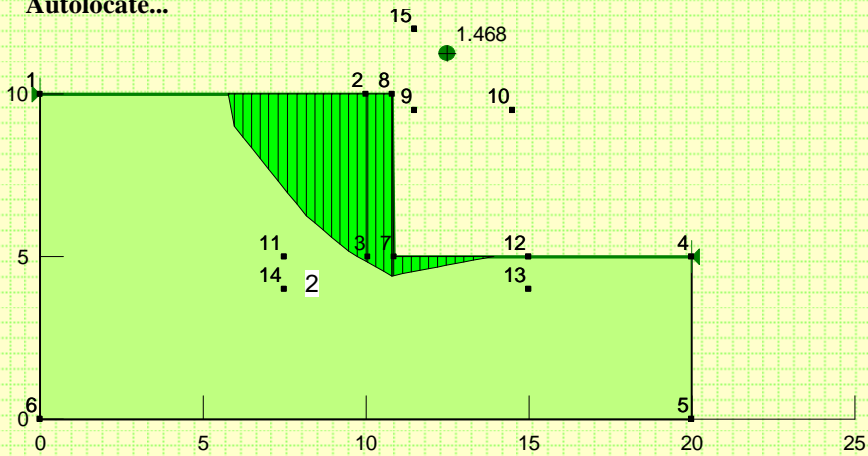


Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa – FS=1.468

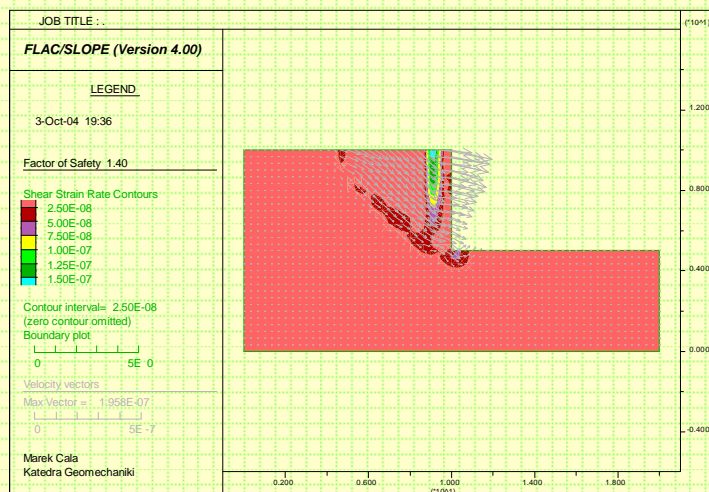
Autolocate...



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg SSR – FS=1.40



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Przykład 1. Obliczyć parcie czynne i bierne na ścianę oporową o wysokości $h=3.0$ m. Parametry gruntu $\phi = 15^\circ$, $c=10$ kPa, $\gamma = 20$ kN/m³. Przyjąć ścianę żelbetową płytowo kątową posadowioną 0.5 m poniżej projektowanego poziomu obok ściany.

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.589 \quad \sqrt{K_a} = 0.767$$

$$e_{a(z=0)} = -2c\sqrt{K_a} = -15.35 \text{ kPa}$$

$$e_{a(z=h)} = \gamma h K_a - 2c\sqrt{K_a} = 29.4 \text{ kPa}$$

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = 1.3 \text{ m}$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 - 2ch\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma} = 36.7 \text{ kN/m}$$

$$r_a = \frac{h - h_c}{3} = 0.832 \text{ m}$$

Zgodnie z PN-83/B 03010 jeżeli wysokość ścian jest większa niż 1.5 m to jej grubość w koronie powinna wynosić 300 mm dla ścian betonowych.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

$$G_1 = \gamma_b \cdot h \cdot a = 25 \cdot 3.8 \cdot 3 = 28.5 \text{ kN} \quad G_2 = \gamma_b \cdot e \cdot b = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.3 = 2.25 \text{ kN}$$

$$G_3 = \gamma_b \cdot e \cdot c = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.9 = 6.75 \text{ kN}$$

$$G_4 = \gamma_g \cdot (h - e) \cdot c = 20 \cdot 3.5 \cdot 0.9 = 63 \text{ kN}$$

$$G_5 = \gamma_g \cdot d \cdot b = 20 \cdot 0.2 \cdot 0.5 = 3 \text{ kN}$$

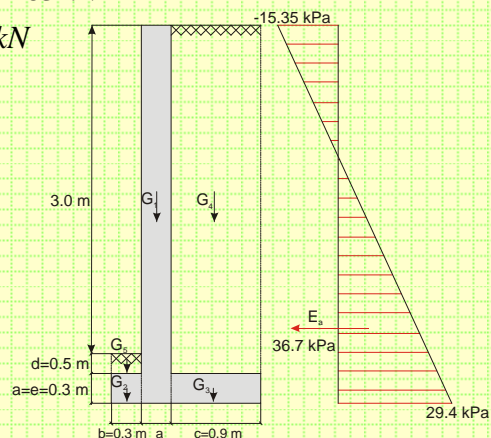
$$r_1 = b + \frac{a}{2} = 0.45 \text{ m}$$

$$r_2 = \frac{b}{2} = 0.15 \text{ m}$$

$$r_3 = a + b + \frac{c}{2} = 1.05 \text{ m}$$

$$r_4 = a + b + \frac{c}{2} = 1.05 \text{ m}$$

$$r_5 = \frac{b}{2} = 0.15 \text{ m}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Sprawdzenie stateczności na obrót:

$$M_0^{(r)} = 36.7 \cdot 0.832 = 30.55 \text{ kNm}$$

Zakładając podane wcześniej wymiary i jej ciężar objętościowy: $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$:

$$M_u^{(r)} = 0.9 \cdot (G_1 \cdot r_1 + G_2 \cdot r_2 + G_3 \cdot r_3 + G_4 \cdot r_4 + G_5 \cdot r_5) = 78.17 \text{ kNm}$$

czyli warunek spełniony.

Sprawdzenie stateczności na przesunięcie:

$$Q_t^{(r)} = 36.7 \text{ kN / m}$$

Współczynnik tarcia przyjęto za normą PN-83/B-03010, która dla piasków gliniastych przy założeniu ścian muru z chropowatego betonu zaleca $\mu=0.36-0.47$.
Przyjęto 0.40.

$$Q_f = \mu G m_t = 0.4 \cdot 103.5 \cdot 0.95 = 39.33 \text{ kN / m}$$

czyli warunek spełniony.

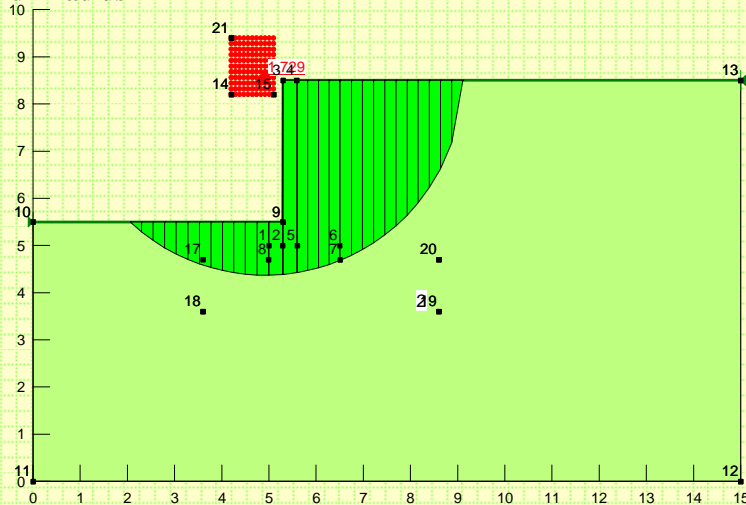


Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa – FS=1.729

Grid + radius

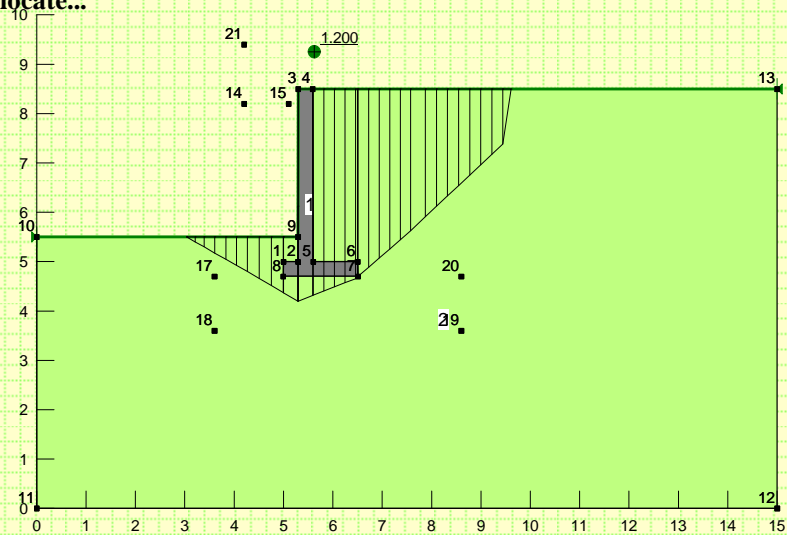


Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg procedury Autolocate – FS=1.2

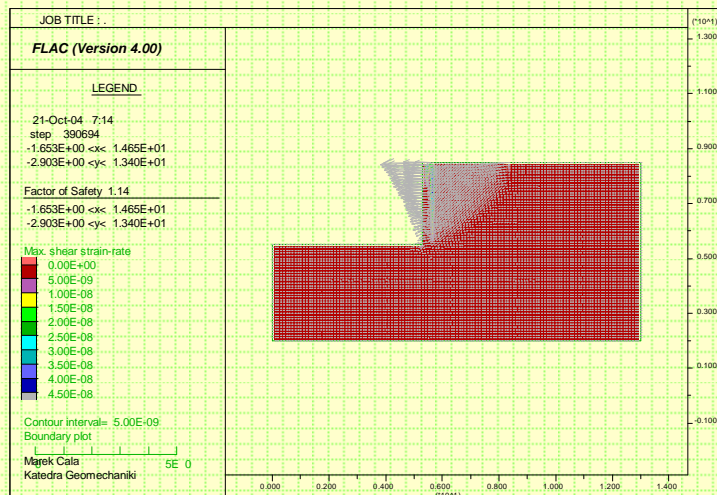
Autolocate...



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg SSR – FS=1.14



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Sprawdzenie warunków stateczności dla podanych wyżej przykładów

- Dla przypadku gdy przyjmiemy kohezję równą połowie wg zaleceń normy.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Przykład 1. Obliczyć parcie czynne i bierne na ścianę oporową o wysokości $h=5.0$ m. Parametry gruntu $\phi = 26^\circ$, $c=7.5$ kPa, $\gamma = 19$ kN/m³.

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{0.562}{1.438} = 0.391 \quad \sqrt{K_a} = 0.625$$

$$e_{a(z=0)} = -2c\sqrt{K_a} = -2 \cdot 7.5 \cdot 0.625 = -9.375 \text{ kPa}$$

$$e_{a(z=h)} = \gamma h K_a - 2c\sqrt{K_a} = 19 \cdot 5 \cdot 0.391 - 2 \cdot 7.5 \cdot 0.625 = 27.77 \text{ kPa}$$

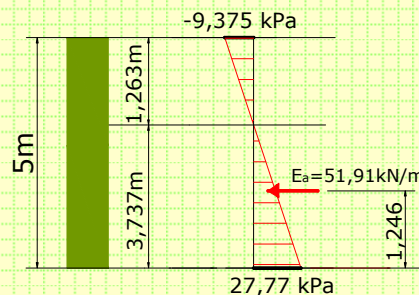
$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2 \cdot 7.5}{19 \cdot 0.625} = 1.263 \text{ m}$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 - 2ch\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma} =$$

$$92.863 - 46.875 + 5.921 = 51.91 \text{ kN/m}$$

Ramię momentu obciążającego:

$$r_a = \frac{h - h_c}{3} = 1.246 \text{ m}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1.438}{0.562} = 2.559 \quad \sqrt{K_p} = 1.6$$

$$e_{p(z=0)} = 2c\sqrt{K_p} = 2 \cdot 7.5 \cdot 1.6 = 24 \text{ kPa}$$

$$e_{p(z=h)} = \gamma h K_p + 2c\sqrt{K_p} = 19 \cdot 5 \cdot 2.559 + 2 \cdot 7.5 \cdot 1.6 = 243.105 + 24 = 267.105 \text{ kPa}$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 + 2ch\sqrt{K_p} = 607.763 + 120 = 727.763 \text{ kN/m}$$

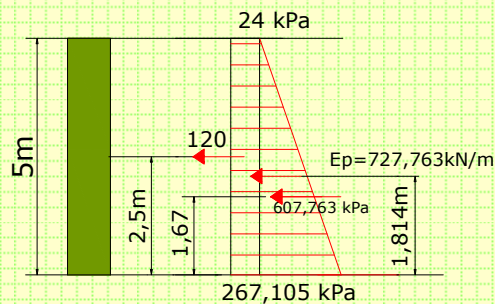
Moment siły E_p względem

dolnej krawędzi muru wynosi:

$$24 \cdot 5 \cdot 2.5 + \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot 243.105 \cdot 1.67 =$$

$$= 727.763 \cdot r_p$$

$$r_p = 1.814 \text{ m}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Sprawdzenie stateczności na obrót:

$$M_0^{(r)} = 51.91 \cdot 1.246 = 64.68 \text{ kNm}$$

Założmy szerokość ściany równą 0.8 m i jej ciężar objętościowy: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$:

$$M_u^{(r)} = G \cdot 0.9 \cdot 0.4 = 0.8 \cdot 5 \cdot 25 \cdot 0.9 \cdot 0.4 = 36 \text{ kNm}$$

$64.68 \text{ kNm} > 36 \text{ kNm}$ **czyli warunek nie spełniony.**

Musimy sprawdzić więc, dla jakiej szerokości ściany warunek ten będzie spełniony:

$$M_u^{(r)} = G \cdot 0.9 \cdot 0.4 = x \cdot 5 \cdot 25 \cdot 0.9 \cdot \frac{x}{2} \geq 64.68 \text{ kNm}$$

$$x \geq 1.07 \text{ m}$$

Jest to minimalna szerokość ściany, dla której warunek stateczności na obrót będzie spełniony.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Sprawdzenie stateczności na przesunięcie:

Współczynnik tarcia przyjęto za normą PN-83/B-03010, która dla piasków gliniastych przy założeniu ścian muru z chropowatego betonu zaleca $\mu=0.36-0.47$. Przyjęto 0.40.

$$Q_i^{(r)} = 51.91 \text{ kN/m}$$

$$Q_{tr} = \mu G_m = 0.4 \cdot 0.8 \cdot 5 \cdot 25 \cdot 0.95 = 38 \text{ kN/m}$$

$$51.91 \text{ kN/m} > 38 \text{ kN/m} \quad \text{czyli warunek nie spełniony.}$$

Dla obliczonej szerokości zastępczej $x=1.07 \text{ m}$ otrzymujemy:

$$Q_{tr} = \mu G_m = 0.4 \cdot 1.07 \cdot 5 \cdot 25 \cdot 0.95 = 50.825 \text{ kN/m}$$

$$51.91 \text{ kN/m} > 50.825 \text{ kN/m} \quad \text{czyli warunek nie spełniony}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Musimy sprawdzić więc, dla jakiej szerokości ściany warunek ten będzie spełniony:

$$Q_{tr} = 0.4 \cdot x \cdot 5 \cdot 25 \cdot 0.95 \geq 51.91 \text{ kNm}$$

$$x \geq 1.09 \text{ m}$$

Podstawiając tą szerokość do równania momentów otrzymujemy:

$$M_u^{(r)} = 1.09 \cdot 5 \cdot 25 \cdot 0.9 \cdot 0.545 = 66.83 > M_o^{(r)} = 64.68 \text{ kNm}$$

Oba warunki są spełnione!



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa – FS=1.799

Entry and exit

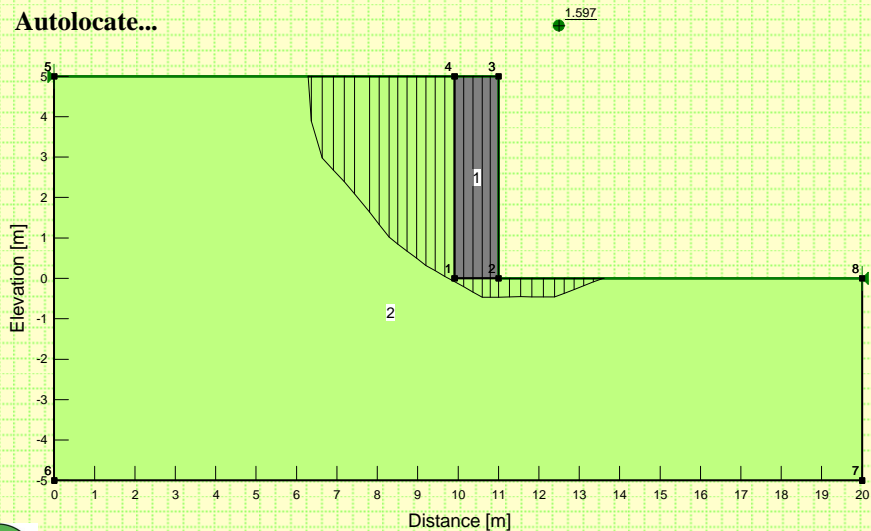


Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg procedury Autolocate – FS=1.597

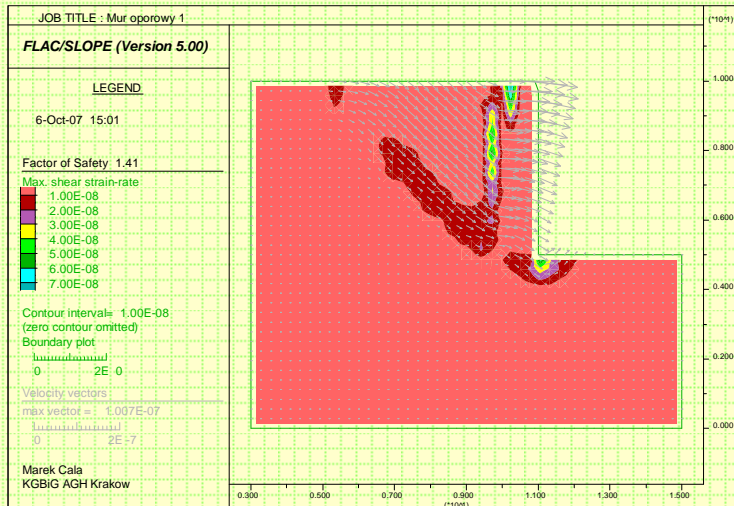
Autolocate...



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg SSR – FS=1.41



KGBiG Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Przykład 2. Obliczyć parcie czynne i bierne na ścianę oporową o wysokości $h=3.0$ m. Parametry gruntu $\phi = 15^\circ$, $c=5$ kPa, $\gamma = 20$ kN/m³. Przyjąć ścianę żelbetową płytowo kątową posadowioną 0.5 m poniżej projektowanego naziomu obok ściany.

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0.589 \quad \sqrt{K_a} = 0.767$$

$$e_{a(z=0)} = -2c\sqrt{K_a} = -7.67 \text{ kPa}$$

$$e_{a(z=h)} = \gamma h K_a - 2c\sqrt{K_a} = 44.764 - 7.67 = 37.09 \text{ kPa}$$

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = 0.65 \text{ m}$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 - 2ch\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma} = 58.41 \text{ kN/m}$$

$$r_a = \frac{h - h_c}{3} = 1.05 \text{ m}$$

Zgodnie z PN-83/B 03010 jeżeli wysokość ścian jest większa niż 1.5 m to jej grubość w koronie powinna wynosić 300 mm dla ścian betonowych.

KGBiG Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

$$G_1 = \gamma_b \cdot h \cdot a = 25 \cdot 3.8 \cdot 3 = 28.5 \text{ kN} \quad G_2 = \gamma_b \cdot e \cdot b = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.3 = 2.25 \text{ kN}$$

$$G_3 = \gamma_b \cdot e \cdot c = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.9 = 6.75 \text{ kN}$$

$$G_4 = \gamma_g \cdot (h - e) \cdot c = 20 \cdot 3.5 \cdot 0.9 = 63 \text{ kN}$$

$$G_5 = \gamma_g \cdot d \cdot b = 20 \cdot 0.2 \cdot 0.5 = 3 \text{ kN}$$

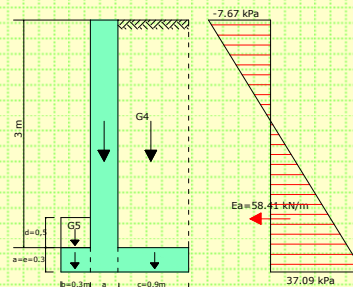
$$r_1 = b + \frac{a}{2} = 0.45 \text{ m}$$

$$r_2 = \frac{b}{2} = 0.15 \text{ m}$$

$$r_3 = a + b + \frac{c}{2} = 1.05 \text{ m}$$

$$r_4 = a + b + \frac{c}{2} = 1.05 \text{ m}$$

$$r_5 = \frac{b}{2} = 0.15 \text{ m}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Sprawdzenie stateczności na obrót:

$$M_0^{(r)} = 58.41 \cdot 1.05 = 61.3305 \text{ kNm}$$

Zakładając podane wcześniej wymiary i jej ciężar objętościowy: $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$:

$$M_u^{(r)} = 0.9 \cdot (G_1 \cdot r_1 + G_2 \cdot r_2 + G_3 \cdot r_3 + G_4 \cdot r_4 + G_5 \cdot r_5) = 78.17 \text{ kNm}$$

$61.3305 \text{ kNm} < 78.17 \text{ kNm}$ **czyli warunek spełniony (z niewielkim zapasem).**

Sprawdzenie stateczności na przesunięcie:

$$Q_i^{(r)} = 58.41 \text{ kN/m}$$

Współczynnik tarcia przyjęto za normą PN-83/B-03010, która dla piasków gliniastych przy założeniu ścian muru z chropowatego betonu zaleca $\mu = 0.36 - 0.47$. Przyjęto 0.40.

$$Q_{if} = \mu G m_t = 0.4 \cdot 103.5 \cdot 0.95 = 39.33 \text{ kN/m}$$

$58.41 \text{ kN/m} > 39.33 \text{ kN/m}$ **czyli warunek nie spełniony.**



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Aby warunek stateczności na przesunięcie był spełniony musimy zwiększyć rozmiar stopy ściany oporowej(wydłużenie stopy spowoduje zwiększenie ciężarów składowych G_3 i G_4):

Długość stopy nie spełniającej warunku stateczności $c=0.9m$

$$Q_{yf} = \mu G m_i = 0.4 \cdot (28.5 + 2.25 + 20 \cdot 3.5 \cdot x + 25 \cdot 0.3 \cdot x) \cdot 0.95 \geq 58.41 \text{ kN/m}$$
$$x \geq \sim 1.55 \text{ m}$$

Wszystkie warunki stateczności będą spełnione, gdy długość stopy będzie wynosić minimum 1.55m.

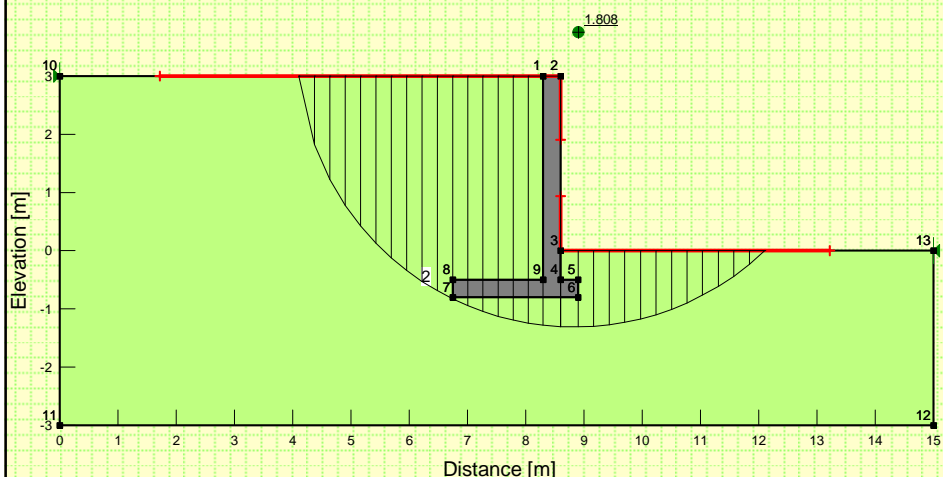


Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa – $FS=1.808$

Entry and exit

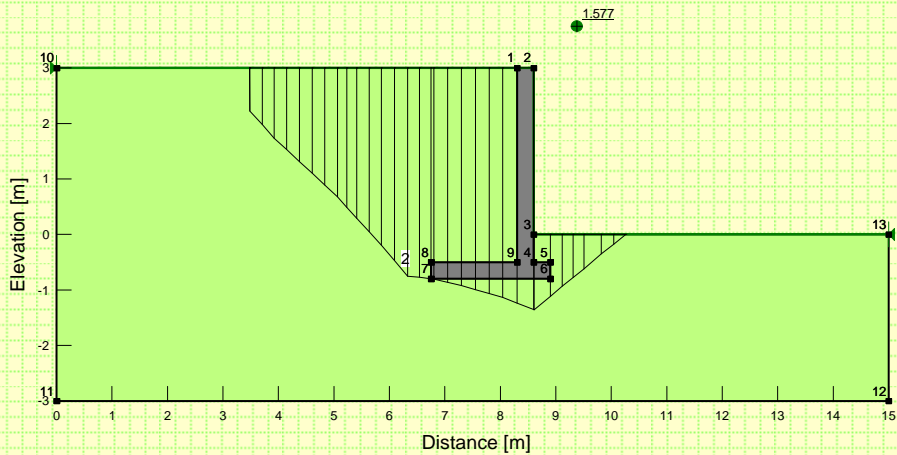


Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg procedury Autolocate – FS=1.577

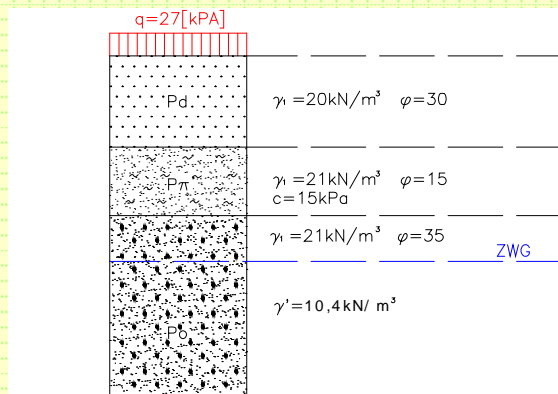
Autolocate...



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Obliczyć rozkład parcia czynnego dla układu warstw jak na rysunku.



Wzory ogólne:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad e_a(z) = K_a \cdot (\gamma \cdot z + q) - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

$$K_{a1} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 0.33 \quad \sqrt{K_{a1}} = 0.578$$

$$e_a(0) = \frac{1}{3} \cdot (20 \cdot 0 + 27) - 0 = 9 \text{ kPa}$$

$$e_a(2) = \frac{1}{3} \cdot (20 \cdot 2 + 27) - 0 = 22.33 \text{ kPa}$$

$$K_{a2} = \frac{1 - \sin 15}{1 + \sin 15} = 0.589 \quad \sqrt{K_{a2}} = 0.767$$

$$e_a(2) = 0.589 \cdot (20 \cdot 2 + 27) - 2 \cdot 15 \cdot 0.767 = 16.453 \text{ kPa}$$

$$e_a(3.5) = 0.589 \cdot (21 \cdot 1.5 + 20 \cdot 2 + 27) - 2 \cdot 15 \cdot 0.767 = 35.01 \text{ kPa}$$

$$K_{a3} = \frac{1 - \sin 35}{1 + \sin 35} = 0.271 \quad \sqrt{K_{a3}} = 0.521$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

$$e_a(3.5) = 0.271 \cdot (21 \cdot 1.5 +$$

$$+ 20 \cdot 2 + 27) = 26.69 \text{ kPa}$$

$$e_a(4.5) = 0.271 \cdot (20 \cdot 1 +$$

$$+ 21 \cdot 1.5 + 20 \cdot 2 + 27) =$$

$$= 32.25 \text{ kPa}$$

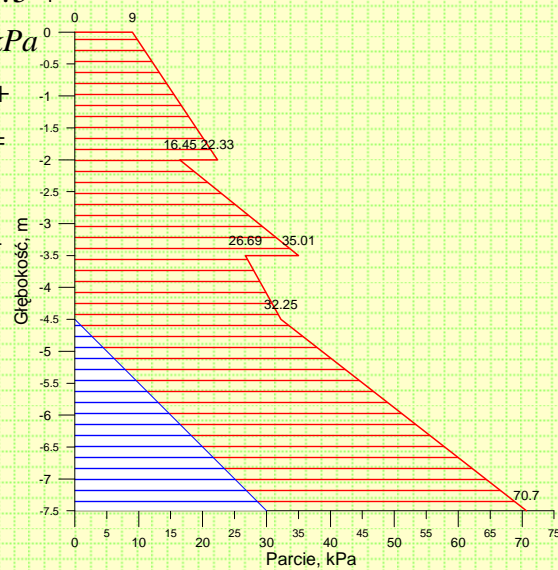
$$e_a(7.5) = 0.271 \cdot (20 \cdot 2 +$$

$$+ 21 \cdot 1.5 + 20 \cdot 5 \cdot 1 + 27 +$$

$$+ 10 \cdot 4 \cdot 3) + u =$$

$$40.7 \text{ kPa} + 3 \cdot \gamma_w =$$

$$= 70.7 \text{ kPa}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianki szczelne



W prezentacji tej obszernie korzystałem z materiałów dokumentacyjnych zebranych przez **mgra inż. Sebastiana Olesiaka**, za co mu jeszcze raz tą drogą składam podziękowanie.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianki szczelne

Ścianki szczelne to lekkie konstrukcje oporowe złożone z podłużnych elementów drewnianych, stalowych, żelbetowych lub PVC zagłębianych w grunt ściśle jeden obok drugiego, tak by całość stanowiła szczelną płytę obciążoną siłami poziomymi niekiedy również siłami pionowymi



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianki szczelne

Ścianki szczelne stanowią zasadniczy element konstrukcyjny w następujących rodzajach budowli:

- w budowlach oporowych (nabrzeża portowe, umocnienia brzegowe, przyczółki mostowe, ściany oporowe itp.),
- w budowlach piętrzących, w których ścianka szczelna stanowi przepoń uniemożliwiającą lub zapobiegającą przenikaniu wody z górnego poziomu do dolnego przez podłoże budowli,
- w fundamentach niższych budowli, w których ścianka szczelna stanowi bardzo często istotny element zapobiegający wypłukiwaniu gruntu spod podstawy fundamentu.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Podział i rodzaje ścianek szczelnych

1. Drewniane

Stosowane bardzo rzadko i tylko jako konstrukcje tymczasowe, dla podrzędnych budowli w przypadkach gdy agresywność środowiska wyklucza stosowanie innych materiałów.

2. Stalowe

Ścianki o najszerszym zastosowaniu, zarówno jako konstrukcje tymczasowe i stałe. Brusy stalowe mogą być wykorzystywane wielokrotnie. Stosowane we wszelkich rodzajach gruntów. Szczelność zależna od konstrukcji zamka.

3. Żelbetowe

Wykonywane jako pale prefabrykowane żelbetowe lub sprężone o przekroju prostokątnym wprowadzane w grunt za pomocą kafarów, szczelność uzyskana poprzez odpowiednią konstrukcję połączenia pała z palem lub wykonywane jako grupy pali wierconych z zachowaniem odpowiedniej szczelności na styku pali sąsiadujących ze sobą



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Podział i rodzaje ścianek szczelnych

4. Z tworzyw sztucznych

Ścianki te posiadają dużą odporność na czynniki korozyjne i atmosferyczne, są lekkie, bezpieczne dla środowiska, elastyczne (co zwiększa ich odporność na uderzenia udarowe np. podczas cumowania statków) i estetyczne dzięki dowolnej, trwałej kolorystyce



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Zastosowanie ścianek szczelnych

1. W budowlach oporowych, gdy ścianka utrzymuje grunt naziomu



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Zastosowanie ścianek szczelnych

2. W budowlach piętrzących, w których ścianka szczelna stanowi przeponeę zapobiegającą przenikaniu wody



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Zastosowanie ścianek szczelnych

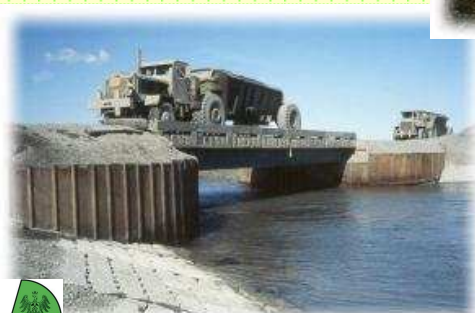
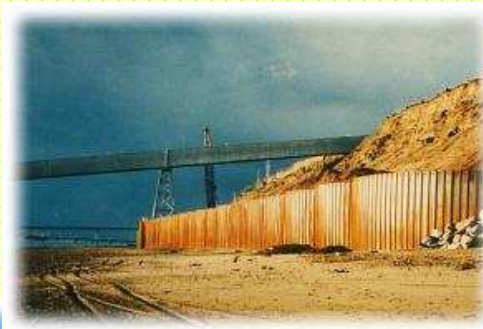
3. W budowlach miejskich, w których ścianka szczelna stanowi istotny element oporowy zapobiegający wypłukiwaniu gruntu spod fundamentu przeciwstawiając się utracie przez niego stateczności



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Zastosowanie ścianek szczelnych

4. W konstrukcjach spełniających funkcje ochronne (np. falochrony)



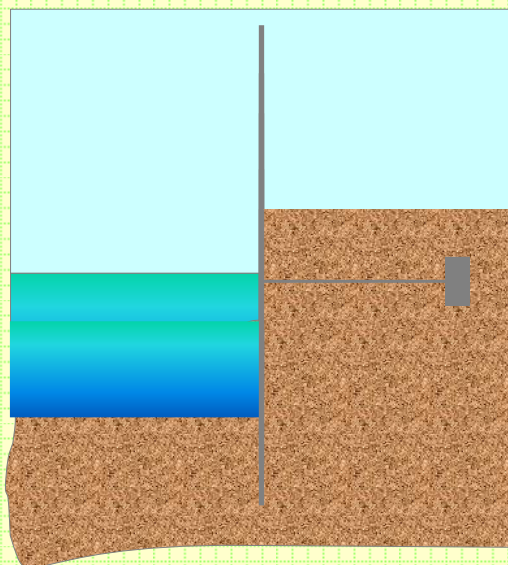
5. W konstrukcjach przyczółków mostowych



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Wykonywanie ścianek szczelnych

- Wprowadzanie grodzi w grunt
- Zakładanie bloku kotwiącego
- Kotwienie
- Niwelowanie terenu za ścianą oraz wybranie gruntu sprzed ściany



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Elementy ścianek szczelnych



→ brusy (grodzie) stalowe

→ przekładki usztywniające

→ kleszcze

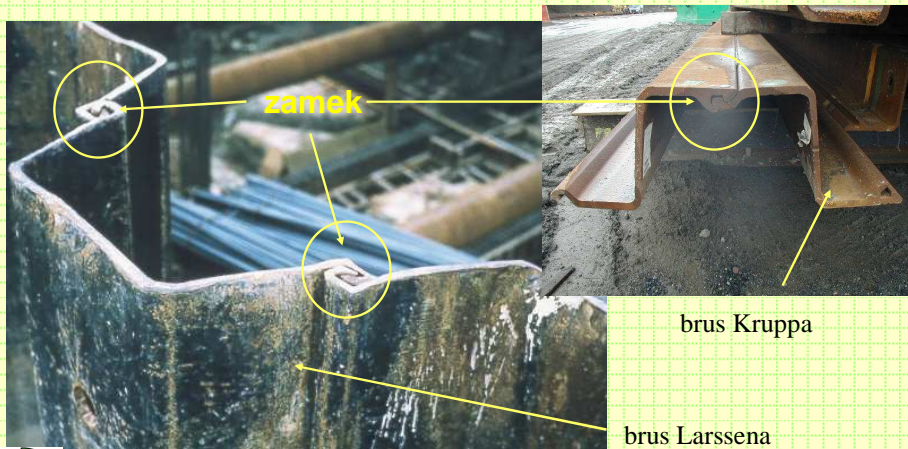
→ śruby spinające



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Elementy ścianek szczelnych

Stalowe ścianki szczelne wykonywane są z szerokiej gamy profili stalowych: płaskich, korytkowych, skrzydełkowych i zetowych zakończonych zamkami gwarantującymi odpowiednią szczelność oraz łatwość montażu i demontażu



zamek

brus Kruppa

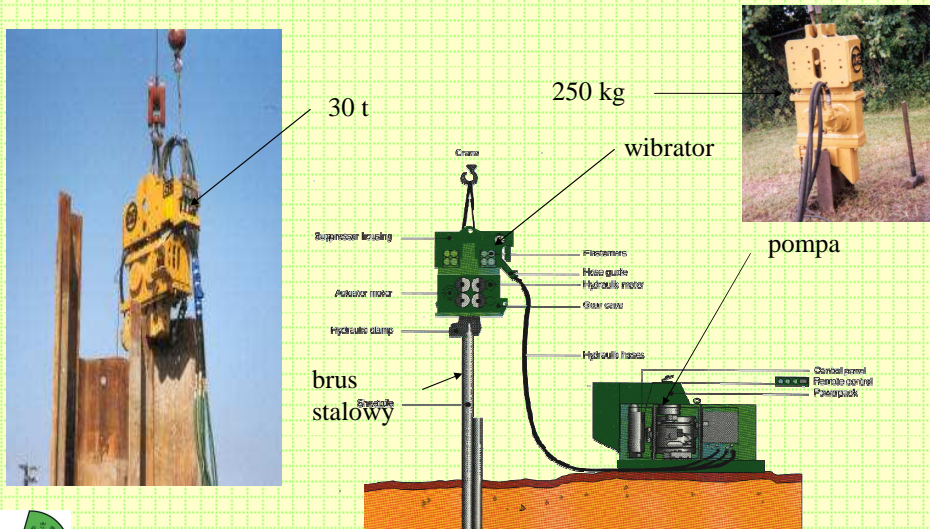
brus Larssena



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Sposoby wprowadzania ścianek w grunt

Dynamiczne - poprzez użycie wibratorów hydraulicznych



Marek Ciało – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Sposoby wprowadzania ścianek w grunt

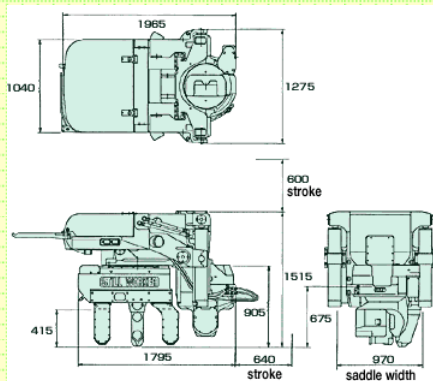
Dynamiczne - z wykorzystaniem młotów hydraulicznych i spalinowych o dużej energii udaru



Marek Ciało – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

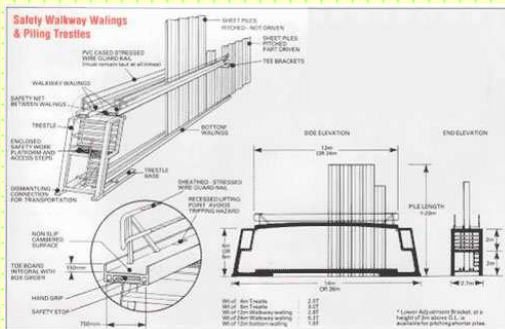
Sposoby wprowadzania ścianek w grunt

Statyczne - poprzez wciskanie brusów w grunt ograniczając powstawanie szkodliwych drgań i hałasów



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Sposoby wprowadzania ścianek w grunt



Konstrukcje stałe wykonywane ze ścianek szczelnych wymagają bardzo starannego, osiowego prowadzenia w gruncie, dlatego niezbędne jest korzystanie z prowadnic



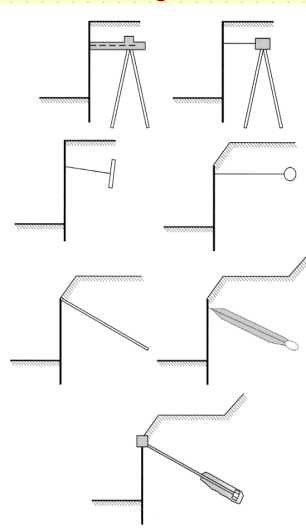
Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Kotwienie ścianek szczelnych



Ścianki szczelne kotwione są na ogół na jednym poziomie, przy konstrukcjach wyższych można stosować kilka poziomów kotwienia. Kotwienie odbywa się na poziomie wody gruntowej lub na poziomie wody w basenie.

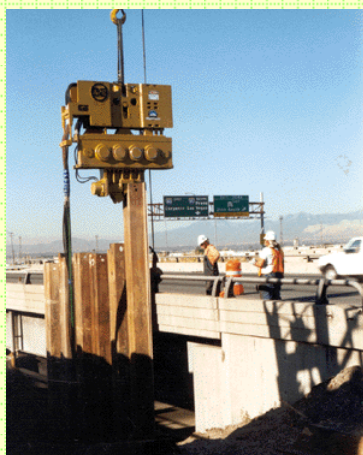
Zakotwienie ścianki może odbywać się przy pomocy: bloków i cięgien, płyt, pali kozłowych, ścianek szczelnych, kotwi, kotwi iniekcyjnych i kotwi gruntowych.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Zalety ścianek szczelnych

- łatwe w montażu i demontażu i sprawdzające się w każdych warunkach gruntowych



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Zalety ścianek szczelnych

- szczelne



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

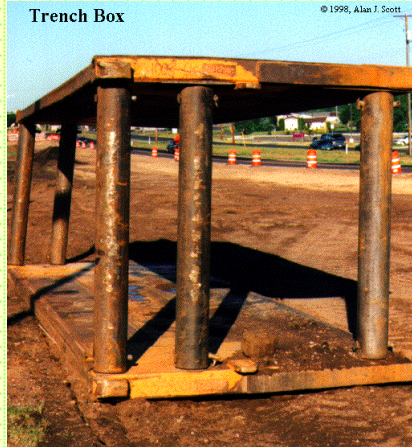
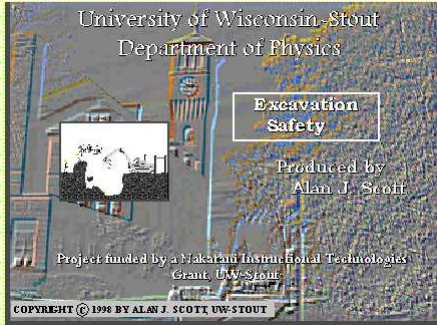
Zalety ścianek szczelnych

- estetyczne



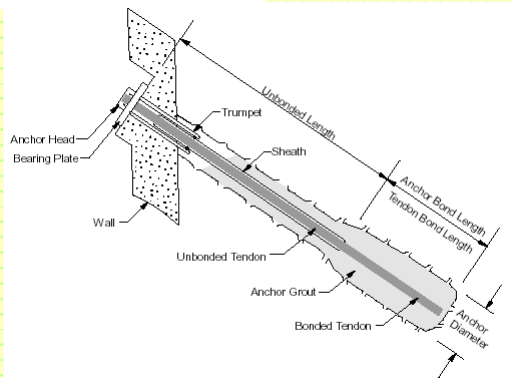
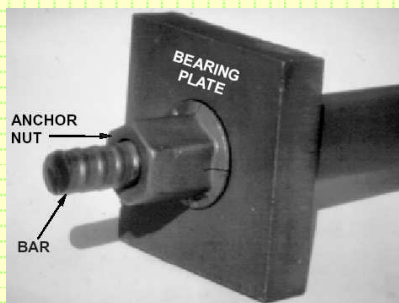
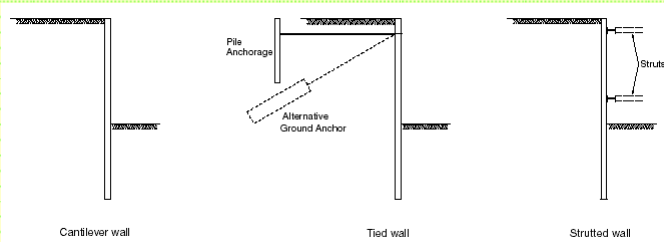
Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Stateczność wykopów



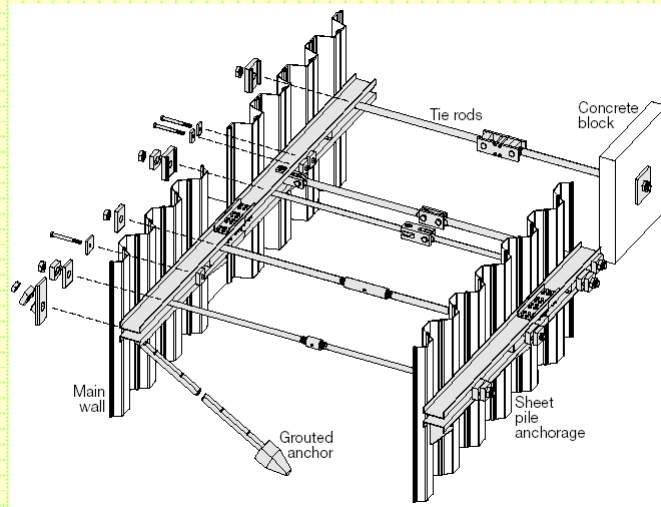
KGBiG Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianki szczelne



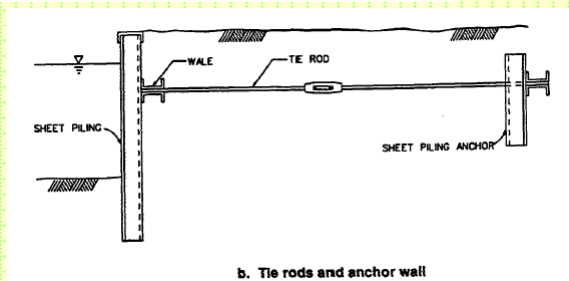
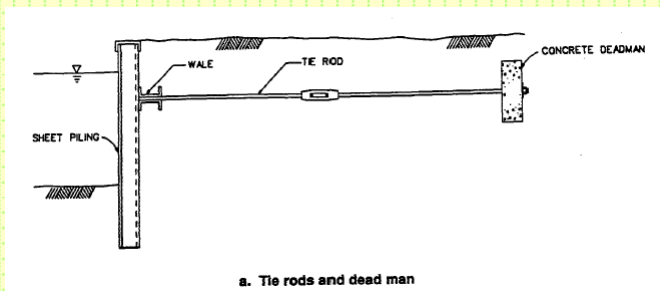
KGBiG Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianki szczelne



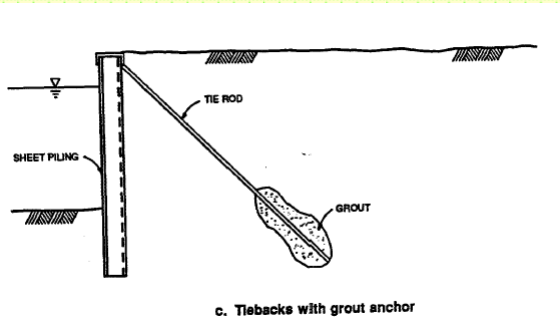
Marek Ciało – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianki szczelne

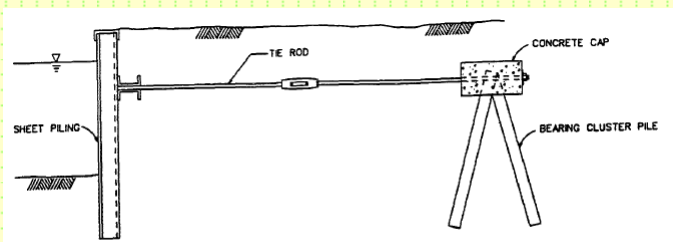


Marek Ciało – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianki szczelne



c. Tiebacks with grout anchor

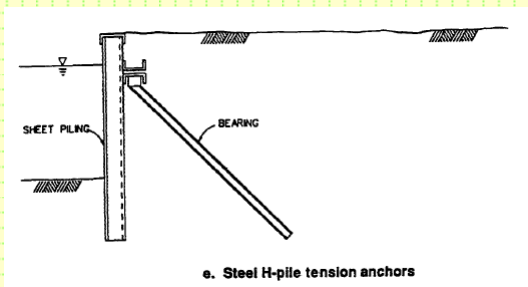


d. Tie rods and A-frame

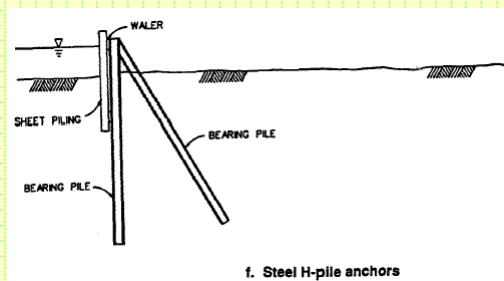


Marek Ciało – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianki szczelne



e. Steel H-pile tension anchors

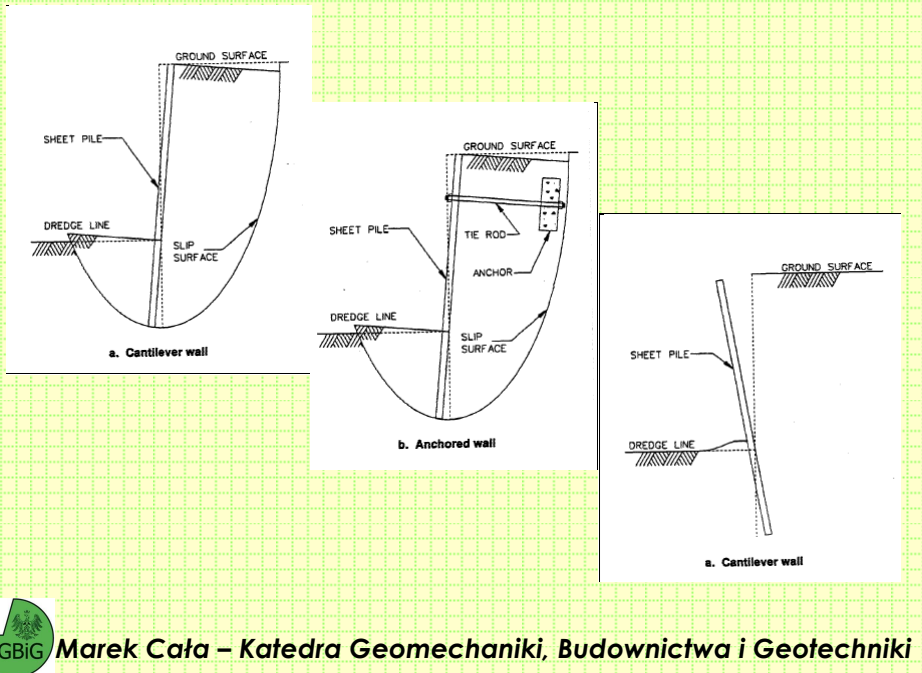


f. Steel H-pile anchors

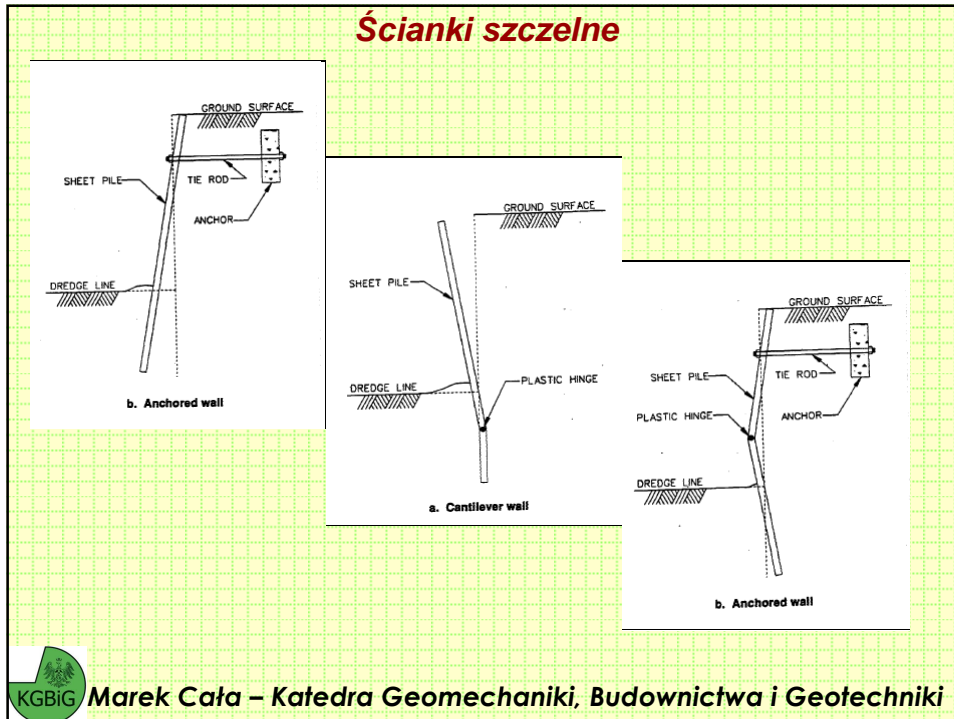


Marek Ciało – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

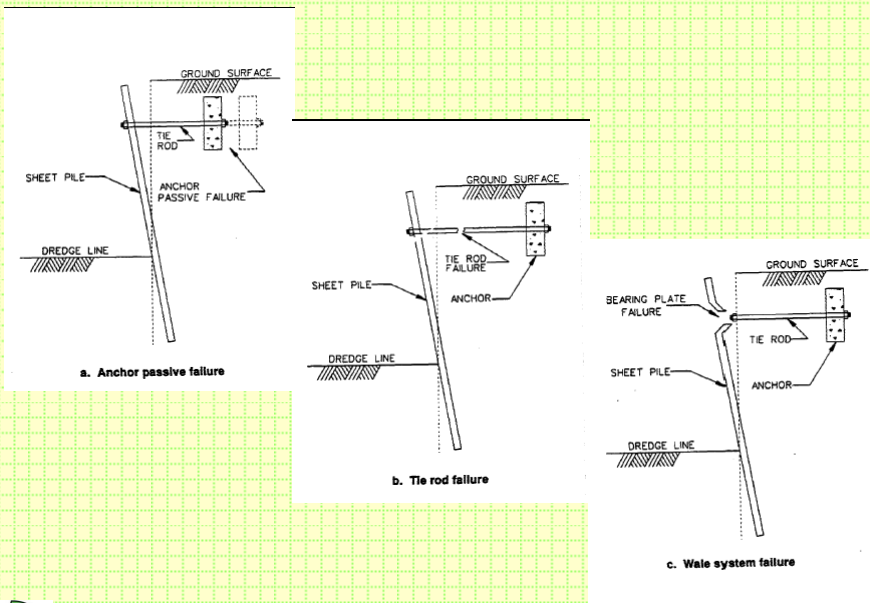
Ścianki szczelne



Ścianki szczelne

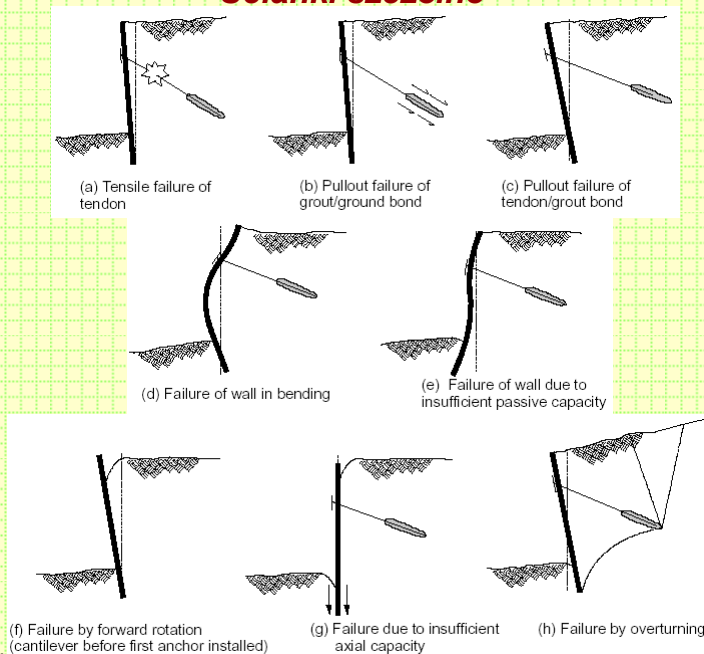


Ścianki szczelne



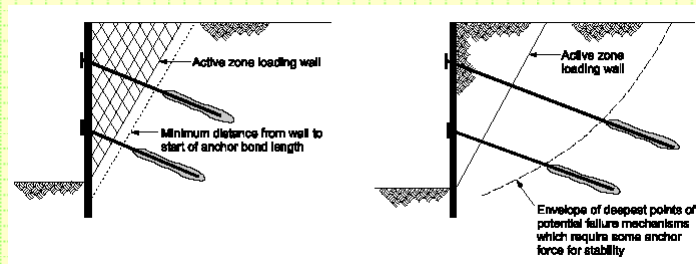
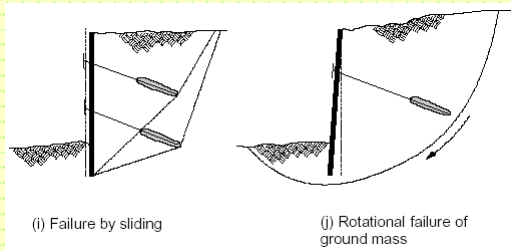
Marek Ciało – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianki szczelne



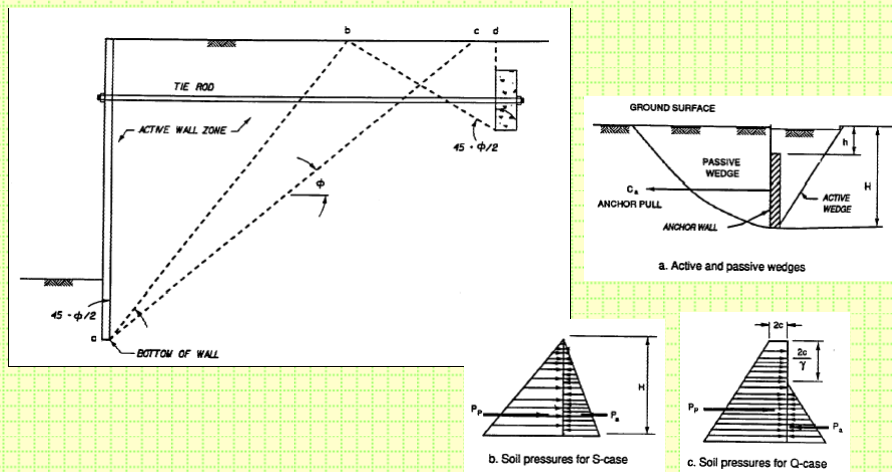
Marek Ciało – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianki szczelne



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianki szczelne



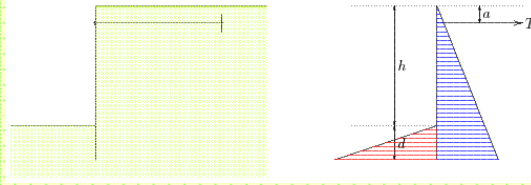
Przy obliczaniu płyty kotwiącej w obliczeniach przyjąć współczynnik bezpieczeństwa $FS_a=1.2$ dla parcia gruntu i $FS_p=0.85$ dla odporu gruntu



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianka szczelna w jednorodnym gruncie niezawodnionym

Rozpatrzmy siły działające na ściankę szczelną umiejscowioną w jednorodnym, idealnie sypkim, niezawodnionym gruncie. Załóżmy, że dla utrzymania stateczności wykopu o głębokości h została ona zabita w grunt na głębokość d .



W odległości a od naziemu wykopu ścianka została zakotwiona kotwią oddziałującą z siłą T .

Z rozkładu naprężeń wynika, że równanie równowagi momentów wokół punktu zakotwienia ma postać:

$$\frac{1}{2} K_a \gamma (h+d)^2 \left(\frac{2}{3} h + \frac{2}{3} d - a \right) - \frac{1}{2} K_p \gamma d^2 \left(h + \frac{2}{3} d - a \right) = 0$$

$$(h+d)^2 \left(\frac{2}{3} h + \frac{2}{3} d - a \right) = - \frac{K_p}{K_a} d^2 \left(h + \frac{2}{3} d - a \right)$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianka szczelna w jednorodnym gruncie niezawodnionym

Równanie to można zapisać w następującej postaci:

$$\left(\frac{d}{h} \right)^2 = \frac{2K_a}{3K_p} \left(1 + \frac{d}{h} \right)^2 \frac{1 + \left(\frac{d}{h} \right) - \frac{3}{2} \left(\frac{a}{h} \right)}{1 + \frac{2}{3} \left(\frac{d}{h} \right) - \left(\frac{a}{h} \right)}$$

Równanie to można rozwiązać iteracyjnie podstawiając kolejne wartości zagłębienia d . Znając wartość d można obliczyć siłę w kotwi z równania równowagi sił na oś poziomą:

$$\sum_{i=1}^n P_{ix} = T + \frac{1}{2} K_p \gamma d^2 - \frac{1}{2} K_a \gamma (h+d)^2$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianka szczelna w jednorodnym gruncie niezawodnionym

Stąd otrzymujemy wartość siły T równą:

$$T = \frac{1}{2} \gamma [K_a (h+d)^2 - K_p d^2]$$

Wartości sił tnących w poszczególnych przedziałach są równe:

I przedział $0 \leq z < a$

$$Q = -\frac{1}{2} K_a \gamma z^2$$

II przedział $a \leq z < h$

$$Q = -\frac{1}{2} K_a \gamma z^2 + T$$

III przedział $h \leq z < h+d$

$$Q = -\frac{1}{2} K_a \gamma z^2 + T + \frac{1}{2} K_p \gamma (z-h)^2$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianka szczelna w jednorodnym gruncie niezawodnionym

Wartości momentów zginających w poszczególnych przedziałach są równe:

I przedział $0 \leq z < a$

$$M_g = -\frac{1}{2} K_a \gamma z^2 \frac{z}{3} = -\frac{1}{6} K_a \gamma z^3$$

II przedział $a \leq z < h$

$$M_g = -\frac{1}{6} K_a \gamma z^3 + T(z-a)$$

III przedział $h \leq z < h+d$

$$M_g = -\frac{1}{6} K_a \gamma z^3 + T(z-a) + \frac{1}{6} K_p \gamma (z-h)^3$$

$$M_g = M_{g \max} \Leftrightarrow Q = 0$$

$$Q = T - \frac{1}{2} K_a \gamma z^2 = 0 \Rightarrow z = \sqrt{\frac{2T}{\gamma K_a}}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianka szczelna w jednorodnym gruncie niezawodnionym

$$M_{g \max} \left(z = \sqrt{\frac{2T}{\gamma K_a}} \right) = -\frac{1}{6} K_a \gamma z^3 + T(z - a)$$

$$M_{g \max} = -\frac{1}{6} K_a \gamma \frac{2T}{\gamma K_a} \sqrt{\frac{2T}{\gamma K_a}} + T \left(\sqrt{\frac{2T}{\gamma K_a}} - a \right)$$

$$M_{g \max} = -\frac{T}{3} \sqrt{\frac{2T}{\gamma K_a}} + T \sqrt{\frac{2T}{\gamma K_a}} - Ta$$

$$M_{g \max} = \frac{2}{3} T \sqrt{\frac{2T}{\gamma K_a}} - Ta = T \left(\frac{2}{3} \sqrt{\frac{2T}{\gamma K_a}} - a \right)$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianka szczelna w jednorodnym gruncie niezawodnionym

Rozpatrzmy konstrukcję ścianki szczelnej dla wykopu o wysokości $h = 5$ m, wykonanego w gruncie o ciężarze objętościowym $\gamma = 20$ kN/m³ i kącie tarcia wewnętrznego równym $\phi = 30^\circ$. Załóżmy, zakotwienie w odległości $a = 1$ m od naziomu.

Określić zagłębienie ścianki szczelnej (d) i siłę naciągu kotwi (T). Narysować wykres sił tnących oraz momentów zginających wzdłuż ścianki. Znaleźć maksymalny moment zginający.

Zagłębienie ścianki określamy stosując procedurę iteracyjną podstawiając kolejno wartości stosunku d/h aż do uzyskania wymaganej zbieżności obu stron równania. Otrzymujemy:

$$\frac{d}{h} = 0.3805 \Rightarrow d = 1.9025m \quad \text{Przyjęto: } d = 2.0m$$

Dla takiej wartości zagłębienie siła w kotwi jest równa

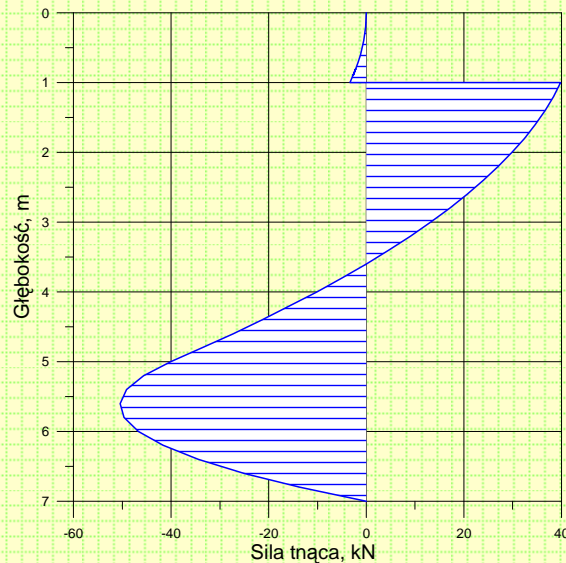
$$T = \frac{1}{2} \gamma \left[K_a (h + d)^2 - K_p d^2 \right] = 43.17 \text{ kN}$$



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianka szczelna w jednorodnym gruncie niezawodnionym

Wykres sił tnących wzdłuż ścianki.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianka szczelna w jednorodnym gruncie niezawodnionym

Maksymalny moment zginający jest równy:

$$M_{g \max} = T \left(\frac{2}{3} \sqrt{\frac{2T}{\gamma K_a}} - a \right)$$

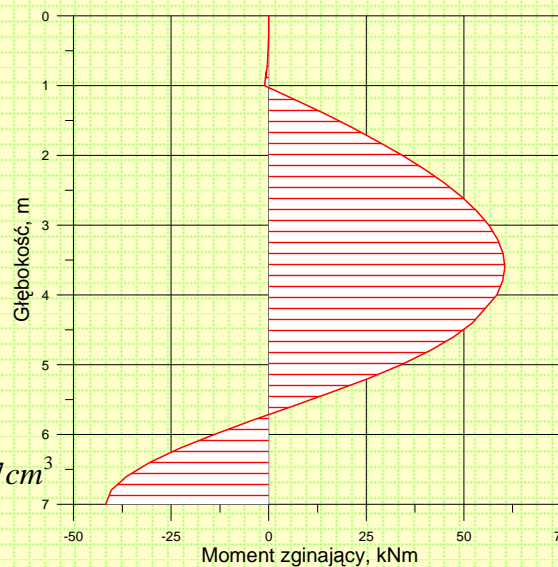
$$M_{g \max} = 60.4 \text{ kNm}$$

Wskaźnik wytrzymałości przekroju:

$$W_{gx} = \frac{M_{g \max}}{k_d}$$

$$W_{gx} = \frac{60.4 \text{ kN}}{150 \text{ MPa}} = 402.67 \text{ cm}^3$$

k_d – naprężenie dopuszczalne dla stali



Wykres momentów zginających wzdłuż ścianki.

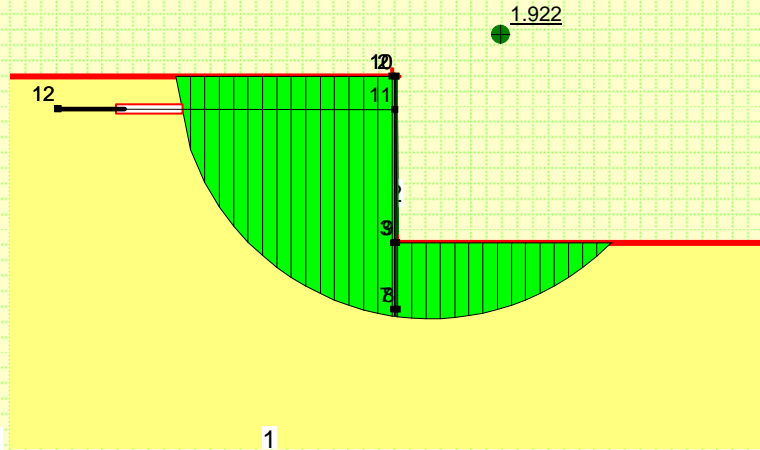


Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianka szczelna w jednorodnym gruncie niezawodnionym

Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa – $FS=1.922$

Entry + exit

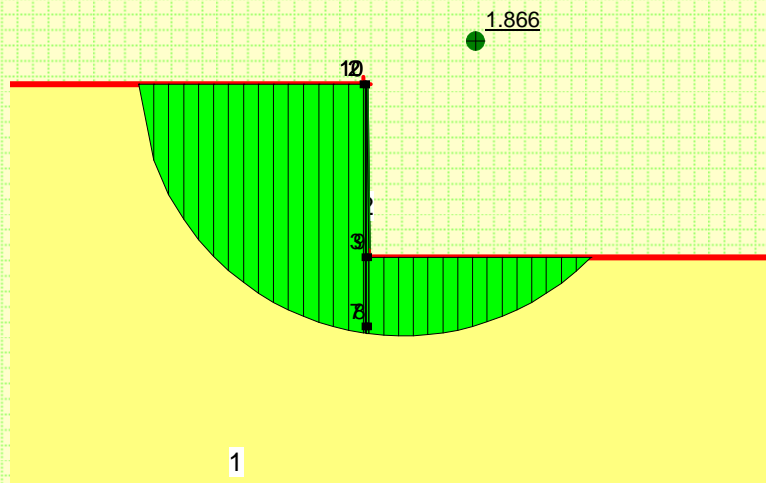


Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianka szczelna w jednorodnym gruncie niezawodnionym

Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa – $FS=1.866$

Entry + exit

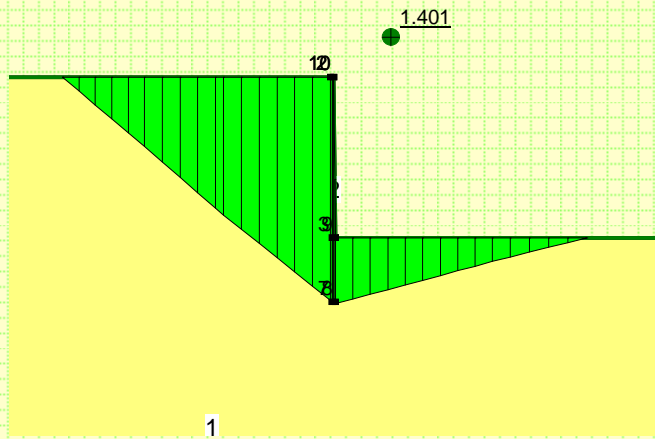


Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianka szczelna w jednorodnym gruncie niezawodnionym

Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa – FS=1.401

Autolocate...!?

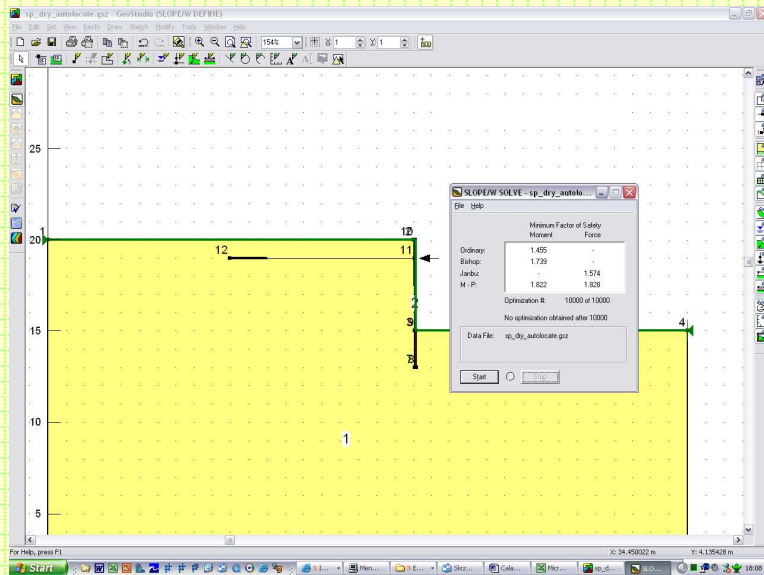


Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianka szczelna w jednorodnym gruncie niezawodnionym

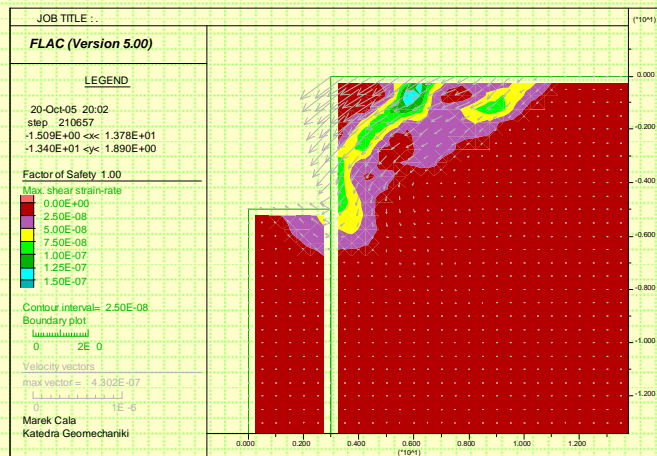
Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa – FS=?

Autolocate



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Ścianka szczelna w jednorodnym gruncie niezawodnionym



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki

Literatura

- Szymański A. – Wykłady z mechaniki gruntów i budownictwa ziemnego
- Wiłun Z. – Zarys geotechniki
- Lambe T. W. Whitman R.V (1976, 1977) Mechanika gruntów, Tom I i II, Arkady, Warszawa
- Verruijt A. 2001. Soil Mechanics
- Coduto D.P. 1999. Geotechnical Engineering.
- Coduto D.P. 2001. Foundation design.
- Jarominiak A. 1999. Lekkie konstrukcje oporowe.
- Myślińska E. 2001. Laboratoryjne badania gruntów.
- Cios I., Garwacka-Piórkowska S. 1990. Projektowanie fundamentów.
- Puła O., Rybak Cz., Sarniak W. 1997. Fundamentowanie.
- Obrycki M., Pisarczyk S. 1999. Zbiór zadań z mechaniki gruntów.



Marek Cała – Katedra Geomechaniki, Budownictwa i Geotechniki