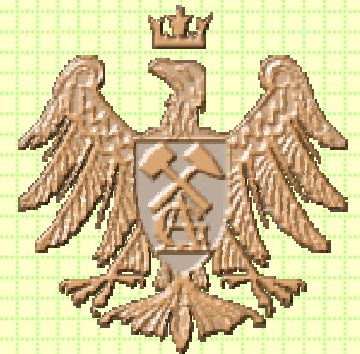


# ***Parcie gruntu na konstrukcje oporowe***



# ***Grunt jako materiał budowlany***

W **Budownictwie Ziemnym** 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 poflotacyjne).



# Podział budowli ziemnych

## Budowle Ziemne

Stałe  
(stateczność stała)

zapory wodne ziemne, obwałowania rzek,  
nasypy drogowe i kolejowe, groble stawów rybnych etc.

zbiorniki odpadów przemysłowych np. poflotacyjne

hałdy magazynowe np. w portach przeładunkowych

podtorza ziemne dla kolei i dróg kołowych

roboty niwelacyjne dla zakładów przemysłowych  
i osiedli mieszkaniowych, dla lotnisk, stadionów etc

kanały żeglowne, kanały nawadniające oraz roboty  
z zakresu regulacji rzek i potoków

Czasowe  
(stateczność ograniczona w czasie)

wykopy pod budynki mieszkalne, przemysłowe, mosty,  
zapory wodne, śluzy nadbrzeża etc.

rowy dla instalacji kanalizacyjnych, wodociągowych,  
kable, sieci gazowej etc.

nasypy ziemne dla budowli hydrotechnicznych



# Rozwiązanie Rankine'a (1857)

Promień koła Mohra:

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

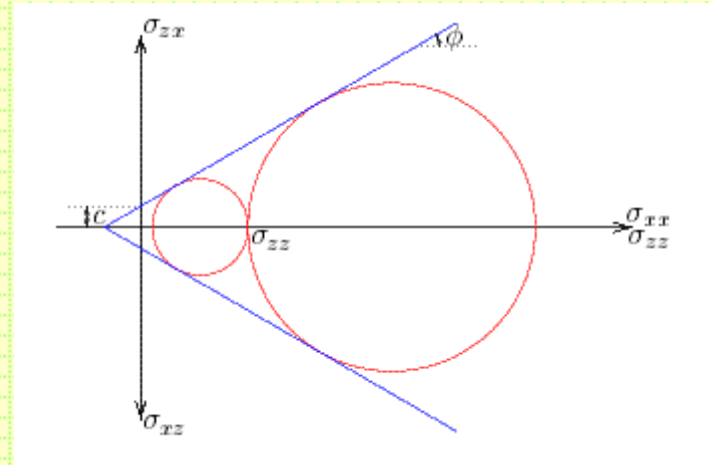
Środek koła Mohra jest odległy od początku układu o:

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

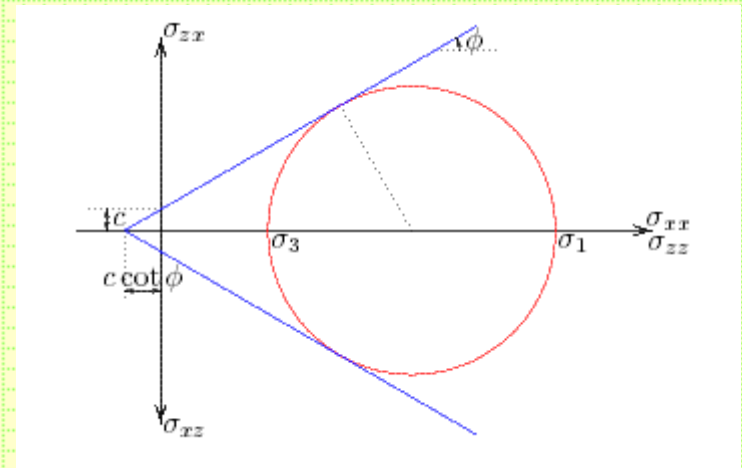
Dla koła Mohra mamy:

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

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



$$\tau < \tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$



# 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:

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



# Rozwiązanie Rankine'a

Gdzie  $K_p$  to współczynnik biernego parcia (oporu) 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:

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



# Rozwiązanie Rankine'a – parcie czynne

## Active earth pressure

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

gdzie:

$\gamma$  – ciężar objętościowy gruntu, kN/m<sup>3</sup>

$z$  – głębokość, m

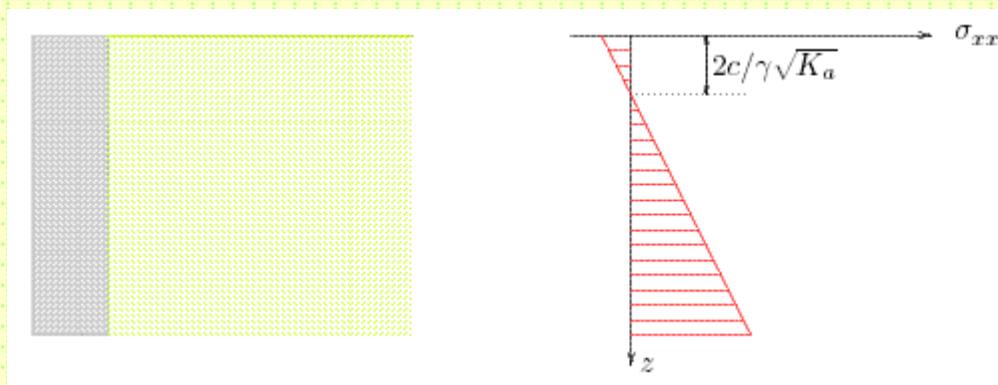
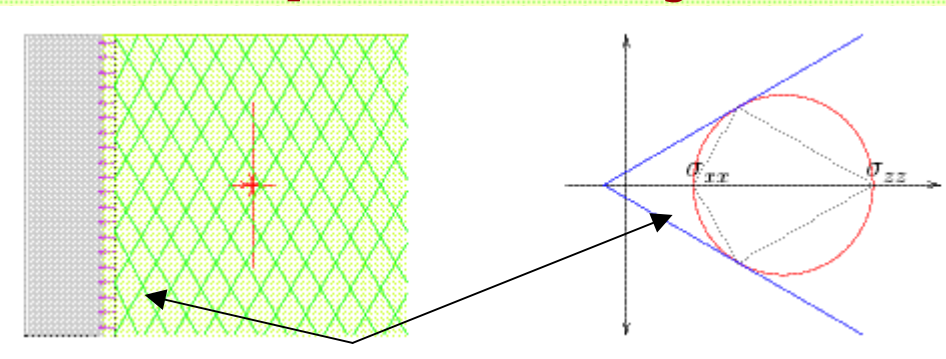
$$e_a = \sigma_{xx} = K_a \gamma \cdot z - 2c\sqrt{K_a}$$

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

# Rozwiązanie Rankine'a – parcie czynne

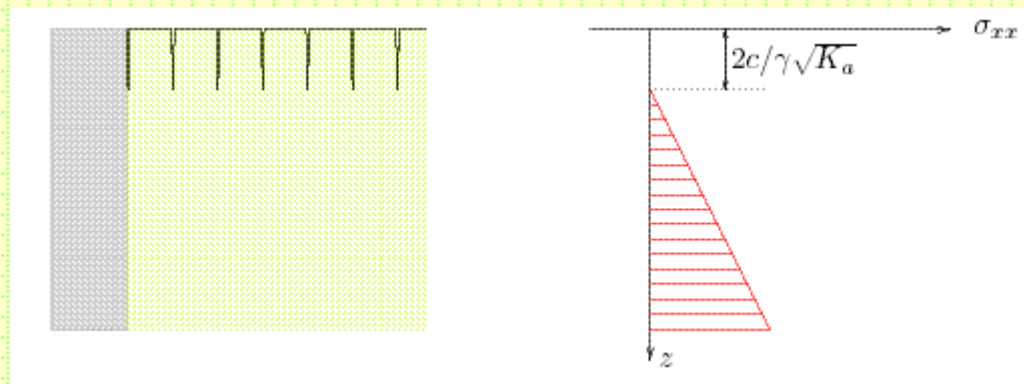
Czyli do głębokości  $h_c$  powinny w gruncie występować naprężenia rozciągające, co jest możliwe tylko przez krótki czas. Stąd też przyjmuje się, że do głębokości  $h_c$  pojawią się szczeliny zarówno w gruncie jak i pomiędzy gruntem i murem.

Całkowita siłę 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



# Rozwiązanie Rankine'a – parcie bierne

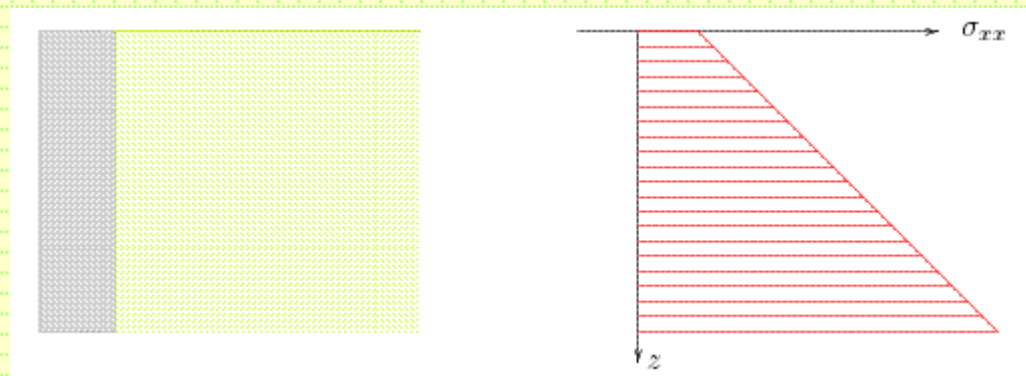
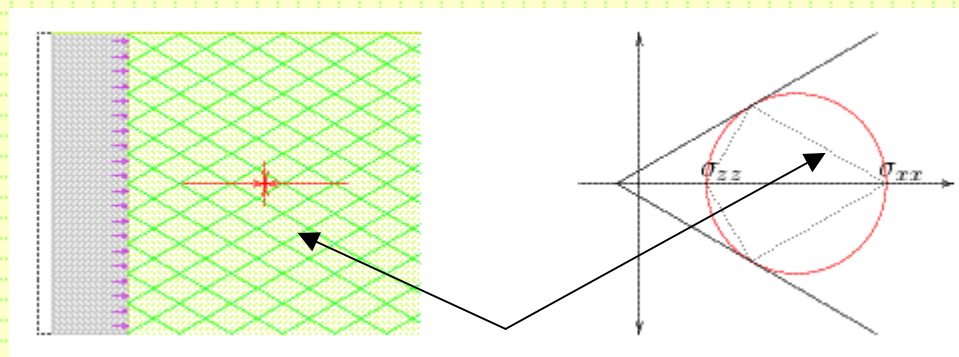
## Passive earth pressure

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

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.

# Parcie neutralne, spoczynkowe

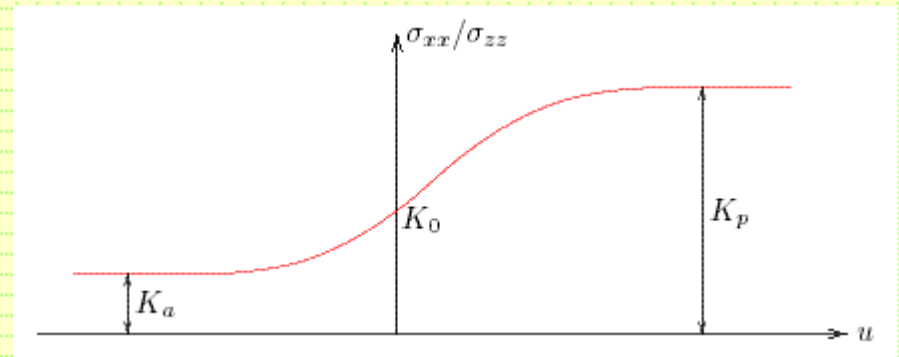
W praktyce parcie i odpór gruntu wyznacza się korzystając z rozwiązań Coulomba, Rankine'a lub rozwiązań empirycznych. W obu tych teoriach analizuje się grunt w stanie odłamu, a więc katastrofalnym, gdy na skutek ścinania nastąpiło oddzielenie się klina gruntu od powstałego masywu. Obie te metody dają 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*).

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

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



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

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



# Wpływ wody na naprężenia

W przypadku występowania poza murem wody gruntowej należy zamiast ciężaru objętościowego  $\gamma$  przyjąć ciężar objętościowy gruntu pod wodą  $\gamma'$ , 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  $c=0$ ,  $\phi=30^\circ$ ,  $\gamma_{dry}=16 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_{sat}=20 \text{ kN/m}^3$ .

$$\text{Dla } h = 2\text{m}$$

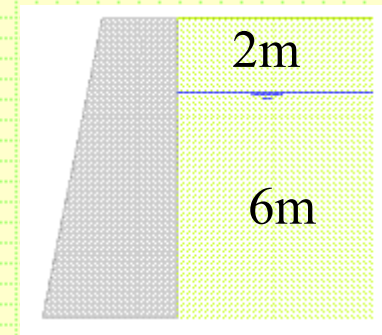
$$\sigma_{zz} = \gamma_{dry} h = 32 \text{ kPa}$$

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

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

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

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





# Rozwiązanie Rankine'a – obciążenie

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

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

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

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

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

# 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):

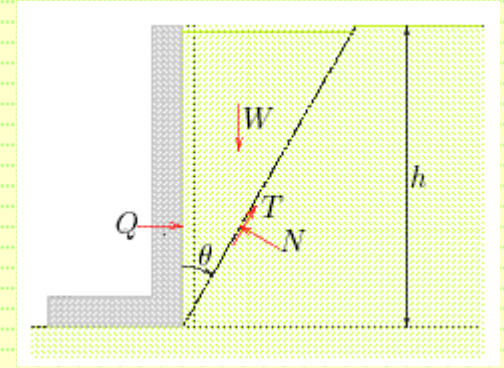
$$Q + T \sin \theta - N \cos \theta = 0$$

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

Eliminując siłę tarcia otrzymujemy:

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

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





# Rozwiązanie Coulomba – parcie czynne

Eliminując siłę nacisku otrzymujemy:

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

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

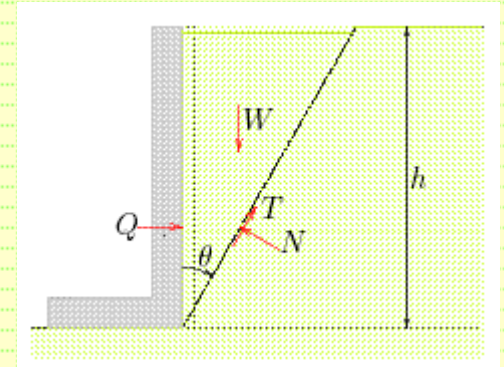
Podstawiając:  $\sin \theta \cos(\theta + \varphi) = \cos \theta \sin(\theta + \varphi) - \sin \varphi$

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:

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





# Rozwiązanie Coulomba – parcie czynne

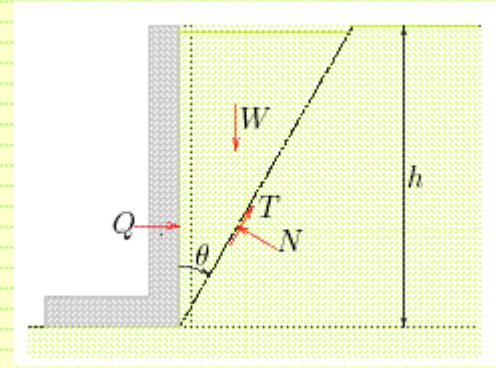
Pierwsza i druga pochodna funkcji przyjmują wartości:

$$\frac{df}{d\theta} = \cos(2\theta + \varphi)$$

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

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

$$\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$$



Dla takiej wartości kąta  $\theta$  otrzymujemy:

$$\frac{d^2f}{d\theta^2} = -2$$

Czyli ekstremum funkcji jest maksimum.

Wtedy pozioma siła Q przyjmuje wartość:

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

# 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:

$$T = N \tan \varphi$$

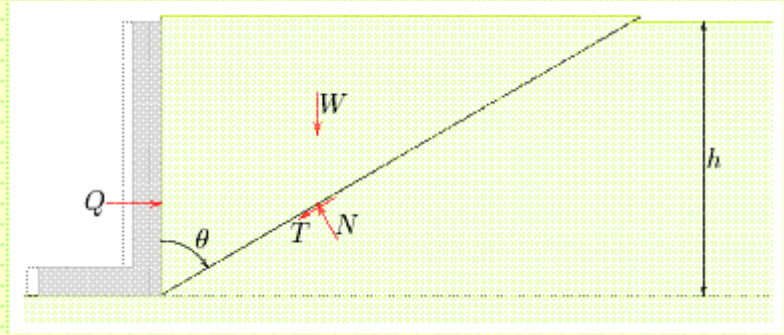
Równania równowagi (w postaci sum rzutów sił na obie osie układu współrzędnych przyjmują postać):

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

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

Eliminując siły tarcia i nacisku otrzymujemy:

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





# 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:

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

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

Dla takiej wartości kąta  $\theta$  otrzymujemy:

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

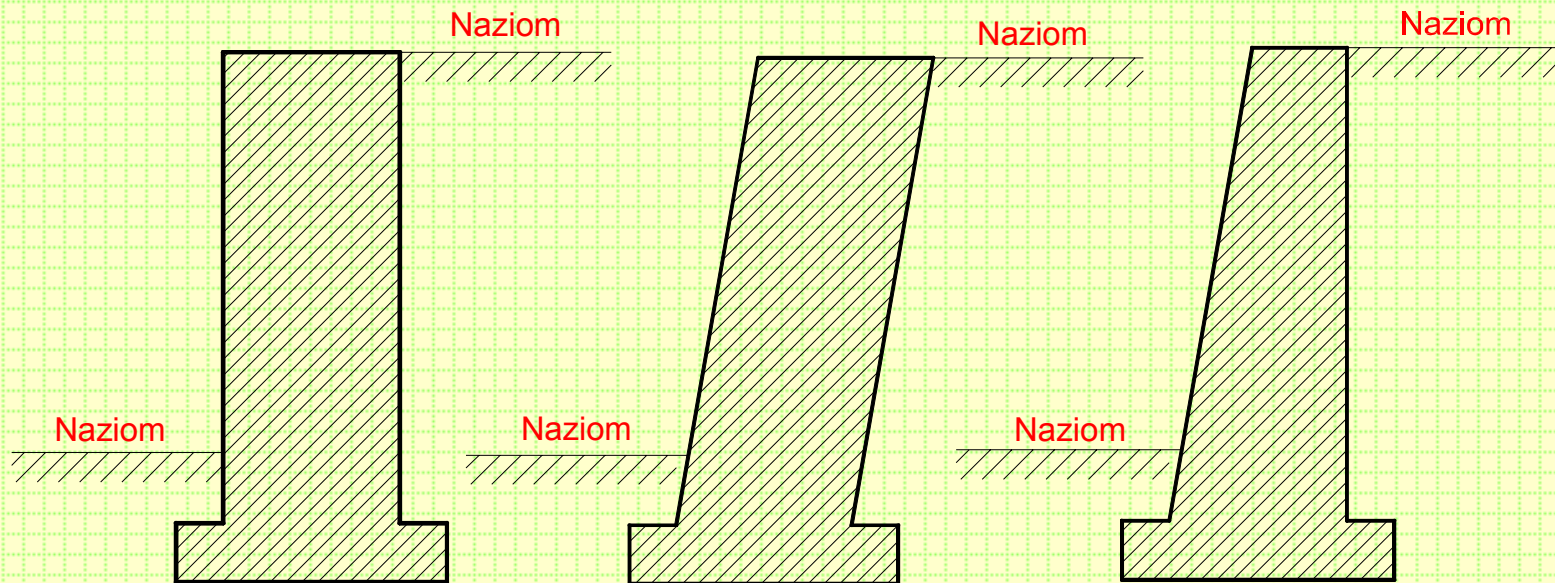
Wtedy pozioma siła  $Q$  przyjmuje wartość:

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



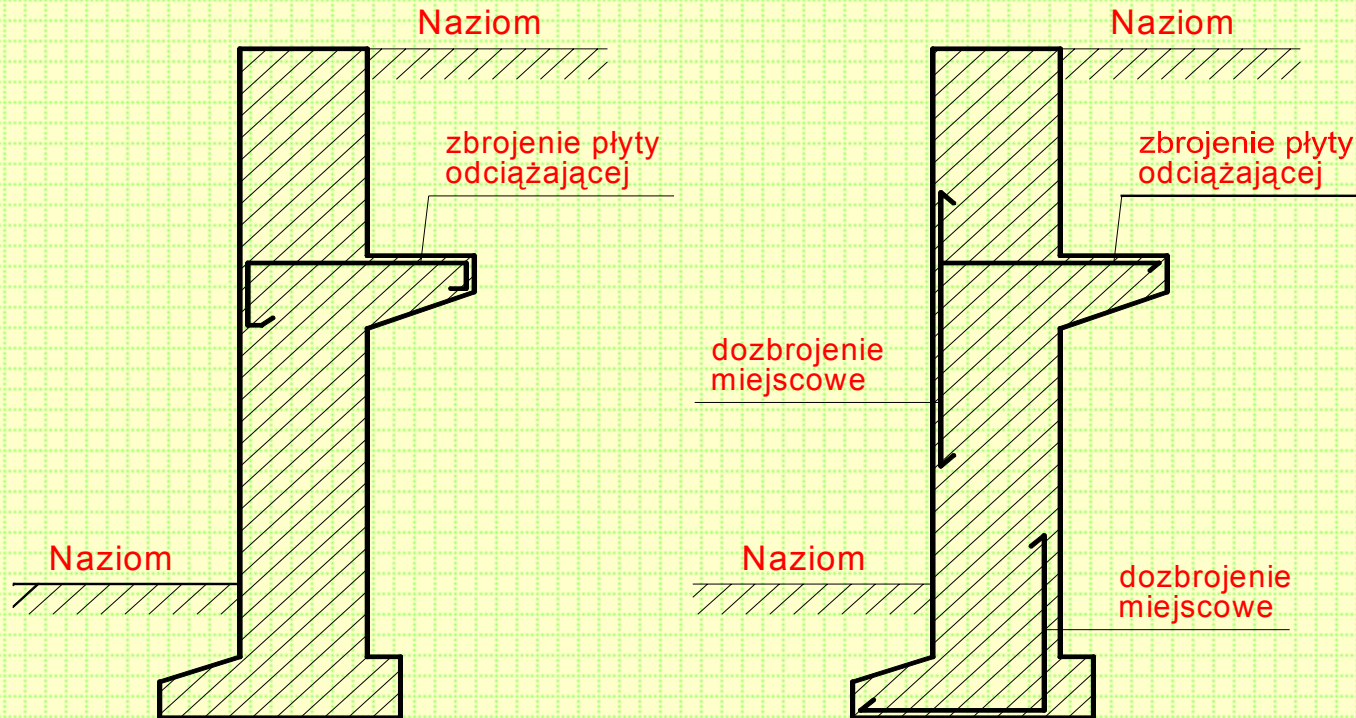
# Mury oporowe

*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.



# Mury oporowe

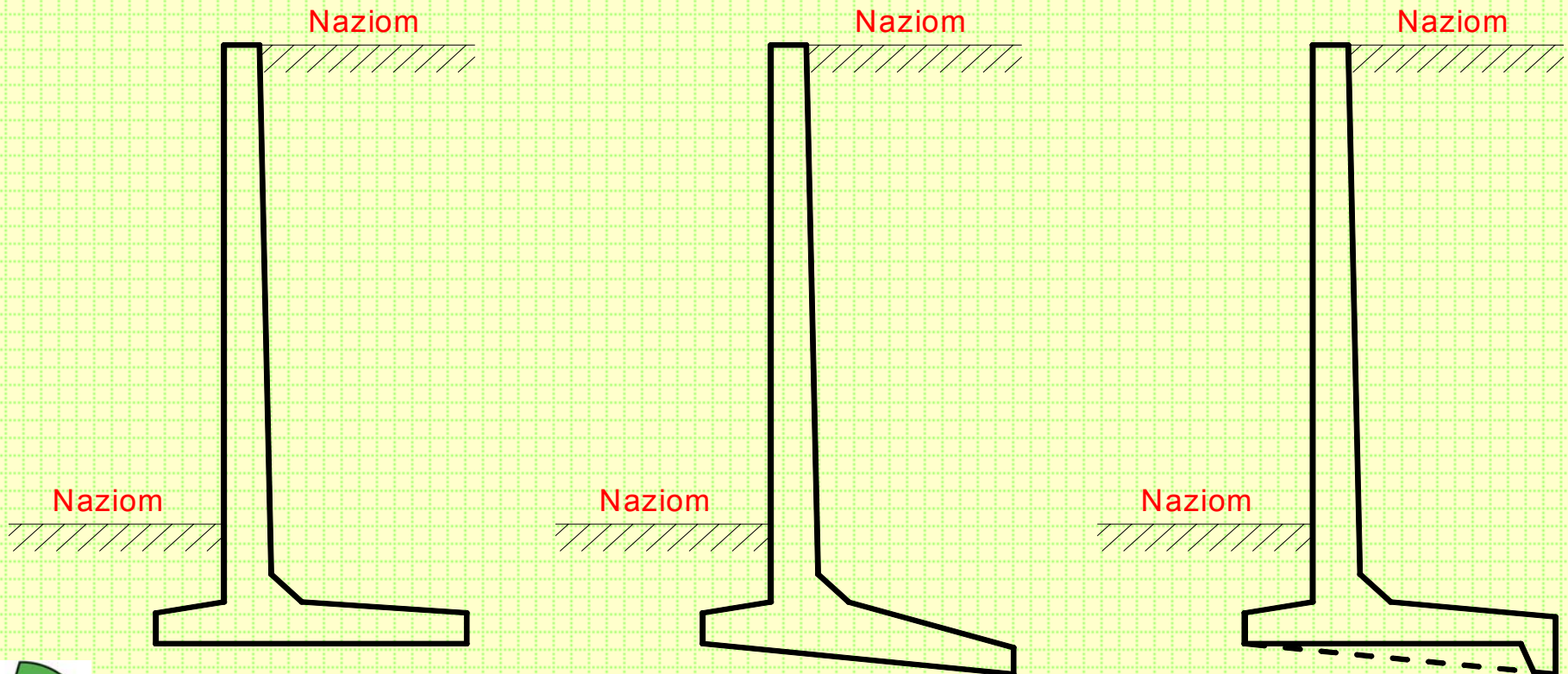
*Ściany masywne ze wspornikowymi płytami odciążającymi* - zastosowanie tego typu ścian oporowych pozwala na zmniejszenie zużycia materiału i zmniejszenie zbrojenia w samej płycie pionowej ściany (pozioma płyta jest żelbetowa), ściany betonowe o jednej płycie odciążającej stosuje się do wysokości ok.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





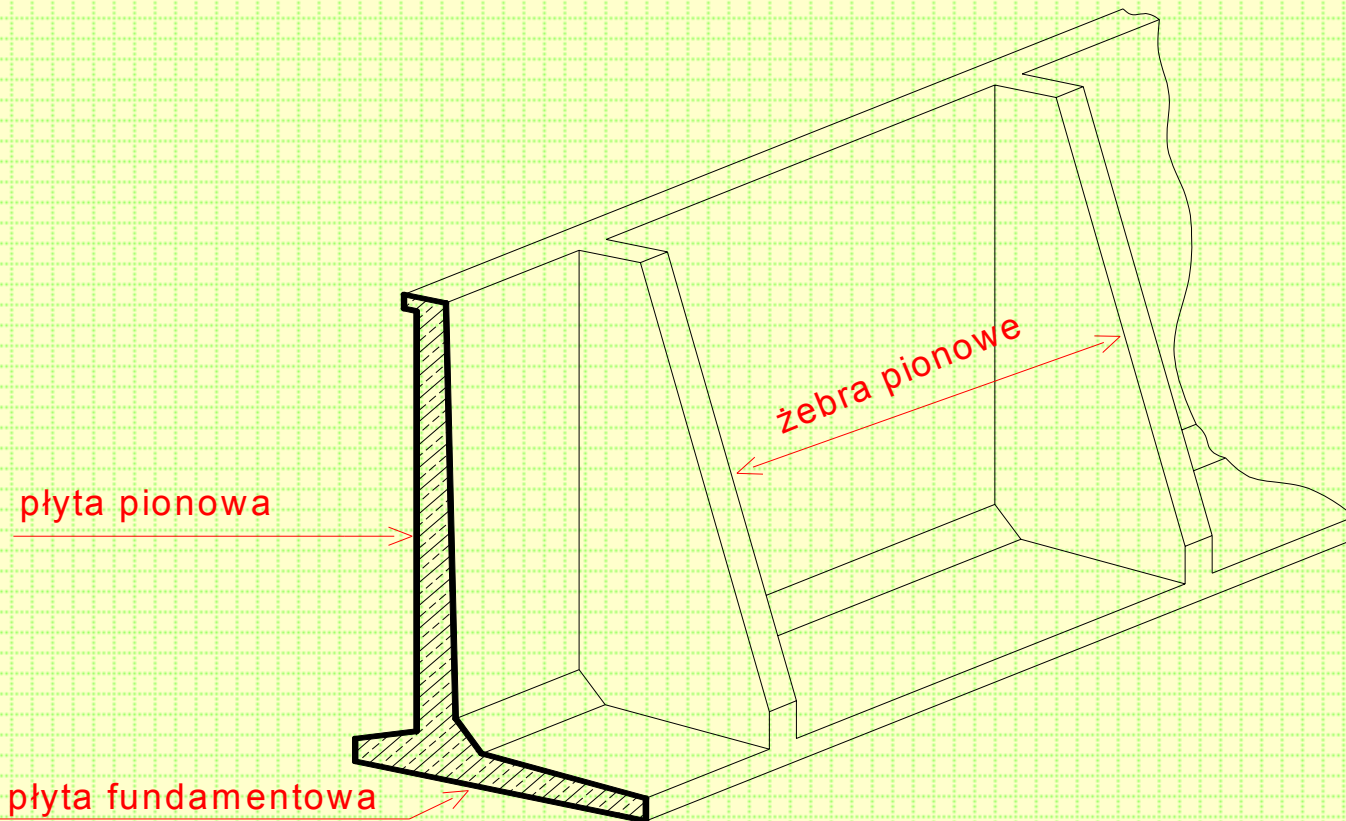
# Mury oporowe

**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,



# Mury oporowe

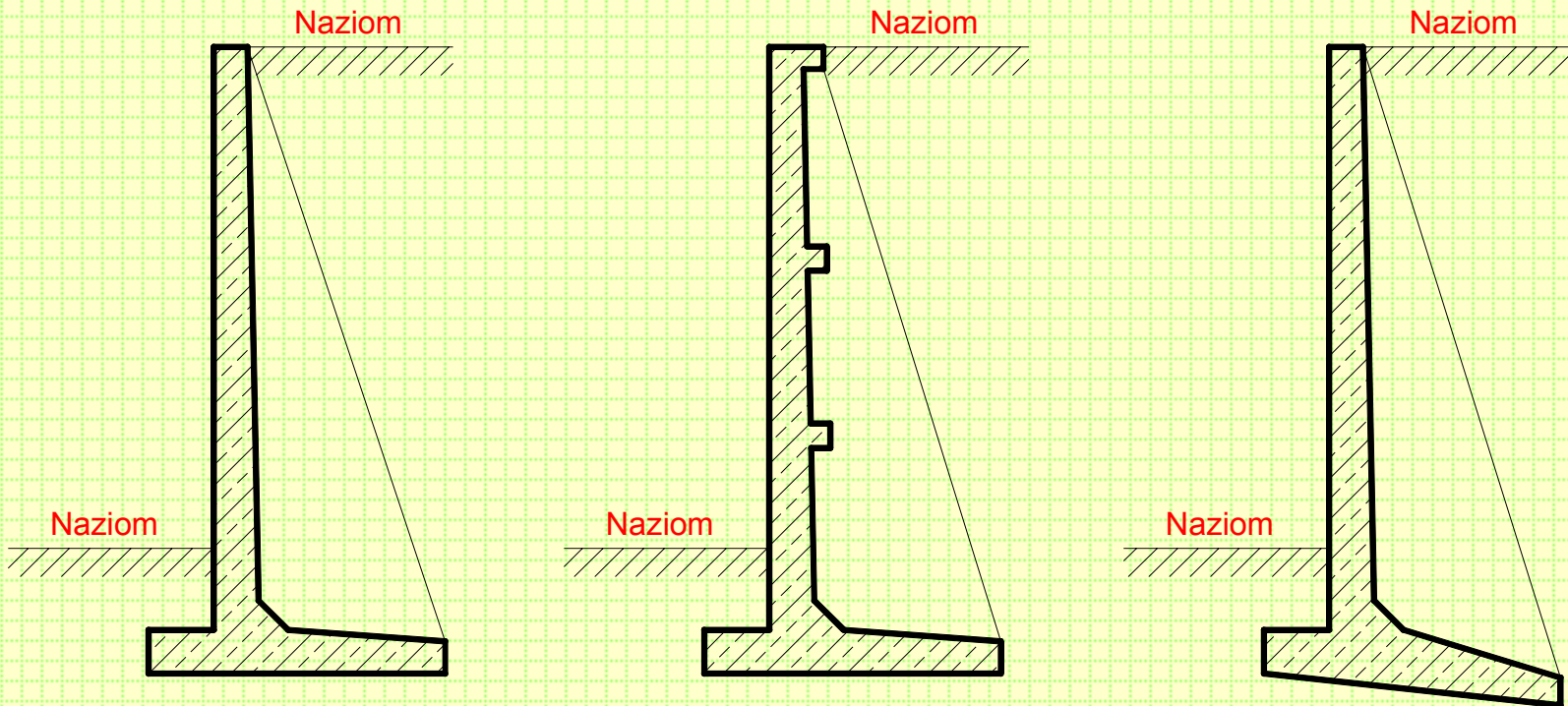
**Ściany płytowo – żebrowe** – składają się z płyty fundamentowej, pionowej oraz pionowych żeber rozstawionych wzdłuż ściany oporowej co 2.5 – 3.5m, wykonanie wyłącznie z żelbetu, zalety-duża sztywność i mała odkształcalność na działanie poziomego parcia gruntu w porównaniu z konstrukcjami płytowo kątowymi.





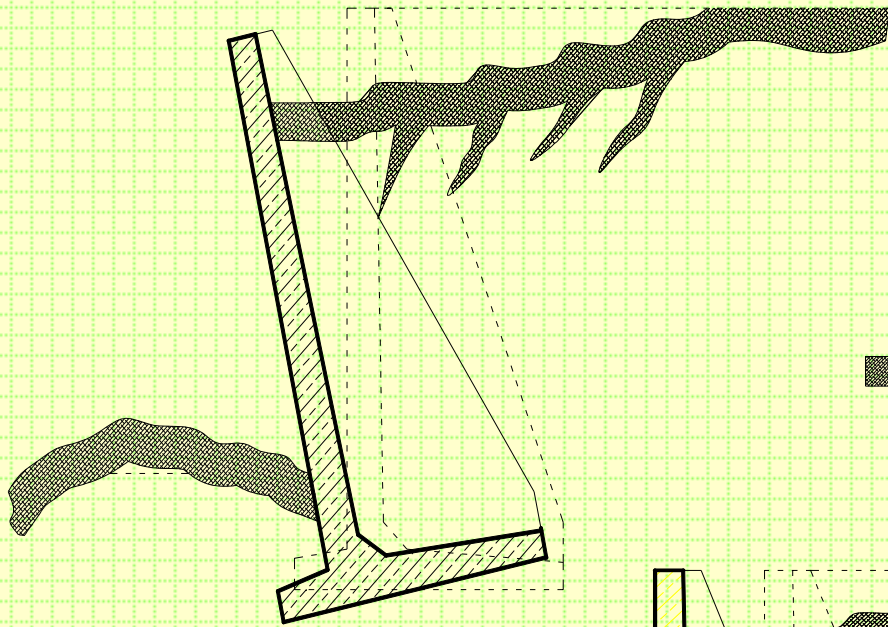
# Mury oporowe

## Ściany płytko – żebrowe

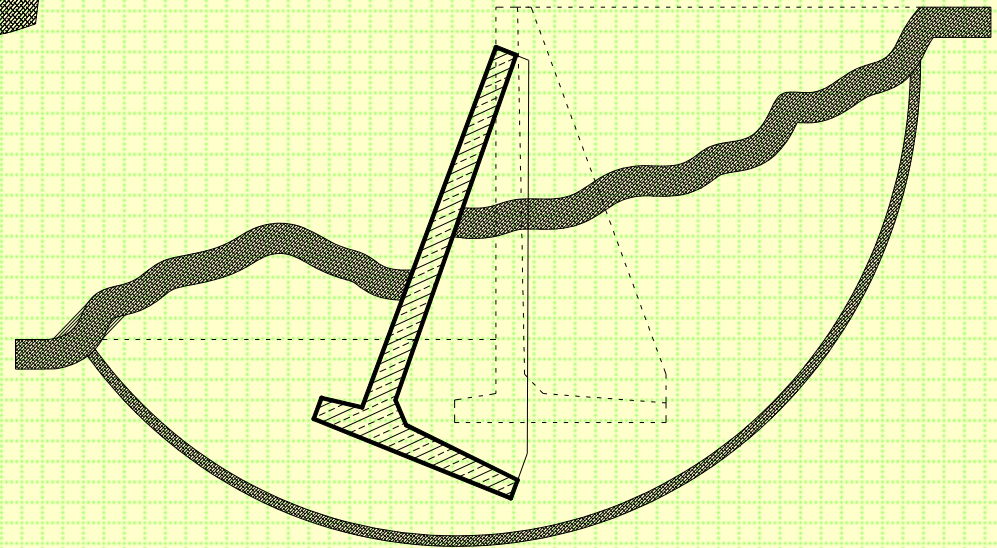


# Mury oporowe

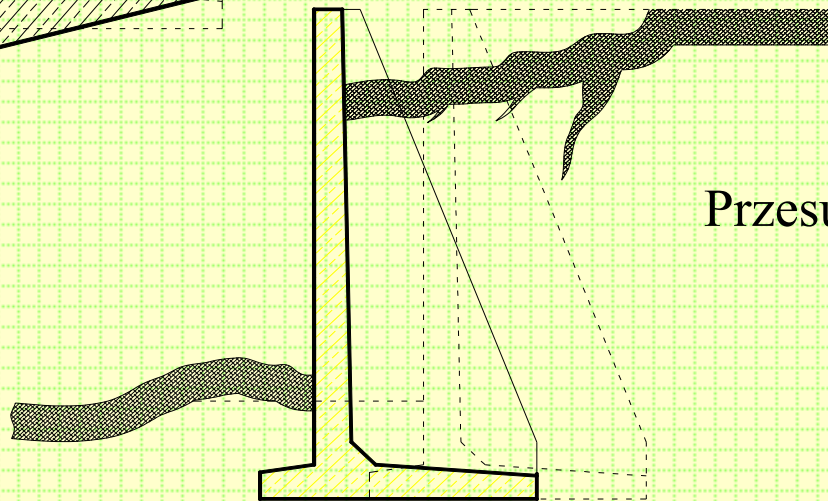
Obrót ściany oporowej



Obrót ściany oporowej z wyparciem

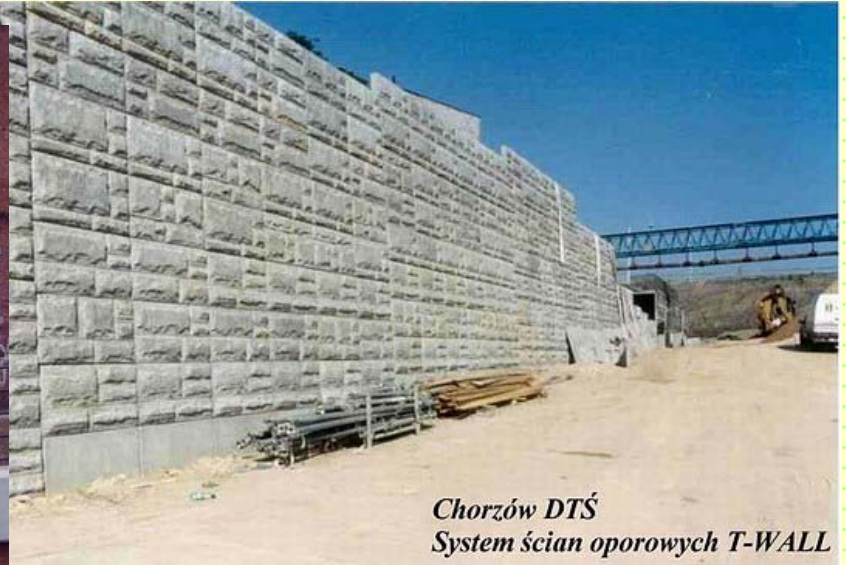
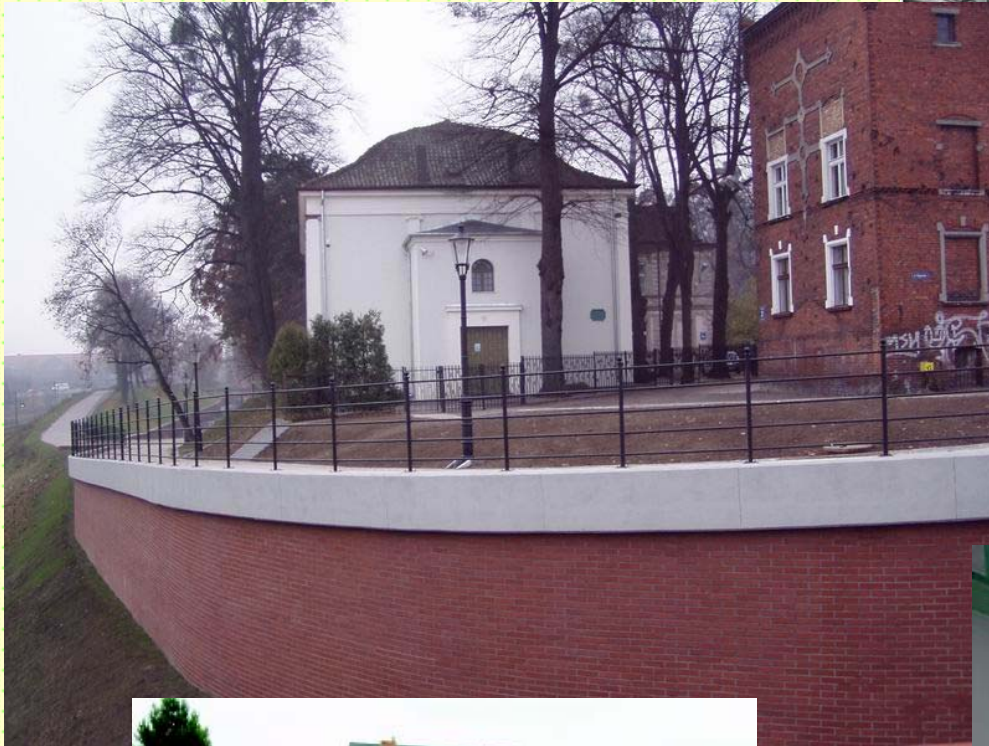


Przesunięcie ściany oporowej





# Mury oporowe





# **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 obciążen należy wykonać **sprawdzenie nośności podłoża** z uwzględnieniem mimośrodów 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.)





# 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.

# 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 naziomu  $q \geq 10 \text{ kPa}$

$m_t=0.95$  w pozostałych przypadkach.



# 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:

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

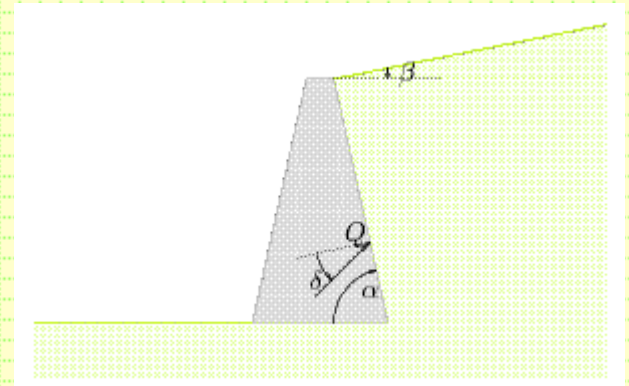
Gdzie:

$\alpha$  – kat nachylenia muru,

$\delta$  – 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:



# 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  $80^\circ$ , naziom gruntu pod kątem  $10^\circ$ , 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.





# Rozwiązanie Coulomba – problem ogólny

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

$$K_a = 0.438$$

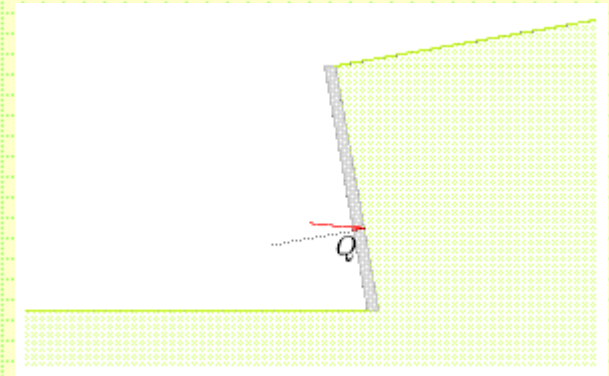
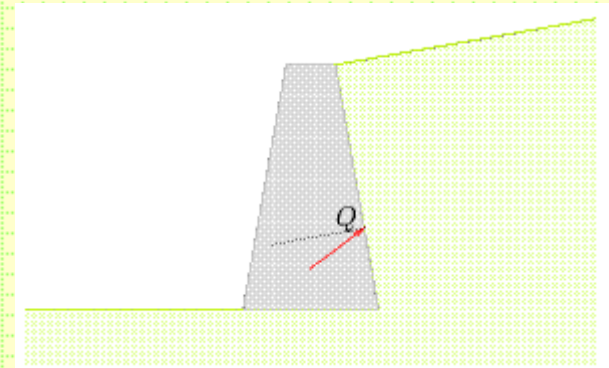
$$Q_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a = 0.219 \gamma h^2$$

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

$$K_p = 1.715$$

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

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



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

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

# Rozwiązanie Coulomba – problem ogólny

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

$$K_a = 0.522$$

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

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

$$K_p = 1.488$$

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

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



# Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

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

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

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

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

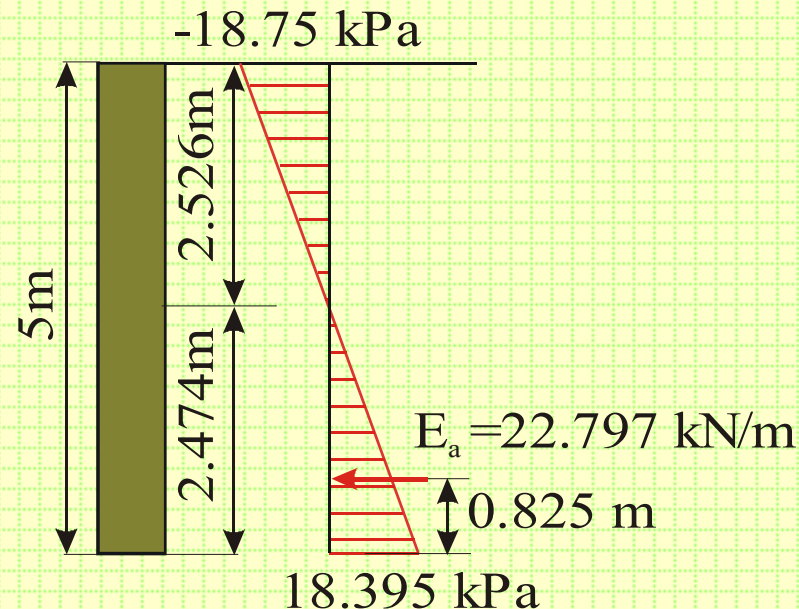
$$h_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} = \frac{2 \cdot 15}{19 \cdot 0.625} = 2.526 \text{ m}$$

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

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

Ramię momentu obciążającego:

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



# Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

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

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

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

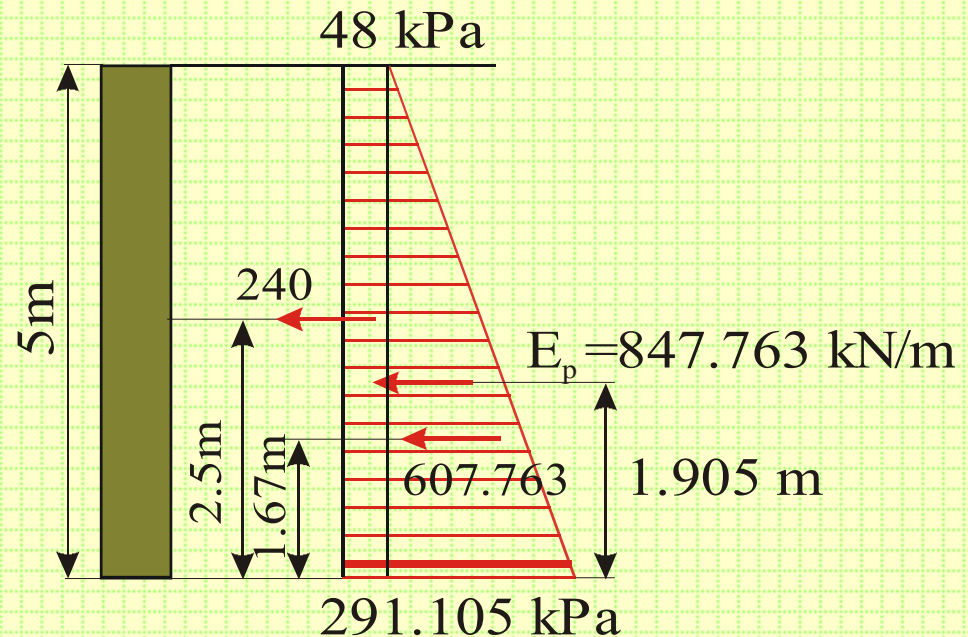
$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 + 2ch\sqrt{K_p} = 607.763 + 240 = 847.763 \text{ kN/m}$$

Moment siły  $E_p$  względem dolnej krawędzi muru wynosi:

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

$$847.763 \cdot r_p$$

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





# 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.

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

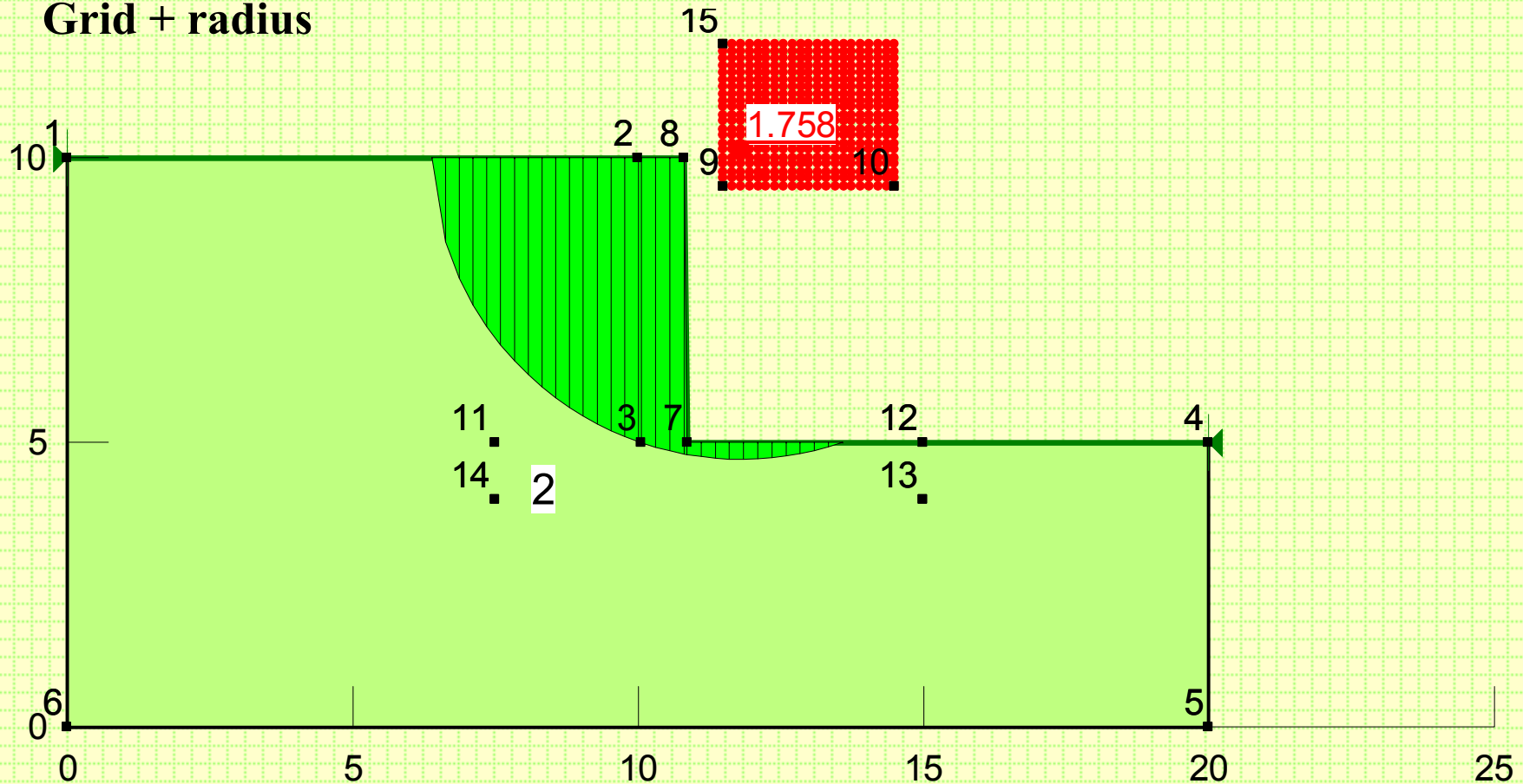
czyli warunek spełniony.



# Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa –  $FS=1.758$

Grid + radius

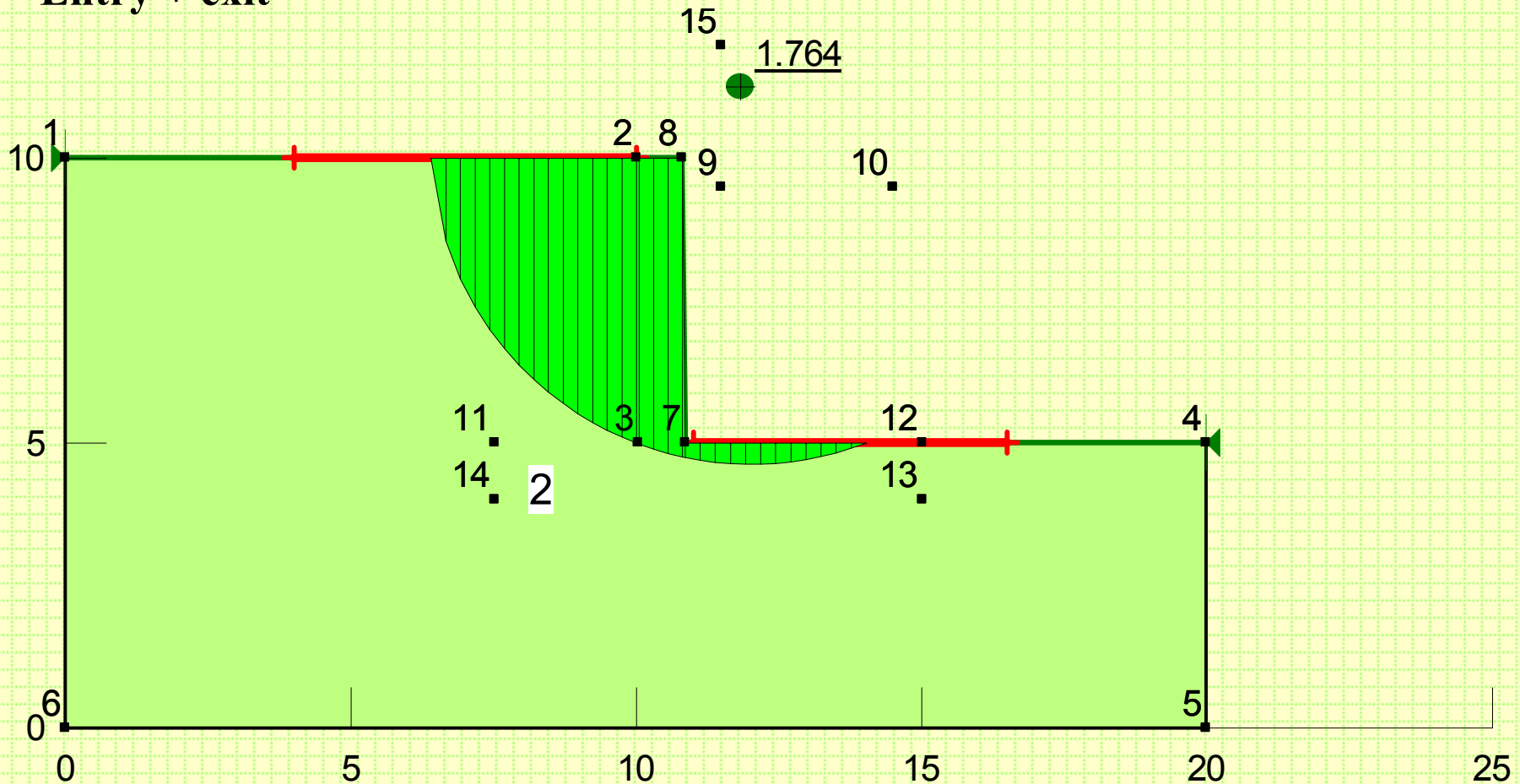




# Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa –  $FS=1.764$

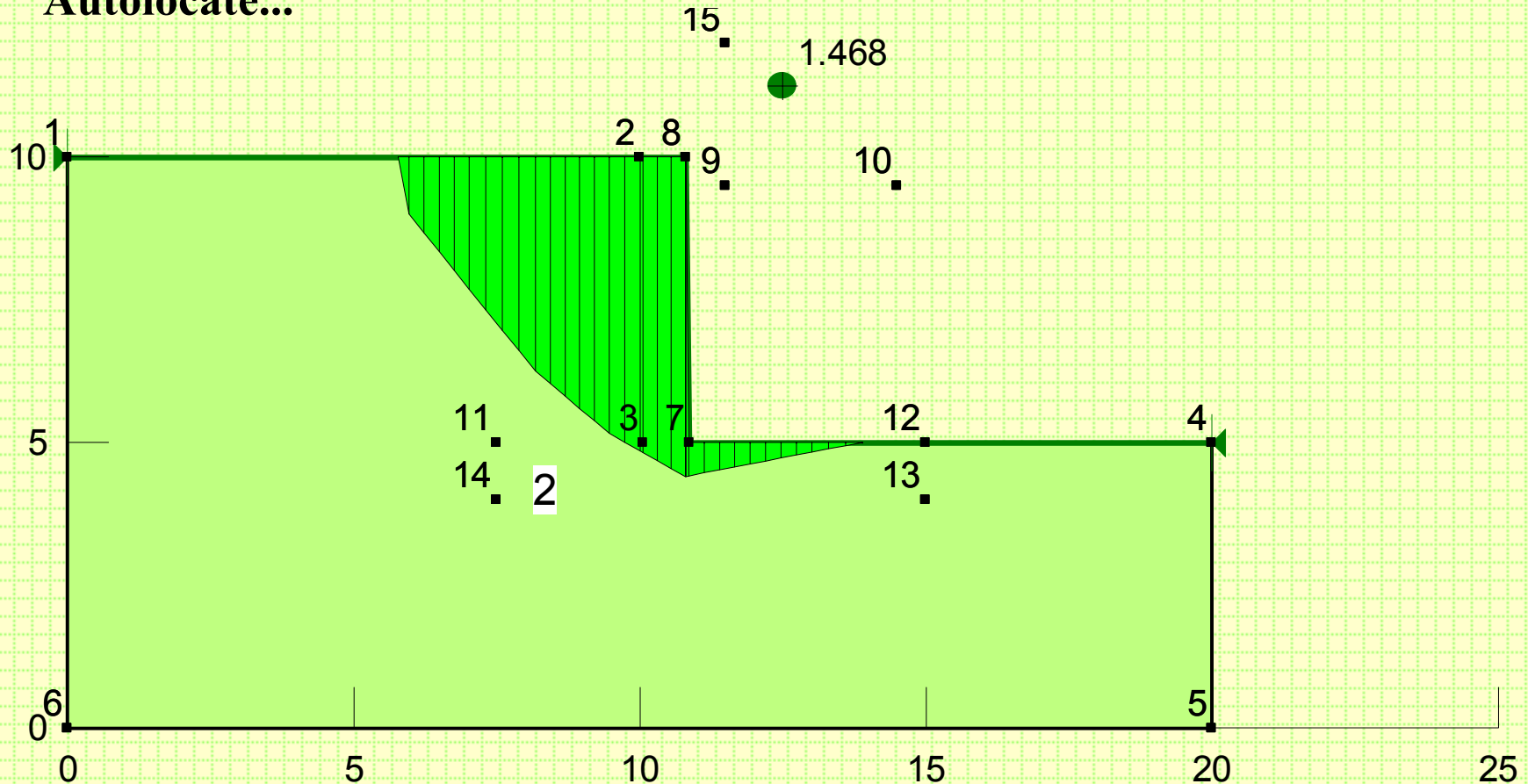
Entry + exit



# Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa –  $FS=1.468$

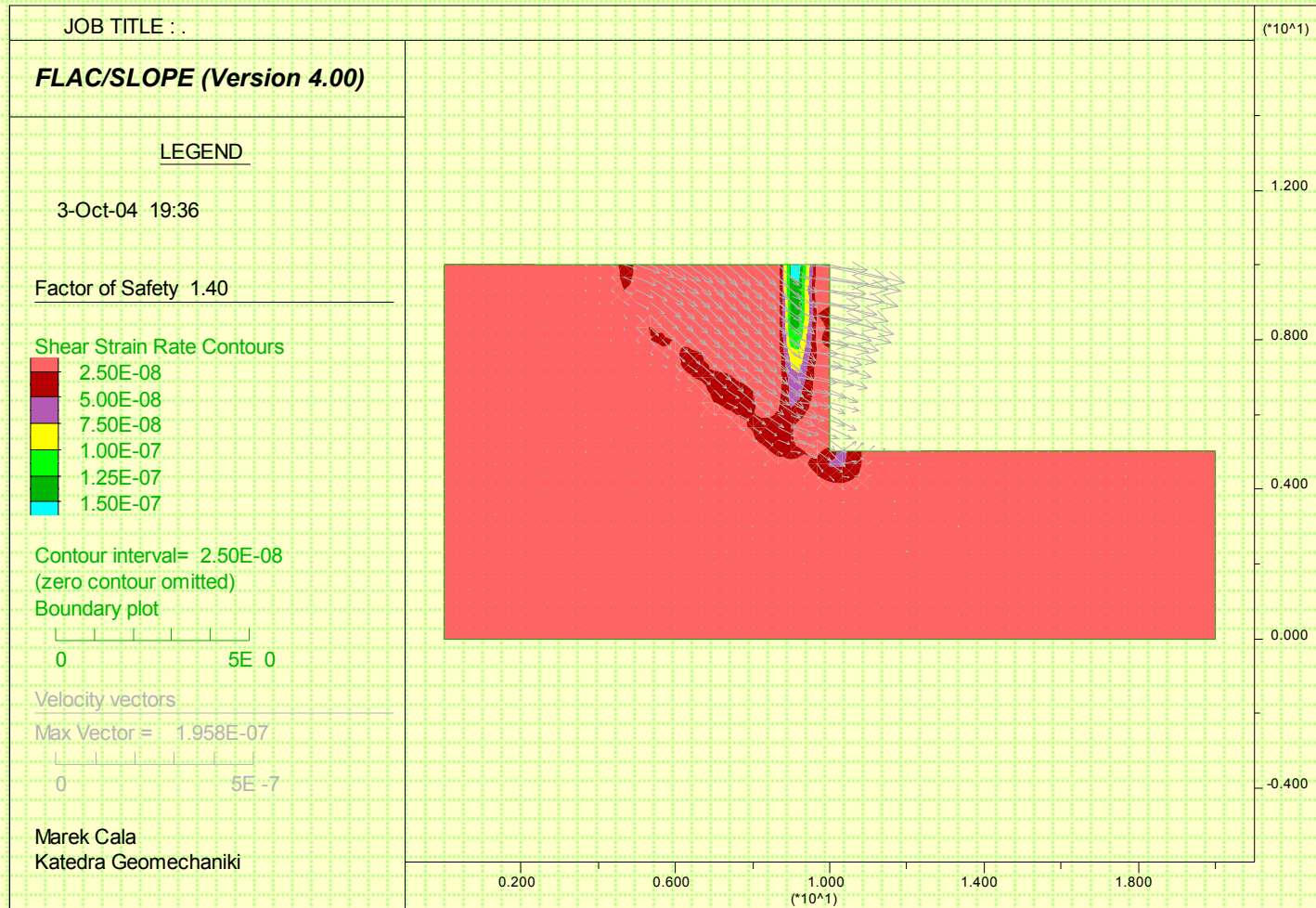
Autolocate...





# Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg SSR – FS=1.40



# 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/m<sup>3</sup>. Przyjąć ścianę żelbetową płytowo kątową posadowioną 0.5 m poniżej projektowanego naziomu obok ściany.

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

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

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

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

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

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

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.



# Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

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

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

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

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

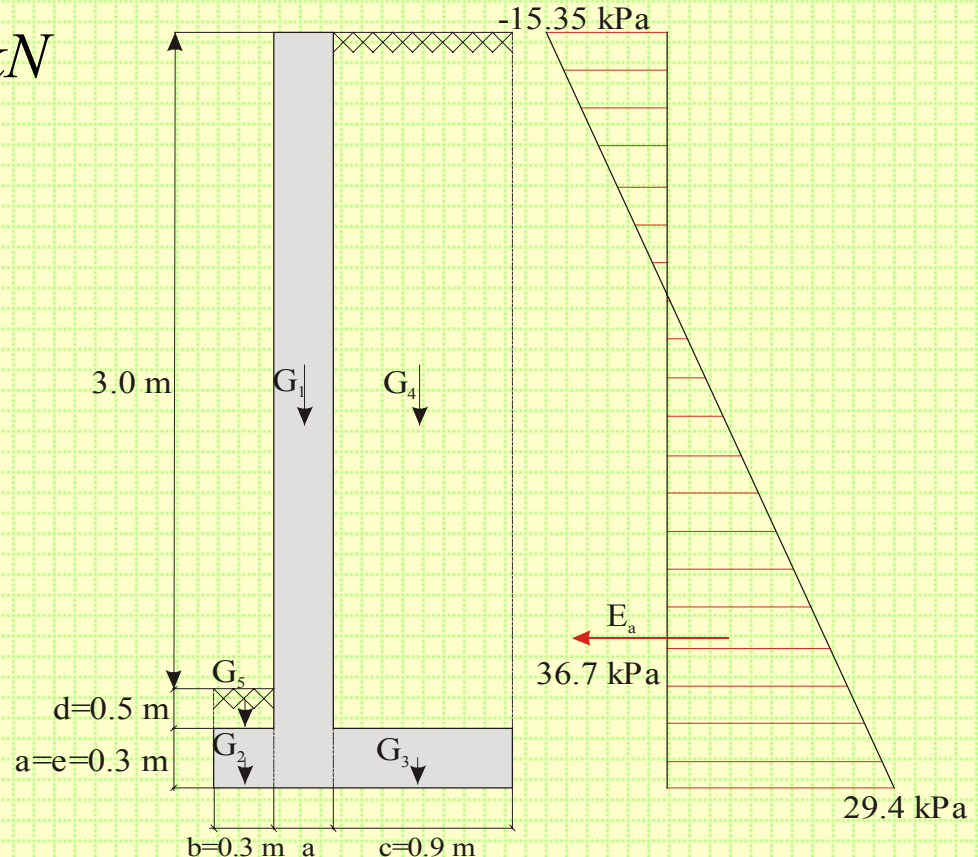
$$r_1 = b + \frac{a}{2} = 0.45 \text{ m}$$

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

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

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

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



# 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.

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

czyli warunek spełniony.

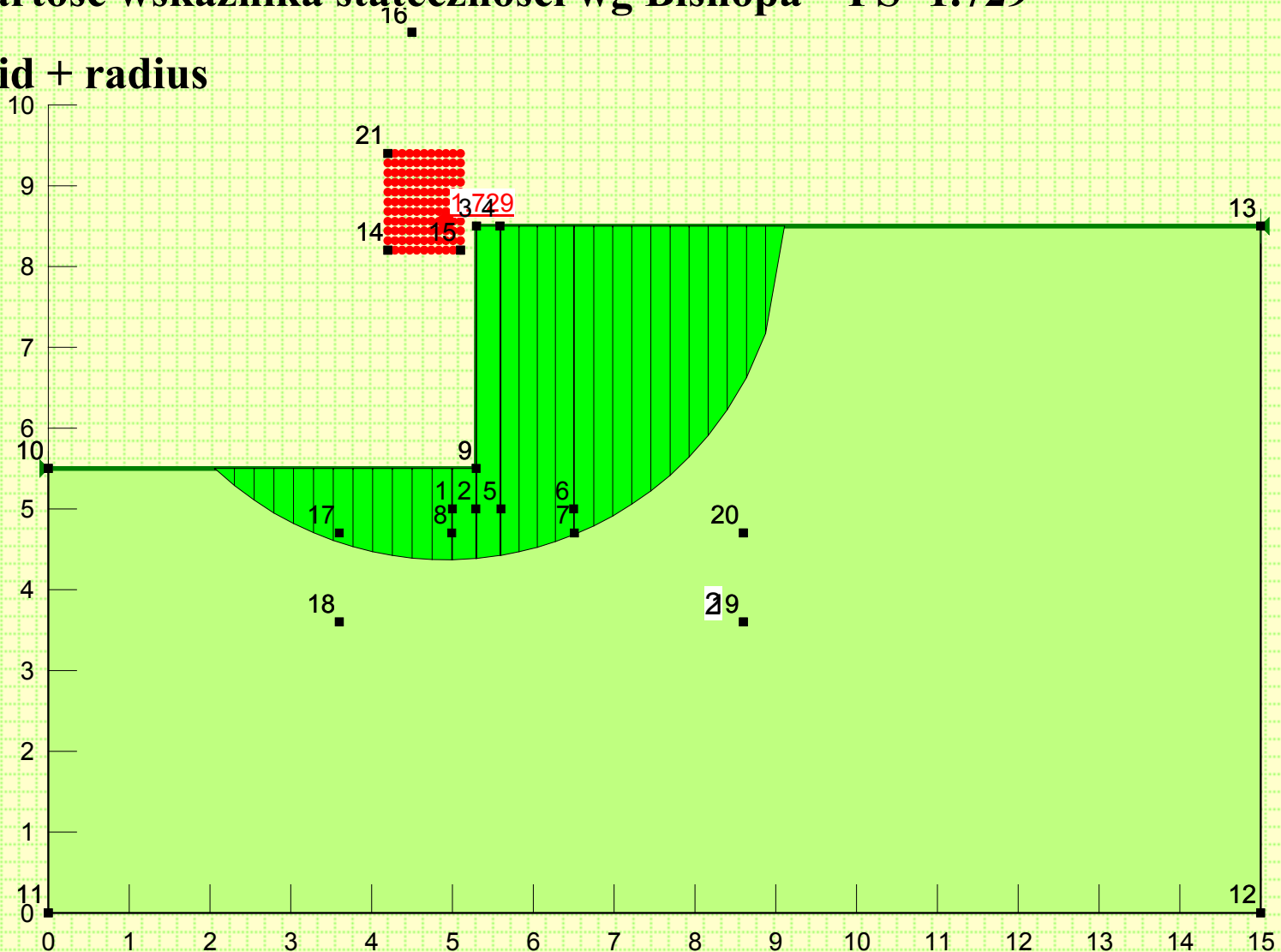




# Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg Bishopa –  $FS=1.729$

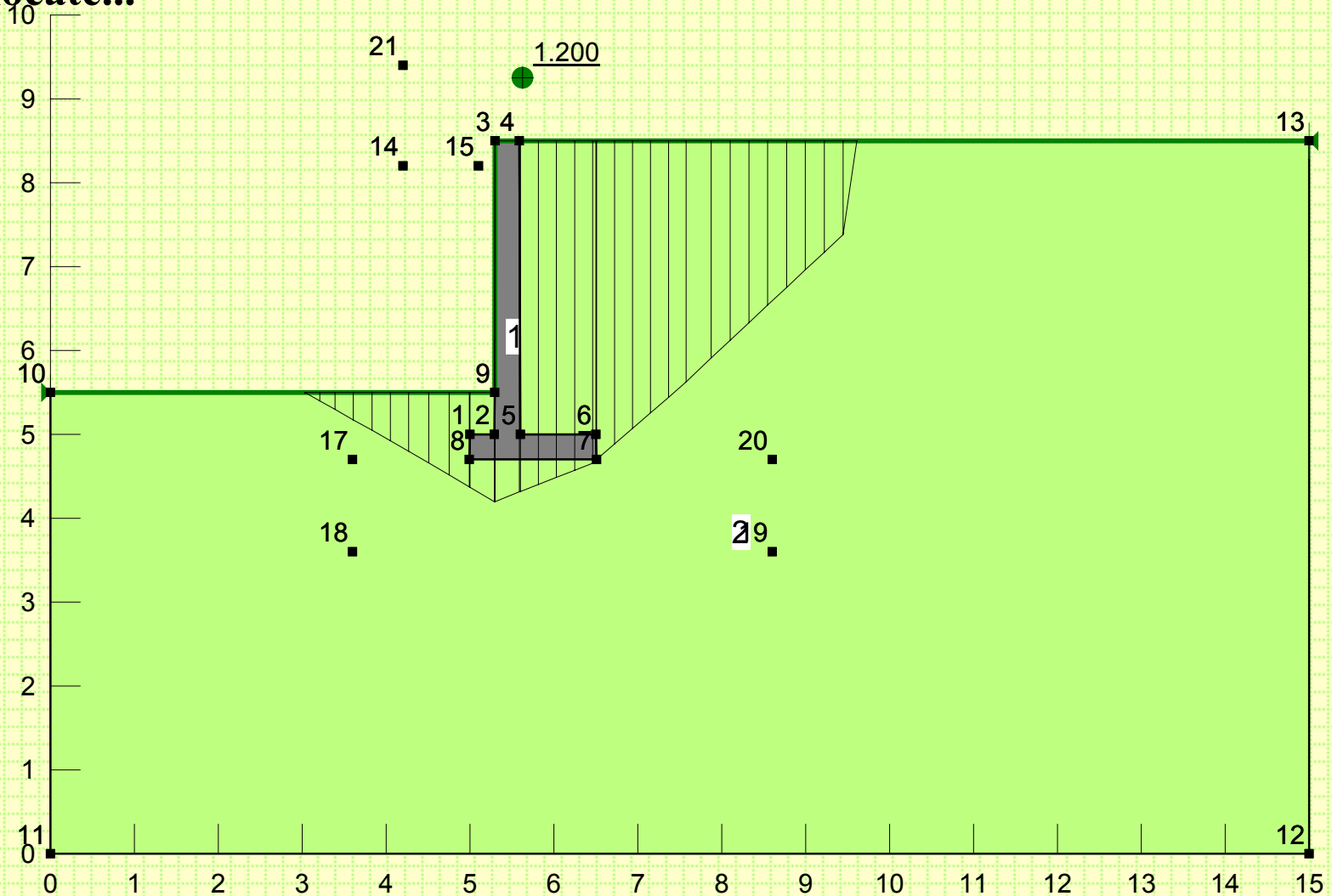
Grid + radius



# Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg procedury Autolocate – FS=1.2

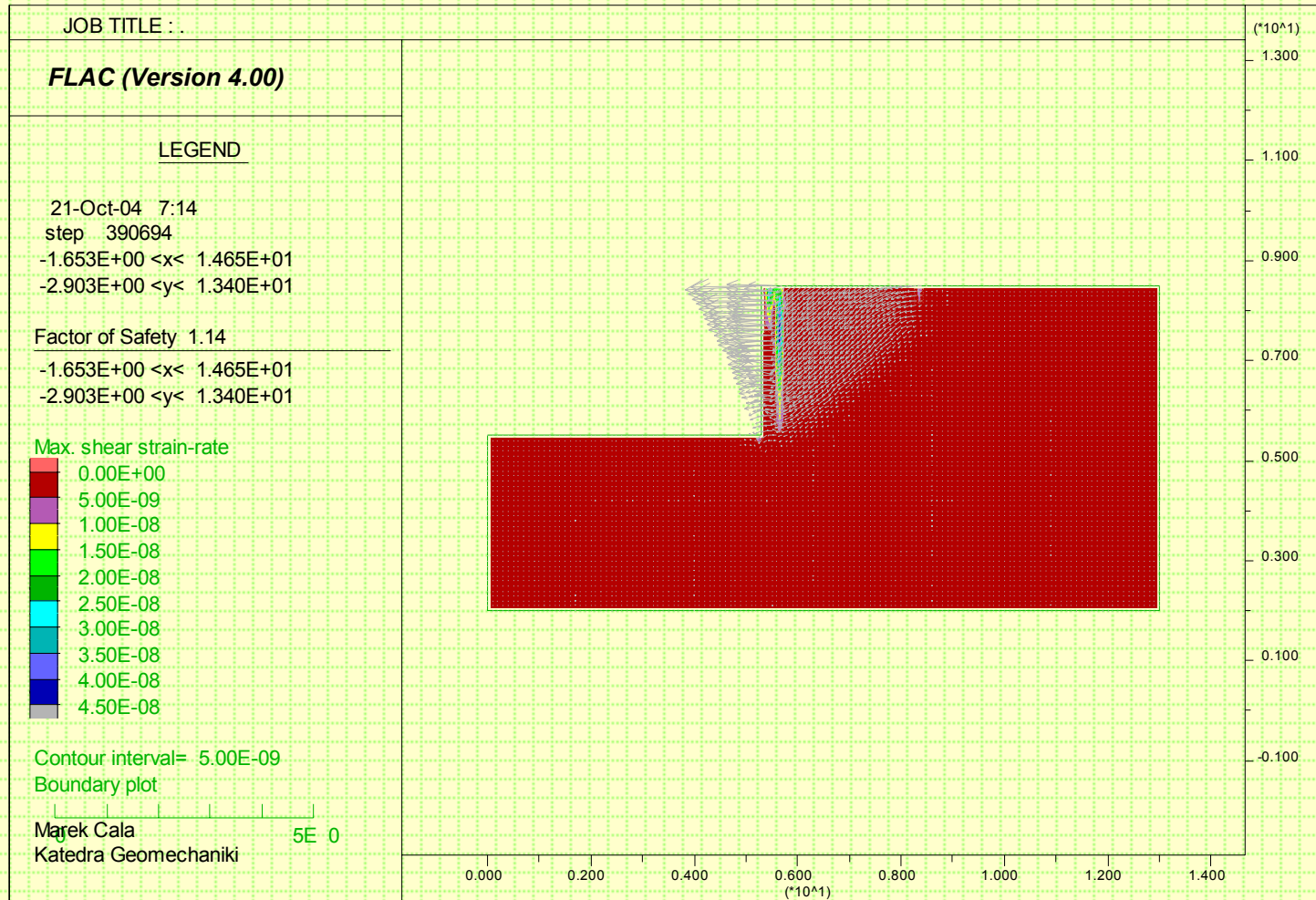
Autolocate...





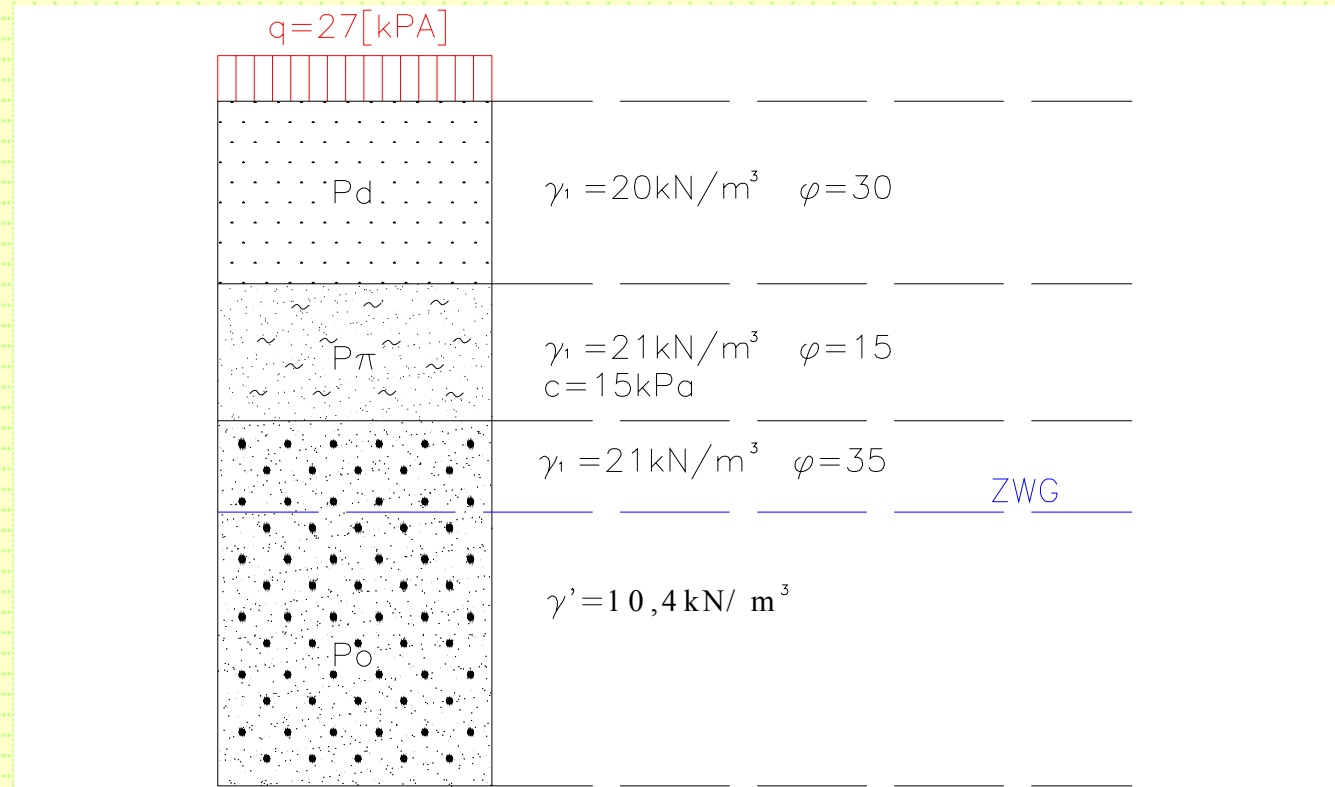
# Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Wartość wskaźnika stateczności wg SSR – FS=1.14



# Mury oporowe – przykłady obliczeniowe

Obliczyć rozkład parcia czynnego dla układu warstw jak na rysunku.



Wzory ogólne:

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



# 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.

