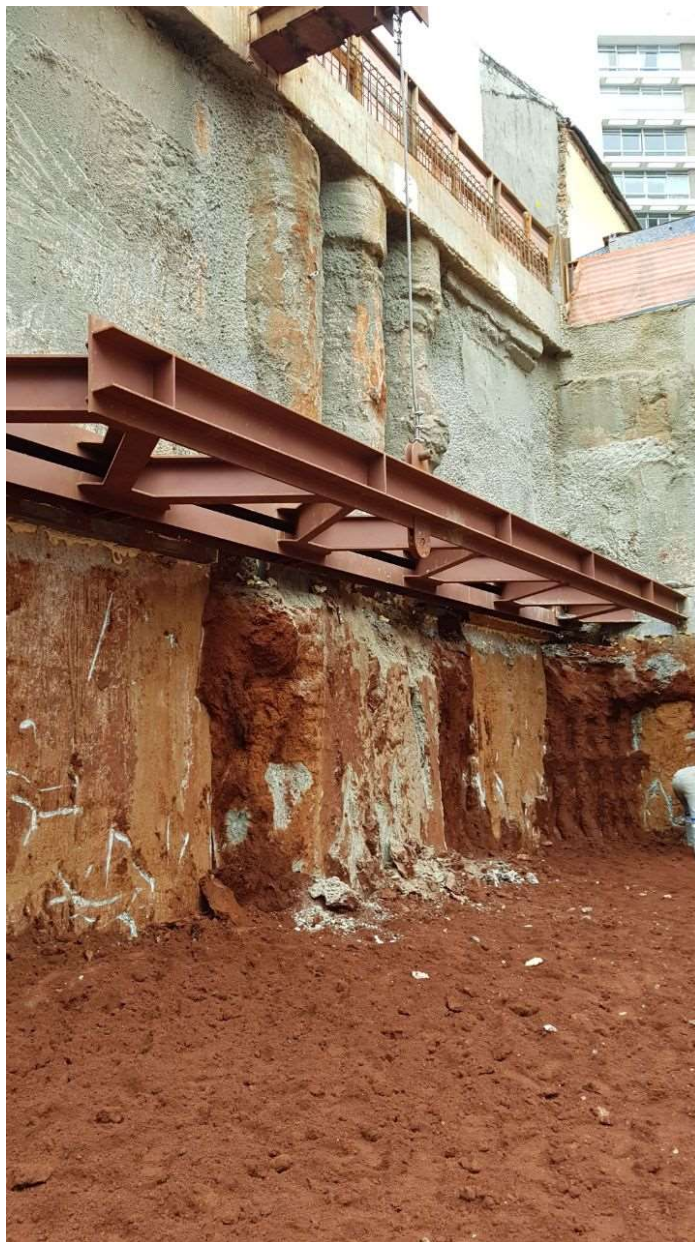




ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

CONTENÇÕES



SUMÁRIO

- 1. INTRODUÇÃO**
 - 2. CONCEITOS INICIAIS**
 - 3. CLASSIFICAÇÃO DAS CONTENÇÕES**
 - 4. EMPUXOS DE TERRA**
 - 5. CONTENÇÕES DE ATERROS**
 - 6. CONTENÇÕES DE ESCAVAÇÕES**
 - 7. EXERCÍCIOS PROPOSTOS E RESOLVIDOS**
- BIBLIOGRAFIA**
- ANEXO 1**

1. INTRODUÇÃO

Este texto se destina aos alunos da disciplina PEF 3405 – Engenharia Geotécnica e fundações. O objetivo é servir como fonte de consulta básica, com resumo dos assuntos que compõem a segunda parte da disciplina, onde se trata de estruturas de contenção.

Trata-se de texto resumido que deve ser complementado com informações da bibliografia apresentada ao final do texto. Além disso, as atividades propostas se constituem em exercícios importantes para a fixação dos conceitos.

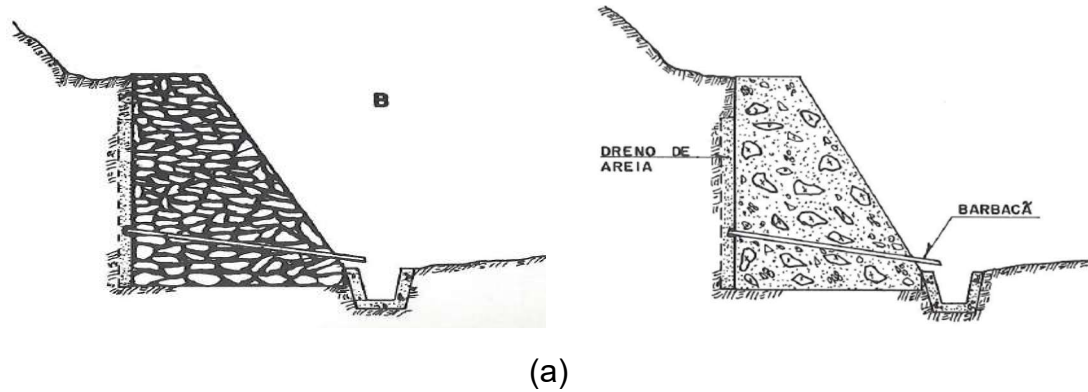
Abordam-se alguns conceitos iniciais e se apresenta uma classificação das estruturas de contenção, a qual tem finalidade didática específica para a divisão do conteúdo apresentado na disciplina. É feita em seguida uma breve revisão de empuxos, apresentando-se algumas referências úteis para a solução dos exercícios. Por fim, descrevem-se sucintamente os principais tipos de estruturas de contenção.

Ao final, apresentam-se algumas referências bibliográficas onde os alunos poderão encontrar material de consulta para aprofundamento no assunto.

2. CONCEITOS INICIAIS

O termo contenção é empregado para designar as estruturas destinadas a resistir a empuxos de terra. A forma clássica de uma contenção é o muro de arrimo de gravidade, que é uma estrutura normalmente executada com alvenaria ou concreto ciclópico, nos dias de hoje.

Na figura 1, apresentam-se ilustrações de muros de arrimo de alvenaria e de concreto ciclópico, bem como fotos de um antigo muro de arrimo de alvenaria de tijolos cerâmicos exposto durante reforma atual.



(b)

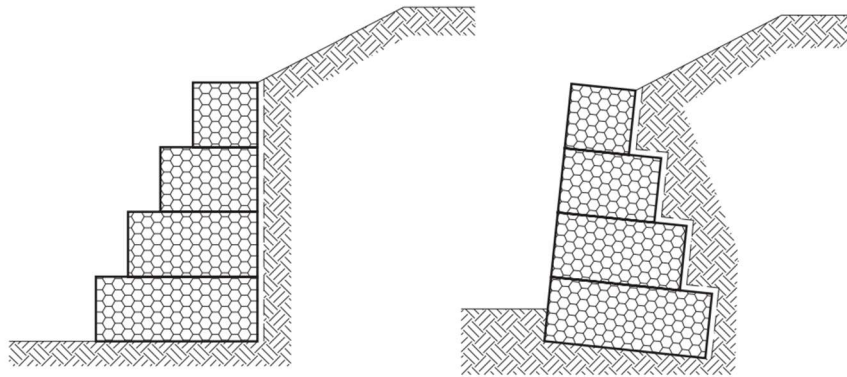
Figura 1 – (a) Muros de arrimo de gravidade construídos em alvenaria de pedras e concreto ciclópico; (b) foto de muro construído com tijolos cerâmicos. Observar escalonamento da seção, que apresenta largura maior na base.

Hoje em dia existem ainda muitos outros sistemas que possibilitam a execução de muros de gravidade, dentre os quais podem-se destacar:

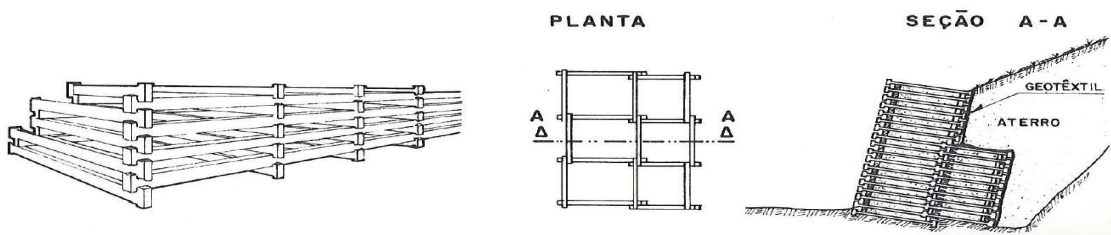
PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

- Gabiões;;
- Muros com elementos pré-fabricados de concreto ou de aço, tipo crib wall ou bin wall, respectivamente;
- Muros de sacaria de solo-cimento, tipo “Bolsacreto”, por exemplo;

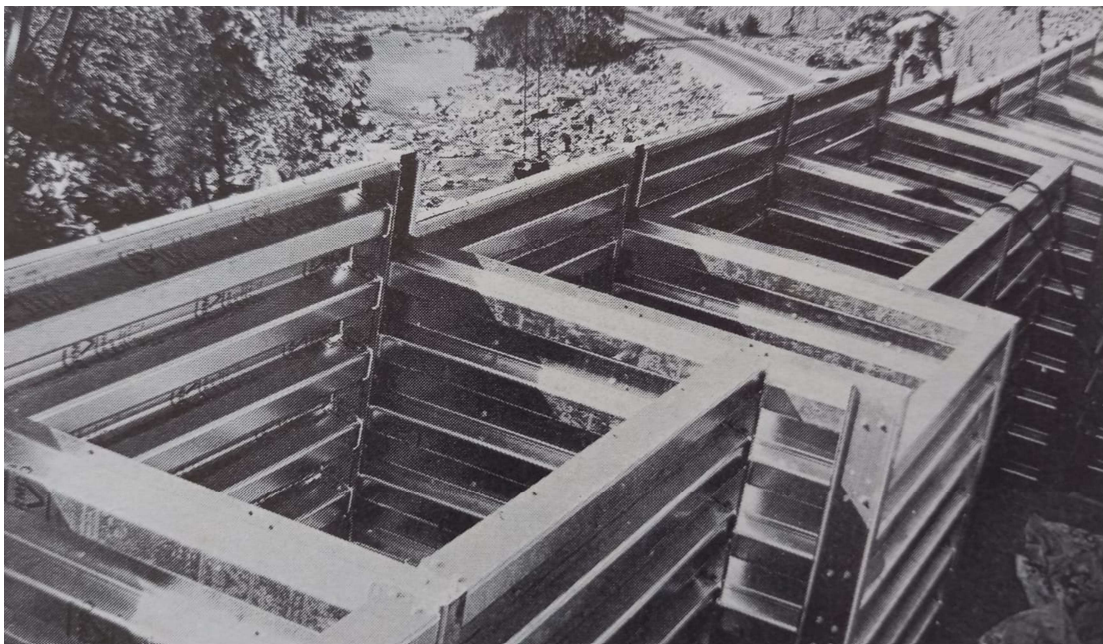
Na figura 2 apresentam-se seções transversais esquemáticas desses sistemas.



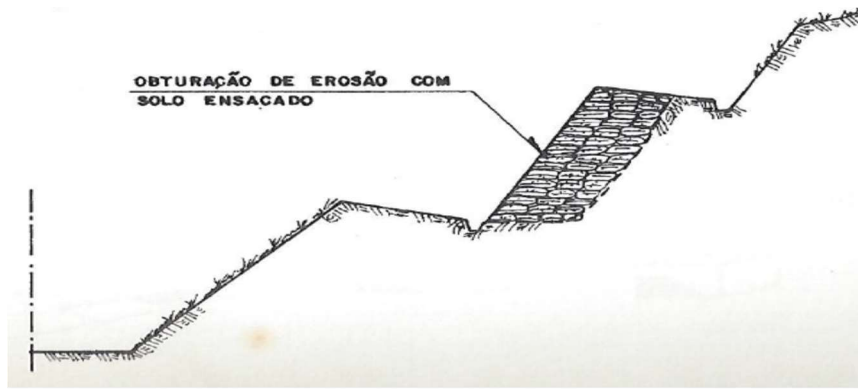
(a) – Barros, 2017



(b)



(c) – (Fonte: AISI, 1971)



(d)

Figura 2 – Sistemas para muros de gravidade: (a) gabião; (b) *crib wall*; (c) *bin wall*; (d) sacaria de solo-cimento.

Outro sistema muito empregado atualmente é o muro em “L” de concreto armado, também chamado muro de flexão (figura 3). No caso do muro em “L”, o próprio solo do aterro fornece o peso necessário para dar estabilidade ao conjunto.

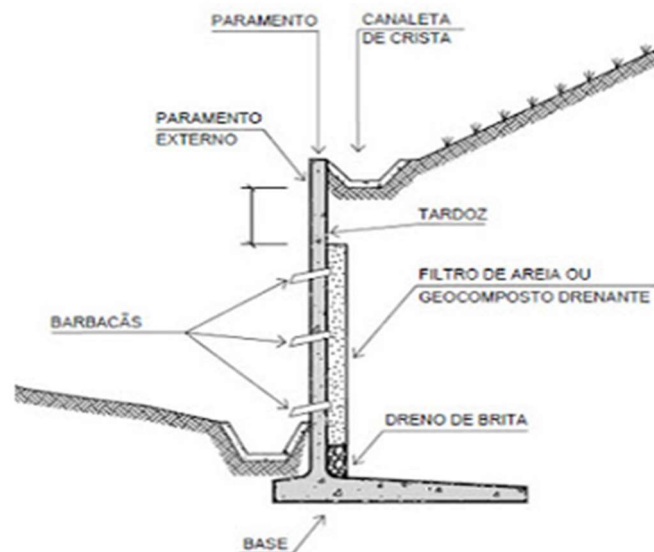
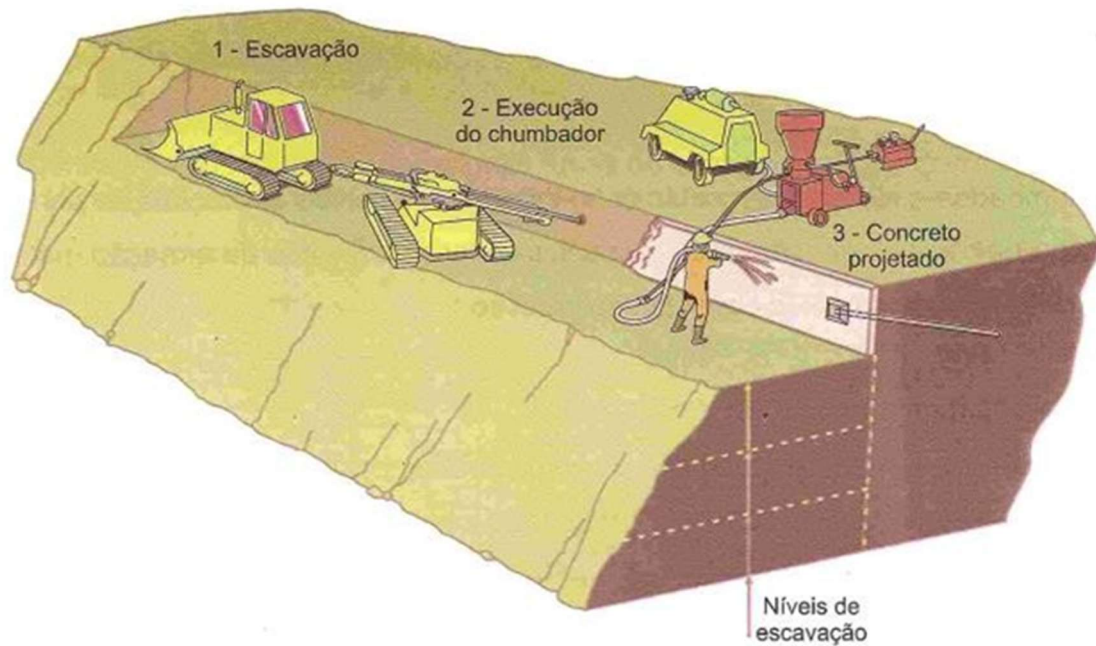


Figura 3 – Muro de flexão ou muro em “L” de concreto armado.

Em todos esses sistemas ilustrados nas figuras 2 e 3, a estrutura de contenção apresenta variações em sua composição e método construtivo, porém, todos trabalham, essencialmente como muros de arrimo de gravidade.

Atualmente existem sistemas nos quais se busca fazer um reforço do solo a ser contido. Exemplos são as cortinas de terra armada ou ainda de solo grampeado, ilustrado na figura 4.



(a)

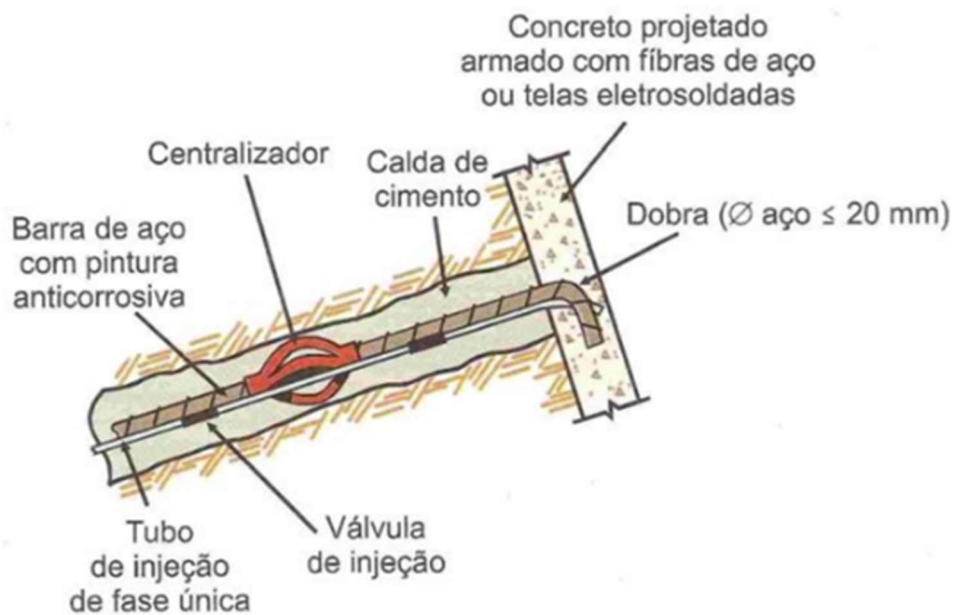


Figura 4 – Alguns detalhes de uma contenção em solo grampeado: (a) esquema de execução de uma contenção em solo grampeado; (b) detalhes de um grampo ou chumbador (Manual Solotrat).

Finalmente, existem sistemas de contenção com elementos de suporte adicionais fornecidos por estacas e escoras ou tirantes, que serão vistos com maiores detalhes no item referente a contenções de escavações.

3. CLASSIFICAÇÃO DAS CONTENÇÕES

Analisando os sistemas descritos e ilustrados de forma esquemática nas figuras 1 a 4, pode-se classificá-los nos seguintes grupos:

- Contenções nas quais existe uma estrutura autoportante que resiste ao empuxo:
 - Muros de alvenaria de pedra;
 - Muros de alvenaria de tijolos;
 - Muros de concreto ciclópico;
 - Muros de sacaria de solo-cimento;
 - Muros de gabião;
 - Cortinas escoradas ou atirantadas;
- Contenções nas quais o solo de aterro é utilizado para contribuir com a resistência aos empuxos:
 - Muros tipo crib wall;
 - Muros tipo bin wall;
 - Muros de flexão ou muros em “L” de concreto armado;
- Contenções que consistem em reforço do próprio solo, nas quais o conceito de empuxo de terra não é empregado diretamente no dimensionamento:
 - Terra armada;
 - Aterro envelopado com geotêxteis;

Pode haver combinações entre esses sistemas, como é o caso do sistema Terramesh® um produto da empresa Maccaferri apresentado na figura 5.

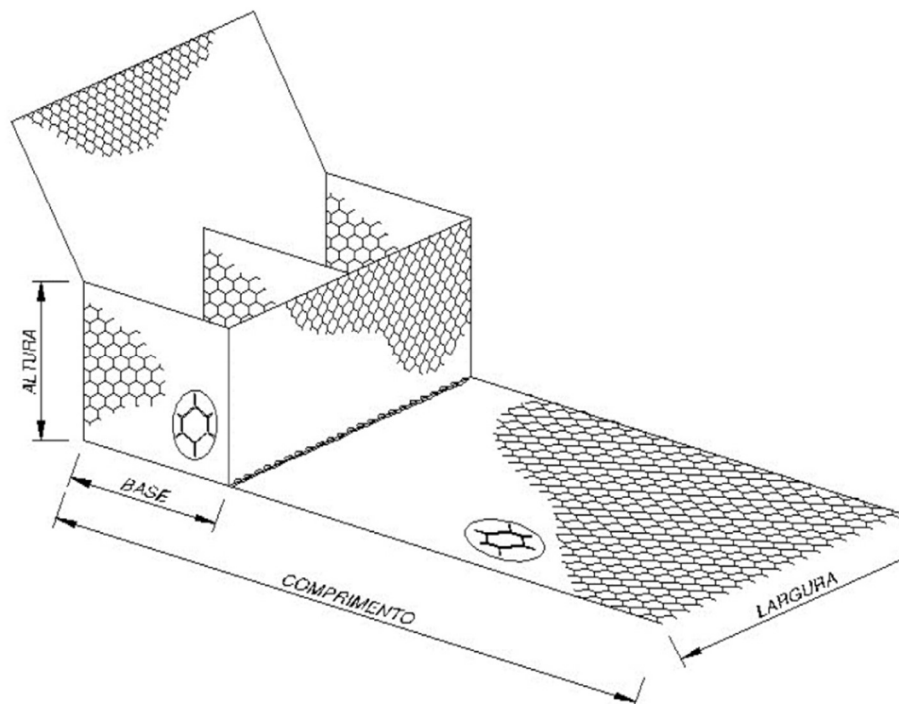


Figura 5 – Sistema Terramesh® da empresa Maccaferri, que combina elementos de reforço de solo e uma face robusta ([Terramesh®](#) | [Maccaferri do Brasil](#))

PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

Além da classificação acima, podem-se classificar as contenções conforme a natureza do solo a ser contido. Dessa forma tem-se:

- Contenções de aterros;
- Contenções de escavações;
- Contenções de taludes existentes;

As contenções de taludes existentes em geral combinam elementos das contenções de aterro com contenções de escavações pois, em geral, é necessário que seja feito um corte no terreno e um eventual preenchimento com aterro.

A figura 6 ilustra uma contenção de talude existente, com solo uso de solo grampeado.



Figura 6 – Execução de reforço com solo grampeado em talude existente (cortesia Solotrat).

4. EMPUXOS DE TERRA

O projeto de uma contenção normalmente requer o conhecimento pleno dos empuxos (Marinho, Mello e Hachich, s.d.). Além disso, deve-se buscar o perfeito entendimento das condições de drenagem no entorno da obra, o que requer conhecimento da teoria de fluxo de água em meios porosos. Com isso é possível escolher um tipo de contenção adequado.

Os empuxos que atuam sobre uma estrutura de contenção estão associados à deslocabilidade da estrutura. Dessa forma surgem os conceitos de empuxo ativo e empuxo passivo, os quais se relacionam com o empuxo em repouso.

O empuxo em repouso corresponde ao estado original do maciço e é usualmente avaliado pelas tensões horizontais efetivas do maciço em repouso (σ'_0). A determinação de σ'_0 é feita com uso de uma expressão empírica que a relaciona com a tensão vertical efetiva, σ'_v . Esta expressão é a fórmula de Jáki:

$$\sigma'_0 = k_0 \times \sigma'_v$$

Onde

$$k_0 = 1 - \text{sen } \varphi'$$

Pela expressão acima, considerando que, usualmente, φ' tem valores entre 25° e 35°, observa-se que k_0 estaria entre 0,4 e 0,6, nesses casos. Porém, em caso de solos sobreadensados, k_0 pode alcançar valores mais elevados.

O empuxo ativo está relacionado com alívio das tensões horizontais num maciço de solo. O empuxo passivo está relacionado com acréscimo dessas mesmas tensões. O referencial para definir acréscimo ou alívio é o estado em repouso.

O termo empuxo é empregado para designar a força resultante das tensões horizontais – sejam essas tensões ativas, passivas ou em repouso. A figura 7 ilustra de forma esquemática como são idealizados os estados ativo e passivo nas interfaces entre um anteparo vertical e o solo.

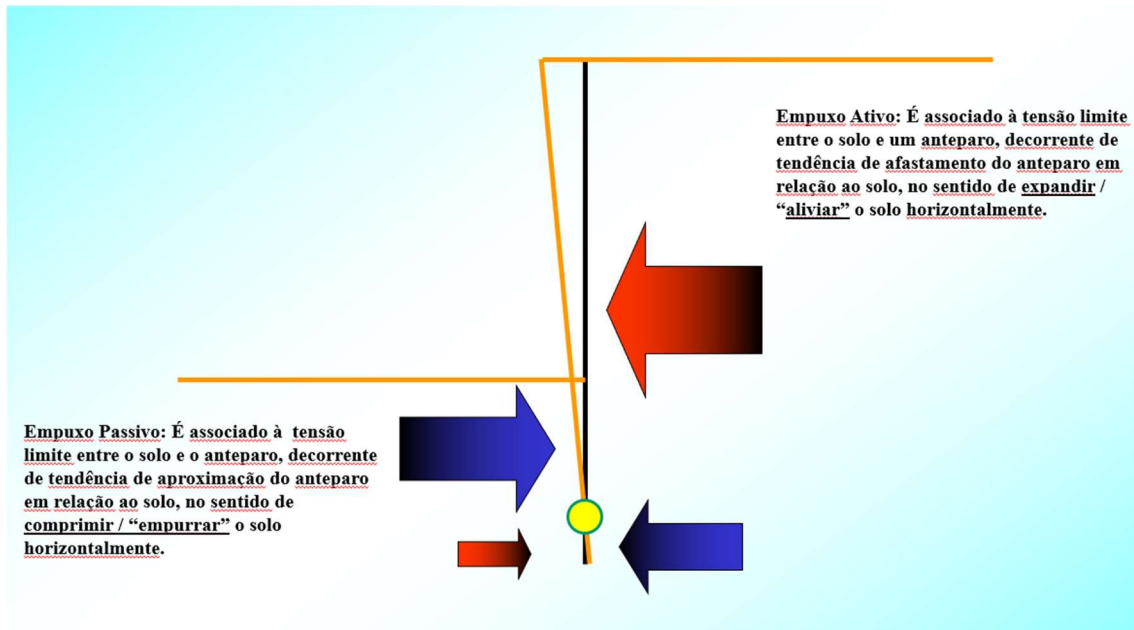


Figura 7 – Ilustração dos estados ativo e passivo no solo decorrentes do movimento de um anteparo (Marinho et al)

A Teoria de Coulomb (1776) é normalmente citada como a primeira sistematização do cálculo de empuxos de terra. A teoria de Coulomb se baseia nas suas leis de atrito e em uma analogia com a análise de sistema de cunhas. Na figura 8 apresentam-se os elementos básicos para aplicação da teoria de Coulomb e determinação da força resultante de empuxo (E). No caso básico de um solo granular homogêneo e sem presença de nível de água, nem sobrecargas, a aplicação da teoria resulta no equilíbrio de três forças (E, W e R).

W representa o peso da cunha de solo limitada pela estrutura de contenção e uma superfície de ruptura suposta plana. R corresponde à resultante da força resistente que se opõe ao movimento na superfície de ruptura, e E é a força resultante do empuxo, agindo na estrutura de contenção.

Arbitrando-se um valor para o ângulo β da superfície de ruptura, pode-se determinar completamente a força W. Das forças R e E são conhecidas apenas as direções, com as hipóteses da teoria. Dessa forma consegue-se determinar o valor de E para várias superfícies de ruptura. O valor máximo será a força procurada (figura 8).

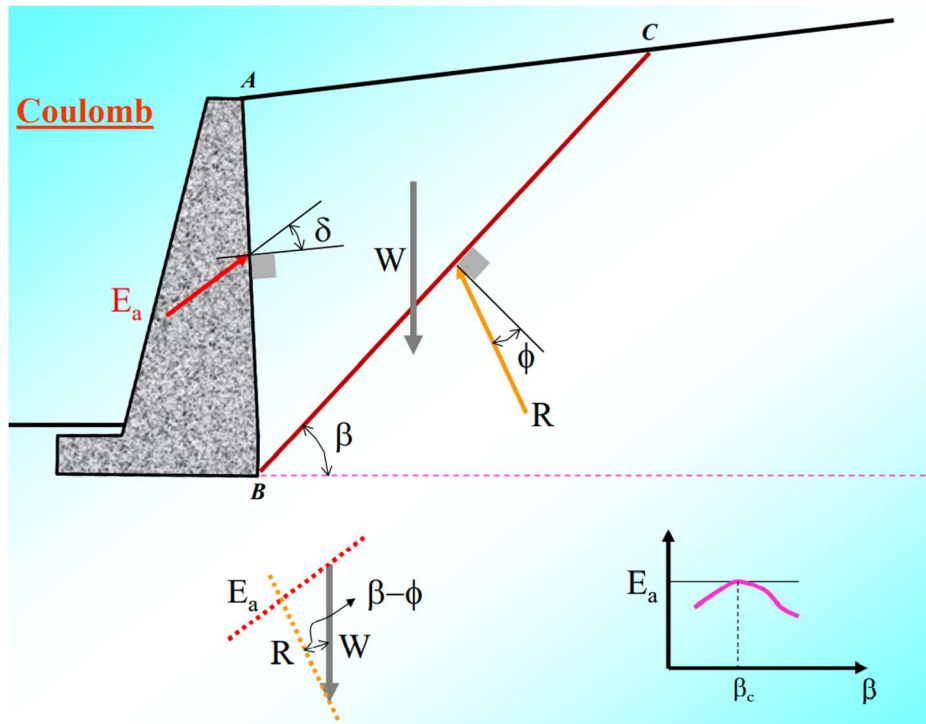
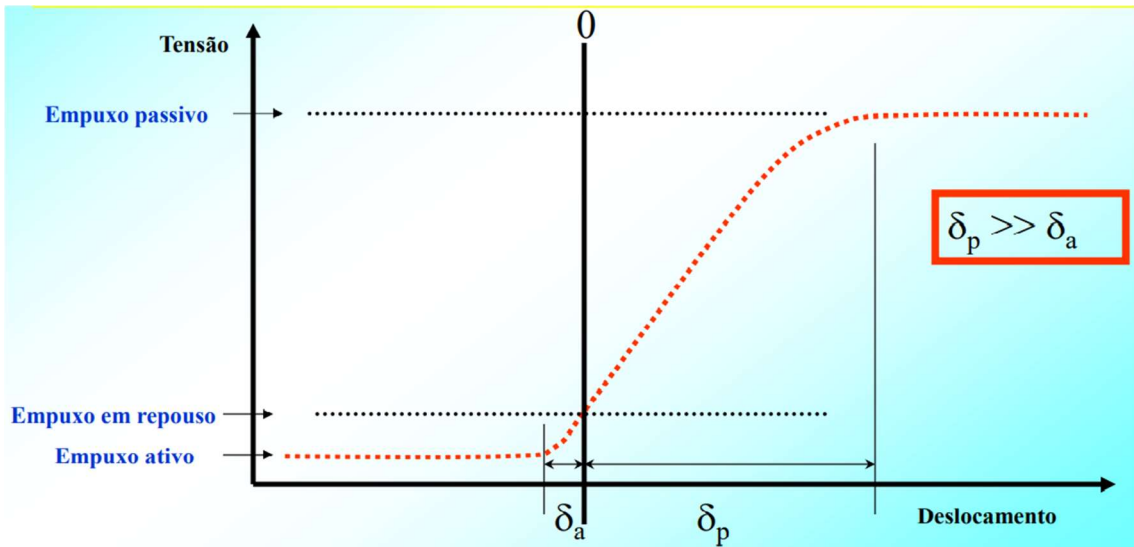


Figura 8 – Aplicação da teoria de Coulomb numa situação particular sem sobrecarga na superfície do talude e como solo granular homogêneo.

Procedimento análogo pode ser determinado pela Teoria de Coulomb para determinar os empuxos passivos.

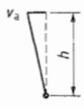
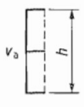

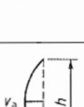
A teoria de Coulomb não considera a distribuição das tensões ativas (ou passivas). Porém, usualmente, admite-se tal distribuição como sendo linear, análogo à pressão hidrostática. A teoria pode ser estendida para caso de sobrecargas atuando na superfície do terreno, solo estratificada, geometria irregular da superfície do muro de arrimo, presença de nível d'água no solo.

A figura 9 ilustra esquematicamente um caso mais complexo de determinação de empuxo ativo em um muro de gabiões.



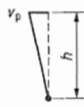
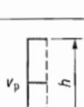

(a)

Table C.1 — Ratios v_a/h for non-cohesive soils

Kind of wall movement	v_a/h	
	loose soil %	dense soil %
a) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b) 	0,2	0,05 to 0,1
c) 	0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2

where:
 v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure
 h is the height of the wall

Table C.2 — Ratios v_p/h and v/h for $0.5\sigma_p$ for non-cohesive soils

Mode of wall movement	v_p/h (v/h for $0.5\sigma_p$) %	
	loose soil	dense soil
a) 	7 (1,5) to 25 (4,0)	5 (1,1) to 10 (2,0)
b) 	5 (0,9) to 10 (1,5)	3 (0,5) to 6 (1,0)
c) 	6 (1,0) to 15 (1,5)	5 (0,5) to 6 (1,3)

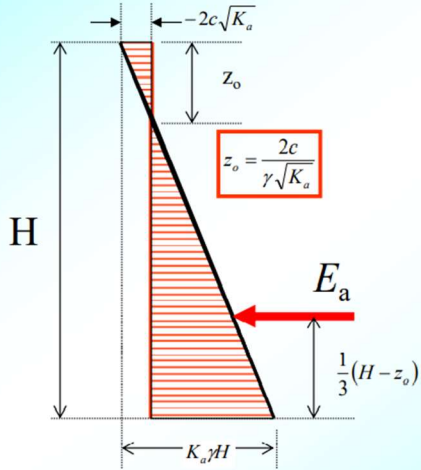
where:
 v is the wall displacement
 v_p is the wall displacement to mobilise passive earth pressure
 h is the height of the wall
 σ_p is fully mobilised passive earth pressure

(b) – conforme Eurocode

Figura 10 – Deslocamentos necessários para mobilizar os estados ativo e passivo com base em experimentos com areia.

Outra teoria empregada para cálculo dos empuxos é a teoria de Rankine (1857). Considerando que o assunto de resistência dos solos, tratado em PEF3305 e PEF3310, discute a dedução das fórmulas de Rankine, abaixo serão apenas apresentadas as expressões para determinação das tensões ativas e passivas segundo Rankine.

**Distribuição do empuxo ATIVO
(sem sobrecarga superficial)**



$$\sigma_a = K_a \gamma z - 2c\sqrt{K_a}$$

K_a - coeficiente de empuxo ativo

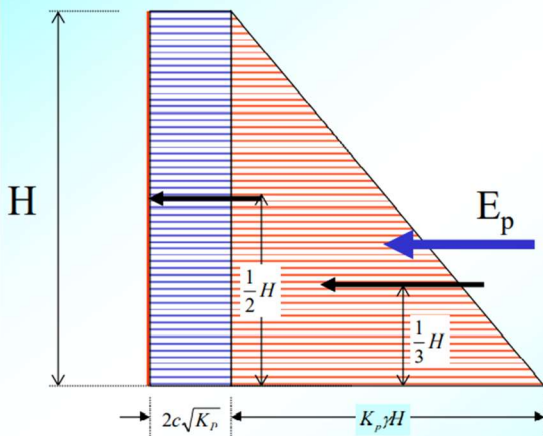
$$E_a = \int_{z_0}^H \sigma_a dz \quad (\text{desconsiderada a tração})$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma (H^2 - z_0^2) - 2c\sqrt{K_a} (H - z_0)$$

$$E_a = \frac{K_a \gamma (H - z_0)^2}{2} \quad \text{Força de empuxo ATIVO}$$

(a)

Distribuição do empuxo PASSIVO



$$\sigma_p = K_p \gamma z + 2c\sqrt{K_p}$$

K_p - coeficiente de empuxo passivo

$$E_p = \int_{z_0}^H \sigma_p dz$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2cH\sqrt{K_p}$$

Força de empuxo PASSIVO

(b)

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}(\varphi')}{1 + \text{sen}(\varphi')}$$

$$k_p = \frac{1 + \text{sen}(\varphi')}{1 - \text{sen}(\varphi')}$$

(c)

Figura 11 – Expressões para empuxo por Rankine para terrapleno horizontal e **sem** atrito entre solo e muro (sempre aplicar às tensões efetivas).

Para casos de atrito entre solo e muro, designado por δ , e geometria mais simples, as tabelas do Anexo C do Eurocode podem ser úteis. No Anexo 1 deste documento apresentam-se essas tabelas do Eurocode. No Eurocode há ainda a definição de um procedimento analítico para determinação dos valores limite de tensões ativas e passivas.

Em Kerisel & Absi (1990) também podem ser encontradas tabelas auxiliares para cálculo de empuxos de terra em situações mais complexas.

Considerações sobre os empuxos de água podem ser vistas nos exercícios resolvidos sobre contenções.

5. CONTENÇÕES DE ATERROS

É importante caracterizar:

- Propriedades dos solos de aterro e de fundação:
 - Peso específico;
 - Ângulo de atrito interno;
 - Coesão;
- Propriedades da interface com aterro e fundação:
 - Ângulo de atrito entre solo e muro;
 - Adesão entre solo e muro;
- Propriedades dos materiais da estrutura;

Além disso, é essencial avaliar as condições de drenagem. A figura 12 mostra que o empuxo pode duplicar, para solo com $\phi' = 30^\circ$, caso o N.A. estático alcance a altura da contenção. Condições de fluxo devem ser analisadas com traçado de redes de fluxo e consideração dos efeitos nos empuxos.

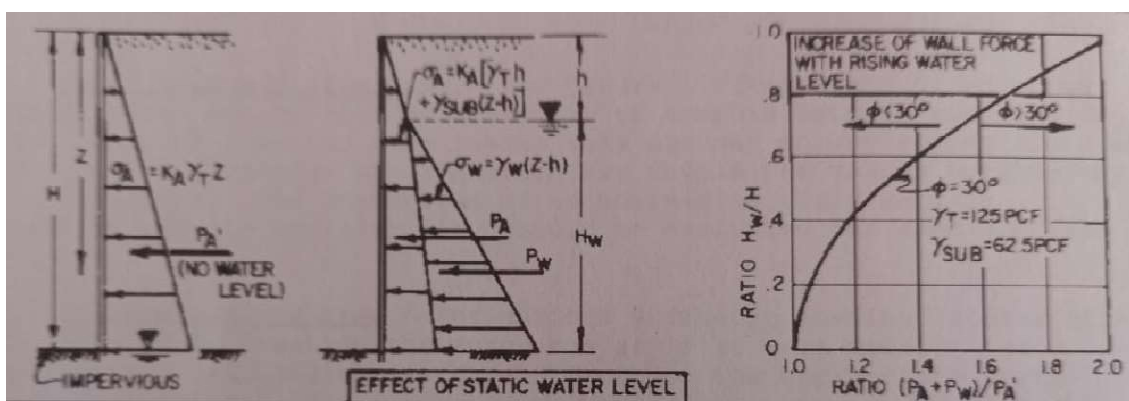
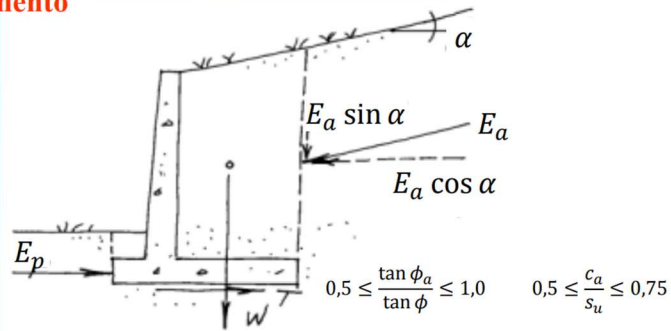


Figura 12 – Efeito do N.A. estático no valor do empuxo (US Navy)

A verificação da segurança geotécnica envolve quatro estados limites, relacionados na figura 13.

Deslizamento

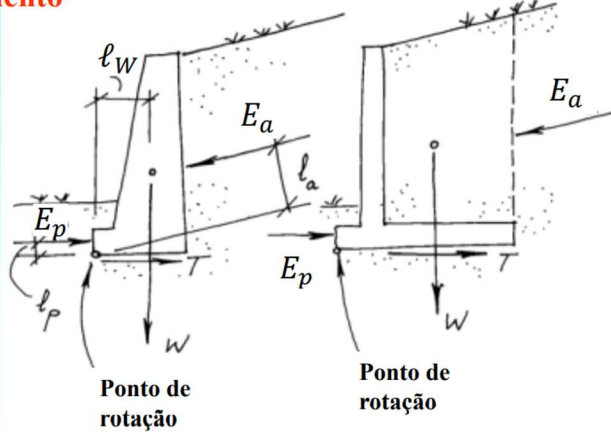


$$F = \frac{\sum \text{forças resistentes}}{\sum \text{forças atuantes}} \geq 1,5$$

(há quem adote $\geq 2,0$ para argilas)

(a)

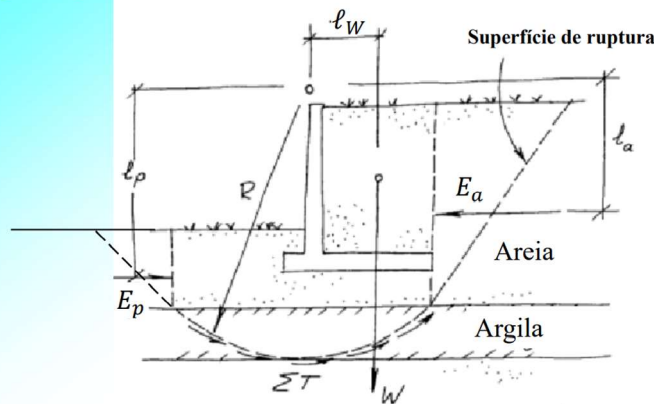
Tombamento



$$FS = \frac{\sum \text{Momentos resistentes}}{\sum \text{Momentos atuantes}} \geq 1,5$$

(b)

Ruptura geral



$$F = \frac{\sum \text{momentos resistentes}}{\sum \text{momentos atuantes}} \geq 1,5$$

Verificação pode ser feita pelos processos usuais (Bishop, por exemplo)

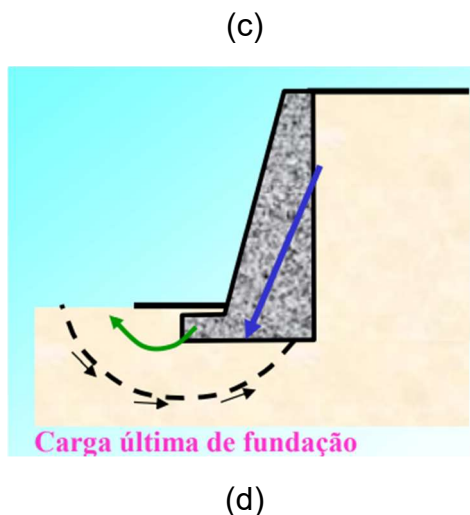


Figura 13 – Estados limites a serem considerados em muros de gravidade.

6. CARGA ÚLTIMA DE FUNDAÇÃO COM SOLICITAÇÃO NÃO AXIAL

Os empuxos de terra e de água resultam em forças cortantes (V) e momentos (M) nas fundações das estruturas de contenção, o que pode ser visto, por exemplo, na base de um muro de arrimo de gravidade. Esses esforços devem ser considerados na determinação de q_r .

Na expressão de q_r vista no item de fundações rasas, considerou-se a solicitação axial. Ou seja, não foram avaliados os efeitos de M e de V . Neste item, tal assunto será tratado de forma resumida, com base nas expressões do Eurocode, que utiliza o conceito de área efetiva e faz uso da expressão de Tezaghi modificada.

6.1. Conceito de área efetiva (sapatas)

O momento causa aumento de tensões em uma das bordas da fundação. É muito usual adotar-se a distribuição linear das tensões de contato entre o solo e a fundação e calcular as tensões máxima e mínima com a expressão clássica abaixo.

$$\sigma_{m\acute{a}x,m\acute{i}n} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Sendo A e W , respectivamente a área e módulo elástico da base da fundação. Convém lembrar que essa expressão pressupõe que todas as tensões sejam de compressão – as tensões de compressão estão com sinal positivo na expressão acima. Logo, a tensão mínima deve ser maior ou igual a zero, e, para isso $e = M/N$ deve ser menor ou igual a W/A – o quociente W/A , que pode ser denominado por k , tem unidade de comprimento e define a extensão do núcleo central de inércia de uma figura plana.

Na expressão do Eurocode – e em outras normas – o efeito do momento no valor de q_r é feito com o conceito de área efetiva (A'). Na figura abaixo, mostra-se como determinar A' para o caso de uma fundação corrida ($L \gg B$).

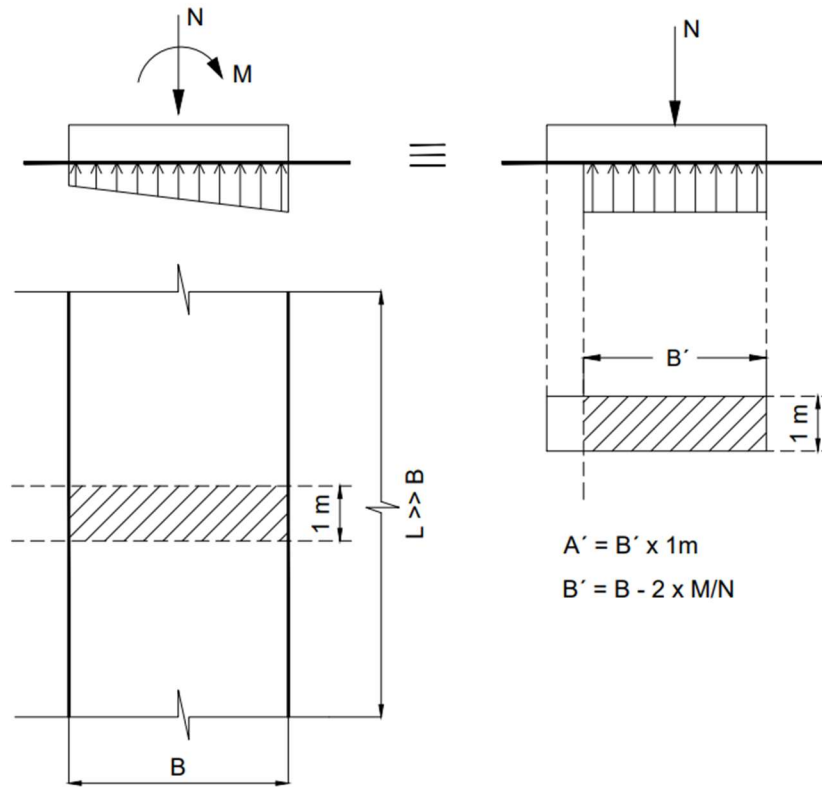
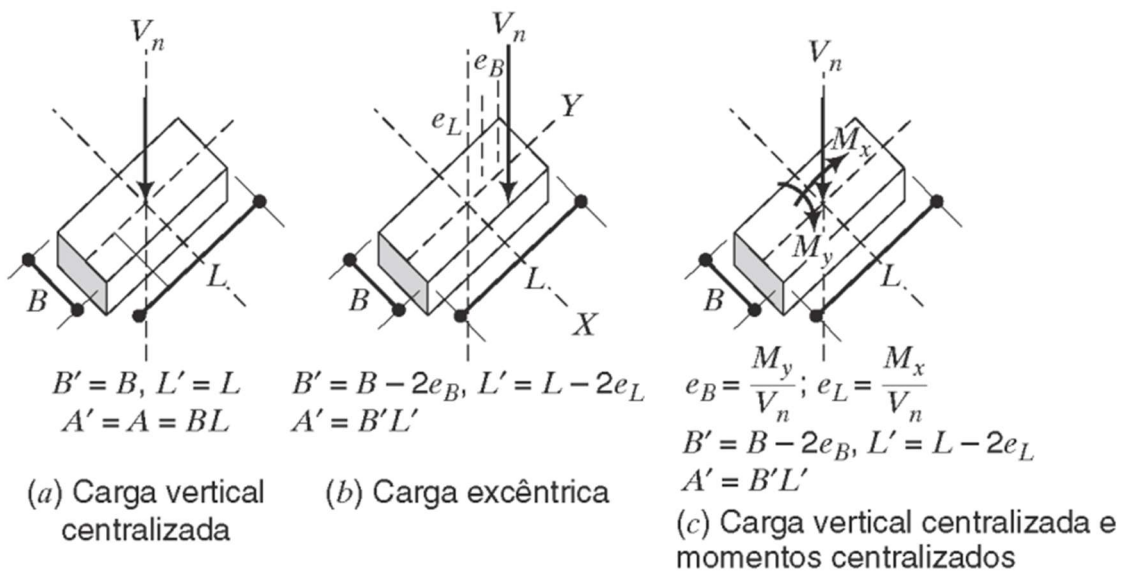
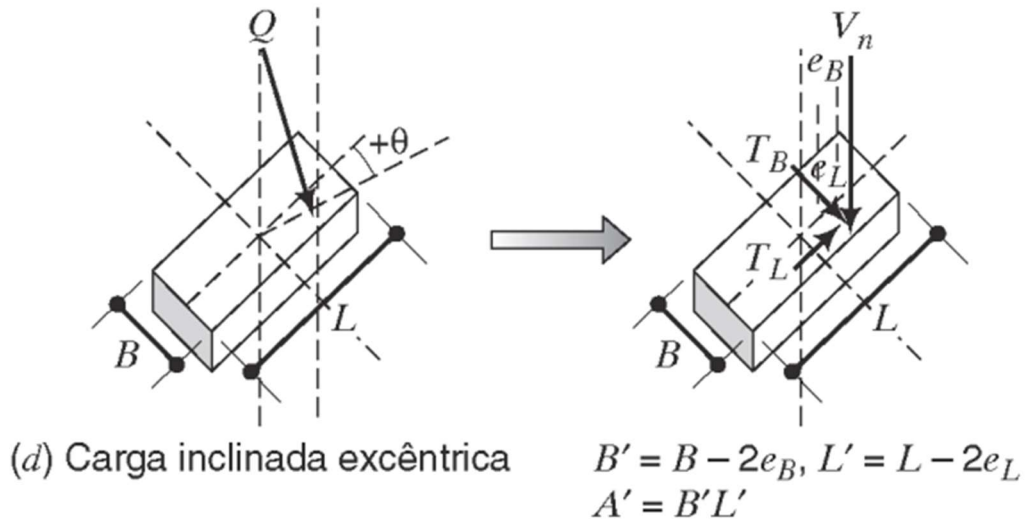


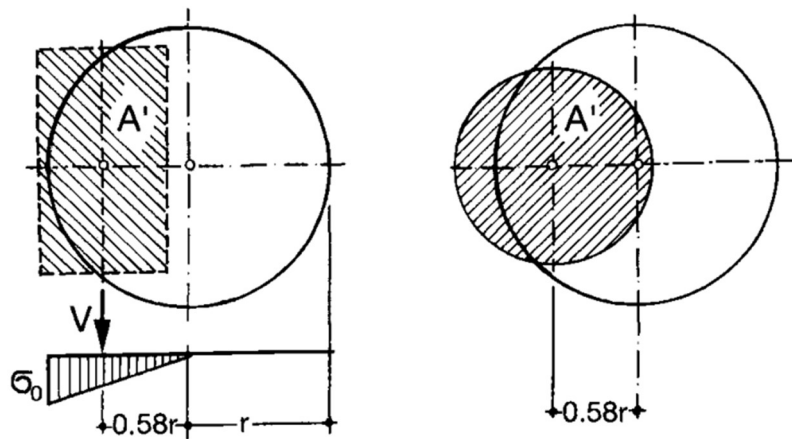
Figura 14 – Auxiliar para cálculo da área efetiva.

Para o caso de uma fundação corrida, a área efetiva é simples de ser calculada. No caso de outras formas, o cálculo pode ser mais complexo (figura 15).





(b)



(c)

Figura 15 – Possíveis formas da área efetiva: (a), (b) – conforme Muni Budhu “FOUNDATIONS AND EARTH RETAINING STRUCTURES”, John Wiley & Sons, 2007; (c) conforme Hans-Ulrich Smoltczyk, Dieter Netzel, and Manfred Kany – Spread foundations.

Uma consideração simplificada do efeito do momento sobre q_r tem sido usada em projetos no Brasil, para consiste em impor duas limitações:

- limitar a tensão média à tensão admissível:
 - $\sigma_{méd} = \frac{N}{A} \leq \sigma_{adm}$
- limitar a tensão máxima a um valor ligeiramente superior à tensão admissível – usualmente 1,3 x;
 - $\sigma_{máx} \leq 1,3\sigma_{adm}$

6.2. Expressão de Terzaghi modificada (sapatas)

A expressão de Terzaghi modificada, conforme EN1997-1:2004, faz uso de coeficientes adicionais, que são:

- Coeficiente de inclinação da base da sapata (b_c, b_q, b_γ);
- Coeficiente relacionado à forma (do inglês *shape*) da sapata (s_c, s_q, s_γ), que já foram vistos anteriormente;
- Coeficiente relacionado à inclinação da carga (i_c, i_q, i_γ);

Além disso, usa-se o conceito de área efetiva mencionado anteriormente. Dessa forma, as equações são:

- *Para condição não drenada*

$$q_r = \frac{R}{A'} = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q$$

- *Para condição drenada*

$$q_r = \frac{R}{A'} = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Sendo as expressões dos fatores de capacidade de carga mostradas abaixo:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi' \tan^2(45^\circ + \varphi'/2)}$$

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

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi'$$

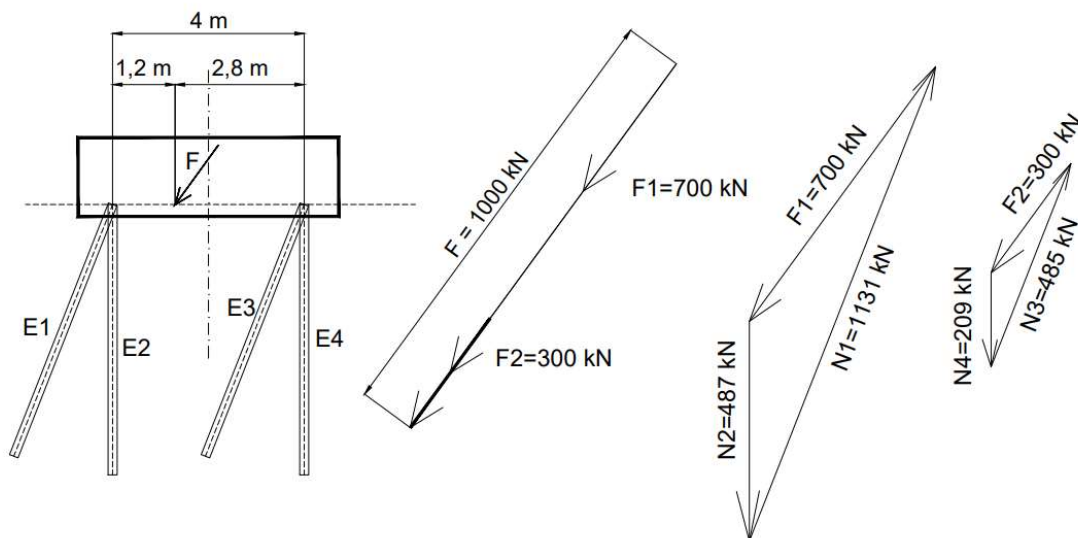
E os coeficientes dados a seguir, para as duas condições:

- *Condição não drenada:*
 - $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2)$
 - $s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ para sapata retangular
 - $s_c = 1,2$ para sapata quadrada ou circular
 - $i_c = 0,5 \{1 + \text{raiz}[1 - V/(A'c_u)]\}$ com $H \leq A'c_u$
- *Condição drenada:*
 - $b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \tan \varphi')$
 - $b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$
 - $s_q = 1 + (B'/L') \sin \varphi'$, para sapata retangular;
 - $s_q = 1 + \sin \varphi'$, para sapata quadrada ou circular;
 - $s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$, para sapata retangular;

- $s_v = 0,7$, para sapata quadrada ou circular;
- $s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$, para sapata retangular, quadrada ou circular;
- $i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \phi')$
- $i_q = [1 - V / (N + A' c' \cot \phi')]^m$
- $i_v = [1 - V / (N + A' c' \cot \phi')]^{m+1}$
 - $m = m_B = [2 + (B' / L')] / [1 + (B' / L')]$ quando V atua na direção de B' ;
 - $m = m_L = [2 + (L' / B')] / [1 + (L' / B')]$ quando V atua na direção de L' ;
 - $m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$;

6.3. Algumas considerações sobre fundações profundas

No caso de solicitações não axiais, uma alternativa é a adoção de estacas inclinadas. O exemplo abaixo ilustra.



Adaptado de Kézdi, A. in: Winterkorn – Foundation engineering handbook (de acordo com o autor, se $V > N/5$, é recomendável usar métodos menos simplificados baseados na Teoria da Elasticidade, por exemplo)

Estacas verticais carregadas com forças horizontais, por sua vez, constituem um assunto além do escopo deste texto. Em SOARES (1984) e LANGER/MOSLEY/THOMPSON (1984), podem ser encontradas informações adicionais.

7. CONTENÇÕES DE ESCAVAÇÕES

No caso de contenções de escavações, a estrutura de contenção (ou o reforço do solo) é feito de cima para baixo e a estrutura vai adquirindo geometrias e vinculações diferentes ao longo do avanço da escavação. Isso cria diferenças importantes em relação às contenções de aterros. Essas diferenças precisam ser levadas em conta na análise.

Os elementos que compõem as estruturas de contenção de escavações são:

- Cortina:
 - Sem ficha, tais como as de solo grampeado e cortinas atirantadas;
 - Com ficha contínua, como ocorre nas cortinas de estacas prancha e parede diafragma ou de estacas justapostas;
 - Com ficha descontínua, destacando-se a solução com perfis metálicos e pranchas de madeira, popularmente chamados de contenção tipo perfil-pranchada;
- Escoramento, formados por:
 - Tirantes;
 - Longarinas;
 - Estroncas;

Ficha é o nome que se dá ao trecho da cortina situado abaixo da cota de escavação.

Os sistemas estruturais podem ser diversos:

- Placa de concreto, armada nas duas direções, ancorada em tirantes, sem ficha, solução típica para cortinas atirantadas;
- Estrutura em balanço;
- Estrutura escorada e com ficha;

A solução em balanço é usualmente analisada com carregamentos de empuxo similares àquelas de muros de gravidade.

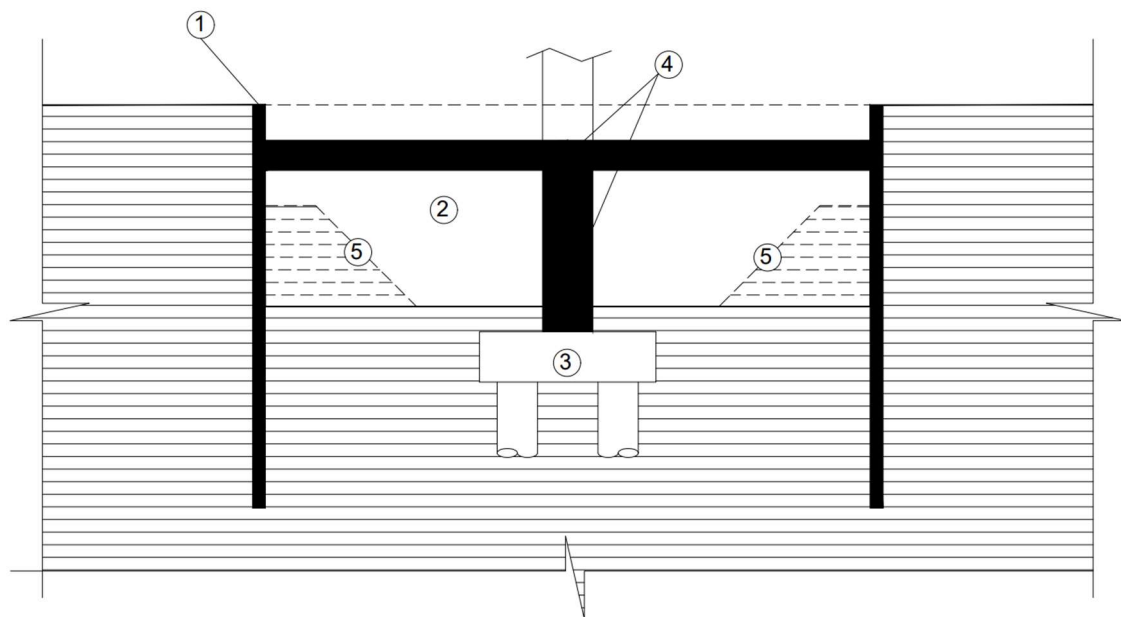
A figura abaixo ilustra uma contenção em perfil-pranchada, em balanço. Esse tipo de solução apresenta ficha descontínua.



(a)



(b)



(c)

Figura 14 – Contenção tipo perfil-pranchada, em balanço: (a) vista geral, mostrando a existência de uma berma; (b) detalhe da estrutura; (c) exemplo de sequência executiva usada na obra específica: (1) cravação de perfis metálicos; (2) escavação, com manutenção de bermas provisórias e execução da “pranchada”; (3) fundação da estrutura; (4) início da estrutura; (5) remoção das bermas após travamento da cortina de estacas com a estrutura.

Escavações mais profundas requerem apoios provisórios adicionais, que podem ser obtidos por estroncas ou tirantes (figura 15).



Figura 15 – Escavação de grande profundidade, com vários níveis de tirantes complementados com longarinas.

Quando há apoios adicionais, além da ficha, pode haver necessidade de ajustes na forma do diagrama de empuxo. Foi mais um interessante capítulo na história da engenharia, a descoberta da necessidade de ajustes que surgiu quando foram construídas as primeiras estruturas com essas características, para contenção de escavações de obras de metrô (Tschebotarioff, 1978).

Mais detalhes sobre contenções de escavações serão apresentados no próximo texto da disciplina.

8. EXERCÍCIOS PROPOSTOS E RESOLVIDOS

Exercício 1 – Deduza as equações que fornecem as tensões horizontais de estado ativo e passivo de Rankine (J. J. Nader):

$$\sigma'_{ha} = K_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a}$$

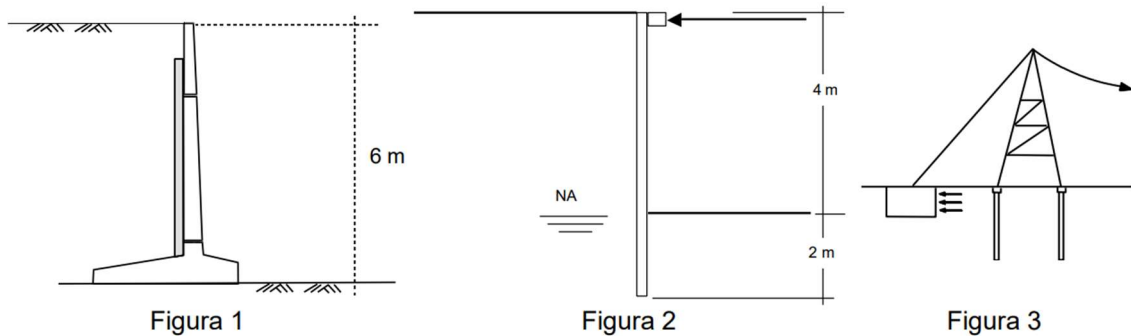
$$\sigma'_{hp} = K_p \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_p}$$

Sendo

$$K_p = N_\varphi = \frac{1}{K_a}$$

$$N_\varphi = \frac{1 + \text{sen}\varphi'}{1 - \text{sen}\varphi'}$$

Exercício 2 – O valor do empuxo depende da deslocabilidade da contenção! Com base nos deslocamentos prováveis (ou admissíveis) das obras de engenharia esquematizadas nas figuras 1 a 3, decida se o empuxo será ativo, em repouso ou passivo (podendo também ser, é claro, repouso-ativo ou repouso-passivo, dependendo da tendência de movimentação e da magnitude dos deslocamentos). (WH)

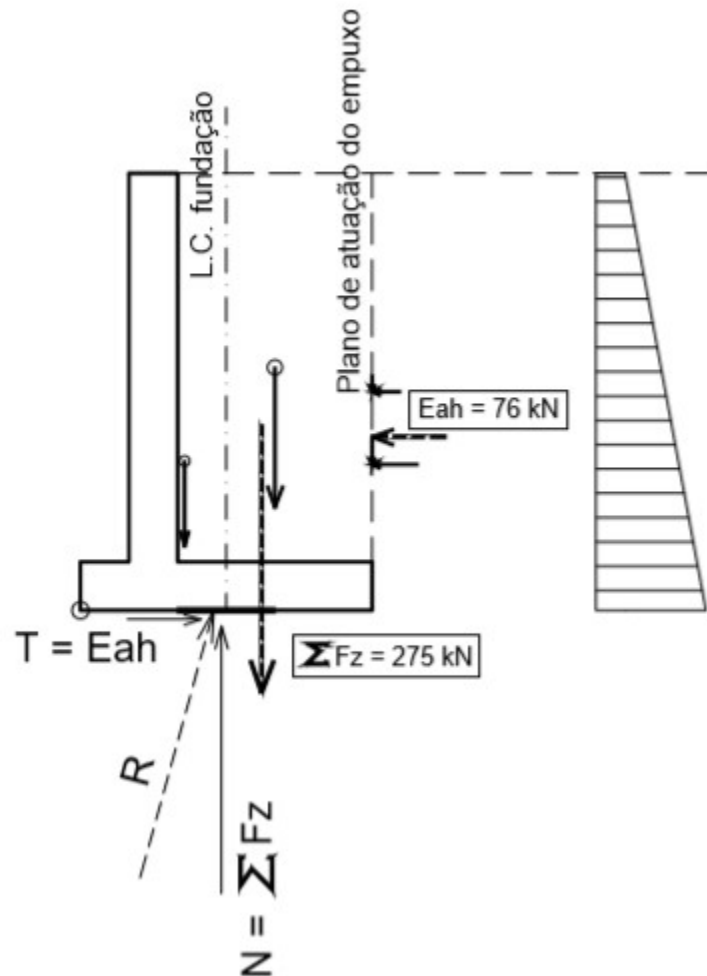


Exercício 3 – Seja o problema, analisar a estabilidade de um muro de flexão que apresenta as seguintes características:

- Altura de 4,50 m; largura da base de 3,00 m; espessura da laje e da parede de 50 cm; recuo da parede de 50 cm em relação à laje de inferior; profundidade da fundação de aproximadamente 60 cm;
- Solo de fundação predominante granular com $\phi' = 35^\circ$ e $\gamma' = 19 \text{ kN/m}^3$; N.A. profundo;
- Material da estrutura: concreto armado com $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$;
- Solo de aterro com $\phi' = 30^\circ$ e $\gamma' = 18 \text{ kN/m}^3$;
- As interfaces podem ser tratadas com parâmetros reduzidos por fator 2/3;

Solução:

Na figura abaixo se apresenta um diagrama de corpo livre com as forças atuantes.



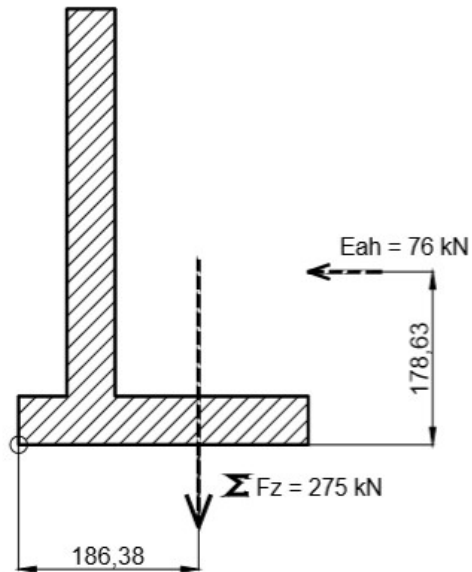
Com base na figura será feita a verificação de deslizamento. Devido à pequena profundidade da fundação não será considerado o empuxo passivo, logo:

- $F = 76 \text{ kN}$;
- $F_{at} = 275 \times \tan(2 \times 35 / 3) = 119 \text{ kN}$;
- $FS = 119/76 = 1,56 > 1,5 \text{ (OK)}$

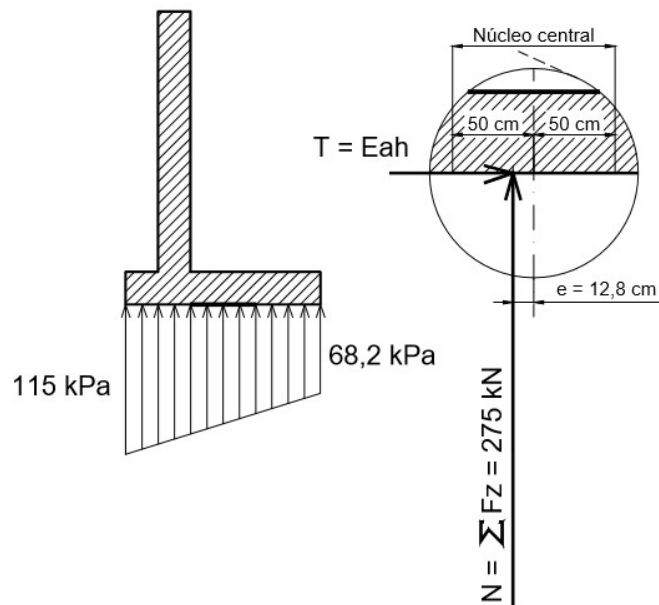
Na figura abaixo se apresentam os elementos para a verificação de tombamento:

- $M_{\text{tombamento}} = 76 \times 1,79 = 136 \text{ kN.m}$;
- $M_{\text{estabilizador}} = 275 \times 1,86 = 512 \text{ kN.m}$;
- $FS = 3,76 \gg 1,5 \text{ (OK)}$

PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

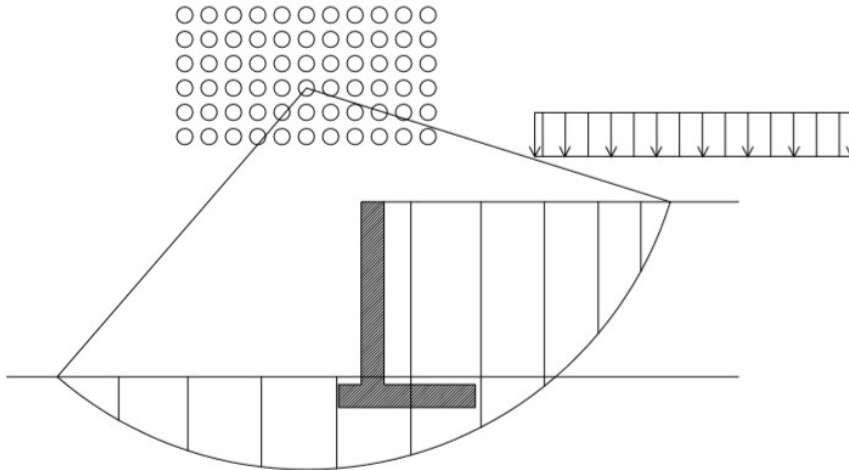


Abaixo se apresentam as tensões normais na base, que devem ser usadas para verificar a capacidade resistente da fundação. Para este ELU devem ser empregados fatores de segurança de 2,0 a 3,0.

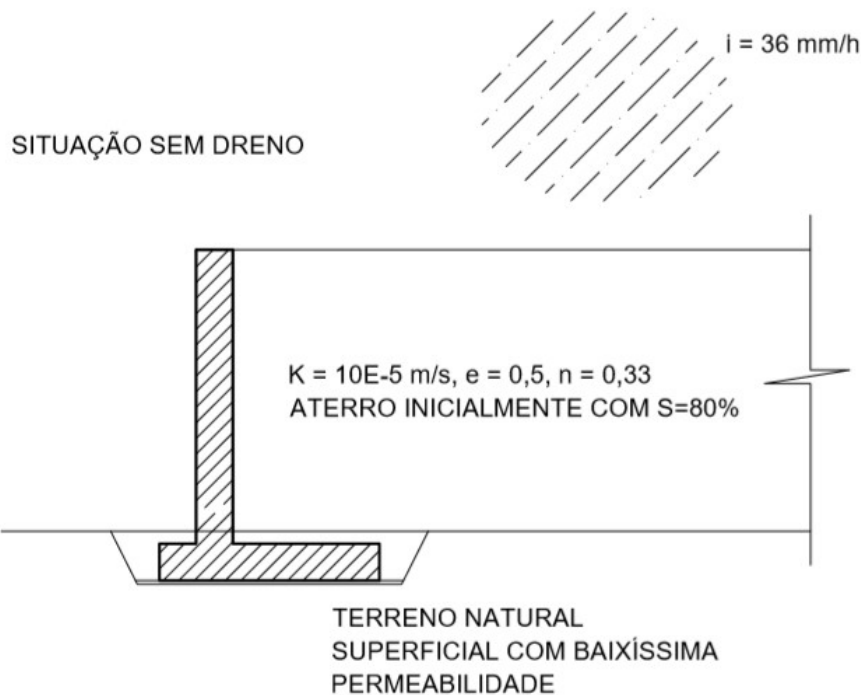


Finalmente, abaixo se encontra esquematizada a verificação de estabilidade geral, onde o $FS_{\text{mín}}$ deve ser $\geq 1,5$.

PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES



A seguir são apresentadas considerações sobre a água. Inicialmente, considere-se que as primeiras camadas do solo natural sejam impermeáveis e que não haja drenos na parede do muro, conforme a figura abaixo.



Nesta situação, considerando que o fluxo será vertical, com gradiente $i = 1$, a velocidade de percolação aparente será $v = 10^{-5} \text{ m/s}$ (36 mm/h). Como v é igual à intensidade da chuva, teoricamente toda a água de chuva irá infiltrar.

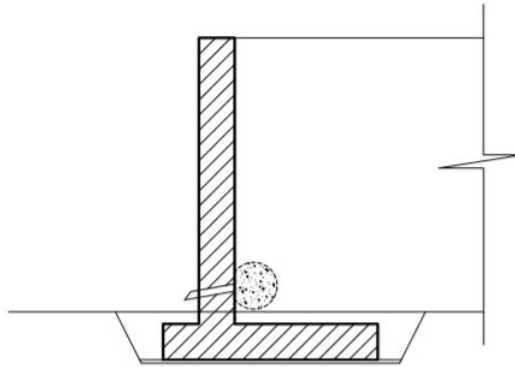
Como a porosidade é de 33% e a saturação de 80%, após 1 hora de chuva constante tem-se saturação de cerca de 50 cm de altura de solo. Logo, para

PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

saturar digamos 3 m de altura de aterro seriam necessárias 6 horas de chuva (200 mm de chuva), o que é uma chuva intensa, porém não é impossível de ocorrer no Brasil, por exemplo.

Dessa forma é interessante prever drenos. Se o aterro for muito permeável, é suficiente em muitos casos empregarem-se barbacãs, conforme figura abaixo.

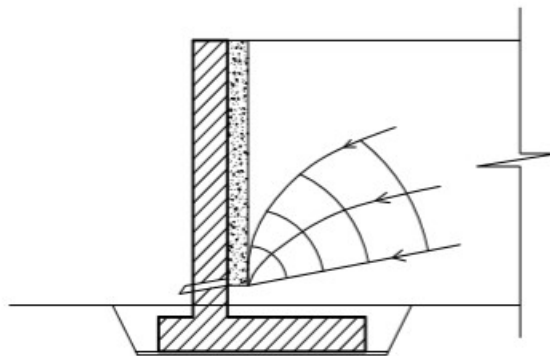
ATERRO COM ALTA
PERMEABILIDADE : BARBACÃ



TERRENO NATURAL
SUPERFICIAL COM BAIXA
PERMEABILIDADE

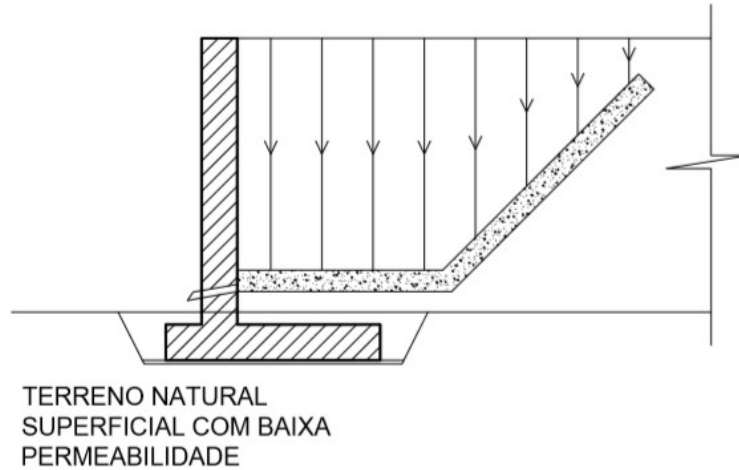
Caso o aterro não seja tão permeável, seguem abaixo outras considerações.

ATERRO COM MÉDIA A BAIXA
PERMEABILIDADE: DRENO VERTICAL
OBS.: NA SUPERFÍCIE DE RUPTURA
PODEM AINDA OCORRER PRESSÕES
NEUTRAS ELEVADAS



TERRENO NATURAL
SUPERFICIAL COM BAIXA
PERMEABILIDADE

SOLUÇÃO MELHOR PARA ATERRO
COM MÉDIA A BAIXA PERMEABILIDADE:
DRENO HORIZONTAL COMBINADO COM
DRENO INCLINADO
FLUXO VERTICAL



Por fim, pede-se que seja feita análise da estabilidade considerando que o sistema de drenagem não funcionou de forma adequada e houve acúmulo de 2 m de água no aterro, contados a partir do nível da fundação.

Exercício 4 – Considere um muro de arrimo de flexão, construído por corte do terrapleno com posterior reaterro. O muro tem 6,5 m de altura e 4 m de base. O NA é admitido estático, 2 m acima da base do muro. O solo do aterro tem ângulo de atrito de 27° , coesão de 5 kPa e peso específico de 19 kN/m^3 . O solo de fundação tem ângulo de atrito de 33° .

- Determine os empuxos de terra;
- Determine as tensões na base do muro;
- Verifique a segurança contra deslizamento;
- Verifique a segurança contra tombamento;
- Que outras verificações devem ser feitas?

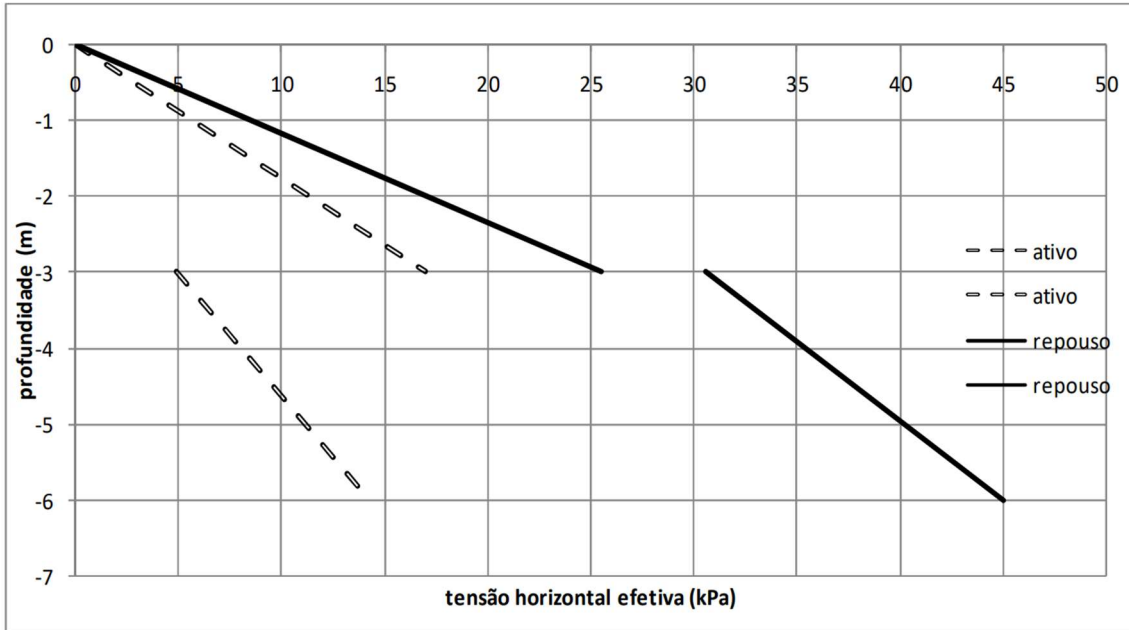
Exercício 5 – Será construída uma parede de contenção com 6 m de altura. Em seguida, do lado esquerdo da parede, será feita uma escavação com 3 m de profundidade. No local, a camada superficial de solo, com 3 m de espessura, é constituída de areia grossa, seca, com $\phi' = 30$ e $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$; seu coeficiente de empuxo em repouso é $K_0 = 0,5$. Abaixo dela se encontra uma camada de argila saturada, com 5 m de espessura, com $c' = 12 \text{ kPa}$, $\phi' = 26^\circ$ e $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

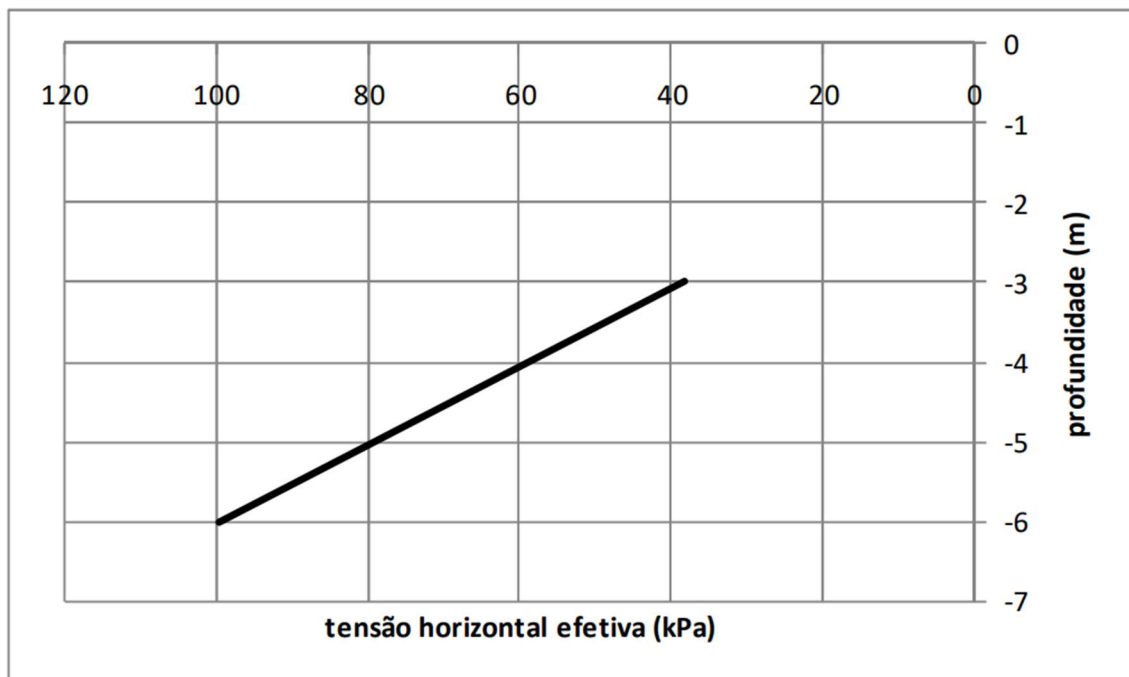
seu coeficiente de empuxo em repouso é $K_0 = 0,6$. O nível d'água freático está a 3 m de profundidade (J. J. Nader).

- a) Trace o diagrama de empuxo em repouso e o diagrama de empuxo ativo de Rankine.
- b) Trace o diagrama de empuxo passivo de Rankine.

Solução: (a)

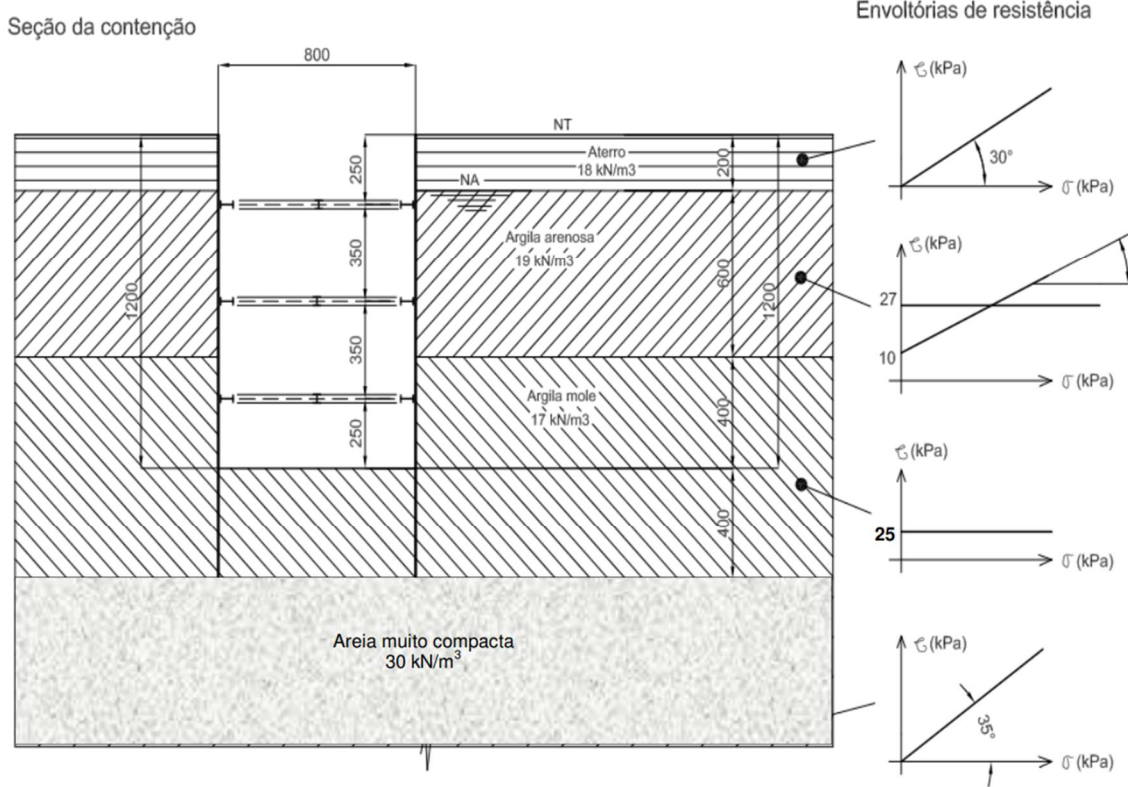


(b)

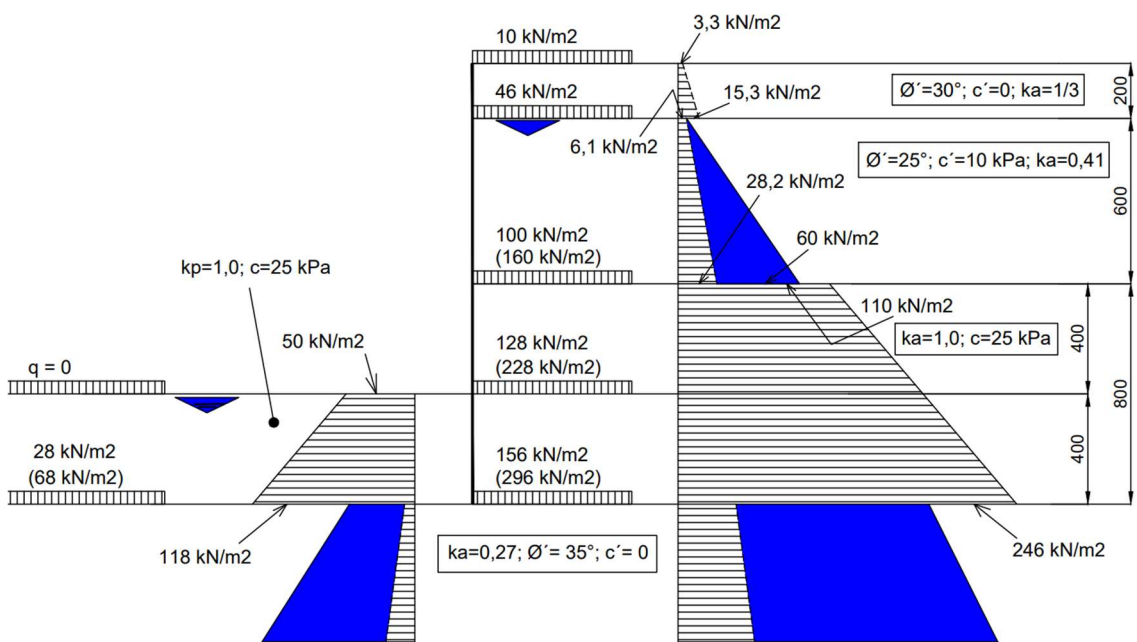


PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

Exercício 6 – Determinar os diagramas de empuxo para uma contenção de estacas prancha e estroncas com espaçamento horizontal de 2 m, conforme a figura abaixo. Considere uma sobrecarga de 10 kPa distribuída na superfície do terreno. Envoltórias de resistência do solo do local já foram estimadas a partir dos NSPT e de referências bibliográficas.



Solução:



BIBLIOGRAFIA

Barros, P. L. A. et al. (2017). Obras de contenção. Maccaferri do Brasil Ltda. 2017.

Budhu, M. (2014). Fundações e estruturas de contenção. LTC.

Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. 2004.

HACHICH, W. C. Fundações – teoria e prática. São Paulo: PINI, .

HACHICH, W. C. Contenção de taludes e escavações – soluções típicas. Notas de aula de PEF 3405.

Handbook of steel drainage and highway construction products. AISI (1971).

J. Kerisel; Absi, E. Active and passive earth pressure tables. 3 ed. Rotterdam: A. A. Balkema, 1990.

LANGER/MOSLEY/THOMPSON editors. Laterally loaded deep foundations. ASTM special technical publications 835, 1984.

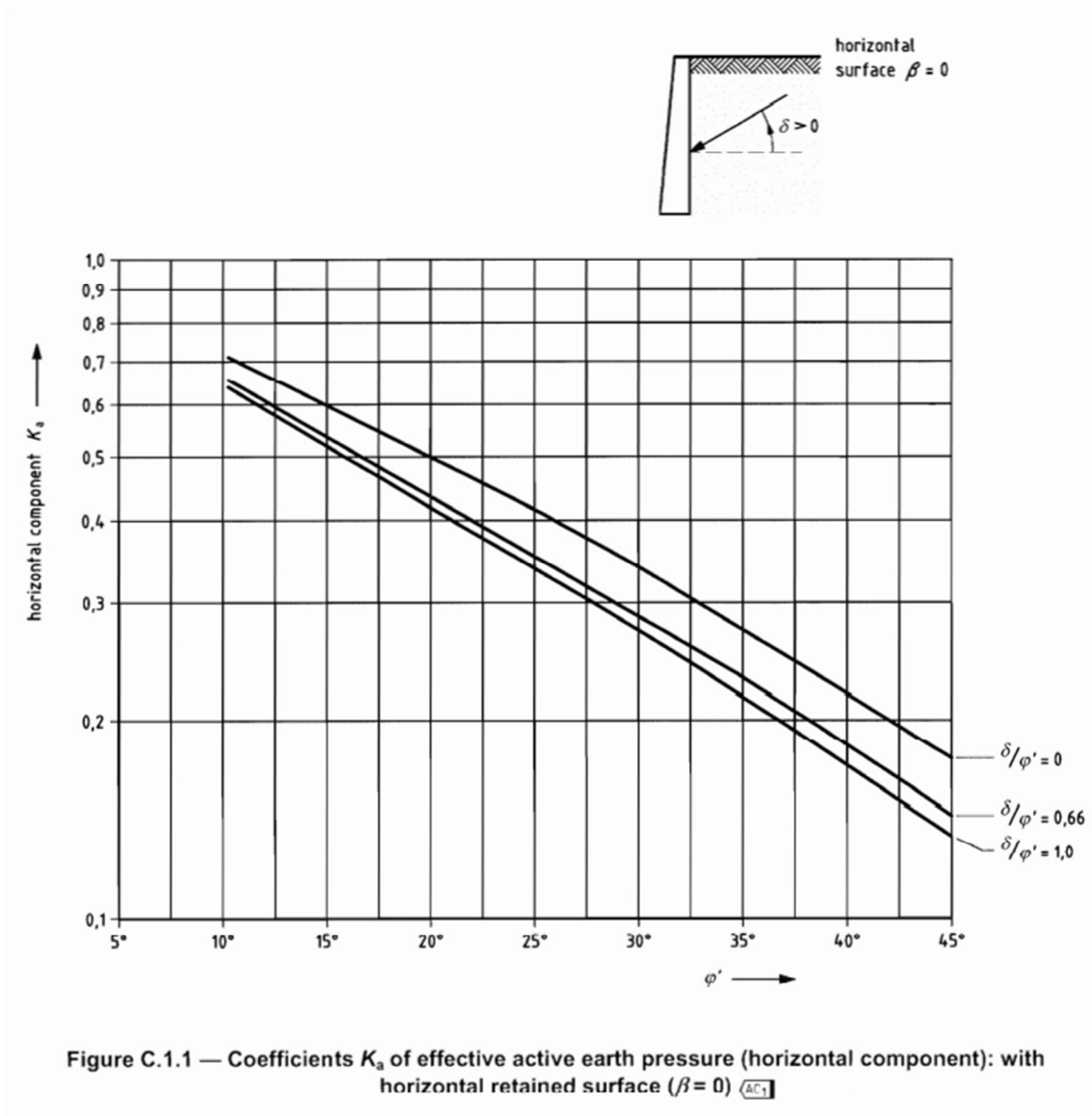
Marinho, F. A. M.; Mello, L. G.; Hachich, W. C. Notas de aula de PEF 3405 – empuxos de terra: resumo. (s.d.).

Solotrat – Manual de serviços geotécnicos. 6ª. Edição. São Paulo: Solotrat Engenharia Geotécnica Ltda., 2018.

SOARES, C. A. Estacas totalmente enterradas, com extremidades livres, sob esforços de extremidades: coeficiente de reação do solo com distribuição triangular. São Paulo, 1984.

Tschebotarioff, G. P. Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

Anexo 1 – Gráficos com valores dos coeficientes de empuxo, extraídas do Anexo C do Eurocode 7.



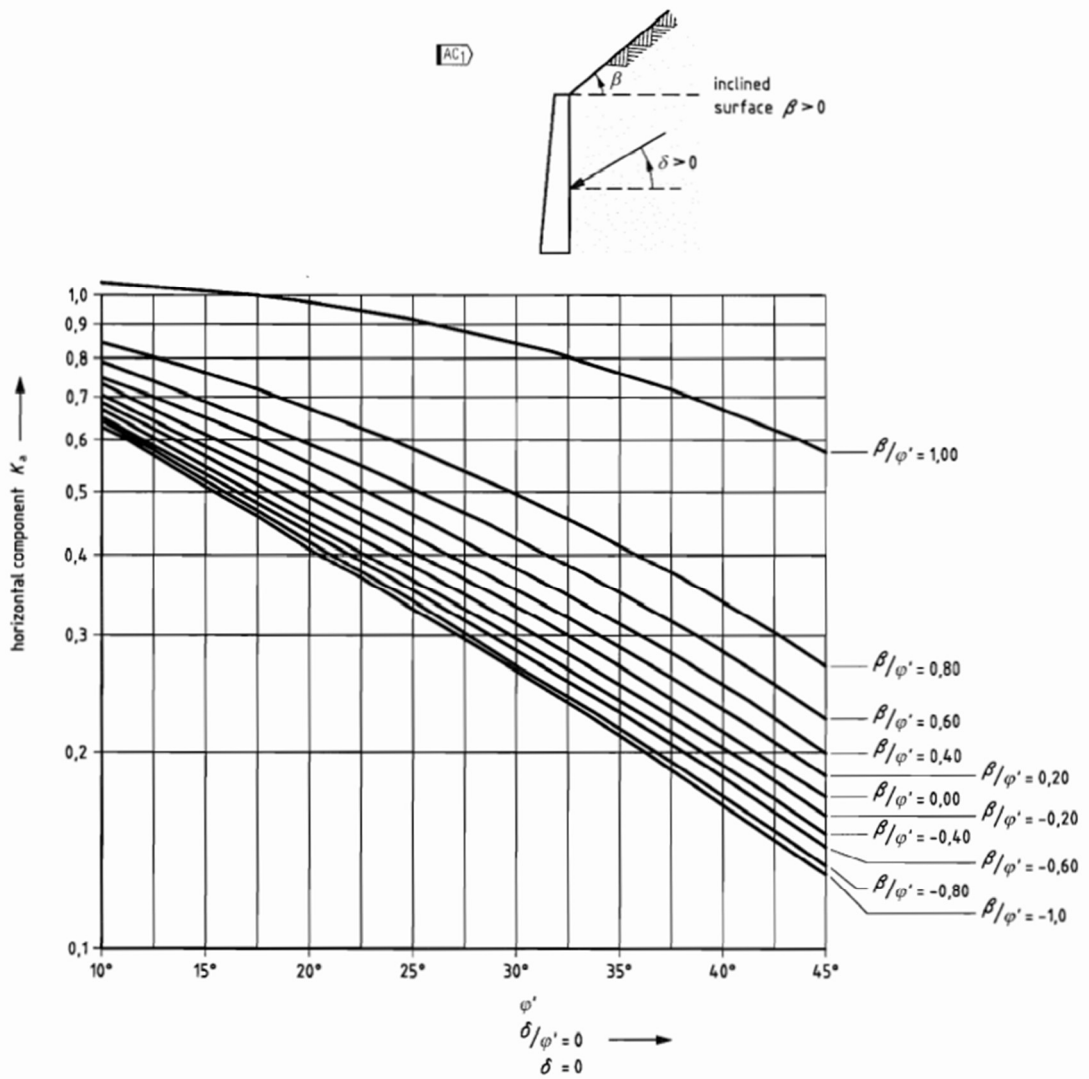


Figure C.1.2 — Coefficients K_a of effective active earth pressure (horizontal component): with inclined retained surface ($\delta/\phi' = 0$ and $\delta = 0$) AC1

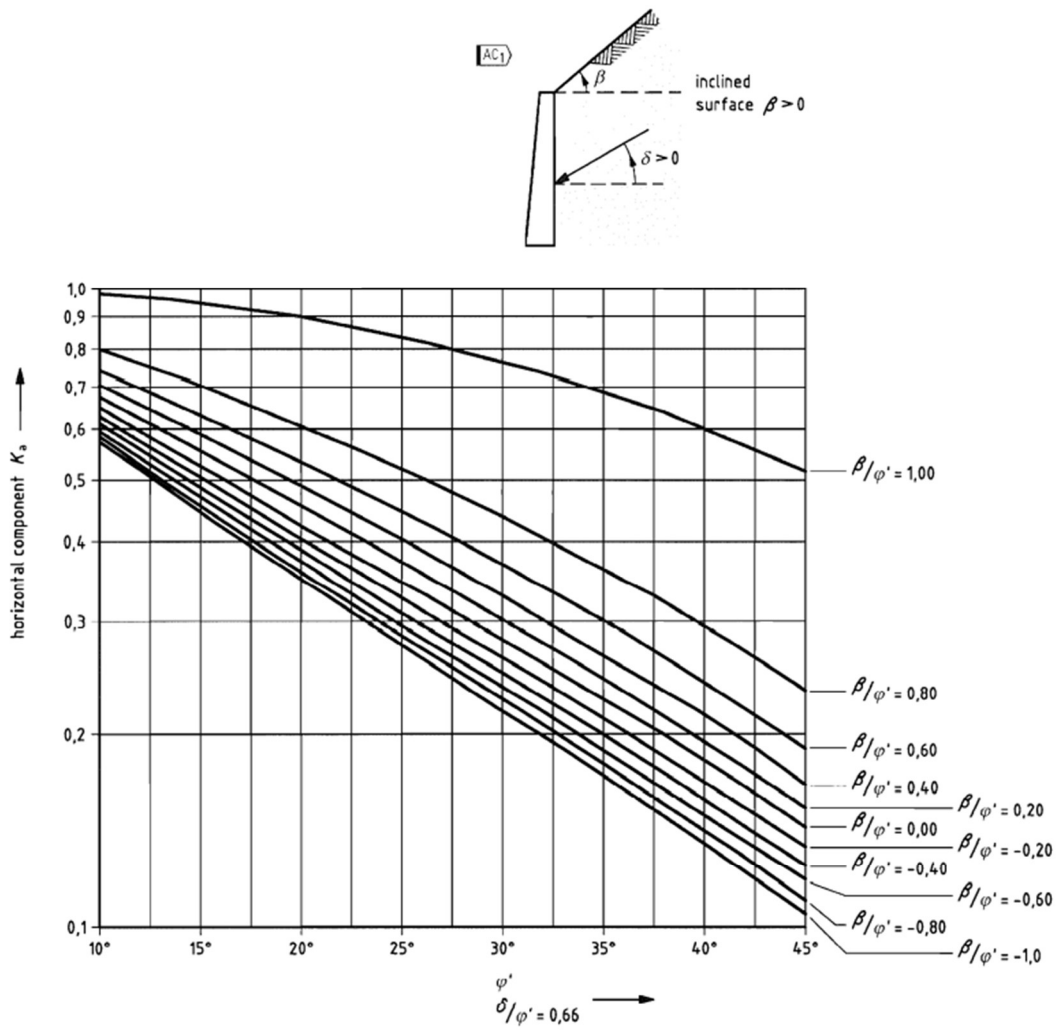


Figure C.1.3 — Coefficients K_a of effective active earth pressure (horizontal component): with inclined retained surface ($\delta/\varphi' = 0,66$) [AC1]

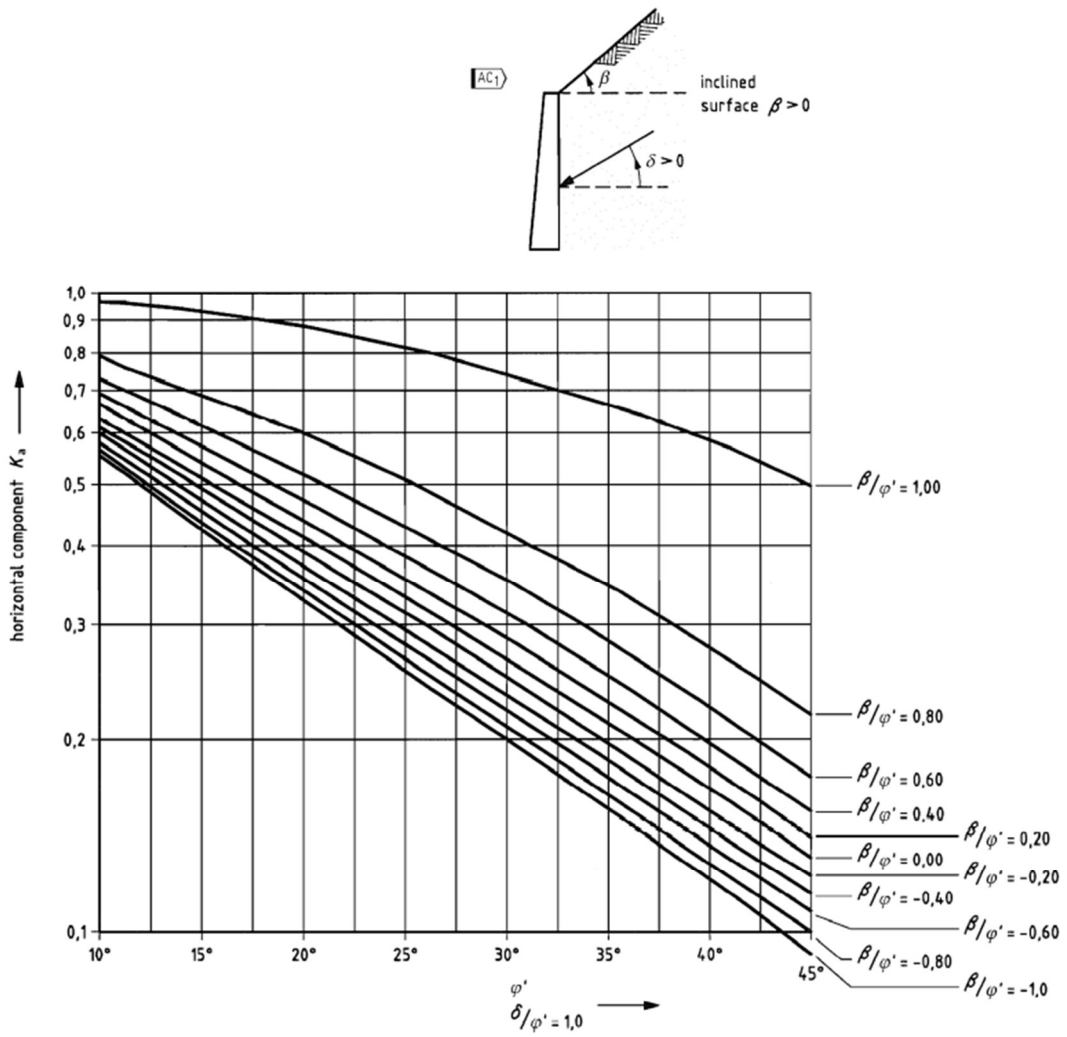


Figure C.1.4 — Coefficients K_a of effective active earth pressure (horizontal component): with inclined retained surface ($\delta/\varphi' = 1$) AC1

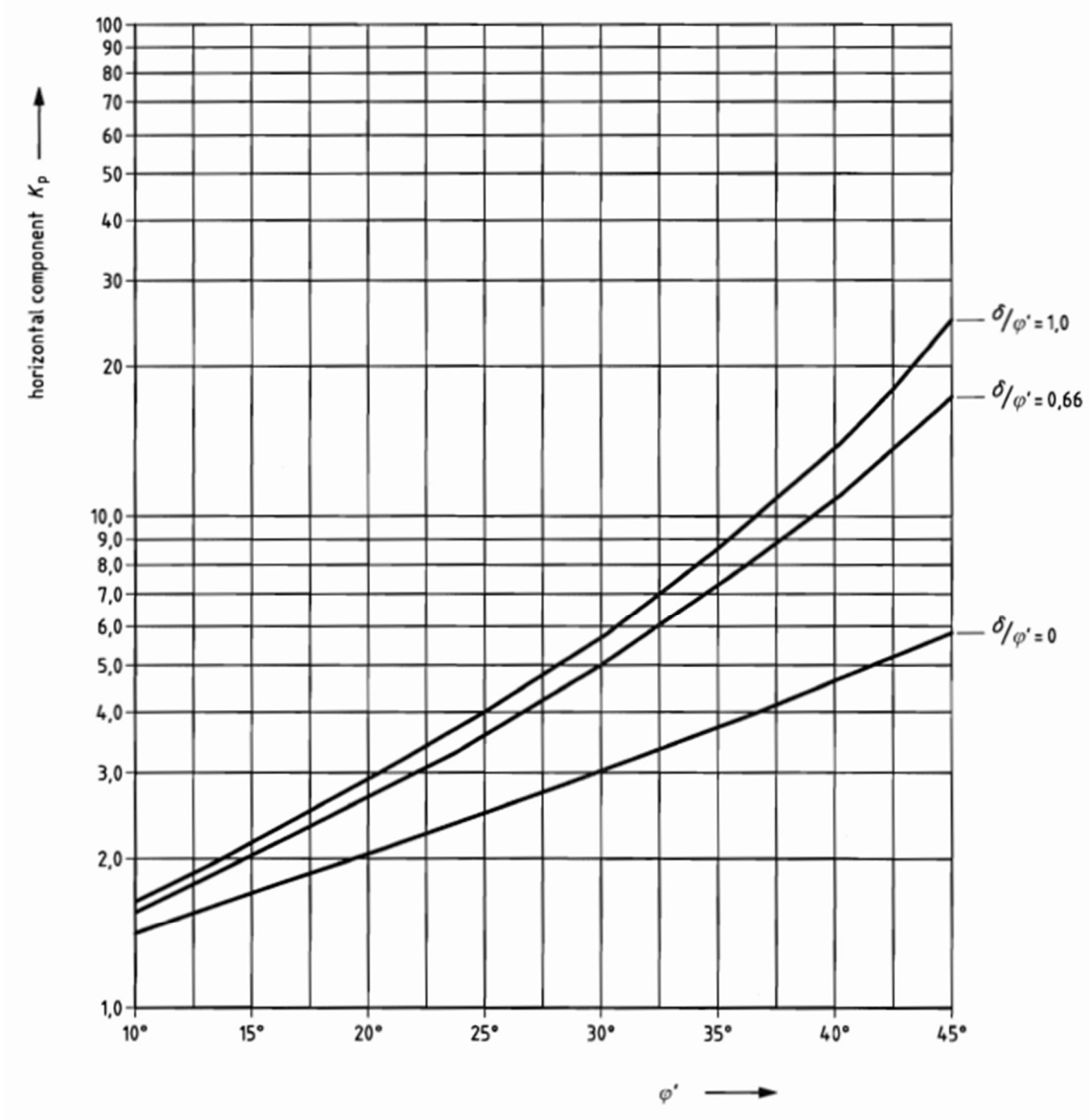
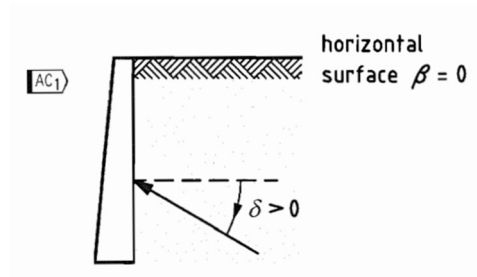


Figure C.2.1 — Coefficients K_p of effective passive earth pressure (horizontal component): with horizontal retained surface ($\beta = 0$) AC1

PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

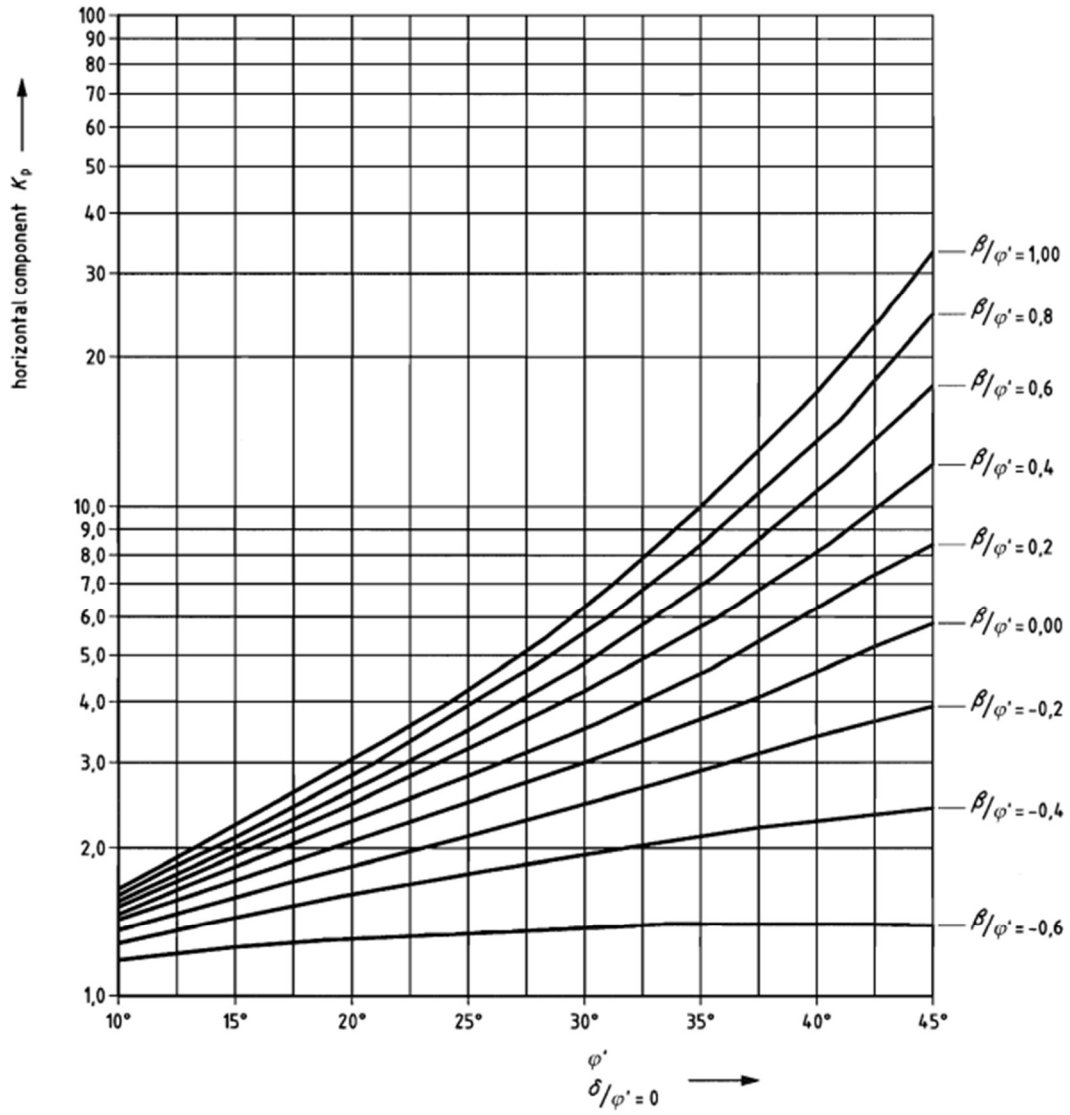
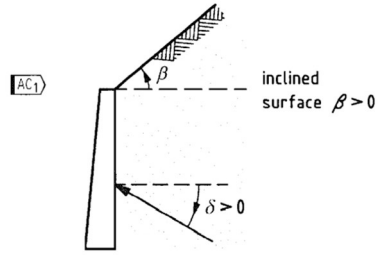


Figure C.2.2 — Coefficients K_p of effective passive earth pressure (horizontal component): with inclined retained surface ($\delta/\phi' = 0$ and $\delta = 0$) AC1

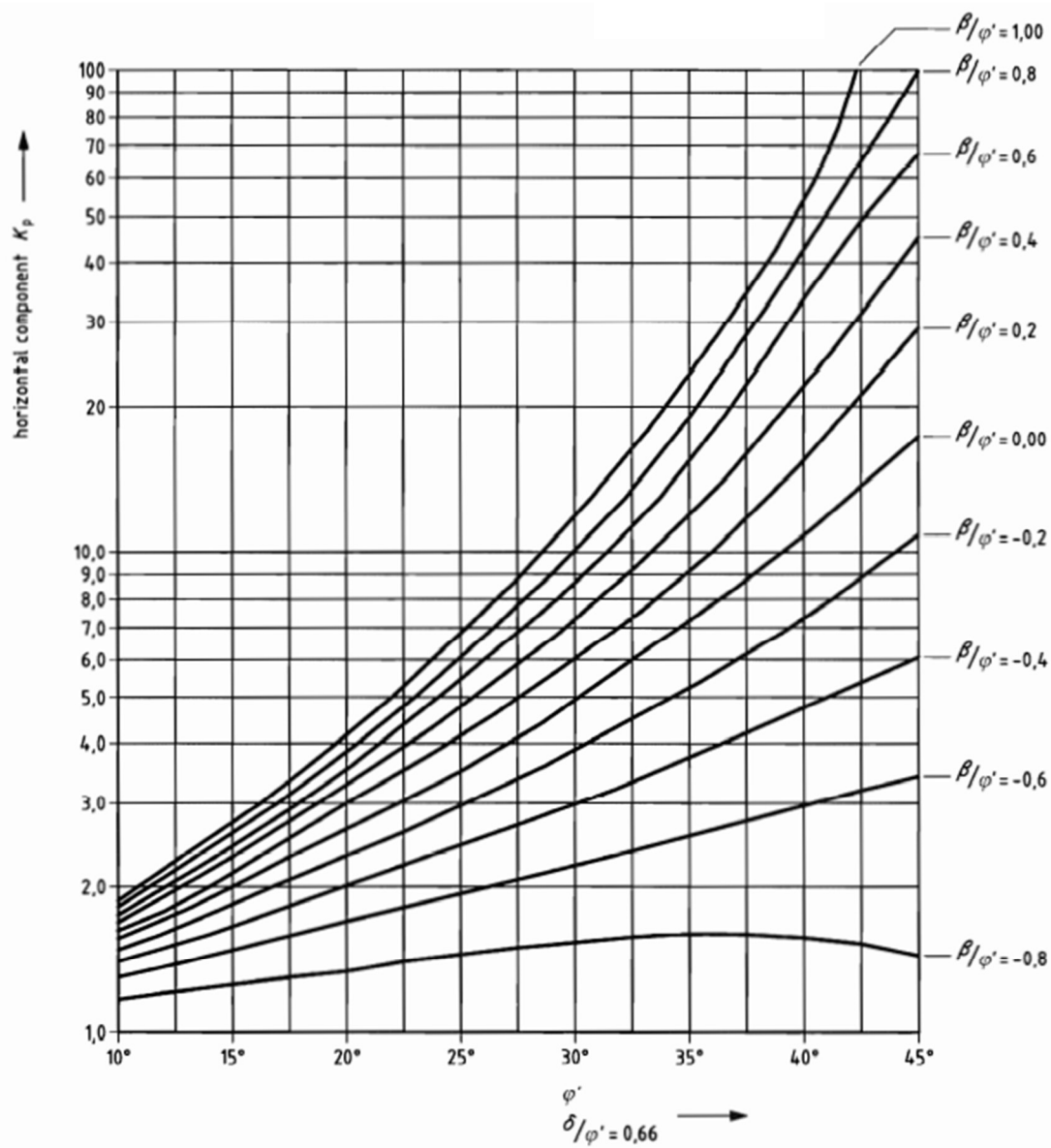
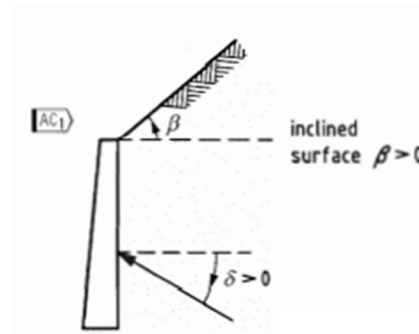


Figure C.2.3 — Coefficients K_p of effective passive earth pressure (horizontal component): with inclined retained surface ($\delta/\varphi' = 0,66$) **AC1**

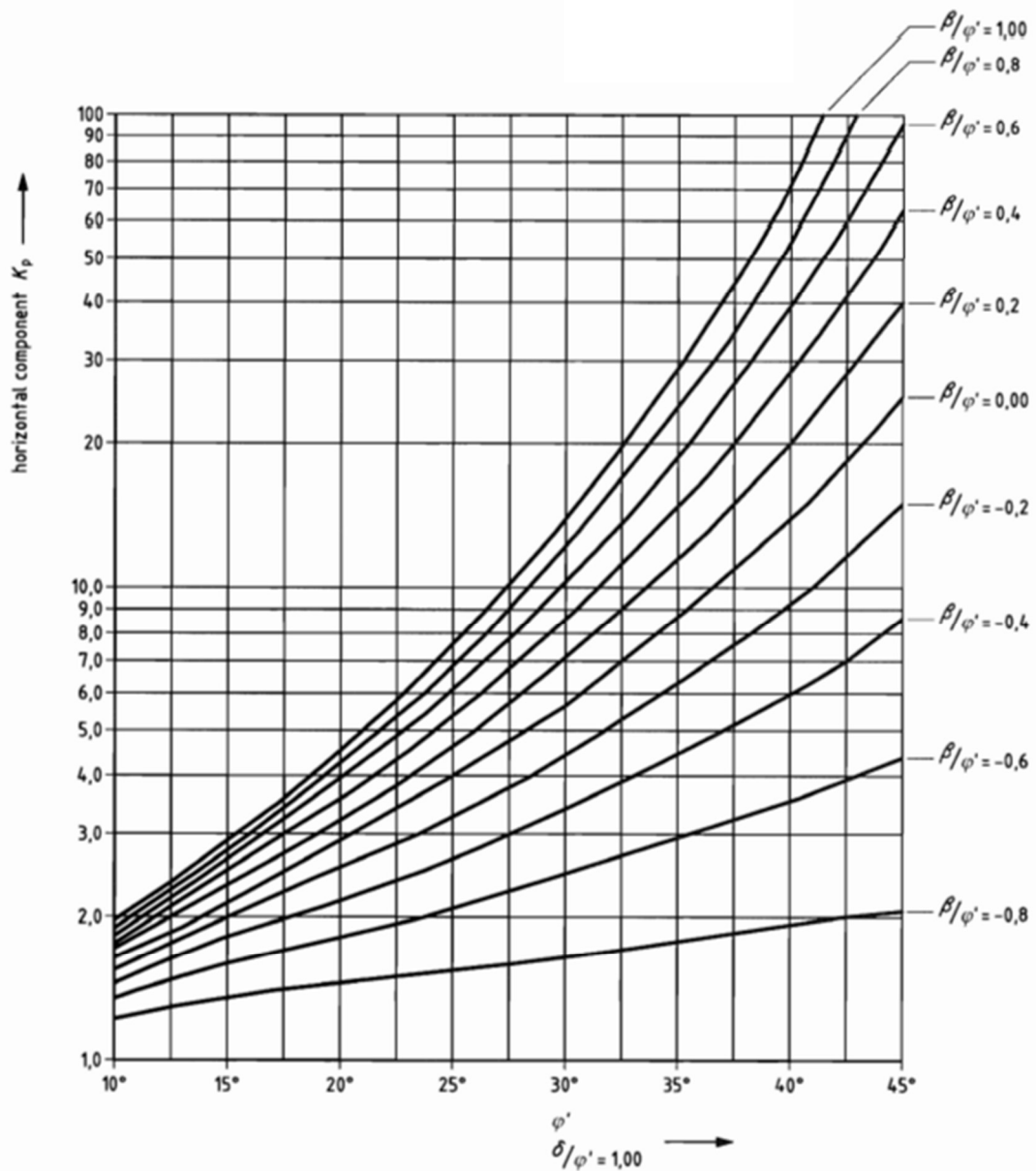
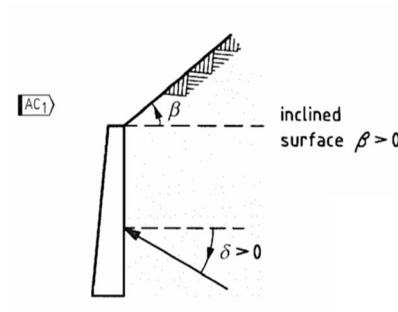


Figure C.2.4 — Coefficients K_p of effective passive earth pressure (horizontal component): with inclined retained surface ($\delta/\varphi' = 1$) (AC1)