Estabilidade de Muros de Gravidade

Aluno: Douglas Rocha Matera
Orientador: Prof. Celso Romanel

Introdução

Contenção de solos é uma importante área da engenharia geotécnica, responsável por garantir a segurança de obras de construção civil como casas, prédios, estradas e pontes e, consequentemente, a segurança das pessoas e a preservação do meio ambiente. Estruturas de contenção devem garantir o equilíbrio de massas de solo e seus tipos mais comuns são apresentados na Figura 1:

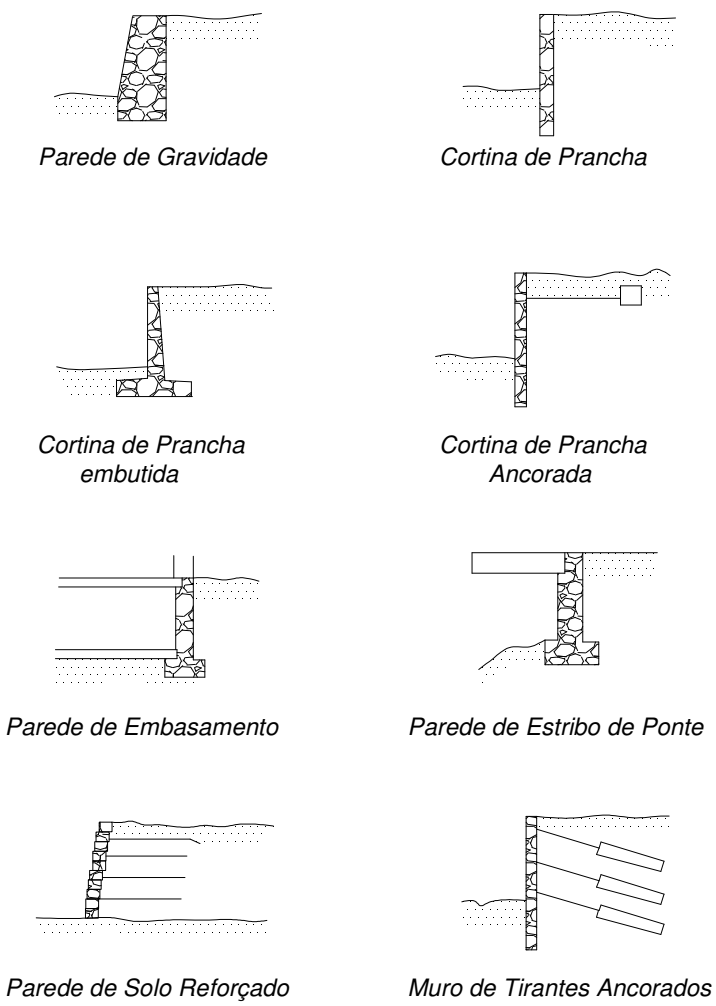


Figura 1. Tipos comuns de estruturas de contenção de solos [7].

Muros de gravidade, foco deste trabalho, são assim chamados pois a garantia da estabilidade do sistema vem do peso da estrutura, e não de tirantes ou da contribuição passiva de esforços provenientes do solo à jusante da estrutura. Para isso, tais muros são geralmente feitos de concreto, material que possui um alto peso específico (24 kN/m³).

Uma estrutura de contenção deve satisfazer a quatro condições de estabilidade apresentadas na Figura 2, das quais o deslizamento da base costuma ser a condição que mais desfavorece a estabilidade.

O cálculo de verificação destas condições depende do conhecimento dos esforços atuantes na estrutura. Existem vários métodos publicados na literatura para determinação dos mesmos, sendo os mais aceitos e utilizados o proposto por Coulomb (1773) e, em menor grau devido a simplificações, o método desenvolvido por Rankine (1857) [4].

Após a realização de cálculos manuais por estes métodos, pode-se fazer uma análise comparativa com os resultados fornecidos por ferramentas computacionais que permitem a generalização dos métodos tradicionais, incluindo a possibilidade de maciços de solo heterogêneos, flexibilidade da estrutura, etc. No presente estudo, os softwares utilizados foram o PLAXIS 2D [2], que fornece uma solução numérica através do método dos elementos finitos, e o GEO 5 [1], que fornece uma solução baseada em procedimentos analíticos.

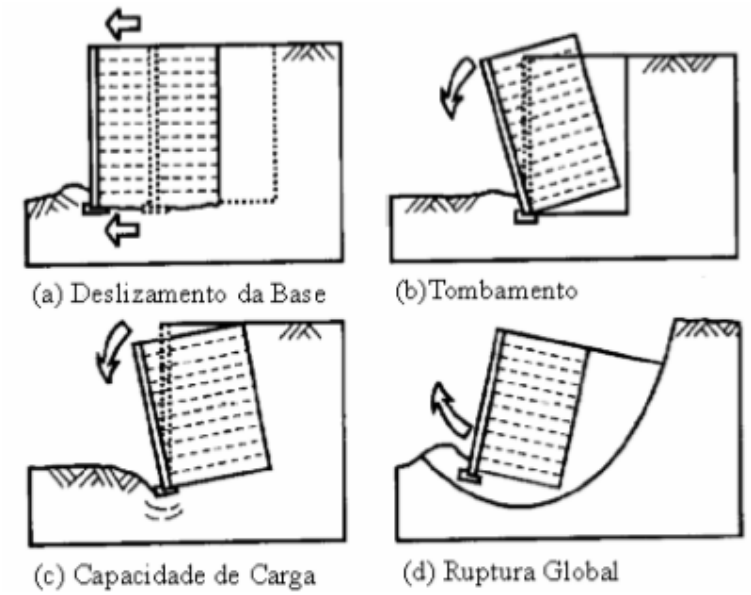


Figura 2. Condições de estabilidade [5].

Objetivos

Este estudo teve os seguintes objetivos:

- Conhecer e estudar os critérios de dimensionamento e estabilidade de muros de gravidade;
- Buscar familiaridade com ferramentas computacionais existentes no mercado, principalmente aquelas que fazem uso de métodos numéricos, como o método dos elementos finitos, bastante utilizadas atualmente nos projetos de engenharia.

Metodologia

Coeficientes de empuxo

Os empuxos laterais (ativo, passivo e no repouso) do solo sobre uma estrutura de contenção (de face vertical e considerando um aterro de superfície horizontal) são normalmente calculados por intermédio do coeficiente de empuxo, que multiplicado pelo

valor da tensão vertical efetiva no ponto considerado fornece o resultado desejado (tensão horizontal atuante).

O valor do coeficiente depende do mecanismo de interação solo/estrutura, ou seja, dos movimentos relativos entre a estrutura e o solo vizinho. No caso do solo não apresentar deslocamentos laterais o coeficiente de empuxo é denominado coeficiente de empuxo no repouso (K_o).

Com relação aos coeficientes de empuxo ativo (K_A) e passivo (K_P), considere um maciço de solo seco, isotrópico, homogêneo no qual foi inserida uma parede de grande extensão, delgada o suficiente para não introduzir mudanças no estado inicial de tensões (Figura 3). Admita-se que a parede seja movimentada da esquerda para a direita, com deslocamentos uniformes em toda a sua extensão. A Figura 4 ilustra a variação das tensões em dois pontos do solo situados à esquerda (ponto A) e à direita (ponto B) da referida estrutura. O acréscimo no valor da tensão horizontal efetiva não ocorre indefinidamente, mas atinge um valor limite associado ao coeficiente de empuxo passivo K_P; da mesma forma, a tensão horizontal à esquerda da cortina tende para um valor mínimo associado ao coeficiente de empuxo ativo K_A. Notar da figura que os deslocamentos necessários para atingir a condição de empuxo ativo são menores do que para a condição de empuxo passivo.

Método de Coulomb

O método de Coulomb (1776) foi o primeiro a estudar o equilíbrio de cunhas de solo nos problemas de estruturas de contenção. É fundamentado nas seguintes hipóteses:

a) Estado plano de deformação ao longo do muro, podendo o problema ser matematicamente tratado como bidimensional;

b) ao longo da superfície crítica de deslizamento, o critério de resistência de Mohr-Coulomb é válido;

c) ocorrem deslizamentos relativos na interface solo - estrutura, com desenvolvimento de tensões cisalhantes devido à rugosidade da estrutura;

d) a superfície de ruptura é geralmente assumida como plana;

e) a superfície do terreno pode ser horizontal ou inclinada;

f) a face posterior da estrutura pode ser vertical ou inclinada.

Na mobilização do empuxo ativo, a deformação da estrutura faz com que o solo mobilize sua resistência ao cisalhamento até a iminência da ruptura. O valor do empuxo sobre a estrutura de contenção diminui gradualmente até atingir um valor mínimo quando todos os pontos da potencial superfície de deslizamento atingem os valores limites estabelecidos pelo critério de Mohr-Coulomb. A análise é repetida para várias cunhas hipotéticas de solo, devendo-se tomar como empuxo ativo final o maior dentre os valores assim calculados. No caso do empuxo passivo, considera-se o menor dos valores determinados neste processo de cálculo.

Considerando a Figura 5, o equilíbrio das forças atuante sobre uma cunha de solo granular resulta na seguinte expressão para o empuxo ativo:

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \qquad (1)$$

com o coeficiente de empuxo ativo expresso por :

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta\cos(\delta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{sen(\delta+\phi)\,sen(\phi-\beta)}{\cos(\delta+\theta)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2} \qquad (2)$$

sendo δ o ângulo de atrito da interface solo - estrutura (Tabela 1) e os ângulos β e θ mostrados na Figura 5. A superfície de ruptura é inclinada em relação à horizontal do ângulo α_A

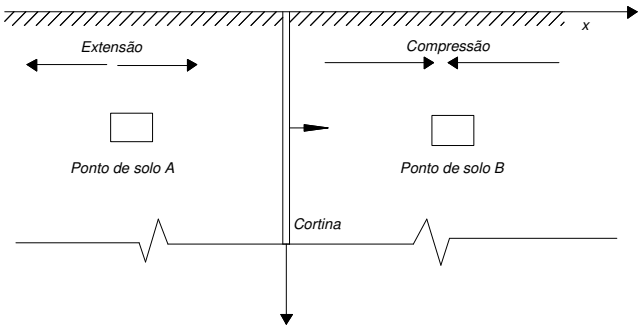


Figura 3. Esquema ilustrativo utilizado na definição dos coeficientes de empuxo ativo e passivo [6]

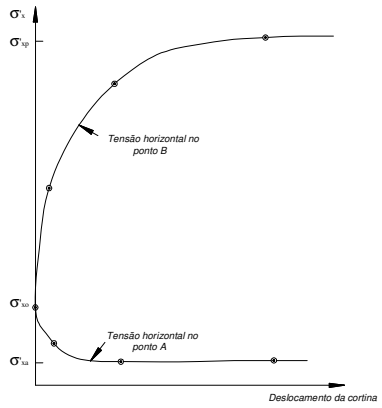


Figura 4. Tensões horizontais nos pontos A e B do solo [6]

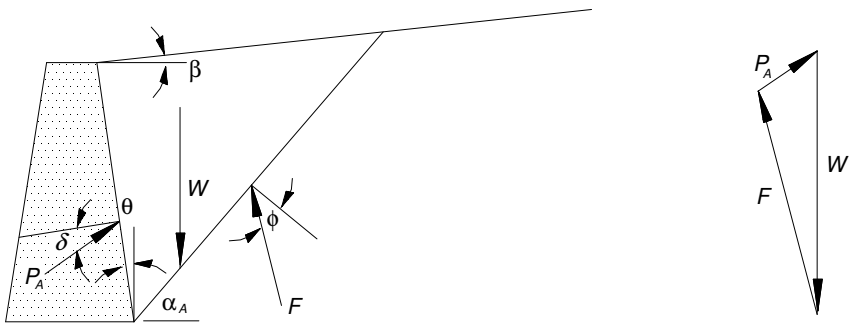


Figura 5. Cunha ativa de solo delimitada pela superfície do aterro, parede da contenção e superfície de ruptura (esquerda); polígono de forças correspondente (direita) [7]

Tabela 1. Valores típicos do ângulo de atrito na interface solo - estrutura [8]

Materiais de Interface		Ângulo de interface (δ)
Massa de concreto contra	Rocha sã	25
	Grava limpa,mistura de areia e grava,areia grossa	29-31
	Areia limpa fina a mediana, areia siltosa mediana a grossa grava siltosa ou argilona	24-29
	Areia fina limpa, areia siltosa ou argilosa fina a mediana	19-24
	Silte arenoso fino, silte não plástico	17-19
Concreto trabalhado contra	Argila medianamente rigida e rigida e argila siltosa	17-19
	Grava limpa,mistura de areia e grava,brita bem gradada com lascas	22-26
	Areia limpa, mistura de grava e areia siltosa, brita dura de um tamanho só	17-22
Estacas de aço contra	Areia siltosa, grava, ou areia misturados com silte ou argila	17
	Silte arenoso fino, silte não plástico	14
	Grava limpa,mistura de areia e grava,brita bem gradada com lascas	22
	Areia limpa, mistura de grava e areia siltosa, brita dura de um tamanho só	17
	Areia siltosa, grava ou areia misturados com silte ou argila	14
	Silte arenoso fino, silte não plástico	11

$$\alpha_A = \phi + \tan^{-1}\left[\frac{\tan(\phi-\beta)+C_1}{C_2}\right] \tag{3}$$

com

$$C_1 = \sqrt{\tan(\phi-\beta)\left[\tan(\phi-\beta)+\cot(\phi-\theta)\right]\left[1+\tan(\delta+\theta)\cot(\phi-\theta)\right]} \tag{4}$$

$$C_2 = 1+\left\{\tan(\delta+\theta)\left[\tan(\phi-\beta)+\cot(\phi-\theta)\right]\right\} \tag{5}$$

onde F é a força resultante das forças normal e tangencial ao plano de deslizamento provenientes do solo de apoio subjacente.

De acordo com Kramer [7], para terraplenos horizontais sem carregamentos na superfície, a distribuição das tensões horizontais sobre a cortina tem distribuição linear, com resultante P_A aplicada através de um ponto localizado à distância H/3, medida a partir da base da estrutura de altura H.

Para a condição de empuxo passivo em solo granular, o valor da resultante P_P (Figura 6) é dado por

$$P_P = \frac{1}{2}K_P\gamma H^2 \tag{6}$$

onde o coeficiente de empuxo passivo é descrito por

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi+\theta)}{\cos^2\theta\cos(\delta-\theta)\left[1+\sqrt{\frac{sen(\delta+\phi)\,sen(\phi+\beta)}{\cos(\delta-\theta)\cos(\beta-\theta)}}\right]^2} \tag{7}$$

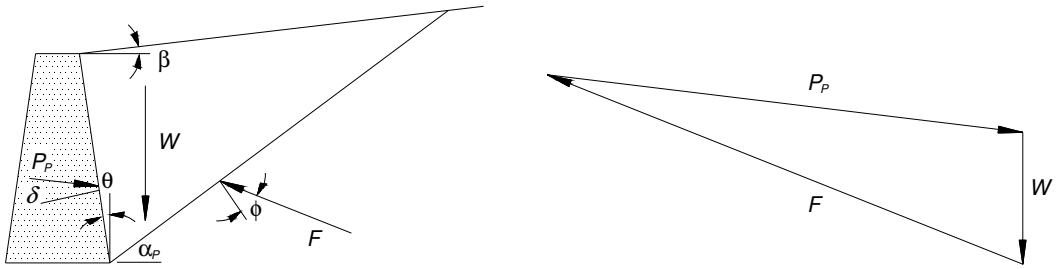


Figura 6. Cunha passiva de solo delimitada pela superfície do aterro, parede da contenção e superfície de ruptura (esquerda); polígono de forças correspondente (direita).

A superfície de ruptura critica é a que fornece o menor valor de Pp dentre as cunhas analisadas (modificado de Kramer, 1996).

A superfície de ruptura forma em relação à horizontal o ângulo

$$\alpha_P = -\phi + \tan^{-1}\left[\frac{\tan(\phi+\beta)+C_3}{C_4}\right] \tag{8}$$

com

$$C_3 = \sqrt{\tan(\phi+\beta)\left[\tan(\phi+\beta)+\cot(\phi+\theta)\right]\left[1+\tan(\delta-\theta)\cot(\phi+\theta)\right]} \tag{9}$$

$$C_4 = 1+\left\{\tan(\delta-\theta)\left[\tan(\phi+\beta)+\cot(\phi+\theta)\right]\right\} \tag{10}$$

Com relação ao método de Coulomb as seguintes observações podem ser feitas:

a) os valores de empuxo ativo obtidos são muito próximos daqueles calculados com métodos numéricos mais abrangentes que obedecem a todas as condições de equilíbrio e de compatibilidade do problema, incluindo relações constitutivas complexas para o comportamento do solo;

b) não é recomendável a utilização do método de Coulomb para cálculo do empuxo passivo que, de acordo com resultados disponíveis na literatura, fornece valores muito altos. Em geral a contribuição do empuxo passivo é reduzida devido à possibilidade de ocorrer remoção do solo, conforme ilustrado na Figura 8.

c) valores do coeficiente de empuxo ativo (Eq. 2) e coeficiente de empuxo passivo (Eq. 7) podem ser tabelados ou apresentados sob forma de gráficos, como na Figura 7, considerando terrapleno horizontal ($\beta = 0^o$) e interface solo – estrutura vertical ($\theta = 0^o$).

Diagrama de corpo livre para obtenção dos esforços

O diagrama de corpo livre de um muro de gravidade é apresentado na Figura 8, onde além do empuxo ativo (Eqs. 1 e 2) devem ser consideradas as forças devido ao peso do muro W_C e ao peso do solo W_s, a reação tangencial F_R na base do muro, que impede o deslizamento da estrutura, e a reação normal R que quantifica a capacidade de carga do solo.

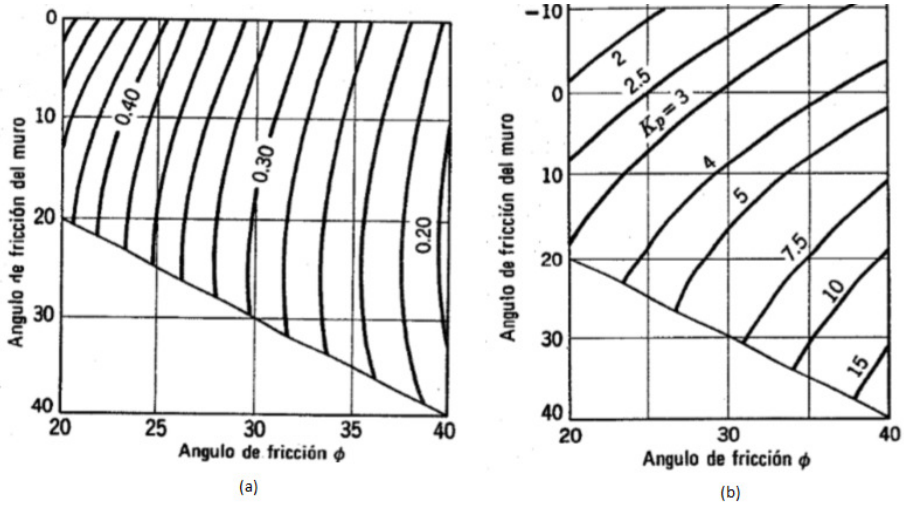


Figura 7. (a) - Coeficientes de empuxo ativo em função dos ângulos de atrito [3].
(b) - Coeficientes de empuxo passivo em função dos ângulos de atrito [3].

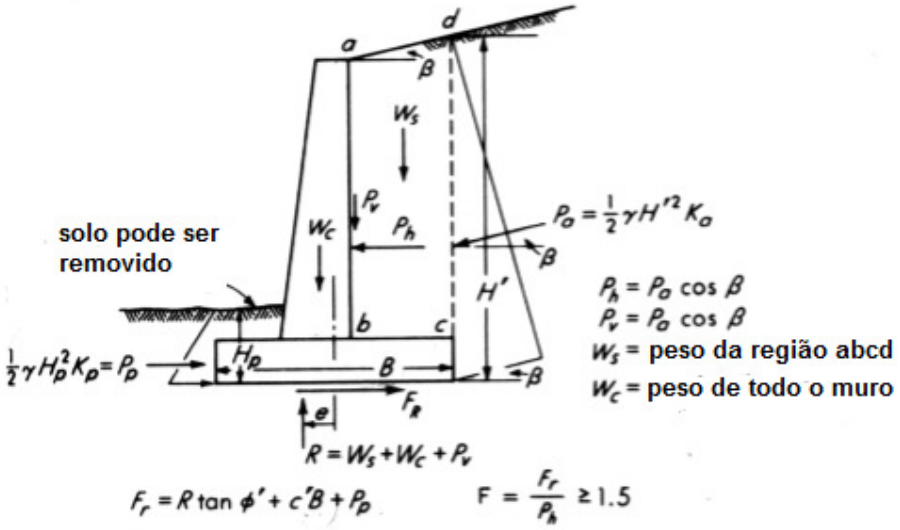


Figura 8. Diagrama de corpo livre de um muro de gravidade

Condicionantes de projeto

Após a obtenção dos valores dos esforços, torna-se possível o estudo das condições de estabilidade apresentadas na introdução. Em geral, adota-se um coeficiente de redução para o empuxo passivo (esforço proveniente do solo à jusante da estrutura) que varia entre um meio a um terço porque este solo pode ser posteriormente removido e não deve ser considerado como essencial para a estabilidade do sistema.

Deslizamento da Base

Neste caso, deseja-se que o quociente entre os esforços horizontais resistentes e solicitantes seja maior ou igual a um fator de segurança de 1,5 [5]. Esforços resistentes são os que contribuem para a estabilidade da estrutura, como empuxo passivo e atrito no contato solo/base do muro; e esforços solicitantes os que contribuem para o movimento do muro, como o empuxo ativo advindo da ação do solo à montante do muro.

Tombamento

A segurança ao tombamento leva em consideração os momentos gerados pelos esforços existentes. O fator de segurança contra o tombamento, definido pelo quociente entre os momentos resistentes e os momentos solicitantes, deve ser também maior ou igual a 1,5 [5].

Capacidade de Carga

Esta verificação deve garantir que o solo em contato com a base do muro não rompa nem tenha deformações excessivas. A distribuição de tensões na base do muro é admitida linear. Deseja-se que a resultante das forças atuantes se encontre no núcleo central da base, pois, assim, o solo estará apenas sob solicitação de tensões de compressão.

Estabilidade Global

A estabilidade global do conjunto muro e solo é verificada geralmente através de método de equilíbrio limite como o tradicional método das fatias, considerando-se como fator de segurança mínimo um valor entre 1,2 a 1,3. Dentre estes métodos, o mais empregado para situações de maciços de solo homogêneo é o método de Bishop Simplificado, aqui empregado, em análises feitas com o software GEO 5.

Pré-Dimensionamento

Muros de gravidade devem passar por uma fase de anteprojeto na qual os mesmos são pré-dimensionados de acordo com as recomendações gerais da Figura 9. Em seguida, na etapa de projeto propriamente dita, as dimensões são verificadas por cálculo manual ou através de software específico, como os aqui utilizados (GEO 5, PLAXIS 2D).

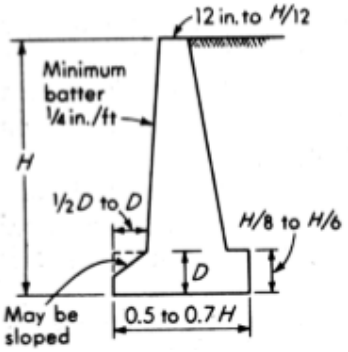


Figura 9. Pré-dimensionamento de muro de gravidade [5].

Resultados da análise de estabilidade

O muro de gravidade estudado tem a configuração apresentada na Figura 10. Pela aplicação manual do método de Coulomb, anteriormente descrito, foram determinados os seguintes valores para empuxo ativo, empuxo passivo[1] e reação na base, listados na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados analíticos pelo método de Coulomb.

Empuxos (kN)		Peso do muro (kN)	Reação na base (kN)
Ativo	Passivo		
94,37	10,7	169,5	216,7

[1] Aplicando coeficiente de redução no valor de 1/2

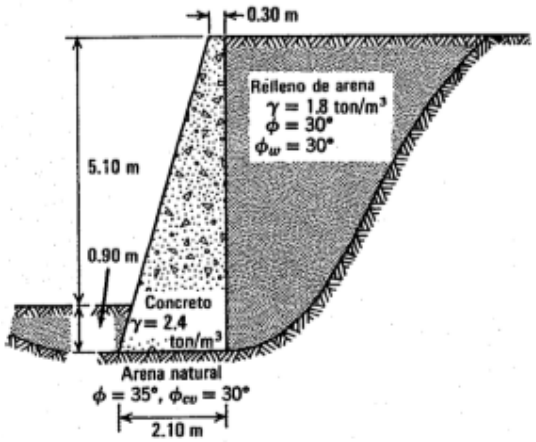


Figura 10. Modelo a ser estudado [3].

Na aplicação do programa computacional GEO 5 (Figura 11) os valores correspondentes obtidos estão sumarizados na Tabela 3, com fator de segurança de estabilidade global FS = 1,66 (>1,5), determinado pelo método de Bishop Simplificado (Figura 12).

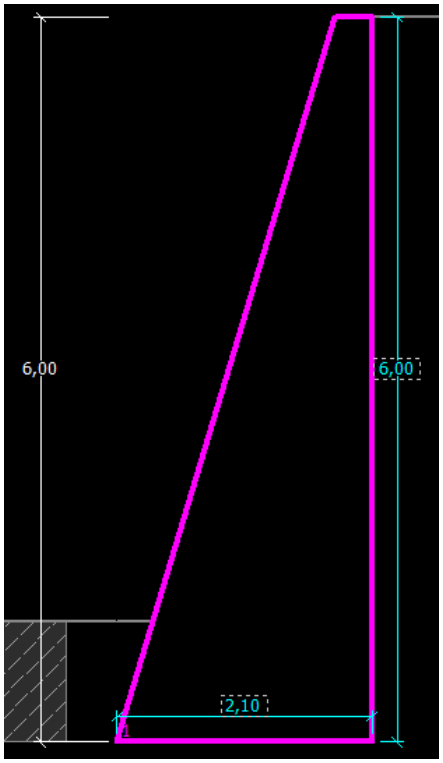


Figura 11. Modelo de muro de gravidade utilizado no programa computacional GEO 5[1].

Tabela 3. Resultados obtidos com o software Geo 5.

Empuxos (kN)		Peso do muro (kN)	Reação na base (kN)
Ativo	Passivo		
94,46	7,71	169,49	236,26

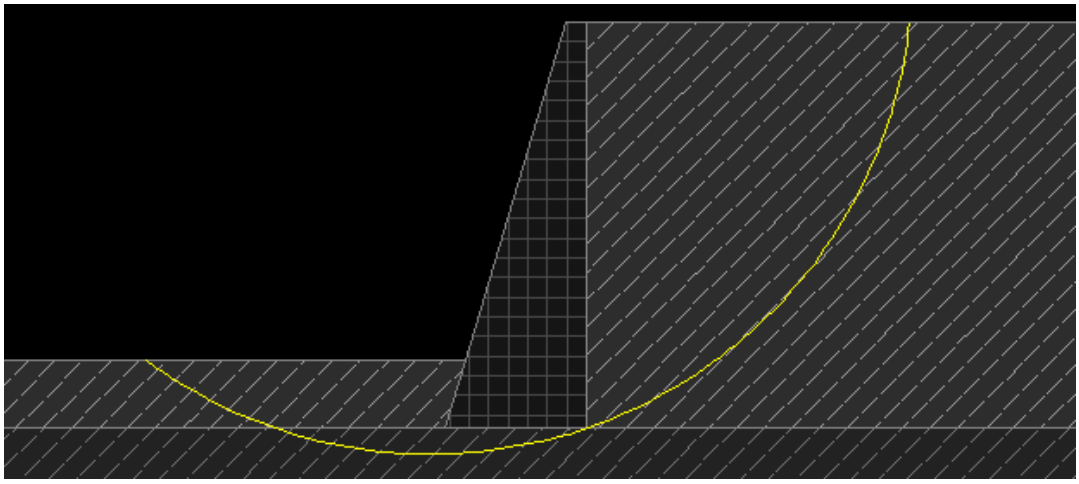


Figura 12. Resistência global do maciço verificada.

Na aplicação do programa de elementos finitos PLAXIS 2D (Figura 13) os resultados obtidos estão apresentados na Figura 13 e Tabela 4.

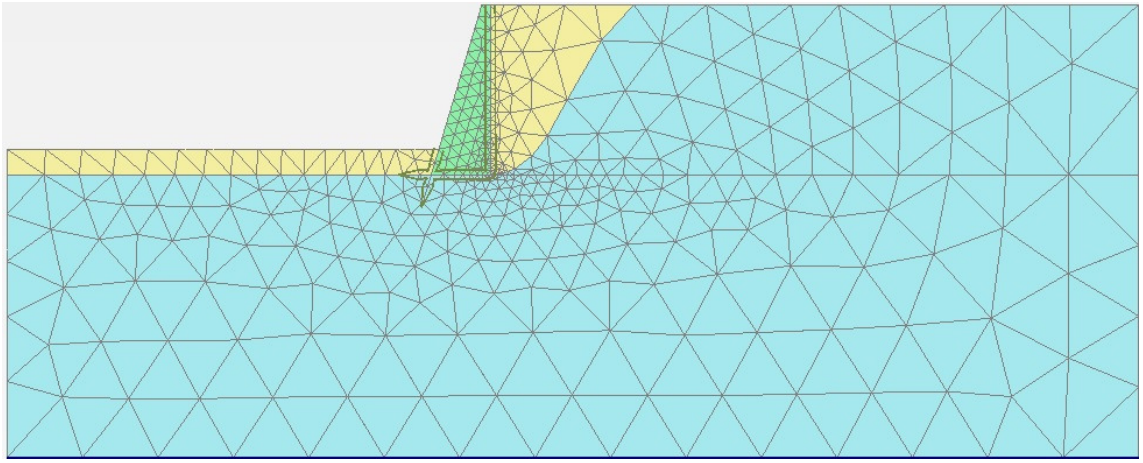


Figura 13. Malha de elementos finitos utilizada no programa PLAXIS 2D[2].

O software fornece também resultados numéricos em uma planilha de Excel, que possibilita montar gráficos de distribuição de tensão horizontal ao longo do contato solo/muro e das tensões verticais ao longo da base da estrutura. Para obter os valores dos esforços, basta calcular as áreas compreendidas por estes gráficos (Figuras 14 e 15, respectivamente).

Tabela 4. Resultados obtidos com o software PLAXIS 2D.

Empuxos (kN)		Peso do muro (kN)	Reação na base (kN)
Ativo	Passivo		
86,38	15,27	169,5	116,0

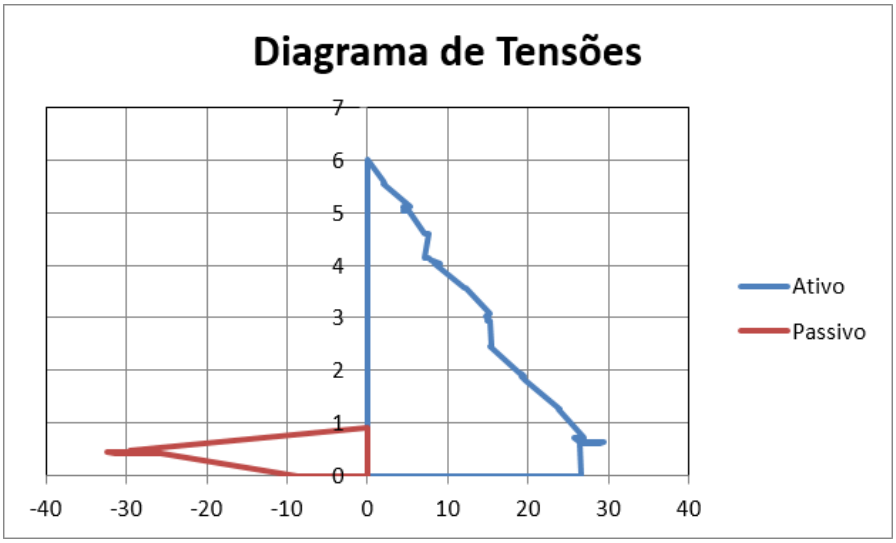


Figura 14. Distribuição de tensões horizontal ao longo das faces do muro

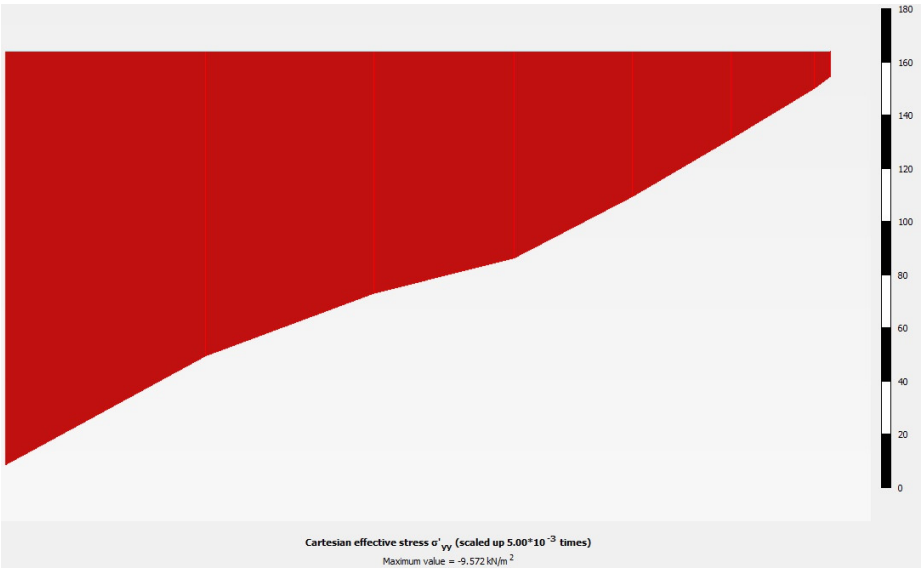


Figura 15. Distribuição de tensões verticais na base do muro [2].

Conclusões

Os resultados obtidos pelos métodos analítico e numérico apresentaram, em geral, uma boa similaridade. Observou-se que os valores de empuxo passivo obtidos pelo programa Geo 5 e pela solução analítica foram menores em módulo que o valor calculado pelo programa computacional Plaxis 2D, porque em ambas as soluções o empuxo passivo foi reduzido pela metade, o que não ocorreu na solução numérica pelo método dos elementos finitos. De qualquer forma, a estabilidade do muro de gravidade aqui examinado pode ser comprovada.

Observou-se que o muro satisfez a todas as condições de estabilidade, mesmo apresentando dimensões inferiores às propostas pelo pré-dimensionamento, o que leva à conclusão de que este pré-dimensionamento é conservador, a favor da segurança mas eventualmente anti-econômico.

Após estudar os métodos tradicionais de cálculo de esforços em muros de gravidade, o uso dos softwares Geo5 e Plaxis2D permitiu um contato com ferramentas utilizadas tanto por profissionais do mercado como por pesquisadores, o que foi bastante positivo.

De fato, as ferramentas computacionais devem se tornar cada vez mais presentes nos projetos de engenharia civil, uma vez que substituem, com rapidez e precisão, cálculos manuais lentos, enfadonhos e com possibilidade de erro humano. Ainda assim, é evidente que um bom conhecimento das soluções analíticas é requerido para um correto uso de tais ferramentas, principalmente por enfatizarem as hipóteses de cálculo, limitações das soluções, condições de aplicabilidade dos resultados, etc.

Referências

1 - GEO5 - Geotechnical Engineering Software, v.17, Fine Civil Engineering Software.
2 - Plaxis 2D - v.2012 - Plaxis Geotechnical Software.
3 - LAMBE T. W., WHITMAN R. V. **Soil Mechanics**. 1.ed. New York: Wiley, 1969. 553p.
4 - BUSTAMANTE T. V. U. **Avaliação do comportamento dinâmico de um muro de gravidade**. Rio de Janeiro, 2010. p 26-43. Dissertação de mestrado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
5 - Gerscovich D. M. S. Estruturas de contenção – muros de arrimo. Apostila de estudos.
6 – PERLOFF W.H. & BARON W. **Soil Mechanics, principles and applications.** John Wiley & sons, Inc, 1976.
7 – KRAMER S.L. **Geotechnical Earthquake Engineering.** University of Washington, Prentice-Hall, Inc, 1996.
8 - NAVFAC. **Foundations and earth structures.** *Design Manual 7.2*, U.S. Department of the Navy, Alexandria, 1982.