



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

AYRTON GARCIA DE SOUZA

**CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DO TIPO MURO
DE ARRIMO**

Florianópolis

2017



AYRTON GARCIA DE SOUZA

CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DO TIPO MURO DE ARRIMO

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como parte dos requisitos para obtenção do Título de Engenheiro Civil.

Orientadora: Prof.^a Patrícia de Oliveira Faria

Florianópolis

2017

AYRTON GARCIA DE SOUZA

**CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DO TIPO MURO
DE ARRIMO**

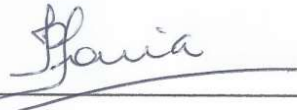
Esse trabalho foi julgado adequado para a obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

Florianópolis, 23 junho de 2017

Prof.^a Luciana Rohde

Coordenadora do Curso

Banca examinadora



Prof.^a Patrícia de Oliveira Faria

Orientadora

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^a Luciana Rohde

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Alysson Rodrigo Marques Gomes de Assis

Universidade Federal de Santa Catarina

À minha mãe, Elizabeth

AGRADECIMENTOS

À minha mãe, Elizabeth, pelo apoio incondicional em todas as etapas da minha vida. Seria necessário escrever um livro para descrever a importância dos seus ensinamentos e da sua força capaz de abrir caminhos no mar para oferecer o melhor a mim e ao meu irmão.

Ao meu pai, Ayrton, pelo apoio e carinho que compartilhamos enquanto esteve presente. Obrigado por tudo e que descanse em paz.

Ao meu segundo pai, Valdeci, por todo o suporte que me ofereceu e ainda oferece.

Ao meu irmão, Maycon, pelo amor e companheirismo que vem aumentando a cada ano que passa.

À minha orientadora, professora Patrícia de Oliveira Faria, pela sua sabedoria e dedicação aos alunos que tornou possível eu escrever este trabalho e terminar meu curso. Um muito obrigado especial à professora, que pra mim também foi mãe em muitos momentos da minha graduação.

Ao Laboratório de Túneis da UFSC, em especial ao professor Marcos Aurélio Marques Noronha e à bolsista Mônica Carvalho Generini de Oliveira, que me forneceram material indispensável para a elaboração deste trabalho.

Às professoras e aos professores da UFSC, pela transferência de informações nestes anos como aluno, em especial à professora Liseane Padilha Thives, que levo comigo como exemplo de docência e profissionalismo.

Aos 23 amigos que fiz nestes anos morando em Florianópolis, em especial a Sabrina, a maior alegria que o curso de engenharia civil me trouxe. Amo todos vocês.

RESUMO

Este trabalho apresenta os projetos geotécnicos de duas estruturas de contenção em concreto estrutural e não-estrutural para uma situação real de projeto. Tais estruturas foram desenvolvidas para conter um talude de 5,0 metros em uma obra de um residencial multifamiliar no município de Criciúma, Santa Catarina.

Para isso, foram estudadas duas alternativas construtivas: um muro de arrimo de gravidade e um muro de flexão. As estruturas foram dimensionadas de forma a suportar o empuxo do terreno e garantir a estabilidade quanto ao deslizamento, tombamento e ruptura do solo de fundação.

Como ferramenta de trabalho, foram utilizadas planilhas eletrônicas elaboradas pelo Laboratório de Túneis (LABTUN) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), onde, com a altura do muro e as propriedades geotécnicas do solo, foi possível fazer o cálculo e o dimensionamento destas estruturas.

Palavras-chave: Estrutura de contenção, muro de gravidade, muro de flexão.

ABSTRACT

This work presents the geotechnical projects of two retaining wall structures in structural and non-structural concrete for a real project situation. These structures were developed to contain a 5.0-meter slope in a multifamily residential building in the municipality of Criciúma, Santa Catarina.

For this, two constructive alternatives were studied: a gravity retaining wall and a cantilever wall. These structures were dimensioned to withstand the soil thrust and to guarantee the stability of sliding, overturning and breaking of the foundation soil.

As a working tool, electronic spreadsheets were developed by Laboratório de Túnes (LABTUN) of the Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), where, with the height of the wall and the geotechnical properties of the soil, it was possible to calculate and dimensioning these structures.

Keywords: Retaining structures, gravity retaining wall, cantilever wall.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Muro de gravidade construído com pedras.

Figura 2 - Muro de gravidade construído com concreto ciclópico.

Figura 3 - Muro de gravidade construído com gabiões.

Figura 4 - Muro de flexão.

Figura 5 - Muro de flexão com contraforte.

Figura 6 - Exemplos de obras em que os empuxos são de natureza ativa: (A) muro de proteção contra a erosão superficial; (B) muro de gravidade.

Figura 7 - Ponte em arco, um exemplo de obra em que mobilizam empuxos de natureza passiva.

Figura 8 - Muro cais-ancorado, caso em que se desenvolvem pressões ativas e passivas.

Figura 9 - Empuxo passivo com poropressão nula.

Figura 10 - Método de Coulomb para o caso ativo. (A) Esforços atuantes; (B) equilíbrio de forças; (C) superfície crítica.

Figura 11 - Distribuição dos empuxos ($c=0$): (A) ativo e (B) passivo.

Figura 12 - Pré-dimensionamento de muros de gravidade.

Figura 13 - Pré-dimensionamento de muros de flexão: modelo 1.

Figura 14 - Pré-dimensionamento de muros de flexão: modelo 2.

Figura 15 - Condições de estabilidade de muros de arrimo.

Figura 16 - Forças atuantes no cálculo da estabilidade de muros.

Figura 17 - Cálculo das tensões na base.

Figura 18 - Cálculo das tensões na base como material não resistente a tração.

Figura 19 - Divisão do muro de flexão em seções.

Figura 20 - Mapa de localização da obra.

Figura 21 - Cartaz de divulgação.

Figura 22 - Fundos do terreno onde será construído o muro de contenção.

Figura 23 - Planilha de muro de gravidade: dados de entrada.

Figura 24 - Dimensionamento de um muro de gravidade.

Figura 25 - Planilha de muro de gravidade: pré-dimensionamento.

Figura 26 - Planilha de muro de gravidade: relações de geometria do muro.

Figura 27 - Planilha de muro de gravidade: cálculo dos empuxos atuantes.

Figura 28 - Planilha de muro de gravidade: cálculo das forças verticais (V) e momentos atuantes (Mr1).

Figura 29 - Planilha de muro de gravidade: verificação da segurança e relação ao escorregamento.

Figura 30 - Planilha de muro de gravidade: verificação da segurança e relação ao tombamento.

Figura 31 - Planilha de muro de gravidade: cálculo das tensões na base.

Figura 32 - Planilha de muro de gravidade: verificação da segurança e relação à capacidade de carga do solo de fundação.

Figura 33 - Planilha de muro de flexão: dados de entrada.

Figura 34 - Dimensionamento de um muro de flexão.

Figura 35 - Planilha de muro de flexão: pré-dimensionamento.

Figura 36 - Planilha de muro de flexão: cálculo dos empuxos atuantes.

Figura 37 - Planilha de muro de flexão: cálculo das forças verticais (V) e momentos atuantes (Mr1).

Figura 38 - Planilha de muro de flexão: verificação da segurança e relação ao escorregamento.

Figura 39 - Planilha de muro de flexão: verificação da segurança e relação ao tombamento.

Figura 40 - Planilha de muro de flexão: cálculo das tensões na base.

Figura 41 - Planilha de muro de flexão: verificação da segurança e relação à capacidade de carga do solo de fundação.

Figura 42 - Dimensionamento da armadura em muros de flexão: dados de entrada.

Figura 43 - Dimensionamento da armadura em muros de flexão: cálculo do empuxo na seção.

Figura 44 - Dimensionamento da armadura em muros de flexão: cálculo das força cortante e do momento fletor.

Figura 45 - Dimensionamento da armadura em muros de flexão: cálculo da armadura.

Figura 46 - Dimensionamento da armadura em muros de flexão: verificação da armadura da força cortante.

Figura 47 - Dimensionamento da armadura em muros de flexão: resumo da armadura.

Figura 48 - Muro de gravidade: valores encontrados para a situação real de projeto.

Figura 49 - Muro de flexão: valores encontrados para a situação real de projeto.

Figura 50 - Planilha eletrônica para cálculo e dimensionamento de muro de gravidade numa situação real de projeto.

Figura 51 - Planilha eletrônica para cálculo e dimensionamento de muro de flexão numa situação real de projeto.

Figura 52 - Planilha eletrônica para cálculo da armadura do muro de flexão numa situação real de projeto.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de capacidade de carga.

Tabela 2 - Cálculo de m_1 .

Tabela 3 – Valores mínimos de $p_{mín}$.

Tabela 4 - Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projeto de muros.

LISTA DE SIGLAS

FS – Fator de Segurança

LABTUN – Laboratório de Túneis

SPT – Standard Penetration Test

UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s – Área de armadura por metro

$A_{s_{\min}}$ – Área de armadura mínima por metro

b_w – Comprimento (geralmente 1 metro)

c – Coesão

c – Cobrimento

d – Distância da borda mais comprimida ao centro de gravidade da armadura

e – Espessura

q_{\max} – Capacidade de carga máxima

q_s – Sobrecarga efetiva

B ou b – Largura da base do muro

E_a – Empuxo ativo

E_{a_1} – Empuxo ativo na seção do muro

E_h – Empuxo ativo horizontal

E_p – Empuxo passivo

E_v – Empuxo ativo vertical

F_r – Força resistente

FS – Fator de segurança

h – altura da seção

H – Altura do muro

H_1 – Altura do muro na seção

K_3 – Valor encontrado através de K_6 e do tipo de aço pela tabela do Anexo IV

M – Momento fletor

M_a – Momento atuante

M_o – Momento em relação ao centro de gravidade da sapata

M_{r_1} – Momento resistente

MS_1 – Momento relativo ao empuxo ativo.

N_c , N_q , N_γ – Fatores de capacidade de carga

P ou P_p – Força exercida pelo muro para evitar o escorregamento

pa_1 – Parcela do empuxo na seção

P_c – Peso do muro de concreto

P_s – Peso do solo

W – Peso da massa de solo deslizando

V – Carga vertical

VR_{d1} – Força cortante resistente de cálculo

VS_1 – Força cortante

VS_{d1} – Força cortante solicitante de cálculo

LISTA DE SÍMBOLOS – ALFABETO GREGO

α – Inclinação do muro em relação a horizontal

β – Ângulo de inclinação do terreno adjacente

γ – Peso específico

γ_f – Peso específico do solo de fundação

δ – Ângulo de atrito solo-muro

θ – Ângulo formado entre a cunha de ruptura e a horizontal

k_a – Coeficiente de empuxo ativo

k_p – Coeficiente de empuxo passivo

σ – Tensão

σ_h – Tensões horizontais

σ_{max} – Tensão máxima

ϕ – Diâmetro da bitola da barra de aço

ϕ – Ângulo de atrito do solo

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	18
1.1. Objetivos.....	18
1.1.1. Objetivos gerais	18
1.1.2. Objetivos específicos	19
1.2. Limitações do trabalho	19
1.3. Estrutura do trabalho	19
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1. Muros de Contenção	21
2.2. Tipos de Muros	21
2.2.1. Muros de gravidade.....	21
2.2.2. Muros de flexão.....	23
2.3. Empuxos de terra	24
2.4. Teorias de empuxos aplicadas aos muros de contenção	26
2.4.1. Teoria de Coulomb	26
2.4.1.1. Cálculo do empuxo passivo pelo método de Coulomb.....	27
2.4.1.2. Cálculo do empuxo ativo pelo método de Coulomb.....	29
2.4.2. Teoria de Rankine	32
2.5. Dimensionamento de muros de arrimo	35
2.6. Estabilidade de muros de arrimo	37
2.6.1. Deslizamento ou escorregamento	37
2.6.2. Tombamento	40
2.6.3. Ruptura do solo de fundação	40
2.7. Dimensionamento da armadura em muros de flexão	45
3. DESCRIÇÃO DA OBRA.....	50
4. IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO	52
5. DIMENSIONAMENTO	54
5.1. Elaboração das planilhas eletrônicas de cálculo	54
5.2. Dimensionamento e cálculo de um muro de gravidade com o auxílio das planilhas de cálculo do LABTUN/UFSC	55
5.3. Dimensionamento e cálculo de um muro de flexão com o auxílio das planilhas de cálculo do LABTUN/UFSC	61

5.4. Dimensionamento da armadura em muros de flexão com o auxílio das planilhas de cálculo do LABTUN/UFSC	66
6. RESULTADOS ENCONTRADOS.....	70
6.1. Muro de gravidade	70
6.2. Muro de flexão	72
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	79
8. REFERÊNCIAS	80
ANEXO I	81
ANEXO II	82
ANEXO III	90
ANEXO IV	91
ANEXO V	93

1. INTRODUÇÃO

Segundo Luiz (2014), estruturas de contenção são obras de engenharia civil necessárias quando o estado de equilíbrio natural de um maciço de solo ou de rocha é alterado por solicitações que podem ocasionar deformações excessivas e até mesmo o seu colapso. A estrutura deverá, então, suportar as pressões laterais (empuxo) do material a ser contido de forma a garantir segurança ao talude.

No cálculo de estruturas do tipo muros de arrimo, é necessário um pré-dimensionamento considerando a altura de solo, que precisa ser contida, para, então, verificar se a estabilidade da estrutura é garantida.

Para facilitar este processo, foram desenvolvidas planilhas eletrônicas junto ao Laboratório de Túneis (LABTUN) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), onde, com apenas alguns dados de entrada, é possível fazer o cálculo e dimensionamento destas estruturas, além de verificar a sua estabilidade quanto ao deslizamento, tombamento e ruptura do solo de fundação, além do cálculo da armadura para o muro resistir aos esforços de tração.

Tais planilhas foram utilizadas para calcular duas alternativas construtivas, a fim de conter um talude de solo em uma obra de um residencial multifamiliar na cidade de Criciúma, Santa Catarina. A primeira alternativa estudada foi a construção de um muro de gravidade e a segunda a construção de um muro de flexão armado.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivos gerais

Este trabalho possui os seguintes objetivos gerais:

- Realizar uma análise dos métodos de cálculo e dimensionamento de estruturas de contenção do tipo muros de arrimo e

- Verificar a segurança quanto a estabilidade da estrutura.

1.1.2. Objetivos específicos

Como objetivos específicos, este trabalho pretende:

- Aplicar as planilhas de cálculo desenvolvidas pelo LABTUN/UFSC em uma situação real de projeto e
- Oferecer duas alternativas para construção de uma estrutura de contenção em uma obra no município de Criciúma, Santa Catarina.

1.2. Limitações do trabalho

Apesar de existirem inúmeras alternativas para o dimensionamento de estruturas de contenção de solo disponíveis na literatura, este trabalho se limitou a estudar estruturas do tipo muros de arrimo de gravidade com concreto não estrutural e muros de flexão armado.

Tal limitação se deu ao fato de que estas foram as alternativas mais estudadas pelo bolsista no LABTUN/UFSC e que possuíam as planilhas eletrônicas disponíveis para a verificação dos resultados obtidos.

1.3. Estrutura do trabalho

Este trabalho foi dividido em oito capítulos, incluindo a Introdução. No Capítulo 2, foi feita uma revisão bibliográfica do conceito de muro de contenção, em que são apresentadas algumas estruturas existentes deste tipo. Além disso, neste capítulo são demonstradas duas teorias de empuxo, de Coulomb e de Rankine, e como são dimensionadas e verificadas a segurança das estruturas de muros de gravidade e de flexão.

No Capítulo 3 é apresentada a obra em que será realizada a execução das estruturas de contenção estudadas e no Capítulo 4 foi demonstrado como foram encontrados os parâmetros utilizados no dimensionamento das estruturas.

Já no Capítulo 5 é feita uma análise de como se dá o dimensionamento das estruturas com o auxílio das planilhas eletrônicas desenvolvidas pelo LABTUN/UFSC e no Capítulo 6 são apresentados os resultados obtidos com o uso das planilhas em uma situação real de projeto.

No Capítulo 7 são feitas as considerações finais e, finalmente, são apresentadas as referências utilizadas para a execução deste trabalho. Por fim, as últimas páginas são utilizadas para registrar os Anexos, como laudos dos ensaios SPT e as tabelas utilizadas para o dimensionamento das estruturas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Muros de Contenção

Segundo Gerscovich et al (2016), muros são estruturas corridas de parede vertical ou quase vertical, apoiadas em uma fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria (tijolos ou pedras), em concreto (simples, ciclópico ou armado) ou, ainda, de elementos especiais. Os muros de arrimo podem ser de vários tipos: de gravidade, de flexão (com ou sem contraforte), armado ou não e com ou sem tirantes.

2.2. Tipos de Muros

2.2.1. Muros de gravidade

De acordo com Menezes (2010), muros de gravidade são estruturas corridas que utilizam o peso próprio para se opor aos empuxos horizontais, geralmente utilizados para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a cerca de cinco metros. A resistência ao tombamento e ao escorregamento pela base é conferida na sua maior parte pelo peso da estrutura de suporte. O comportamento destes tipos de estruturas é condicionado pelos deslocamentos. As forças internas nos muros têm apenas uma importância secundária porque estes são sempre considerados como um corpo rígido.

Nas Figuras 1, 2 e 3 estão indicados alguns exemplos de muros de gravidade:

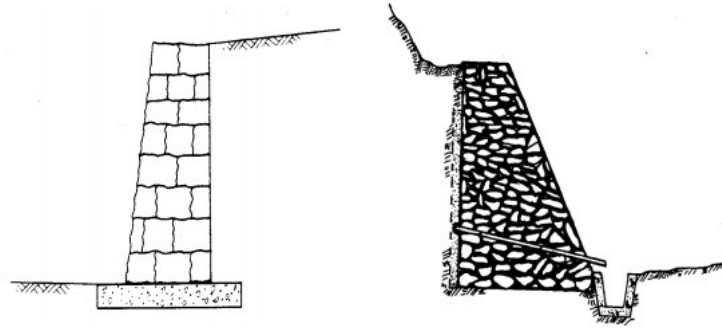


Figura 1 - Muro de gravidade construído com pedras. Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).

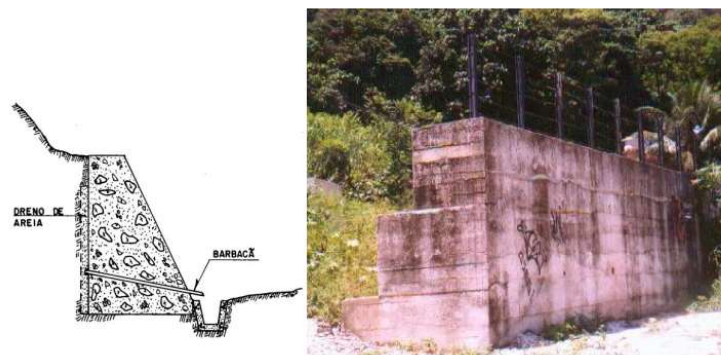


Figura 2 - Muro de gravidade construído com concreto ciclópico. Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).



Figura 3 - Muro de gravidade construído com gabões. Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).

2.2.2. Muros de flexão

Muros de flexão são estruturas mais esbeltas, com seção transversal em forma de “L” que resistem aos empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço, que se apoia sobre a base, para manter-se em equilíbrio (Figura 4). Em geral, esta base apresenta largura entre 50% e 70% da altura do muro. São comumente construídos em concreto armado, tornando-se antieconômicos para alturas acima de cinco a sete metros. Nestes casos, torna-se necessário o emprego de vigas de enrijecimento ou contraforte, conforme mostra a Figura 5.



Figura 4 - Muro de flexão. Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).



Figura 5 - Muro de flexão com contraforte. Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).

2.3. Empuxos de terra

De acordo com Gerscovich et al (2016), o empuxo de terra pode ser entendido como a resultante da distribuição de tensões horizontais produzida por uma massa de solo sobre as estruturas com ele em contato. Sua determinação é de grande importância para o projeto de estruturas de contenção, tais como cortinas de estaca-prancha, muros de arrimo, paredes diafragma e outras estruturas onde ocorra o processo de interação solo-estrutura.

Dentre os fatores que intervêm neste processo de interação, Guerrin e Lavaur (2003) cita o seguintes como principais:

- Os dependentes do elemento vertical do muro: altura, rugosidade, deformabilidade e inclinação;
- Os dependentes do solo: densidade, estrutura (não-coesivo, coesivo), ângulo de atrito interno, recalque, umidade, chuvas, lençóis aquíferos, trepidações e solicitações próprias do terrapleno por sobrecarga (verticais ou horizontais) e
- Os dependentes do elemento horizontal do muro (sapata de fundação): deformabilidade por rotação e translação (vertical ou horizontal).

Segundo Gerscovich et al (2016), são inúmeros os casos em que as estruturas interagem com o solo por meio de forças horizontais, ou seja, o empuxo de terra, que pode ser dividido em duas categorias:

A primeira se verifica quando uma estrutura é construída para suportar um maciço de solo, denominada como empuxo ativo. Neste caso, diz-se que o solo “empurra” a estrutura, que reage, tendendo a afastar-se do maciço. Na Figura 6 são apresentadas duas obras deste tipo:

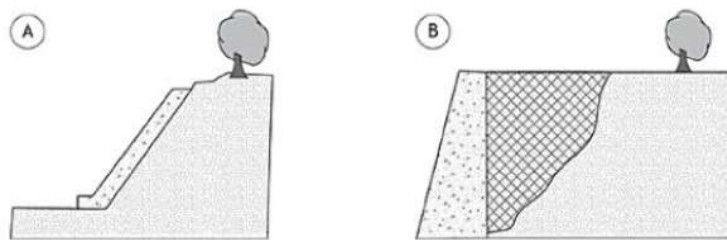


Figura 6 - Exemplos de obras em que os empuxos são de natureza ativa: (A) muro de proteção contra a erosão superficial; (B) muro de gravidade. Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).

Já na segunda categoria, ao contrário, é a estrutura que é empurrada contra o solo. Neste caso, a força exercida pela estrutura sobre o solo é de natureza passiva. Pode-se citar como exemplo deste tipo as pontes em arco, onde as suas fundações transmitem ao maciço forças com elevada componente horizontal, como mostra a Figura 7.

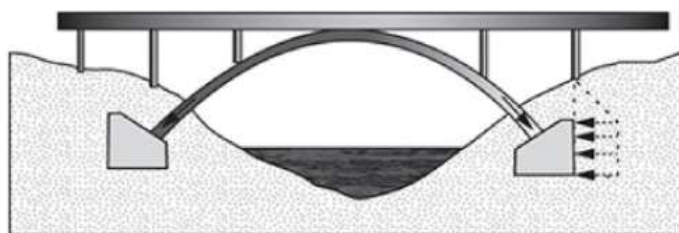


Figura 7 - Ponte em arco, um exemplo de obra em que mobilizam empuxos de natureza passiva. Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).

É possível ainda que, em determinadas obras, a interação solo-estrutura englobe simultaneamente as duas categorias acima. É o que pode ser visto na Figura 8, um exemplo de muro de cais ancorado. Neste caso, as pressões do solo suportado imediatamente atrás da cortina são equilibradas pela força de um tirante de aço amarrado em um ponto perto do topo da cortina e pelas pressões do solo em frente à cortina. O esforço de tração no tirante tende a deslocar a placa para a esquerda, isto é, empurra-a contra o solo, mobilizando pressões de natureza passiva de um lado e pressões de natureza ativa do lado oposto (GERSCOVICH ET AL, 2016).

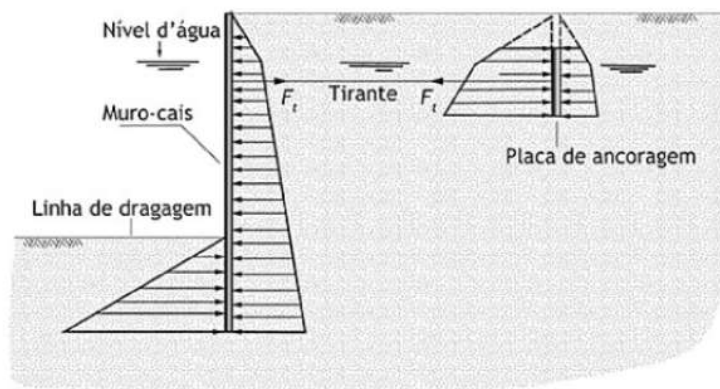


Figura 8 - Muro cais-ancorado, caso em que se desenvolvem pressões ativas e passivas. Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).

2.4. Teorias de empuxos aplicadas aos muros de contenção

2.4.1. Teoria de Coulomb

Segundo Budhu (2015), Coulomb foi o pioneiro no desenvolvimento de teorias que trataram do empuxo de terra. Seu método foi baseado no equilíbrio limite com ou sem atrito entre o muro e o solo. Segundo esta teoria, existe uma condição de equilíbrio limite através da qual uma massa de solo atrás de um muro de contenção vertical irá deslizar ao longo de um plano inclinado em relação à horizontal. Desta forma, Coulomb determinou o plano de deslizamento pela procura de um plano no qual o máximo de empuxo atua.

Para aplicar a teoria, Coulomb partiu dos princípios básicos da Teoria do Equilíbrio Limite. São eles:

- Seleção de um mecanismo de ruptura possível;
- Determinação de forças atuantes na superfície de ruptura e
- Uso das equações de equilíbrio para determinar o empuxo máximo.

2.4.1.1. Cálculo do empuxo passivo pelo método de Coulomb

No cálculo dos empuxos, as superfícies de deslizamento devem ser arbitradas a fim de delimitar cunhas de solos adjacentes à parede. Com base no equilíbrio de forças atuantes em cada cunha de solo, calcula-se o valor da força que a estrutura deve exercer sobre o maciço para provocar o deslizamento da cunha de empuxo passivo.

Para o empuxo passivo, os sentidos dos deslocamentos relativos entre a cunha e o restante do maciço e entre a cunha e o muro são invertidos com relação ao ativo. Neste caso, as forças atuantes situam-se no outro lado da normal à superfície de deslizamento e da normal à parede, como pode ser observado na Figura 9. (GERSCOVICH ET AL, 2016).

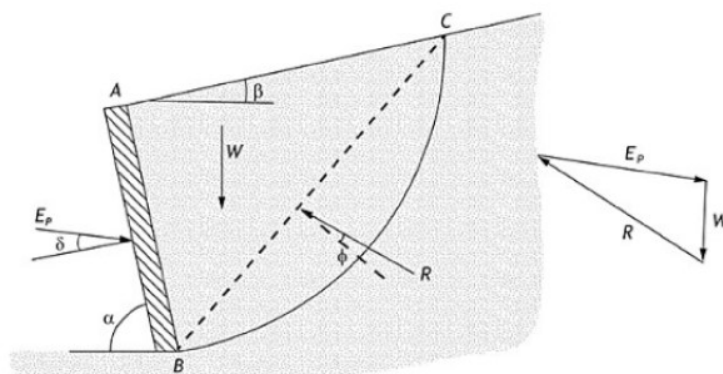


Figura 9 - Empuxo passivo com poropressão nula. Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).

Na cunha de solo ABC, atuam três forças: E_p , W e R , sendo esta última a resultante das forças E_p e W . A força W engloba o peso do solo e de eventuais sobrecargas no terreno e pode ser expressa por:

$$W = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\sin(\alpha + \theta) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \right] \quad (1)$$

Ao se aplicar a lei dos senos no polígono formado na Figura 9, tem-se:

$$\frac{P_p}{\text{sen}(\theta + \phi)} = \frac{W}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta - \phi - \delta)} \quad (2)$$

Ou

$$P_p = \frac{W \text{sen}(\theta + \phi)}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta - \phi - \delta)} \quad (3)$$

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\text{sen}(\alpha + \theta) \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \right] \frac{\text{sen}(\theta + \phi)}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta - \phi - \delta)} \quad (4)$$

Derivando da equação anterior:

$$\frac{dP_p}{d\theta} = 0 \quad (5)$$

Chega-se a:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_p \quad (6)$$

Em que:

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (7)$$

Onde:

E_p = Empuxo passivo

k_p = Coeficiente de empuxo passivo

P_p = força exercida pelo muro para evitar o escorregamento

W = Peso da massa de solo deslizante

H = Altura do muro

γ = Peso específico

θ = Ângulo formado entre a cunha de ruptura e a horizontal

α = Inclinação do muro em relação a horizontal

ϕ = Ângulo de atrito do solo

δ = Ângulo de atrito solo-muro

β = Ângulo de inclinação do terreno adjacente

2.4.1.2. Cálculo do empuxo ativo pelo método de Coulomb

Dependendo dos deslocamentos de massa de solo adjacente à parede, pode-se originar cunhas de empuxo ativo. Com base no equilíbrio das forças atuantes na cunha de solo, calcula-se o valor da reação que a estrutura deve exercer para se opor ao deslizamento da cunha. Como a cunha crítica é desconhecida, o processo deve ser repetido para determinar a condição mais desfavorável (GERSCOVICH ET AL, 2016).

A Figura 10 esquematiza a aplicação do método de Coulomb para a determinação do empuxo ativo. Na cunha do solo ABC, atuam três forças: W, P e R, sendo esta última a resultante das forças W e P.

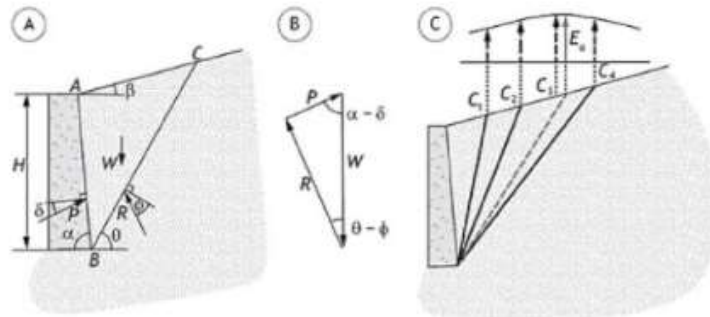


Figura 10 - Método de Coulomb para o caso ativo. (A) Esforços atuantes; (B) equilíbrio de forças; (C) superfície crítica. Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).

Da mesma forma que para o empuxo passivo, aplicando-se a lei dos senos no polígono da Figura 10, item B, tem-se:

$$\frac{P}{\text{sen}(\theta - \phi)} = \frac{W}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \quad (8)$$

Com isso:

$$P = \frac{W \text{sen}(\theta - \phi)}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \quad (9)$$

Substituindo o peso da cunha:

$$P = \frac{\gamma H^2}{2 \text{sen}^2 \alpha} \left[\text{sen}(\alpha + \theta) \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \right] \frac{\text{sen}(\theta - \phi)}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta + \phi + \delta)} \quad (10)$$

Derivando a equação anterior e igualando a derivada a zero (para o empuxo máximo):

$$\frac{dP_p}{d\theta} = 0 \quad (11)$$

Chega-se a:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_a \quad (12)$$

Em que:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \text{sen}(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (13)$$

Onde:

E_a = Empuxo ativo

k_a = Coeficiente de empuxo ativo

P = força exercida pelo muro para evitar o escorregamento

W = Peso da massa de solo deslizante

H = Altura do muro

γ = Peso específico

θ = Ângulo formado entre a cunha de ruptura e a horizontal

α = Inclinação do muro em relação a horizontal

ϕ = Ângulo de atrito do solo

δ = Ângulo de atrito solo-muro

β = Ângulo de inclinação do terreno adjacente

2.4.2. Teoria de Rankine

A solução que Rankine encontrou em 1857 apoia-se nas equações de equilíbrio interno do maciço, ou seja, o equilíbrio das tensões entre os campos externos e internos atuantes sobre a cunha plastificada. De acordo com esta teoria, o deslocamento de uma estrutura em contato com o solo mobiliza o estado limite de plastificação em todo o maciço, formando-se infinitas superfícies potenciais de ruptura plana. (GERSCOVICH ET AL, 2016)

Segundo Marangon (2009), pela teoria de Rankine, algumas condições iniciais devem ser estabelecidas para a análise da resistência ao cisalhamento das massas de solos. São elas:

- O solo do terrapleno considerado é areia pura seca (sem coesão) homogênea em todo o espaço semi-infinito considerado;
- O atrito entre o terrapleno e o parâmetro vertical do plano de contenção é considerado nulo;
- Terrapleno sem nenhuma sobrecarga (concentrada, linear ou distribuída) e
- O terrapleno é constituído de uma camada única e contínua de mesmo solo e sua superfície superior é horizontal (solo homogêneo).

Para o caso de solos coesivos, segundo Gerscovich et al (2016), o empuxo total é calculado com base na integral do diagrama de distribuição de tensões horizontais (σ_h):

$$E = \int_0^z \sigma_h dz \quad (14)$$

Quando considerado um solo homogêneo, seco, com coesão igual a zero, os valores dos empuxos totais ativos (E_a) e passivo (E_p) são calculados com base na área dos triângulos ABD, conforme a Figura 11 e podem ser obtidos pelas expressões:

$$E_a = \int_0^h k_a \gamma z dz = \frac{\gamma h^2 k_a}{2} \quad (15)$$

$$E_p = \int_0^h k_p \gamma z dz = \frac{\gamma h^2 k_p}{2} \quad (16)$$

Onde,

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (17)$$

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (18)$$

Em que E_a é o empuxo ativo, E_p o empuxo passivo, k_a o coeficiente de empuxo ativo, k_p o coeficiente de empuxo passivo, h a altura do muro, γ o peso específico, β a inclinação do terreno adjacente e ϕ o ângulo de atrito do solo.

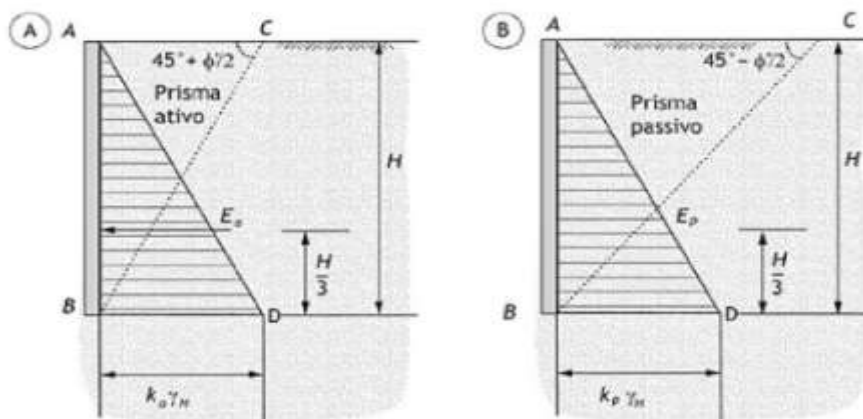


Figura 11 - Distribuição dos empuxos ($c=0$): (A) ativo e (B) passivo. Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).

Já para o caso de solos coesivos, as tensões efetivas horizontais representativas do estado ativo e passivo incorporam uma parcela constante e suas equações ficam da seguinte forma:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2cH\sqrt{K_a} \quad (19)$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2cH\sqrt{K_p} \quad (20)$$

Segundo Gerscovich et al (2016), a solução de Rankine tende a fornecer valores mais elevados de empuxo ativo. Entretanto é mais utilizada porque:

- As soluções são simples, especialmente quando o retroaterro é horizontal;
- Dificilmente se dispõe dos valores dos parâmetros de resistência solo-muro;
- No caso ativo, o efeito do atrito solo-muro no valor do coeficiente de empuxo ativo k_a é desprezível. O efeito do coeficiente de atrito solo-muro pode ser expresso pela mudança na direção do empuxo total e
- Para paramentos não verticais, o solo pode ser incorporado ao muro.

As grandes limitações da teoria de Rankine são:

- O retroaterro deve ser plano;
- A parede não deve interferir na cunha de ruptura e
- Não existe resistência mobilizada no contato solo-muro.

Apesar de mais geral, a solução de Coulomb também impõe que:

- O retroaterro deve ser plano e
- A face da parede deve ser plana.

2.5. Dimensionamento de muros de arrimo

Segundo Moliterno (1980), para dimensionar um muro de arrimo, deve-se partir com a estrutura pré-dimensionada para, então, ser verificada a sua estabilidade. Desta forma, as dimensões são obtidas através de critérios empíricos e comparação com projetos executados. As Figuras 12, 13 e 14 podem ser utilizadas como auxílio na obtenção dos valores iniciais no dimensionamento.

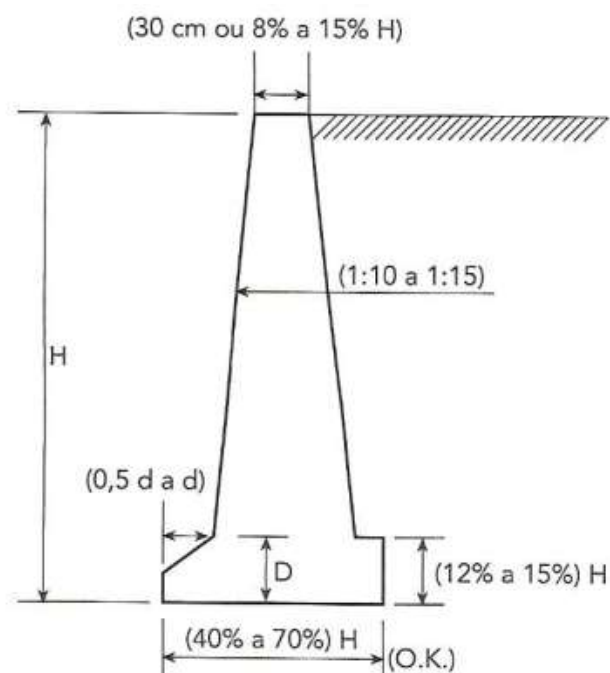


Figura 12 - Pré-dimensionamento de muros de gravidade. Fonte: MARCHETTI (2007).

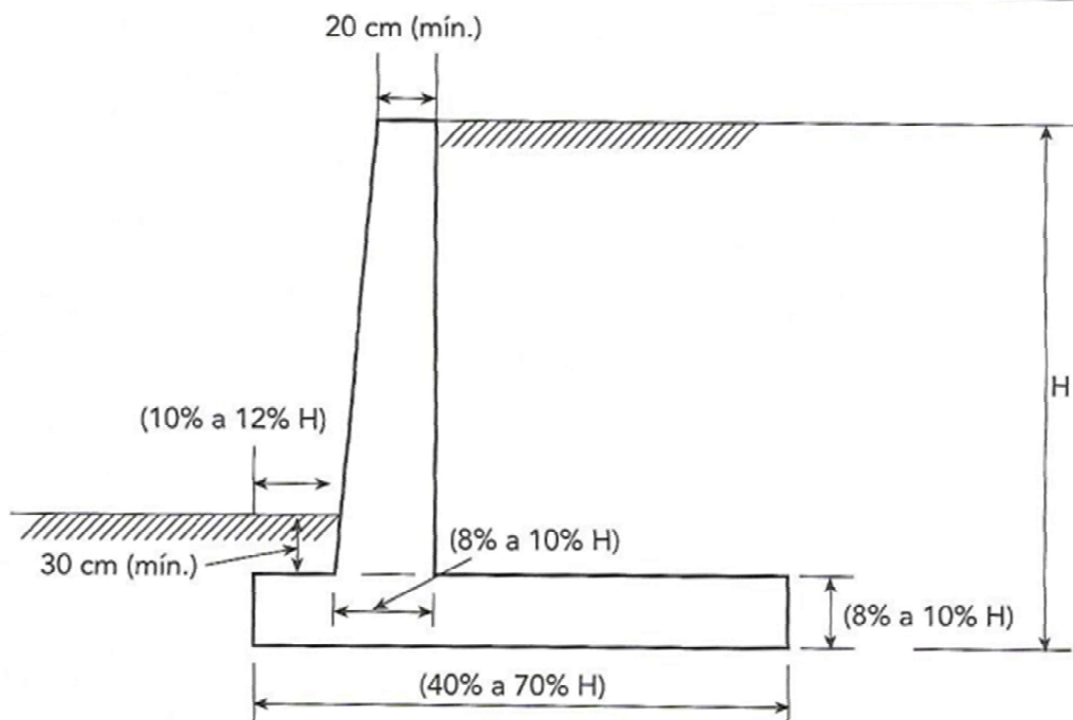


Figura 13 - Pré-dimensionamento de muros de flexão: modelo 1. Fonte: MARCHETTI (2007).

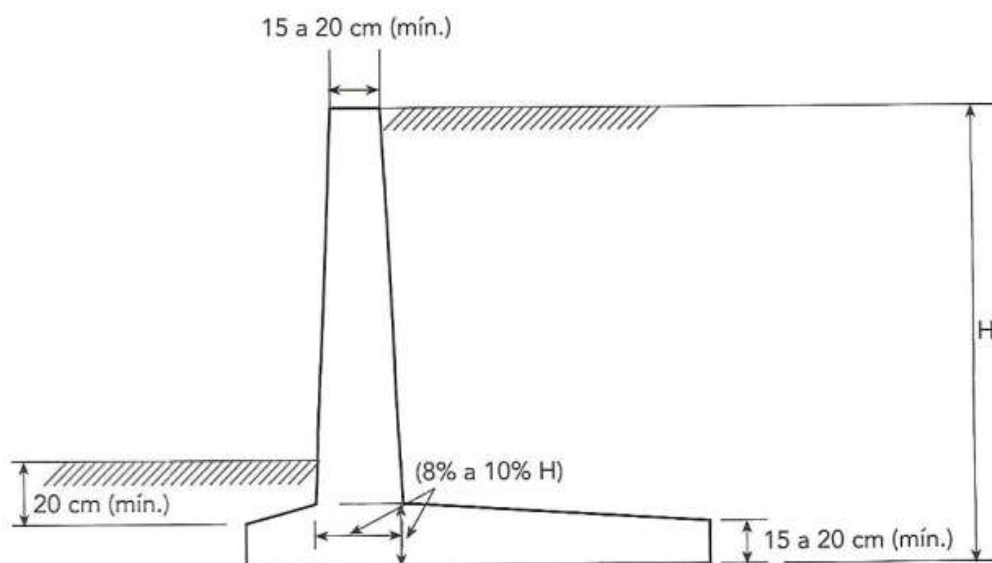


Figura 14 - Pré-dimensionamento de muros de flexão: modelo 2. Fonte: MARCHETTI (2007).

2.6. Estabilidade de muros de arrimo

Na análise da estabilidade de muros de arrimo, são considerados três potenciais mecanismos de ruptura: deslizamento da base, tombamento e ruptura do solo de fundação, conforme mostra a Figura 15.

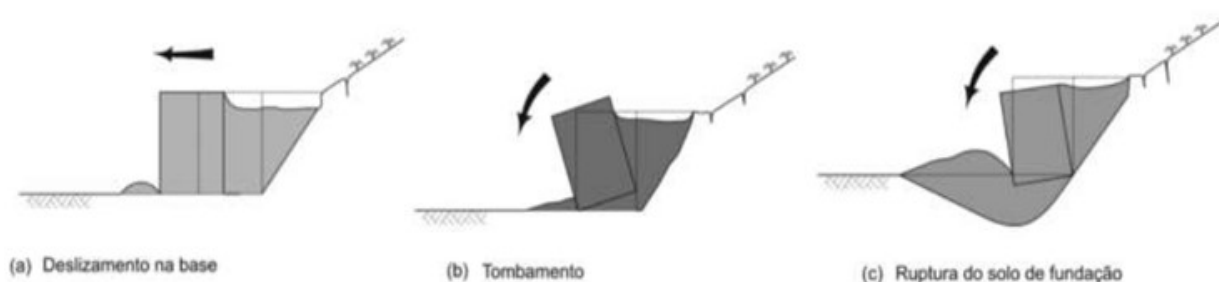


Figura 15 - Condições de estabilidade de muros de arrimo. Fonte: próprio autor, adaptado de LUIZ (2014).

A seguir, serão apresentados os procedimentos necessário para o cálculo da estabilidade de muros de arrimo considerando os mecanismos citados anteriormente:

2.6.1. Deslizamento ou escorregamento

A verificação ao deslizamento é realizada com o intuito de evitar deslocamento da estrutura de contenção devido aos esforços atuantes. Para isso, a segurança contra o deslizamento é determinada pelo equilíbrio de esforços solicitantes como as componentes horizontais do empuxo, sobrecarga, água e esforços resistentes como os de adesão e atrito na base do muro, como ilustrado na Figura 16. (LUIZ, 2014)

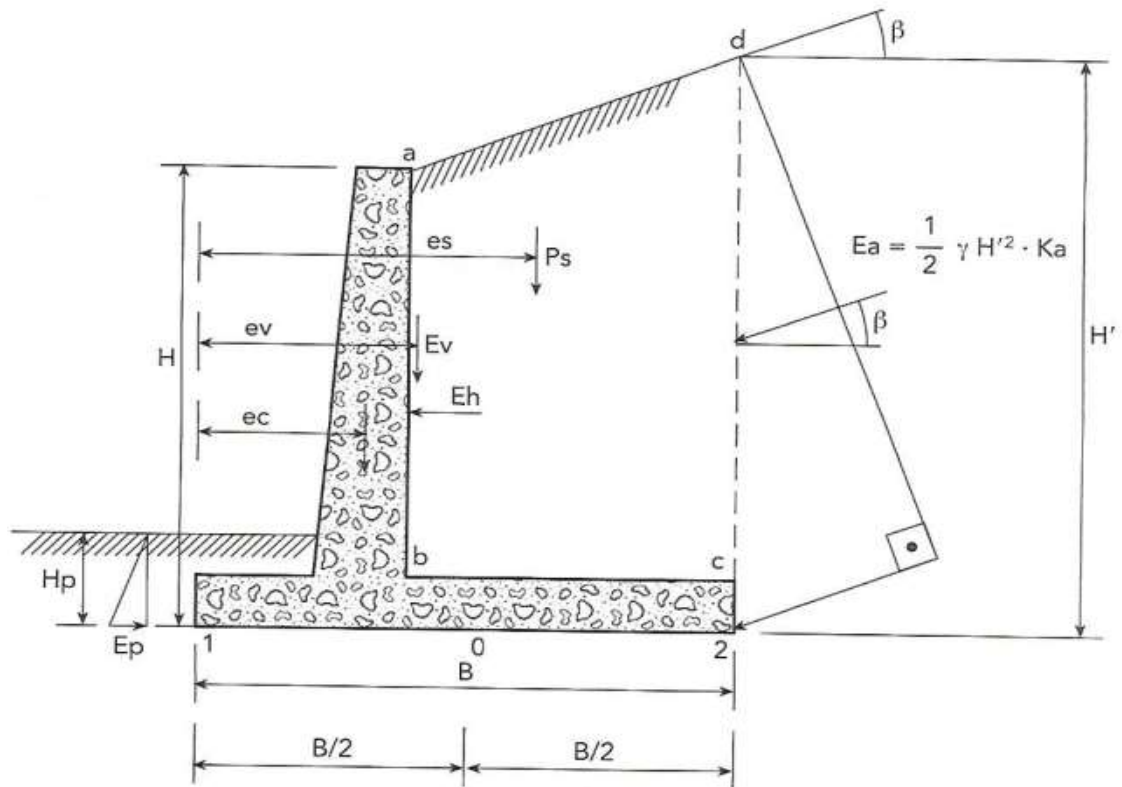


Figura 16 - Forças atuantes no cálculo da estabilidade de muros. Fonte: MARCHETTI (2007).

Considerando os parâmetros do solo ϕ igual ao ângulo de atrito, c igual a coesão e γ igual ao peso específico, tem-se:

$$C' = 0,5c \text{ a } 0,67c \quad (21)$$

$$f = 0,67 \text{tg} \phi \text{ a } \text{tg} \phi \quad (22)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_p^2 \cdot K_p \quad (23)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (24)$$

$$E_v = E_a \cdot \text{sen} \beta \quad (25)$$

$$Eh = Ea \cdot \cos \beta \quad (26)$$

$$Fr = (Ps + Pc + Ev) \cdot 0,67 \cdot \text{tg}\phi + c' \cdot B + Ep \quad (27)$$

Em que Ea é o empuxo ativo, Ep o empuxo passivo, Ev o empuxo ativo na vertical, Eh o empuxo ativo na horizontal, Fr a força resistente, Pc o peso do muro de concreto e Ps o peso do solo em abcd, conforme a Figura 16.

Como pode acontecer de que o solo na frente do muro seja retirado (erodido), recomenda-se adotar $Ep = 0$. Desta forma, a equação para Fr fica:

$$(Ps + Pc + Ev) \cdot 0,67 \cdot \text{tg}\phi + c' B \quad (28)$$

Ou

$$Fr = (Ps + Pc + Ev) \cdot \text{tg}\phi + c' B \quad (29)$$

Por fim, para atender a estabilidade quanto ao deslizamento, a seguinte relação deve ser atendida (MARCHETTI, 2007):

$$\frac{Fr}{Eh} \geq \begin{cases} 1,5 \text{ solo não coesivo} \\ 2,0 \text{ solo coesivo} \end{cases} \quad (30)$$

2.6.2. Tombamento

Para a verificação da segurança quanto ao tombamento, o momento resistente do muro deve ser maior que o momento atuante, que é definido como o momento do empuxo total atuante sobre o ponto considerado.

Assim, segundo Marchetti (2007), o momento atuante é definido como:

$$Ma = M_1 = Eh \cdot (H'/3) \quad (31)$$

E o momento resistente é definido como:

$$Mr_1 = Ps \cdot es + Pc \cdot ec + Ev \cdot ev \quad (32)$$

Por fim, para atender a estabilidade quanto ao tombamento, a seguinte relação deve ser atendida (MARCHETTI, 2007):

$$\frac{\text{Momentos resistentes}}{\text{Momentos atuantes}} = \frac{Mr_1}{Ma} \geq \begin{cases} 1,5 \text{ solo não coesivo} \\ 2,0 \text{ solo coesivo} \end{cases} \quad (33)$$

2.6.3. Ruptura do solo de fundação

Por último, a análise da capacidade de carga consiste na verificação da segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação. A análise geralmente considera o muro rígido e a distribuição de tensões linear ao longo da base.

Para isso, define-se como carga vertical (V) a seguinte relação:

$$P_c + P_s + E_v = V \quad (34)$$

E o momento em relação ao centro de gravidade da sapata do muro igual a:

$$M_o = -P_s \cdot (e_s - 0,5b) + P_c \cdot (0,5b - e_c) + E_v \cdot (0,5b - e_v) + E_h \cdot \frac{H'}{3} \quad (35)$$

Considerando um muro com um metro de largura, tem-se:

$$w = \frac{1 \cdot b^2}{6} = \frac{b^2}{6} \quad (36)$$

$$S = B \cdot 1 = B \quad (37)$$

Analisando a Figura 17, tem-se que:

$$\sigma = \frac{V}{S} \pm \frac{M_o}{w} \quad (38)$$

$$\sigma_1 = \frac{V}{S} + \frac{M_o}{w} = \frac{P_c + P_s + E_v}{b \cdot 1} + \frac{M_o}{\frac{b^2}{6}} \quad (39)$$

$$\sigma_1 = \frac{P_c + P_s + E_v}{b} + \frac{6M_o}{b^2} \quad (40)$$

E

$$\sigma_2 = \frac{V}{S} - \frac{Mo}{w} = \frac{V}{S} - \frac{6Mo}{b^2} \quad (41)$$

$$\sigma_2 = \frac{Pc + Ps + Ev}{b} - \frac{6Mo}{b^2} \quad (42)$$

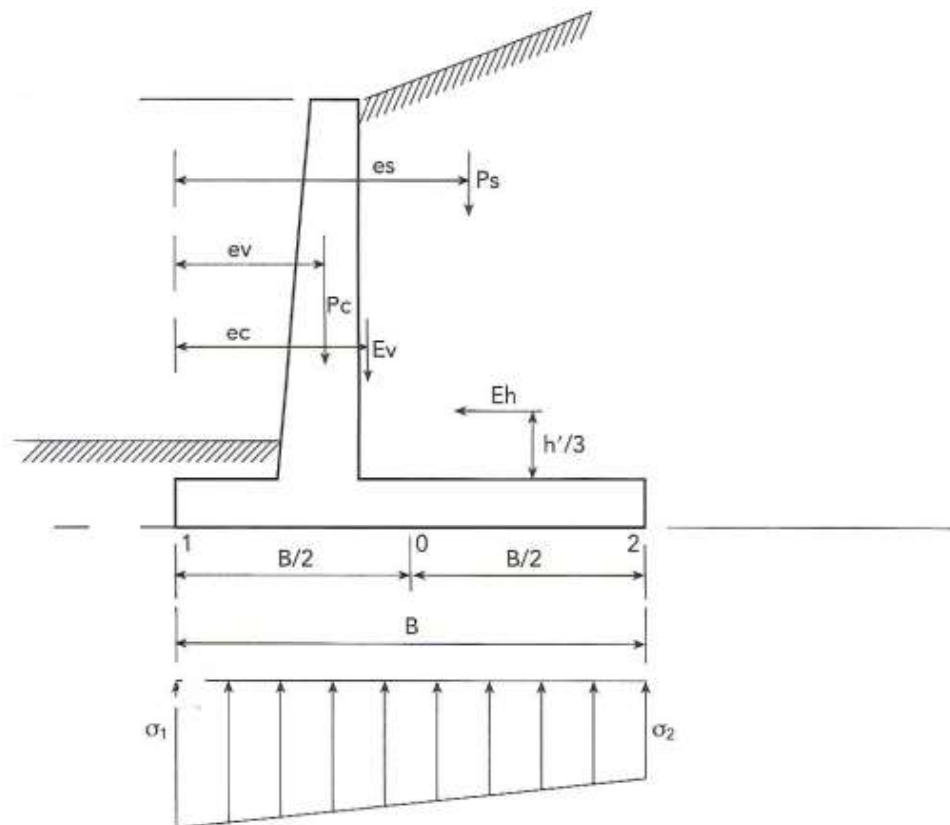


Figura 17 - Cálculo das tensões na base. Fonte: MACHETTI (1980).

Segundo Gerscovich et al (2016), para evitar a ruptura do solo de fundação do muro, o critério adotado recomenda que:

$$\sigma_{\max} < \frac{q_{\max}}{FS} \approx \frac{q_{\max}}{2,5} \quad (43)$$

Sendo q_{max} a capacidade de suporte calculada pelo método clássico de Terzaghi, segundo Gerscovich et al (2016), considerando a base do muro como sendo uma sapata, conforme mostra a equação a seguir:

$$q_{max} = c' \cdot N_c + q_s \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_\gamma \quad (44)$$

Em que:

$$B' = B - 2e \quad (45)$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Mr_1 - Ma}{V} \quad (46)$$

$$q_s = \gamma_f \times \text{altura de embutimento do muro no solo.} \quad (47)$$

Onde:

c' = coesão do solo de fundação;

γ_f = peso específico do solo de fundação;

N_c , N_q , N_γ = fatores de capacidade de carga, segundo a Tabela 1;

Observação 1: sobrecarga efetiva no nível da base da fundação $q_s = 0$, caso a base do muro não esteja embutida no solo de fundação.

Observação 2: $e > B/6$ para evitar pressões de tração na base do muro.

Tabela 1 - Fatores de capacidade de carga. Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).

ϕ (graus)	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00
2	5,63	1,20	0,15
4	6,19	1,43	0,34
6	6,81	1,72	0,57
8	7,53	2,06	0,86
10	8,35	2,47	1,22
12	9,28	2,97	1,69
14	10,37	3,59	2,29
16	11,63	4,34	3,06
18	13,10	5,26	4,07
20	14,83	6,40	5,39
22	16,88	7,82	7,13
24	19,32	9,60	9,44
26	22,25	11,85	12,54
28	25,80	14,72	16,72
30	30,14	18,40	22,40
32	35,49	23,18	30,22
34	42,16	29,44	41,06
36	50,59	37,75	56,31
38	61,35	48,93	78,03
40	75,31	64,20	109,41
42	93,71	85,38	155,55
44	118,37	115,31	224,64
46	152,10	158,51	330,35
48	199,26	222,31	496,01
50	266,89	319,07	762,89

No caso de $\sigma_2 < 0$, deve ser realizado o cálculo da tensão σ_1 (máxima) como material não resistente a tração (Figura 18):

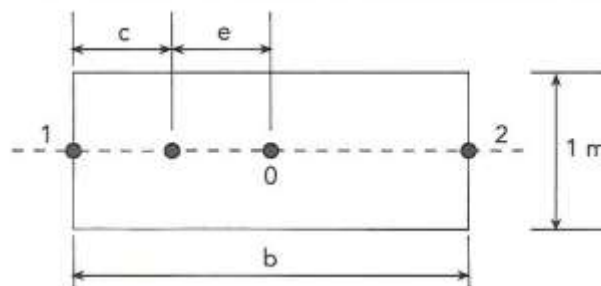


Figura 18 - Cálculo das tensões na base como material não resistente a tração. Fonte: MARCHETTI (2007).

Onde:

$$e = \frac{M_0}{V} \quad (48)$$

$$c = \frac{b}{2} - e \quad (49)$$

E, desta forma:

$$\sigma_1 = m_1 \cdot \frac{N}{C} \quad (50)$$

Em que m_1 depende da relação c/b e pode ser encontrado através da Tabela 2.

Tabela 2 - Cálculo de m_1 . Fonte: MARCHETTI (2007).

c/b	$\leq 0,25$	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
m_1	0,6665	0,6665	0,665	0,64	0,585	0,5

2.7. Dimensionamento da armadura em muros de flexão

De acordo com Marchetti (2007), no caso de muros de flexão, além de assegurar os três parâmetros de estabilidade da sessão anterior, é necessário dimensionar a armadura para o muro resistir aos esforços de flexão. Para isso, o primeiro passo é dividir o muro em seções, conforme a Figura 19 para, em seguida, fazer a verificação dos esforços separadamente em cada seção.

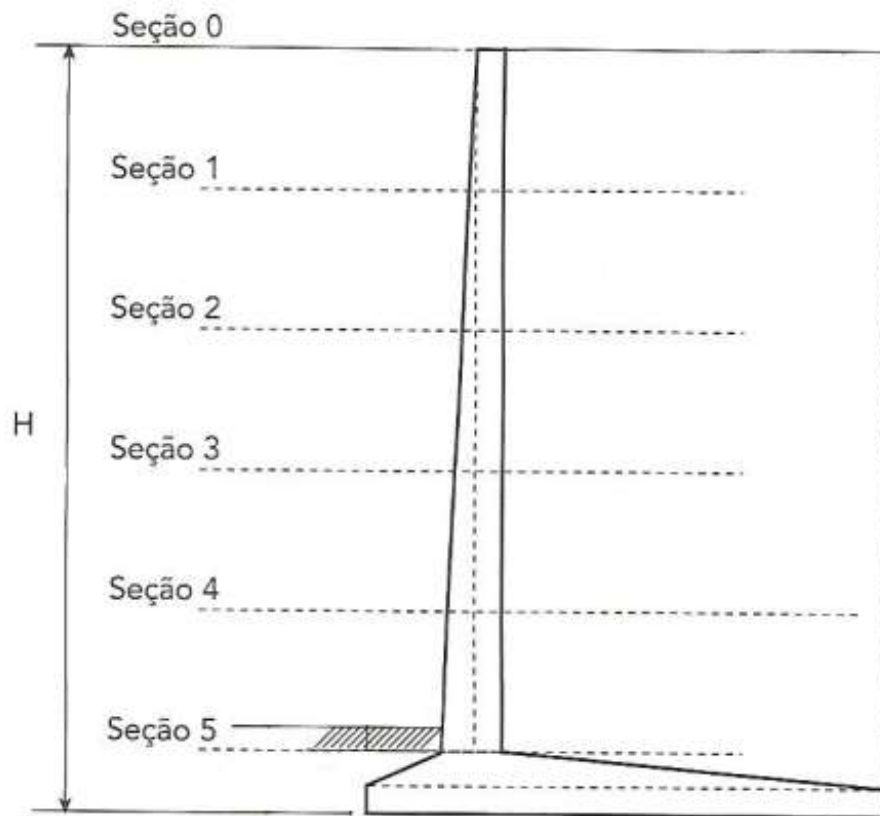


Figura 19 - Divisão do muro de flexão em seções. Fonte: próprio autor, adaptado de MARCHETTI (2007).

Os passos a seguir foram retirados de Marchetti (2007) e estão detalhados para a seção 1, devendo, porém, serem realizados em casa seção do muro.

Passo 1: calcular o empuxo na seção através das seguintes equações:

$$pa_1 = Ka \cdot \gamma \cdot H_1 \quad (51)$$

$$Ea_1 = pa_1 \cdot \frac{H_1}{2} \quad (52)$$

Onde K_a é igual ao coeficiente de empuxo ativo, γ é o peso específico do solo de aterro, H_1 é a altura da seção 1, pa_1 é a parcela do empuxo na seção 1 e Ea_1 é o empuxo na seção 1.

Passo 2: calcular o esforço cortante e o momento fletor na seção pelas equações:

$$VS_1 = Ea_1 \quad (53)$$

$$VSd_1 = 1,4 \cdot VS_1 \quad (54)$$

$$MS_1 = Ea_1 \cdot \frac{H_1}{2} \quad (55)$$

Onde, VS_1 é igual ao valor da força cortante, VSd_1 é o valor da força cortante solicitante de cálculo e MS_1 é o valor do momento relativo ao empuxo ativo.

Passo 3: calcular a armadura na seção, pelas equações a seguir:

$$d = e - c \quad (56)$$

$$K6 = 10^5 \times \frac{bw \cdot d^2}{M_d} = \quad (57)$$

$$A_s = \frac{k_3}{10} \cdot \frac{M}{d} \quad (58)$$

$$A_{S \text{ mín}} = \rho_{\text{mín}} bw \cdot h \quad (59)$$

Onde:

d = distância da borda mais comprimida ao centro de gravidade da armadura

e = espessura

c = cobrimento

b_w = comprimento (geralmente 1 metro)

M = momento fletor

K_3 = valor encontrado através de K_6 e do tipo de aço pela tabela do Anexo IV

h = altura da seção

A_s = área de armadura por metro

$A_{s\text{mín}}$ = área de armadura mínima por metro

$\rho_{\text{mín}}$ é dado de acordo com o valor de f_{ck} , conforme a Tabela 3.

Tabela 3 – Valores mínimos de $\rho_{\text{mín}}$. Fonte: MARCHETTI (2007).

f_{ck} (MPa)	20	25	30
$\rho_{\text{mín}}$ (%)	0,15	0,15	0,17

A área de aço necessária na seção será a maior entre o valores encontrados em A_s e $A_{s\text{mín}}$.

Passo 4: verificar a necessidade de calcular a armadura para resistir aos esforços cortantes, através da relação:

$$V_{Sd_1} \leq V_{Rd_1} \quad (60)$$

Onde:

$$VRd_1 = (\tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)) \cdot bw \cdot d \quad (61)$$

$$\tau_{rd} = 0,25 f_{ctd} \quad (62)$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4} \quad (63)$$

$$\rho_1 = \frac{AS_1}{bw \cdot d} \quad (64)$$

$$k = \sqrt{1,6 - d} \geq 1 \quad (65)$$

Em que V_{Sd_1} = força cortante solicitante de cálculo e VRd_1 = força cortante resistente de cálculo. Se a relação (60) for atendida, não há necessidade de calcular a armadura para resistir aos esforços cortantes. Caso contrário, os passos anteriores devem ser repetidos para encontrar a área de aço necessária para a estrutura resistir também aos esforços de cisalhamento.

Passo 5: Dimensionar a quantidade de barras necessárias para satisfazer as áreas de aço encontradas no passo 4, através da tabela do Anexo V.



Figura 21 - Cartaz de divulgação. Fonte: SÔNEGO CONSTRUÇÕES (2017).

Dentro deste projeto, foi determinado que aos fundos da obra será construído um muro de contenção devido a declividade do terreno. O muro iniciará na cerca de arame existente e terminará no gabarito da obra de construção do salão de festas, como pode ser visto na Figura 22. A estrutura terá uma altura de 5,0 metros acima do terreno.



Figura 22 - Fundos do terreno onde será construído o muro de contenção. Fonte: arquivo próprio.

4. IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO

Para o dimensionamento do muro de contenção, foi necessário encontrar algumas informações importantes sobre o solo, como o ângulo de atrito, a coesão e o peso específico.

Os parâmetros do solo de fundação existente no local foram encontrados através dos relatórios de sondagem SPT (Standard Penetration Test, no inglês), disponíveis nos Anexos I e II, além da tabela apresentada por Joppert Jr. (2007) que se encontra no Anexo III. Dentre os relatórios de sondagem disponíveis, foi utilizado o de número SP.07 por ser o mais próximo de onde será construído o muro.

De acordo com este relatório, o solo encontrado na obra é predominantemente argilo-arenoso e apresenta um valor de SPT igual a 11 golpes a um metro abaixo do nível do solo, local em que o muro estará assentado. Desta forma, utilizando a tabela do Anexo III, têm-se os seguintes parâmetros médios para o solo de fundação:

- Peso específico do solo: 19 kN/m^3
- Ângulo de atrito: 20°
- Coesão: 50 kN/m^2

Para o solo de aterro, foi utilizada a Tabela 4, apresentada por Gerscovich et al (2016), que informa os intervalos de valores para aterros compactados. Para o dimensionamento do muro, os seguintes valores foram utilizados:

- Peso específico do solo: 20 kN/m^3
- Ângulo de atrito: 35°
- Coesão: zero

Tabela 4 - Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projeto de muros. Fonte: GERSCOVICH ET AL (2016).

TIPO DE SOLO	γ (kN/m ³)	ϕ' (graus)	c' (kPa)
Aterro compactado (silte areno-argiloso)	19 - 21	32 - 42	0 - 20
Solo residual maduro	17 - 21	30 - 38	5 - 20
Colúvio <i>in situ</i>	15 - 20	27 - 35	0 - 15
Areia densa	18 - 21	35 - 40	0
Areia fofa	17 - 19	30 - 35	0
Pedregulho uniforme	18 - 21	40 - 47	0
Pedregulho arenoso	19 - 21	35 - 42	0

5. DIMENSIONAMENTO

Serão abordados neste capítulo duas alternativas de estruturas de contenção do tipo muros de arrimo: muro de gravidade e muro de flexão.

Para o dimensionamento das estruturas, foram utilizadas planilhas eletrônicas elaboradas pelo do Laboratório de Túneis (LABTUN) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), sob a orientação da Professora Patrícia de Oliveira Faria e dos bolsistas de iniciação científica Ayrton Garcia de Souza e Mônica Carvalho Generini de Oliveira, no período de 2015-2016.

5.1. Elaboração das planilhas eletrônicas de cálculo

Foi utilizado como referência principal para a confecção das planilhas o livro “Muros de Arrimo”, de Osvaldemar Marchetti (2007), além de outras literaturas. Para a realização do cálculo, foi levado em consideração, primeiramente, a altura desejada do muro. A partir dessa altura, o pré-dimensionamento é realizado, de forma a conhecer as dimensões esperadas da base, topo e largura da base (para muros de gravidade e flexão), além da seção mais solicitada (para muros de flexão), como demonstrado no item 2.5.

Já para o cálculo da estrutura, além da altura, foram necessários os seguintes parâmetros: coesão, ângulo de atrito e peso específico do solo (existente e de aterro), peso específico do material do muro e ângulo de inclinação do terreno adjacente. A seguir, é necessário entrar com dados sobre a altura de solo passivo. O empuxo é calculado através do método de Rankine, utilizando as equações do item 2.4.2.

A verificação da segurança é calculada em seguida. O escorregamento é estudado de acordo com a força resistente e o empuxo horizontal exercido pelo solo no muro (item 2.6.1). O tombamento é calculado com auxílio dos momentos atuantes e resistentes, tanto do muro quanto do solo (item 2.6.2) e as tensões da base são encontradas através das relações de forças e momentos (item 2.6.3). No caso dos muros

de flexão, além dos critérios citados anteriormente, a planilha calcula a armadura necessária para o muro resistir aos esforços gerados devido à flexão (item 2.7).

5.2. Dimensionamento e cálculo de um muro de gravidade com o auxílio das planilhas de cálculo do LABTUN/UFSC

Inicialmente, insere-se na tabela nos locais destacados, os dados de entrada necessários a construção do muro, como pode ser visto na Figura 23.

Dados de entrada		
Altura (H)		m
ϕ aterro		graus
C aterro		kN/m ²
γ aterro		kN/m ³
ϕ base		graus
C base		kN/m ²
γ base		kN/m ³
γ muro		kN/m ³
β		graus

Figura 23 - Planilha de muro de gravidade: dados de entrada. Fonte: FARIA (2016).

Em seguida, como mostra a Figura 25, parte-se para o pré-dimensionamento das dimensões apresentadas na Figura 24, em que são definidos para o muro os valores de topo, base, altura de solo passivo, seção mais solicitada e a dimensão “e”, todos baseados no intervalos de valores sugeridos pela Figura 12.

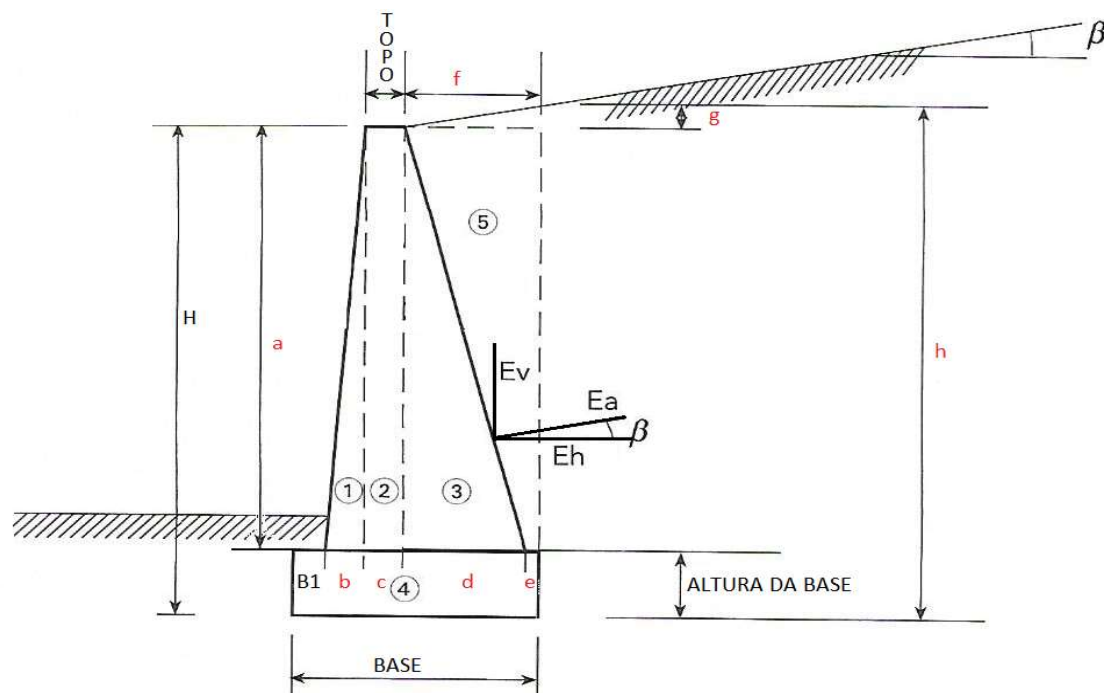


Figura 24 - Dimensionamento de um muro de gravidade. Fonte: adaptado de MARCHETTI (2007).

Pré-dimensionamento		
Topo	30cm ou entre 8% a 15% da altura H	
Para 8%H		m
Para 15%H		
Adotado		m
Base	entre 40% a 70% da altura H	
Para 40%H		m
Para 70%H		m
Adotado		m
Altura da base	entre 12% e 15% da altura H	
Para 12%H		m
Para 15%H		m
Adotado		m
B1	entre BASE e BASE/2	
Para BASE		m
Para BASE/2		m
Adotado		m
Inclinação externa ao talude: 1:10 a 1:15		
Adotado		

Figura 25 - Planilha de muro de gravidade: pré-dimensionamento. Fonte: FARIA (2016).

A seguir, utilizando relações de geometria, a planilha calcula automaticamente as dimensões a, b, c, d, e, f, g e h apresentados na Figura 24, conforme pode ser visto na Figura 26.

Dados de saída		
a		m
b		m
c		m
d		m
e		m
f		m
g		m
h		m

Figura 26 - Planilha de muro de gravidade: relações de geometria do muro. Fonte: FARIA (2016).

Após terminada a etapa de pré-dimensionamento, inicia-se o cálculo dos empuxos atuantes (Figura 27). Para o dimensionamento desta estrutura, optou-se em utilizar a teoria de empuxo de Rankine pelas razões apresentadas no item 2.4.2. Além disso, a favor da segurança, o empuxo passivo foi desprezado, pois, segundo Marchetti (2007), pode acontecer de o solo em frente ao muro ser retirado ou erodido. Assim, a planilha calcula apenas o empuxo ativo. Para isso, a equação (17) é utilizada para encontrar o valor do coeficiente de empuxo ativo e as equações (19), (25) e (26) são utilizadas para encontrar os valores do empuxo ativo e das suas componentes horizontal e vertical, respectivamente.

Cálculo dos empuxos atuantes		
Ka		
Empuxo ativo (Ea)		kN
Empuxo (Eah)		kN
Empuxo (Eav)		kN

Figura 27 - Planilha de muro de gravidade: cálculo dos empuxos atuantes. Fonte: FARIA (2016).

Em seguida, a planilha inicia a verificação em relação a segurança da estrutura, considerando-se os três potenciais mecanismos de ruptura: deslizamento da base, tombamento e ruptura do solo de fundação.

Para a verificação quanto ao deslizamento e ao tombamento, a estrutura é dividida em 5 partes, sendo possível calcular o peso de cada parcela, o braço de alavanca em relação a extremidade de B1 e seus respectivos momentos em relação a este ponto. A seguir, como pode ser observado na Figura 28, juntamente com o valor encontrado para a componente vertical do empuxo ativo, são realizados os somatórios das forças verticais e o momento resistente Mr_1 .

Cálculo das forças verticais (V) e momentos atuantes (Mr1)			
Área	Peso (kN/m)	Braço (m)	Momento (kNm/m)
1			
2			
3			
4			
5			
Empuxo (Eav)			
Total		Mr ₁ =	

Figura 28 - Planilha de muro de gravidade: cálculo das forças verticais (V) e momentos atuantes (Mr1).
Fonte: FARIA (2016).

A verificação em relação ao deslizamento é calculada através da equação (30), em que são utilizadas duas formulações: uma mais conservadora, que considera apenas 67% da tangente do ângulo de atrito e é calculada pela equação (28) e outra menos conservadora, em que todo o ângulo de atrito é considerado no cálculo, como mostra a equação (29). Caso os valores atendam à segurança exigida, a planilha exibe a mensagem OK, caso contrário, é exibida a mensagem REFAZER, conforme pode ser visto na Figura 29.

Escorregamento		
Para: $67\%tg\phi_{base}$		
FR		kN/m
Segurança		REFAZER
Para: $tg\phi_{base}$		
FR		kN/m
Segurança		REFAZER

Figura 29 - Planilha de muro de gravidade: verificação da segurança e relação ao escorregamento. Fonte: FARIA (2016).

Já em relação ao tombamento da estrutura, é utilizada a equação (31) para o cálculo do momento atuante e, finalmente, a equação (33) para a verificação da segurança. Caso os valores atendam à segurança exigida, a planilha exibe a mensagem OK, caso contrário, é exibida a mensagem REFAZER, conforme pode ser visto na Figura 30.

Tombamento		
Momento atuante (Ma)		kN/m
Segurança		REFAZER

Figura 30 - Planilha de muro de gravidade: verificação da segurança e relação ao tombamento. Fonte: FARIA (2016).

A seguir, é feita a verificação em relação a ruptura do solo de fundação. Para isto, devem ser encontrados os valores de σ_1 e σ_2 , através das equações (40) e (42), respectivamente. Caso σ_2 seja maior que zero, segue-se com a verificação. Caso contrário, deve-se prosseguir com o cálculo da tensão σ_1 como material não resistente a tração (Figura 31).

Cálculo das tensões na base		
Carva vertical V		kN/m
0,5B		m
Mo		kNm/m
S		m ²
ω		m ³
Sigma1		kN/m ²
Sigma2		kN/m ²
Resultado: (Sigma2 < 0?)	NÃO. Verificar Sigma1 como material não resistente a tração	

Cálculo como material não resistente a tração		
l		m
C		m
C/B		
m ₁ (tabelado)		
Sigma1		kN/m ²

Figura 31 - Planilha de muro de gravidade: cálculo das tensões na base. Fonte: FARIA (2016).

Por último, alguns valores são calculados, como a largura equivalente da base do muro, pela equação (45), a excentricidade, pela equação (46) e a sobrecarga efetiva no nível da base da fundação, pela equação (47). Os valores de N_c , N_q e N_γ são retirados da Tabela 1 através do ângulo de atrito do solo de fundação e, então, calcula-se a capacidade de suporte do solo de fundação, como pode ser visto na Figura 32. Para que a segurança seja assegurada, o critério da equação (43) deve ser atendido, além do valor da excentricidade ser maior que um sexto da dimensão da base.

Cálculo da capacidade de suporte do solo de fundação		
e		m
B'		m
H de embutimento		m
qs		kN/m ²
Nc		
Nq		
N γ		
q _{max}		kN/m ²
e > B/6?		REFAZER
Segurança		REFAZER

Figura 32 - Planilha de muro de gravidade: verificação da segurança e relação à capacidade de carga do solo de fundação. Fonte: FARIA (2016).

5.3. Dimensionamento e cálculo de um muro de flexão com o auxílio das planilhas de cálculo do LABTUN/UFSC

Inicialmente, insere-se na tabela os dados de entrada necessários a construção do muro, como pode ser visto na Figura 33.

Dados de entrada		
Altura (H)		m
ϕ aterro		graus
C aterro		kN/m ²
γ aterro		kN/m ³
ϕ base		graus
c base		kN/m ²
γ base		kN/m ³
γ muro		kN/m ³
β		graus

Figura 33 - Planilha de muro de flexão: dados de entrada. Fonte: FARIA (2016).

Em seguida, como pode ser visto na Figura 35, parte-se para o pré-dimensionamento das dimensões apresentadas na Figura 34, em que são definidos para o muro os valores de topo, base, altura de solo passivo, seção mais

solicitada e a dimensão "e", todos baseados no intervalos de valores sugeridos pelas Figura 13 e Figura 14.

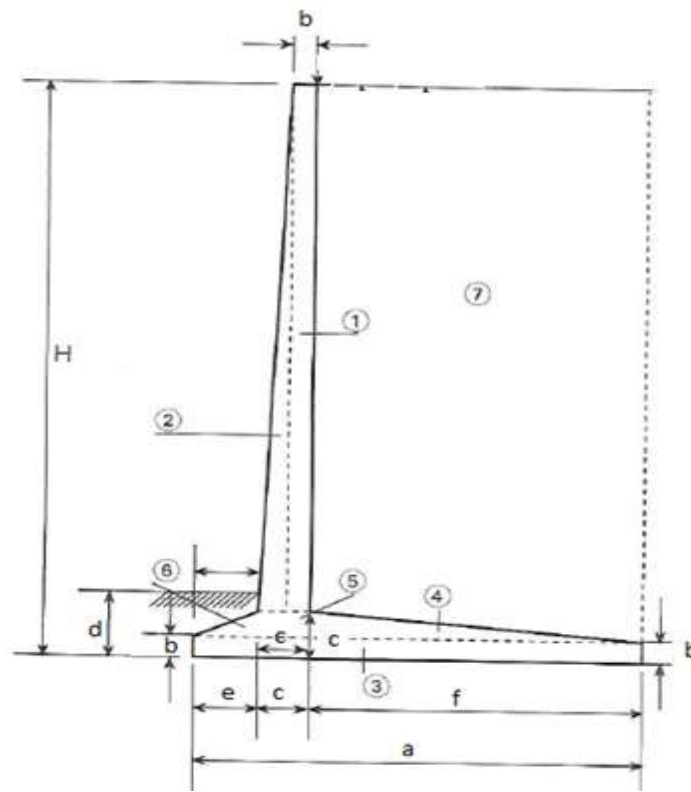


Figura 34 - Dimensionamento de um muro de flexão. Fonte: adaptado de MARCHETTI (2007).

Pré-Dimensionamento (m)	
Base entre 40 e 70% de H	
Topo entre	
Seção mais solicitada entre 8 a 10% de H	
"e" entre 10 a 12% de H	

Dimensionamento adotado (m)	
Base "a"	
Topo "b"	
Seção mais solicitada "c"	
Altura de solo passivo "d"	
Dimensão "e"	
Talão "f"	

Figura 35 - Planilha de muro de flexão: pré-dimensionamento. Fonte: FARIA (2016).

Após terminada a etapa de pré-dimensionamento, inicia-se o cálculo dos empuxos atuantes (Figura 36). Para o dimensionamento desta estrutura, optou-se em utilizar a teoria de empuxo de Rankine pelas razões apresentadas no item 2.4.2. Além disso, a favor da segurança, o empuxo passivo foi desprezado, pois, segundo Marchetti (2007), pode acontecer de o solo em frente ao muro ser retirado ou erodido. Assim, a planilha calcula apenas o empuxo ativo. Para isso, a equação (17) é utilizada para encontrar o valor do coeficiente de empuxo ativo e as equações (19), (25) e (26) são utilizadas para encontrar os valores do empuxo ativo e das suas componentes horizontal e vertical, respectivamente.

Cálculo dos empuxos atuantes		
Ka		
Ea		kN
Eah		kN
Eav		kN

Figura 36 - Planilha de muro de flexão: cálculo dos empuxos atuantes. Fonte: FARIA (2016).

Em seguida, a planilha inicia a verificação em relação a segurança da estrutura, considerando-se os três potenciais mecanismos de ruptura: deslizamento da base, tombamento e ruptura do solo de fundação.

Para a verificação quanto ao deslizamento e ao tombamento, a estrutura é dividida em 7 partes, sendo possível calcular o peso de cada parcela, o braço de alavanca em relação a extremidade da dimensão “e” e os seus respectivos momentos em relação a este ponto. A seguir, como pode ser observado na Figura 37, são realizados os somatórios das forças verticais e dos momentos resistentes.

Cálculo das forças verticais (V) e momentos atuantes (Mr1)			
Área	Peso (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN/m)
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7 (solo)			
Total		Mr1	

Figura 37 - Planilha de muro de flexão: cálculo das forças verticais (V) e momentos atuantes (Mr1).
Fonte: FARIA (2016).

A verificação em relação ao deslizamento é calculada através da equação (30), em que são utilizadas duas formulações: uma mais conservadora, que considera apenas 67% da tangente do ângulo de atrito e é calculada pela equação (28) e outra menos conservadora, em que todo o ângulo de atrito é considerado no cálculo, como mostra a equação (29). Caso os valores atendam à segurança exigida, a planilha exibe a mensagem OK, caso contrário, é exibida a mensagem REFAZER, conforme pode ser visto na Figura 38.

Escorregamento	
Para $tg67\% \phi_{base}$	
Fr máxima	kN/m
Segurança > 1,5	REFAZER
Para $tg \phi_{base}$	
Fr máxima	kN/m
Segurança > 1,5	REFAZER

Figura 38 - Planilha de muro de flexão: verificação da segurança e relação ao escorregamento. Fonte: FARIA (2016).

Já em relação ao tombamento da estrutura, é utilizada a equação (31) para o cálculo do momento atuante e, finalmente, a equação (33) para a verificação da segurança. Caso os valores atendam à segurança exigida, a planilha exibe a mensagem

OK, caso contrário, é exibida a mensagem REFAZER, conforme pode ser visto na Figura 39.

Tombamento		
Momento atuante (Ma)		kN/m
Segurança		REFAZER

Figura 39 - Planilha de muro de flexão: verificação da segurança e relação ao tombamento. Fonte: FARIA (2016).

A seguir, é feita a verificação em relação a ruptura do solo de fundação. Para isto, deve ser encontrado os valores de σ_1 e σ_2 , através das equações (40) e (42), respectivamente. Caso σ_2 seja maior que zero, segue-se com a verificação. Caso contrário, deve-se prosseguir com o cálculo da tensão σ_1 como material não resistente a tração (Figura 40).

Cálculo das tensões na base		
Carva vertical V		kN/m
0,5B		m
Mo		kNm/m
S		m ²
ω		m ³
σ_1		kN/m ²
σ_2		kN/m ²
Resultado: ($\sigma_2 < 0?$)	NÃO. Verificar σ_1 como material não resistente a tração	

Cálculo como material não resistente a tração		
l		m
C		m
C/B		
m_1 (tabelado)		
σ_1		kN/m ²

Figura 40 - Planilha de muro de flexão: cálculo das tensões na base. Fonte: FARIA (2016).

Por último, alguns valores são calculados, como a largura equivalente da base do muro, pela equação (45), a excentricidade, pela equação (46) e a sobrecarga efetiva no nível da base da fundação, pela equação (47). Os valores de N_c , N_q e N_γ são retirados da Tabela 1 através do ângulo de atrito do solo de fundação e, então, calcula-se a capacidade de suporte do solo de fundação, como pode ser visto na Figura 41. Para que a segurança seja assegurada, o critério da equação (43) deve ser atendido, além do valor da excentricidade ser maior que um sexto da dimensão da base.

Cálculo da capacidade de suporte do solo de fundação		
e		m
B'		m
H de embutimento		m
q_s		kN/m ²
N_c		
N_q		
N_γ		
q_{max}		kN/m ²
$e > B/6?$		REFAZER
Segurança		REFAZER

Figura 41 - Planilha de muro de flexão: verificação da segurança e relação à capacidade de carga do solo de fundação. Fonte: FARIA (2016).

5.4. Dimensionamento da armadura em muros de flexão com o auxílio das planilhas de cálculo do LABTUN/UFSC

Após realizado o pré-dimensionamento e a verificação da segurança em relação ao escorregamento, tombamento e capacidade de suporte do solo de fundação, a planilha de muro de flexão calcula a armadura necessária para o muro resistir aos esforços gerados devido à flexão. Para isso, o muro é dividido em seções, como mostra a Figura 19. Alguns dados de entrada novos são necessários, como o tipo de aço utilizado, o f_{ck} do concreto e a largura e o comprimento da seção, como mostra a Figura 42.

Dados de entrada		
Tipo de aço		
fck concreto		MPa
largura (bw)		cm
cobrimento (c)		cm
ρ_{\min}		
τ_{rd}		

Figura 42 – Dimensionamento da armadura em muros de flexão: dados de entrada. Fonte: FARIA (2016).

Em seguida, a planilha segue os 5 passos descritos no item 2.7 para cada uma das sessões do muro. Para executar o passo 1 – calcular o empuxo na seção, são utilizadas as equações (51) e (52), como pode ser visto na Figura 43.

Empuxos		
H1		m
pa1		kN/m ²
Ea1		kN/m

Figura 43 - Dimensionamento da armadura em muros de flexão: cálculo do empuxo na seção. Fonte: FARIA (2016).

O passo 2 – calcular o cortante e o momento fletor (Figura 44) é realizado em seguida, utilizando as equações (53) e (54) para o cálculo da força cortante e da força cortante solicitante de cálculo, respectivamente, e a equação (55) para o cálculo do momento relativo ao empuxo ativo.

Cortante		
VS1		kN/m
VSd1		kN/m

Momento fletor		
MS1		kNm

Figura 44 - Dimensionamento da armadura em muros de flexão: cálculo das força cortante e do momento fletor. Fonte: FARIA (2016).

O cálculo da armadura na seção (passo 3) é realizado em seguida, sendo primeiramente calculado a espessura da base através de relações geométricas do muro e então a distância da borda mais comprimida ao centro de gravidade da armadura (d) pela equação (56). O valor de K_6 é então encontrado pela equação (57) e de K_3 através da tabela do anexo IV, sendo que este último deve ser inserido manualmente. Por fim, são determinados os valores da área de armadura por meio equação (58) e da área de armadura mínima pela equação (59), como mostra a Figura 45. A planilha, então, define a área de aço necessária na seção (AS_1) pelo maior valor entre os encontrados em AS e AS_{\min} .

Cálculo da armadura		
espessura (e)		cm
d		cm
K6		
K3 (tabelado)		
AS		cm ² /m
Asmín		cm ² /m
AS1		cm ² /m

Figura 45 - Dimensionamento da armadura em muros de flexão: cálculo da armadura. Fonte: FARIA (2016).

A seguir, dá-se início ao passo 4 – verificar a necessidade de calcular a armadura para resistir aos esforços cortantes (Figura 46). Para isso, a planilha calcula o valor de K pela equação (65) e confere se o valor é maior que 1. Em caso positivo, a planilha exibe a mensagem VERDADEIRO e, em caso negativo, a planilha exibe a mensagem FALSO. Para o cálculo de p_1 , a planilha utiliza a equação (64) e para encontrar o valor de força cortante resistente de cálculo, a planilha utiliza a equação (61).

Por último, é verificada a necessidade de calcular a armadura para resistir aos esforços cortantes pela relação apresentada em (60). Caso a relação seja atendida, a planilha exibe a mensagem “Precisa armar a força cortante” ou, caso contrário, a planilha exibe a mensagem “Não precisa armar a força cortante”. Se for necessário

armar a força cortante, os passos anteriores precisam ser executados para definir a área de armadura necessária.

Verificação da armadura da força cortante		
K (>1)		FALSO
ρ_1		
VRd1		kN/m
VRd1>VSd1?	Não precisa armar a força cortante	

Figura 46 - Dimensionamento da armadura em muros de flexão: verificação da armadura da força cortante. Fonte: FARIA (2016).

A última etapa, passo 5, é definir, através do resumo das áreas de aço para cada seção, quais serão as bitolas das barras de aço e os espaçamentos utilizados para dimensionar a armadura do muro (Figura 47). Esta etapa não é calculada automaticamente pela planilha, devendo ser inserido os valores manualmente com o auxílio da tabela apresentada por Marchetti (2007), disponível no Anexo V.

Resumo da armadura		
Sessão	AS (cm ² /m)	Barras (tabelado)
1		
2		
3		
4		
5		

Figura 47 - Dimensionamento da armadura em muros de flexão: resumo da armadura. Fonte: FARIA (2016).

6. RESULTADOS ENCONTRADOS

6.1. Muro de gravidade

Para realizar o cálculo e o dimensionamento das estruturas, foram utilizados os valores dos parâmetros do solo descritos no Capítulo 4 e a altura do talude que deverá ser contido, que para este projeto foi de 5,0 metros.

A primeira estrutura dimensionada através das planilhas de cálculo foi a do muro de gravidade em concreto não estrutural, onde os passos podem ser integralmente visualizados na Figura 50. Para tal, foram inseridos os dados de entrada mencionados anteriormente, que geraram os intervalos dos quais foram retirados os valores do pré-dimensionamento. Para este caso, foram escolhidos os seguintes valores:

- Topo = 0,48 metro
- Base = 2,40 metros
- Altura da base = 0,72 metro
- B1 = 0,36 metro
- Inclinação externa ao talude: 1:12

Como pode ser observado na Figura 50, foram escolhidos os menores valores informados nos intervalos do pré-dimensionamento para a construção do muro. Tal escolha foi possível graças a garantia de que a segurança da estrutura quanto à sua estabilidade foi atendida. Seguem os valores encontrados para os fatores de segurança (FS):

- FS em relação ao escorregamento para 67% da tangente do ângulo de atrito do solo da base: 1,30;
- FS em relação ao escorregamento para o valor integral da tangente do ângulo de atrito do solo da base: 1,96;
- FS em relação ao tombamento: 1,70;
- FS em relação à capacidade de suporte do solo de fundação: 3,62.

Analisando estes valores, pode-se notar que a única exceção foi a segurança em relação ao escorregamento para o caso mais conservador, ou seja, que considera apenas 67% do valor da tangente do ângulo de atrito do solo de base. Neste caso, o FS ficou em 1,30, sendo que, de acordo com a equação (30), o fator de segurança para solos de aterro não coesivos é de 1,50.

Já no caso de se considerar o valor integral da tangente do ângulo de atrito, o fator de segurança ficou em 1,96, consideravelmente acima do valor exigido. Desta forma, considerou-se aceitável utilizar como parâmetro de segurança a formulação menos conservadora.

Para a segurança quanto ao tombamento, o valor encontrado na planilha para o FS foi de 1,70, sendo que, de acordo com a equação (33), o valor exigido para solos de aterro não coesivos é de 1,50. Sendo assim, a segurança também foi atendida para este parâmetro.

Por último, para a segurança em relação à capacidade de suporte do solo de fundação, o FS usado como parâmetro é o informado pela equação (43), ou seja, 2,50. Para o caso deste muro, o valor encontrado foi de 3,62, ou seja, acima do valor exigido e, portanto, atendendo aos parâmetros de segurança da estrutura.

Nesta etapa de verificação, pode ser observado que o valor de σ_2 ficou em $-86,57 \text{ kN/m}^2$, ou seja, menor que zero. Desta forma, foi necessário calcular σ_1 como material não resistente à tração para, em seguida, calcular a capacidade de suporte do solo de fundação.

A Figura 48 mostra como ficou o dimensionamento final do muro de gravidade.

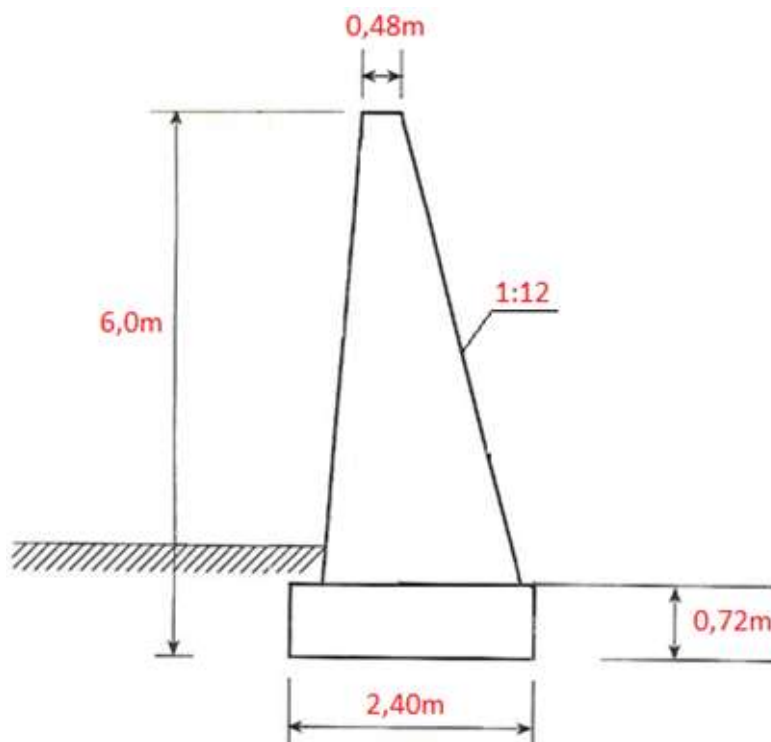


Figura 48 - Muro de gravidade: valores encontrados para a situação real de projeto. Fonte: próprio autor, adaptado de MARCHETTI (2007).

6.2. Muro de flexão

A seguir, deu-se início o cálculo e dimensionamento da estrutura de contenção do tipo muro de flexão em concreto armado. Para tal, as planilhas de cálculo foram divididas em duas partes: a primeira para o dimensionamento e verificação da segurança (Figura 51) e a segunda para o cálculo da armadura (Figura 52).

Inicialmente, foram inseridos os dados de entrada dos parâmetros do solo e da altura do muro descritos no começo deste capítulo, que geraram os intervalos dos quais foram retirados os valores do pré-dimensionamento. Para o muro de flexão, foram escolhidos os seguintes valores:

- Base = 2,45 metros
- Topo = 0,20 metro
- Seção mais solicitada = 0,48 metro
- Altura de solo passivo = 1,00 metro
- Dimensão “e” = 0,60 metro

- Talão = 1,37 metros

Como pode ser observado na Figura 51, foram escolhidos os menores valores informados nos intervalos do pré-dimensionamento para a construção do muro, com exceção da base, que precisou ser acrescida em 5 centímetros do intervalo inferior fornecido.

Para garantir a segurança da estrutura quanto à sua estabilidade, os valores para os fatores de segurança encontrados foram:

- FS em relação ao escorregamento para 67% da tangente do ângulo de atrito do solo da base: 1,65;
- FS em relação ao escorregamento para o valor integral da tangente do ângulo de atrito do solo da base: 1,89;
- FS em relação ao tombamento: 1,52;
- FS em relação à capacidade de suporte do solo de fundação: 3,06.

Como pode ser observado, para atender a segurança em relação ao escorregamento, tanto o caso mais conservador, ou seja, que considera apenas 67% do valor da tangente do ângulo de atrito do solo de base quanto para o menos conservador, que considera o seu valor integral, o FS encontrado foi maior que 1,5, valor exigido para garantir a estabilidade. Desta forma, pode-se concluir que a segurança para este critério foi garantida.

Já em relação ao tombamento da estrutura, o valor do FS encontrado foi de 1,52, muito próximo ao exigido para garantir a estabilidade ($FS > 1,5$). Este critério de segurança foi o decisivo para o dimensionamento do muro e aumento da base em 5cm em relação ao valor mínimo estabelecido pois, devido a esbeltez da estrutura, a mesma está mais sujeita ao tombamento que ao deslizamento, principalmente na seção mais solicitada, que se localiza na junção da haste com a base da estrutura.

Em seguida, para a segurança em relação à capacidade de suporte do solo de fundação, o FS usado como parâmetro é o informado pela equação (43), ou seja, 2,50. Para o caso deste muro, o valor encontrado foi de 3,06, ou seja, acima do valor exigido e, portanto, atendendo aos parâmetros de segurança da estrutura.

Nesta etapa de verificação, pode ser observado que o valor de σ_2 ficou em $-60,17 \text{ kN/m}^2$, ou seja, menor que zero. Desta forma, foi necessário calcular σ_1 como material não resistente à tração para, em seguida, calcular a capacidade de suporte do solo de fundação.

A Figura 49 mostra como ficou o dimensionamento final do muro de gravidade.

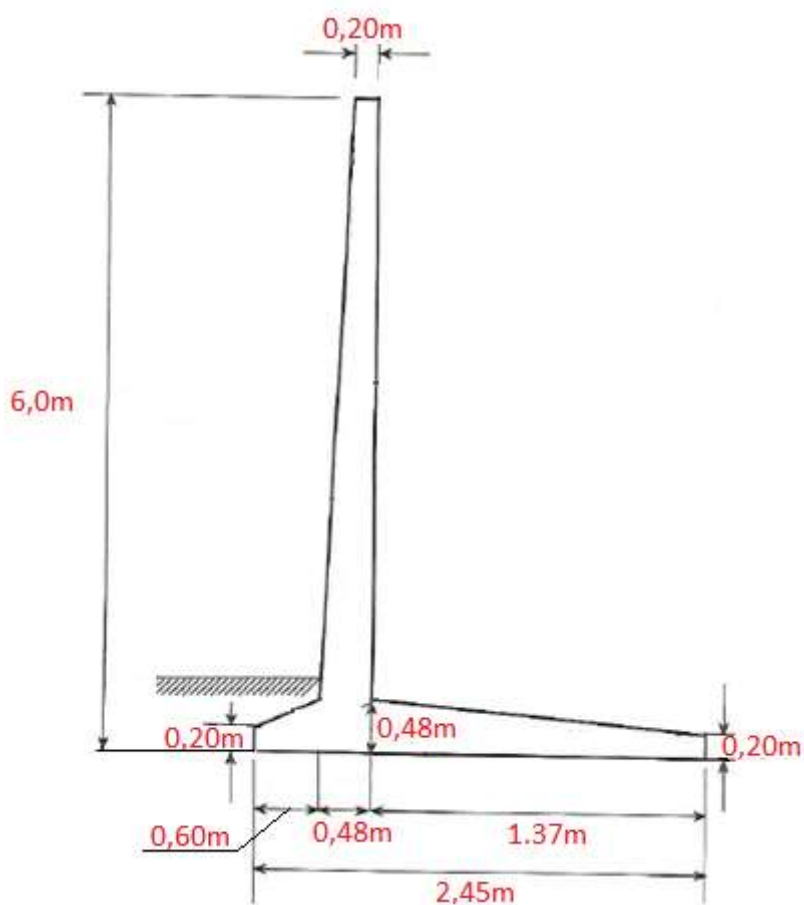


Figura 49 - Muro de flexão: valores encontrados para a situação real de projeto. Fonte: próprio autor, adaptado de MARCHETTI (2007).

Após terminado o dimensionamento, partiu-se para o cálculo da armadura necessária para o muro resistir aos esforços de flexão. Para isto, alguns dados novos foram inseridos na planilha. São eles:

- Tipo de aço: CA50
- f_{ck} do concreto: 25 MPa

- Comprimento: 1,00 metro
- Cobrimento: 4 centímetros

Com isto, a planilha fez todos os cálculos automaticamente, com exceção dos valores de K3 e dos diâmetros das barras, que foram inseridos manualmente, como explicado no item 5.4. Segue o resumo das áreas de aço (AS) em casa seção e as respectivas barras necessárias:

- Seção 1: AS1 = 3,84cm²/m e Barra de ϕ 10c/20
- Seção 2: AS2 = 4,68cm²/m e Barra de ϕ 10c/17
- Seção 3: AS3 = 5,52 cm²/m e Barra de ϕ 10c/15
- Seção 4: AS4 = 7,22 cm²/m e Barra de ϕ 10c/11
- Seção 5: AS5 = 12,53 cm²/m e Barra de ϕ 12,5c/9

Como um projeto com espaçamentos diferentes para cada seção seria complicado e dispendioso, o autor optou por manter o dimensionamento encontrado na seção 3 para as três primeiras seções e o valor encontrado na seção 5 para as duas últimas. Desta forma, o dimensionamento da armadura ficou como segue:

- Seção 1 a 3: Barra de ϕ 10c/15
- Seção 4 a 5: Barra de ϕ 12,5c/9

Após encontrar os valores para a armadura em cada seção, a planilha verificou se houve a necessidade de calcular a armadura para resistir aos esforços cortantes. Para todas as seções analisadas, nenhuma foi necessária realizar esta etapa.

Dados de entrada		
Altura (H)	6,00	m
ϕ aterro	32	graus
C aterro	0	kN/m ²
γ aterro	19	kN/m ³
ϕ base	20	graus
C base	50	kN/m ²
γ base	19	kN/m ³
γ muro	22	kN/m ³
β	0	graus

Pré-dimensionamento		
Topo	30cm ou entre 8% a 15% da altura H	
Para 8%H	0,48	m
Para 15%H	0,90	
Adotado	0,48	m
Base	entre 40% a 70% da altura H	
Para 40%H	2,40	m
Para 70%H	4,20	m
Adotado	2,40	m
Altura da base	entre 12% e 15% da altura H	
Para 12%H	0,72	m
Para 15%H	0,90	m
Adotado	0,72	m
B1	entre BASE e BASE/2	
Para BASE	0,72	m
Para BASE/2	0,36	m
Adotado	0,36	m
Inclinação externa ao talude: 1:10 a 1:15		
Adotado	1: 10	

Dados de saída		
a	5,28	m
b	0,53	m
c	0,48	m
d	0,88	m
e	0,15	m
f	1,03	m
g	0,00	m
h	6,00	m

Cálculo dos empuxos atuantes		
Ka	0,307	
Empuxo ativo (Ea)	105,08	kN
Empuxo (Eah)	105,08	kN
Empuxo (Eav)	0,00	kN

Cálculo das forças verticais (V) e momentos atuantes (Mr1)			
Área	Peso (kN/m)	Braço (m)	Momento (kNm/m)
1	30,67	0,71	21,83
2	55,76	1,13	62,89
3	51,23	1,66	85,14
4	38,02	1,20	45,62
5	59,29	2,38	141,11
Empuxo (Eav)	0,00	2,04	0,00
Total	234,95	Mr1=	356,59

Escorregamento		
Para: 67%tgϕbase	0,07	
FR	136,55	kN/m
Segurança	1,30	REFAZER
Para: tgϕbase	0,36	
FR	205,52	kN/m
Segurança	1,96	OK

Tombamento		
Momento atuante (Ma)	210,16	kN/m
Segurança	1,70	OK

Cálculo das tensões na base		
Carva vertical V	234,95	kN/m
0,5B	2,10	m
Mo	136,81	kNm/m
S	4,20	m ²
ω	0,96	m ³
Sigma1	198,45	kN/m ²
Sigma2	-86,57	kN/m ²
Resultado: (Sigma2 < 0?)	NÃO. Verificar Sigma1 como material não resistente a tração	

Cálculo como material não resistente a tração		
l	0,58	m
C	0,62	m
C/B	0,26	
m1 (tabelado)	0,6665	
Sigma1	253,51	kN/m ²

Cálculo da capacidade de suporte do solo de fundação		
e	0,58	m
B'	1,25	m
H de embutimento	0,92	m
qs	17,48	kN/m ²
Nc	14,83	
Nq	6,4	
Ny	5,39	
q _{max}	917,20	kN/m ²
e > B/6?	0,40	SIM
Segurança > 2,5	3,62	OK

Figura 50 - Planilha eletrônica para cálculo e dimensionamento de muro de gravidade numa situação real de projeto. Fonte: LABTUN/UFSC (2016).

Dados de entrada		
Altura (H)	6,00	m
ϕ aterro	32	graus
C aterro	0	kN/m ²
γ aterro	19	kN/m ³
ϕ base	20	graus
c base	50	kN/m ²
γ base	19	kN/m ³
γ muro	22	kN/m ³
β	0	graus

Cálculo das forças verticais (V) e momentos atuantes (Mr1)			
Área	Peso (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN/m)
1	24,29	0,98	23,80
2	17,00	0,79	13,37
3	10,78	1,23	13,21
4	4,22	1,54	6,48
5	1,85	0,40	0,74
6	2,96	0,84	2,48
7 (solo)	147,33	1,77	260,04
Total	208,42	Mr1	320,12

Tensões na Base		
Carga vertical V	208,42	kN/m
0,5B	0,01	m
Mo	145,36	kNm/m
S	2,45	m ²
ω	1,00	m ³
Sigma1	230,37	kN/m ²
Sigma2	-60,23	kN/m ²
Resultado: (Sigma2 < 0?)	NÃO. Verificar Sigma1 como material não resistente a tração	

Pré-Dimensionamento (m)	
Base entre 40 e 70% de H	2,40
	4,20
Topo entre	0,20
	0,30
Seção mais solicitada entre 8 a 10% de H	0,48
	0,60
"e" entre 10 a 12% de H	0,60
	0,72

Escorregamento		
Para $tg67\% \phi_{base}$	0,244	
Fr máxima	173,33	kN/m
Segurança	1,65	OK
Para $tg\phi_{base}$	0,364	
Fr máxima	198,36	kN/m
Segurança	1,89	OK

Cálculo como material não resistente a tração		
Mo	145,36	kNm/m
V	208,42	kN/m
l	0,70	m
C	0,53	m
C/B	0,22	
m1 (tabelado)	0,6665	
Sigma1	263,32	kN/m ²

Tombamento		
Momento Atuante	210,16	kN/m
Momento Resistente	320,12	kN/m
Segurança	1,52	OK

Cálculo das forças verticais (V) e momentos atuantes (Mo)			
Área	Peso (kN/m)	Braço (m)	Momento (kN/m)
1	24,29	0,25	5,95
2	17,00	0,44	7,46
3	10,78	0,00	0,00
4	4,22	-0,31	-1,31
5	1,85	0,83	1,53
6	2,96	0,39	1,14
7 (solo)	147,33	-0,54	-79,56
Total	208,42	Mo	-64,80

Capacidade de suporte do solo de fundação		
e	0,70	m
B'	1,06	m
H de embutimento	1,00	m
qs	1,54	kN/m ²
Nc	14,83	
Nq	6,4	
N γ	5,39	
q _{max}	805,36	kN/m ²
e > B/6?	0,41	SIM
Segurança > 2,5	3,06	OK

Dimensionamento adotado (m)		
Base "a"	2,45	
Topo "b"	0,20	
Seção mais solicitada "c"	0,48	
Altura de solo passivo "d"	1,00	
Dimensão "e"	0,60	
Talão "f"	1,37	

Cálculo dos empuxos atuantes		
Ka	0,31	
Ea	105,08	kN
Eah	105,08	kN
Eav	0,00	kN

Figura 51 - Planilha eletrônica para cálculo e dimensionamento de muro de flexão numa situação real de projeto. Fonte: LABTUN/UFSC (2016).

Dados de entrada			Resumo da armadura		
Tipo de aço	CA50		Seção	AS (cm ² /m)	Barras (tabelado)
fck concreto	25	MPa	1	3,84	φ10 c/20
largura (bw)	100	cm	2	4,68	φ10 c/17
cobrimento (c)	4	cm	3	5,52	φ10 c/15
ρ _{mín}	0,15		4	7,22	φ10 c/11
trd	321		5	12,53	φ12,5 c/9

Seção 1			Seção 2			Seção 3			Seção 4			Seção 5		
Empuxos			Empuxos			Empuxos			Empuxos			Empuxos		
H1	1,10	m	H2	2,21	m	H3	3,31	m	H4	4,42	m	H5	5,52	m
pa1	6,45	kN/m ²	pa2	12,89	kN/m ²	pa3	19,34	kN/m ²	pa4	25,78	kN/m ²	pa5	32,23	kN/m ²
Ea1	3,56	kN/m	Ea2	14,23	kN/m	Ea3	32,02	kN/m	Ea4	56,92	kN/m	Ea5	88,94	kN/m
Cortante			Cortante			Cortante			Cortante			Cortante		
VS1	3,56	kN/m	VS2	14,23	kN/m	VS3	32,02	kN/m	VS4	56,92	kN/m	VS5	88,94	kN/m
VSd1	4,98	kN/m	VSd2	19,92	kN/m	VSd3	44,83	kN/m	VSd4	79,69	kN/m	VSd5	124,52	kN/m
Momento fletor			Momento fletor			Momento fletor			Momento fletor			Momento fletor		
MS1	1,31	kNm	MS2	10,47	kNm	MS3	35,35	kNm	MS4	83,79	kNm	MS5	163,65	kNm
Cálculo da armadura			Cálculo da armadura			Cálculo da armadura			Cálculo da armadura			Cálculo da armadura		
espessura (e)	25,6	cm	espessura (e)	31,2	cm	espessura (e)	36,8	cm	espessura (e)	42,4	cm	espessura (e)	48	cm
d	21,6	cm	d	27,2	cm	d	32,8	cm	d	38,4	cm	d	44	cm
K6	3564		K6	706		K6	304		K6	176		K6	118	
K3 (tabelado)	0,323		K3 (tabelado)	0,325		K3 (tabelado)	0,327		K3 (tabelado)	0,331		K3 (tabelado)	0,337	
AS	0,20	cm ² /m	AS	1,25	cm ² /m	AS	3,52	cm ² /m	AS	7,22	cm ² /m	AS	12,53	cm ² /m
Asmín	3,84	cm ² /m	Asmín	4,68	cm ² /m	Asmín	5,52	cm ² /m	Asmín	6,36	cm ² /m	Asmín	7,2	cm ² /m
AS1	3,84	cm ² /m	AS2	4,68	cm ² /m	AS3	5,52	cm ² /m	AS4	7,22	cm ² /m	AS5	12,53	cm ² /m
Verificação da armadura da força cortante			Verificação da armadura da força cortante			Verificação da armadura da força cortante			Verificação da armadura da força cortante			Verificação da armadura da força cortante		
K (>1)	1,384	VERDADEIRO	K (>1)	1,33	VERDADEIRO	K (>1)	1,27	VERDADEIRO	K (>1)	1,22	VERDADEIRO	K (>1)	1,16	VERDADEIRO
ρ1	0,0018		ρ1	0,0017		ρ1	0,0017		ρ1	0,0019		ρ1	0,0028	
VRd1	121,83	kN/m	VRd2	146,95	kN/m	VRd3	169,53	kN/m	VRd4	190,92	kN/m	VRd5	215,02	kN/m
VRd1>VSd1?	Não precisa armar a força cortante		VRd2>VSd2?	Não precisa armar a força cortante		VRd3>VSd3?	Não precisa armar a força cortante		VRd4>VSd4?	Não precisa armar a força cortante		VRd5>VSd5?	Não precisa armar a força cortante	

Figura 52 - Planilha eletrônica para cálculo da armadura do muro de flexão numa situação real de projeto. Fonte: LABTUN/UFSC (2016).

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho abordou o estudo de duas opções de estruturas de contenção em concreto, uma com e outra sem armadura, para uma situação real de projeto. As estruturas escolhidas para suportar o aterro que nivelará o terreno a 5,0 metros do local de construção do muro foram: muro de gravidade e muro de flexão armado.

Após a estimativa dos parâmetros do solo a partir das correlações propostas pela literatura técnica e os relatórios de sondagem, foi realizado, através de planilhas de cálculo desenvolvidas pelo LABTUN/UFSC, todo o dimensionamento geotécnico e posterior verificação da estabilidade, além do cálculo estrutural da armadura para o muro de flexão.

Pode-se verificar, na análise dos resultados, que, tanto o muro de gravidade quanto o muro de flexão armado foram considerados seguros, visto que os fatores de segurança ficaram acima dos preconizados pela bibliografias pesquisadas e, desta forma, atendem aos requisitos de estabilidade propostos.

A realização deste trabalho proporcionou a experiência de conhecer e desenvolver todas as etapas de um projeto geotécnico dos modelos de estruturas de contenção estudados, como os intervalos considerados seguros pela literatura para o seu dimensionamento, a estimativa dos parâmetros geotécnicos na falta de um ensaio que forneça estes valores, as verificações da segurança quanto ao deslizamento, ao tombamento e a capacidade de carga da fundação e o cálculo estrutural necessário para a estrutura resistir aos esforços de flexão.

8. REFERÊNCIAS

- BUDHU, Muni. **Fundações e estruturas de contenção**. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.
- FARIA, Patrícia de Oliveira; SOUZA, Ayrton Garcia de; OLIVEIRA, Mônica Carvalho Generini de. **Planilhas eletrônicas de muros de arrimo**. LABTUN/UFSC, 2016.
- GERSCOVICH, Denise; DANZIGER, Bernadete Ragoni; SARAMAGO, Robson. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.
- GOOGLE MAPAS. Disponível em: <https://www.google.com.br/maps> Acesso em: 20 maio 2017.
- GUERRIN, A; LAVAU, Roger-Claude. **Tratado de Concreto Armado Volume 6: Muros de Arrimo e Muros de Cais**. São Paulo: Editora Hemus, 2003.
- JOPPERT JÚNIOR, Ivan. **Fundações e Contenções em Edifícios: Qualidade Total na Gestão do Projeto e Execução**. São Paulo: PINI, 2007.
- LUIZ, Bruna Julianelli. **Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto**. Trabalho de Conclusão de Curso. Rio de Janeiro: Escola Politécnica da UFRJ, 2014.
- MARANGON, Marcio. **Empuxos de Terra**. Juiz de Fora, 2009. Disponível em: http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/ms2_unid06.pdf Acesso em: 11 maio 2017.
- MARCHETTI, Osvaldemar. **Muros de Arrimo**. São Paulo: Blucher, 2007.
- MENEZES, José Eduardo Tavares Quintanilha de. **Dimensionamento Dinâmico de muros de suporte**. Juiz de Fora, 2010. Disponível em: <https://blogdopetcivil.com/tag/muro-de-gravidade/> Acesso em: 01 maio 2017.
- MOLITERNO, Antônio. **Caderno de Muros de Arrimo**. São Paulo: Edgard Blücher, 1980.
- SÔNEGO CONSTRUÇÕES. **Residencial Cammino del Bosco**. Disponível em: <http://sonegoconstrucoes.com.br/propriedade/cammino-del-bosco/> Acesso em: 07 junho 2017

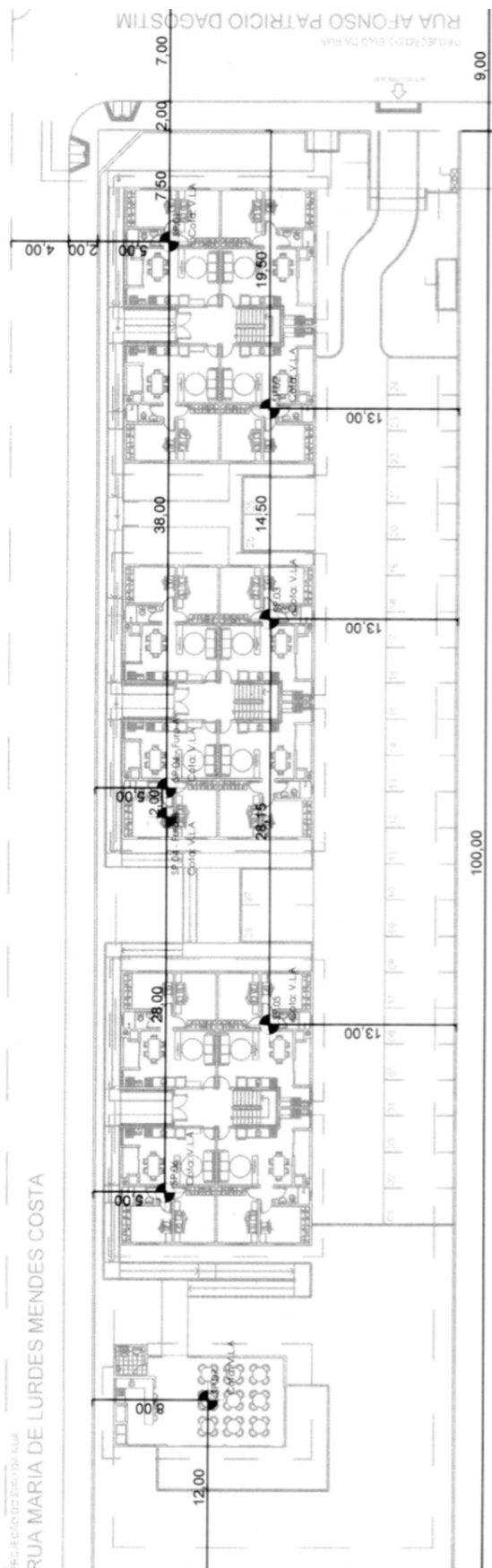
ANEXO I – Planta de locação dos furos de sondagem à percussão

IL. 060/2016

ANTA DE LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAAGEM À PERCUSSÃO

LIENTE: SONEGO CONSTRUÇÕES LTDA.

LOCAL: AFONSO PATRÍCIO DAGOSTIM, B. PEDRO ZANIVAM - CRIÇIÚMA/SC



ANEXO II – Relatórios de Sondagem

<h1>SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.</h1>									
Cliente: SONEGO CONSTRUÇÕES LTDA.						Ref.: 060/2016			
Local: RUA AFONSO PATRICIO DAGOSTIM, B. PEDRO ZANIVAN - CRICIÚMA/SC									
Escala: 1/100		Data: 27/06/2016		Desenhista: ALINE SAVI		Engº: JAIR PAULO SAVI		Des. Nº: 204/2016	
SONDAGEM: SP. 01			COTA: V.L.A - Ver Levantamento Altimétrico.			REVESTIMENTO (m) 0,00 A 2,50			
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO		Revestimento Ø		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
			Penetração (golpes/30cm)		Amostrador {				
Nível d'água	Ø Da coroa		Nº de Golpes		Gráfico				
			1º e 2º	2º e 3º	10	20			
1	①	2,80	4	4	[Gráfico]		Argila arenosa, cor marrom escura, de consistência mole, a rija, a dura, a rija, a dura		
2	②		18	24					
3	③	8,00	16	26	[Gráfico]		Argila arenosa, cor variegada, de consistência rija		
4	④		16	17					
5	⑤		11	12					
6	⑥		11	13					
7	⑦	15,70	12	12	[Gráfico]		Argila arenosa, cor esbranquiçada, de consistência rija, a dura		
8	⑧		11	15					
9	⑨		11	13					
10	⑩		12	13					
11	⑪		11	14					
12	⑫		11	13					
13	⑬	10/00	11	16	[Gráfico]		Impenetrável à percussão		
14	⑭		28	33					
15	⑮		28	34					
16	⑯		45	52					
17									
18									
19									
20									
Profundidade do nível d'água			80 60 40 20		ENSAIO DE L.T.		TEMPO MINUTO	AVANÇO cm	TRADO
MEDIDO EM DIA CHUVOSO			Recuperação (%)				10		PERFURAÇÃO (M)
() SIM (X) NÃO			Fragmentos/m(N)		10			CIRCULAÇÃO DE ÁGUA	
Inicial:	4,50 m	21/06/2016	Recup. nula		10			1,00_A_15,70_	
Final:	8,00 m	22/06/2016	ROTATIVA						

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.											
Cliente: SONEGO CONSTRUÇÕES LTDA.							Ref.: 060/2016				
Local: RUA AFONSO PATRICIO DAGOSTIM, B. PEDRO ZANIVAN - CRICIÚMA/SC											
Escala: 1/100		Data: 27/06/2016		Desenhista: ALINE SAVI		Engº: JAIR PAULO SAVI		Des. Nº: 205/2016			
SONDAGEM: SP. 02			COTA: V.L.A - Ver Levantamento Altimétrico.			REVESTIMENTO (m) 0,00 A 2,50					
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO				Revestimento \varnothing		Amostrador		
			Penetração (golpes/30cm)				66,5 mm		34,9 mm		
			1º e 2º penetrações				Ø interno:		50,8 mm		
			2º e 3º penetrações				Peso 65 Kg - Altura de queda: 75cm				
Nível d'água	Ø Da coroa		Nº de Golpes			Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL			
			1º e 2º	2º e 3º	10	20	30				40
1	①		4	4							
2	②		14	21							
3	③		14	15							
4	④		7	9							
5	⑤		7	9							
6	⑥		4	6							
7	⑦		5	7							
8	⑧		6	7							
9	⑨		5	6							
10	⑩		4	5							
11	⑪		4	6							
12	⑫		4	6							
13	⑬		5	7							
14	⑭	14,00	5	8							
15	⑮		6	7							
16	⑯		7	9							
17	⑰		9	17							
18	⑱		20	23							
19	⑲		22	28							
20	⑳	19,50	44	51							
			10/00								
Profundidade do nível d'água			80 60 40 20								
MEDIDO EM DIA CHUVOSO			Recuperação (%)							ENSAIO DE L.T.	
() SIM (X) NÃO			Fragmentos/m(N)							TEMPO MINUTO	
Inicial:	6,00 m	21/06/2016	Recup. nula							AVANÇO cm	
Final:	9,00 m	22/06/2016	ROTATIVA							PERFURAÇÃO (M)	
										TRADO	
										0,00_A_1,00_	
										CIRCULAÇÃO DE ÁGUA	
										_1,00_A_19,50_	

Argila arenosa, cor vermelha, de consistência mole, a rija, a dura, a rija, a média, a mole, a média

Argila arenosa, cor variegada, de consistência média, a rija, a dura

Impenetrável à percussão

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.

Cliente: SONEGO CONSTRUÇÕES LTDA.					Ref.: 060/2016								
Local: RUA AFONSO PATRICIO DAGOSTIM, B. PEDRO ZANIVAN - CRICIÚMA/SC													
Escala: 1/100		Data: 27/06/2016		Desenhista: ALINE SAVI		Engº: JAIR PAULO SAVI		Des. Nº: 206/2016					
SONDAGEM: SP. 03			COTA: V.L.A - Ver Levantamento Altimétrico.			REVESTIMENTO (m) 0,00 A 2,50							
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO				Revestimento \varnothing 66,5 mm						
			Penetração (golpes/30cm)				Amostrador { \varnothing interno: 34,9 mm						
Nível d'água	\varnothing Da coroa		1º e 2º penetrações		2º e 3º penetrações		Peso 65 Kg - Altura de queda: 75cm						
			Nº de Golpes		Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL						
			1º e 2º	2º e 3º	10	20	30	40					
1	①		2	3					Argila arenosa, cor vermelha, de consistência muito mole, a mole, a média, a mole, a média, a mole, a média				
2	②	6	9										
3	③	5	7										
4	④	4	6										
5	⑤	6	7										
6	⑥	6	8										
7	⑦	6	7										
8	⑧	6	6										
9	⑨	8,00	5	6					Argila arenosa, cor variegada, de consistência mole, a média, a mole, a média, a mole, a média, a rija				
10	⑩	5	7										
11	⑪	5	6										
12	⑫	7	8										
13	⑬	12	14										
14	⑭	10	14										
15	⑮	14,50	12	15									
16	⑯	13	18										
17	⑰	17,00	41	51					Argila arenosa, cor bege, de consistência rija, a dura				
18													
19													
20													
Profundidade do nível d'água			80	60	40	20	ENSAIO DE L.T.		TEMPO MINUTO	AVANÇO cm			
MEDIDO EM DIA CHUVOSO			Recuperação (%)		Fragmentos/m(N)		10		TRADO				
() SIM (X) NÃO			Recup. nula		ROTATIVA		10		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA				
Inicial:	3,80 m	22/06/2016					10		_0,00_ A _1,00_				
Final:	8,00 m	23/06/2016					10		_1,00_ A _17,00_				

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.

Cliente: SONEGO CONSTRUÇÕES LTDA.				Ref.: 060/2016				
Local: RUA AFONSO PATRICIO DAGOSTIM, B. PEDRO ZANIVAN - CRICIÚMA/SC								
Escala: 1/100		Data: 27/06/2016		Desenhista: ALINE SAVI		Engº: JAIR PAULO SAVI	Des. Nº: 207/2016	
SONDAGEM: SP. 04 - FURO A			COTA: V.L.A - Ver Levantamento Altimétrico.			REVESTIMENTO (m) __0,00__ A __2,00__		
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO				Revestimento \varnothing 66,5 mm	
			Penetração (golpes/30cm)				Amostrador { \varnothing interno: 34,9 mm	
Nível d'água	\varnothing Da coroa		Nº de Golpes		Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
			1º e 2º	2º e 3º	10	20		30
1	①	4,50	3	4				Argila arenosa, cor vermelha, de consistência mole, a rija ROCHA
2	②		4	4				
3	③		4	5				
4	④		5	7				
5	⑤		5	13				
6			10/00					Impenetrável à percussão
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
Profundidade do nível d'água			80	60	40	20		
MEDIDO EM DIA CHUVOSO			Recuperação (%)		ENSAIO DE L.T.	TEMPO MINUTO	AVANÇO cm	TRADO
() SIM (X) NÃO			Fragmentos/m(N)			10		__0,00_ A __1,00_
Inicial: 2,30 m	22/06/2016		Recup. nula			10		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA
Final: SECO	23/06/2016		ROTATIVA		10		__1,00_ A __4,50_	

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.

Cliente: SONEGO CONSTRUÇÕES LTDA.				Ref.: 060/2016				
Local: RUA AFONSO PATRICIO DAGOSTIM, B. PEDRO ZANIVAN - CRICIÚMA/SC								
Escala: 1/100		Data: 27/06/2016		Desenhista: ALINE SAVI		Engº: JAIR PAULO SAVI		
Des. N°: 208/2016		SONDAGEM: SP. 04 - FURO B						
COTA: V.L.A - Ver Levantamento Altimétrico.				REVESTIMENTO (m) 0,00 A 2,00				
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO				Revestimento \varnothing 66,5 mm	
			Penetração (golpes/30cm)				Amostrador { \varnothing interno: 34,9 mm	
			1° e 2° penetrações				{ \varnothing externo: 50,8 mm	
			2° e 3° penetrações				Peso 65 Kg - Altura de queda: 75cm	
Nível d'água	\varnothing Da coroa		N° de Golpes		Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
			1° e 2°	2° e 3°	10	20		30
1	①		4	4			Argila arenosa, cor vermelha, de consistência mole, a média, a rija, a média, a rija, a dura ROCHA	
2	②	7	9					
3	③	6	8					
4	④	8	11					
5	⑤	7	11					
6	⑥	6	8					
7	⑦	7	11					
8	⑧	24	33					
9	⑨	43	52					
10		8,60	10/00			Impenetrável à percussão		
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
Profundidade do nível d'água			80	60	40	20		
MEDIDO EM DIA CHUVOSO			Recuperação (%)		ENSAIO DE L.T.	TEMPO MINUTO	AVANÇO cm	
() SIM (X) NÃO			Fragmentos/m(N)			10		
Inicial: 2.30 m 22/06/2016			Recup. nula			10		
Final: SECO 23/06/2016			ROTATIVA		10			
						PERFURAÇÃO (M)	TRADO	
							0,00_ A _1,00_	
							CIRCULAÇÃO DE ÁGUA	
							1,00 A _8,60_	

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.

Cliente: SONEGO CONSTRUÇÕES LTDA.				Ref.: 060/2016				
Local: RUA AFONSO PATRICIO DAGOSTIM, B. PEDRO ZANIVAN - CRICIÚMA/SC								
Escala: 1/100		Data: 27/06/2016		Desenhista: ALINE SAVI		Engº: JAIR PAULO SAVI		
Des. Nº: 209/2016		SONDAGEM: SP. 05		COTA: V.L.A - Ver Levantamento Altimétrico.		REVESTIMENTO (m) 0,00 A 2,00		
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO				Revestimento \varnothing 66,5 mm	
			Penetração (golpes/30cm)				Amostrador { \varnothing interno: 34,9 mm	
Nível d'água	\varnothing Da coroa		1º e 2º penetrações		2º e 3º penetrações		Peso 65 Kg - Altura de queda: 75cm	
			Nº de Golpes		Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
			1º e 2º	2º e 3º	10	20	30	40
1	①		4	5				
2	②		12	17				
3	③		9	11				
4	④	3,50	10	13				
5	⑤		8	10				
6	⑥		9	12				
7	⑦		20	22				
8	⑧		20	23				
9	⑨		26	30				
10	⑩	9,80	44	51				
11			10/00					
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
Profundidade do nível d'água			80	60	40	20		
MEDIDO EM DIA CHUVOSO			Recuperação (%)		ENSAIO DE L.T.	TEMPO MINUTO	AVANÇO cm	TRADO
() SIM (X) NÃO			Fragmentos/m(N)			10		0,00_ A _1,00_
Inicial: 1,50 m 23/06/2016			Recup. nula			10		CIRCULAÇÃO DE ÁGUA
Final: 6,00m 24/06/2016			ROTATIVA		10		1,00_ A _9,80_	

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.

Cliente: SONEGO CONSTRUÇÕES LTDA.				Ref.: 060/2016				
Local: RUA AFONSO PATRICIO DAGOSTIM, B. PEDRO ZANIVAN - CRICIÚMA/SC								
Escala: 1/100		Data: 27/06/2016		Desenhista: ALINE SAVI		Engº: JAIR PAULO SAVI		
Des. Nº: 210/2016		SONDAGEM: SP. 06		COTA: V.L.A - Ver Levantamento Altimétrico.		REVESTIMENTO (m) 0,00 A 2,00		
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO				Revestimento \varnothing 66,5 mm	
			Penetração (golpes/30cm)				Amostrador $\left\{ \begin{array}{l} \varnothing \text{ interno: } 34,9 \text{ mm} \\ \varnothing \text{ externo: } 50,8 \text{ mm} \end{array} \right.$	
Nível d'água	\varnothing Da coroa		Nº de Golpes		Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
			1º e 2º	2º e 3º	10	20		30
1	①		3	4			Argila arenosa, cor variegada, de consistência mole, a média	
2	②	6	7	Argila arenosa, cor bege de consistência rija, a dura, a rija, a dura				
3	③	7	9					
4	④	6	7					
5	⑤	6	6					
6	⑥	5	6					
7	⑦	6,70	7					
8	⑧		9	11				
9	⑨		18	22				
10	⑩		18	21				
11	⑪		26	30				
12	⑫	11,70	46	52			Impenetrável à percussão	
13			10/00					
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
Profundidade do nível d'água			80	60	40	20		
MEDIDO EM DIA CHUVOSO			Recuperação (%)		ENSAIO DE L.T.	TEMPO MINUTO	AVANÇO cm	
() SIM (X) NÃO			Fragmentos/m(N)			10		
Inicial: 3,00 m 23/06/2016			Recup. nula			10		
Final: 6,00 m 24/06/2016			ROTATIVA		10			
					PERFURAÇÃO (M)	TRADO		
						0,00_A_1,00_		
						CIRCULAÇÃO DE ÁGUA		
						1,00_A_11,70_		

SAVI - Fundações e Sondagens Ltda.

Cliente: SONEGO CONSTRUÇÕES LTDA.				Ref.: 060/2016				
Local: RUA AFONSO PATRICIO DAGOSTIM, B. PEDRO ZANIVAN - CRICIÚMA/SC								
Escala: 1/100		Data: 27/06/2016		Desenhista: ALINE SAVI		Engº: JAIR PAULO SAVI		
Des. N°: 211/2016		SONDAGEM: SP. 07						
COTA: V.L.A - Ver Levantamento Altimétrico.				REVESTIMENTO (m) 0,00 A 2,00				
Cota em relação ao R.N.	Amostra	Profundidade da camada (m)	PERCUSSÃO				Revestimento \varnothing 66,5 mm Amostrador { \varnothing interno: 34,9 mm \varnothing externo: 50,8 mm Peso 65 Kg - Altura de queda: 75cm	
			Penetração (golpes/30cm)					
Nível d'água	\varnothing Da coroa		N° de Golpes		Gráfico		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
			1° e 2°	2° e 3°	10	20		30
1	①	6,70	4	4			Argila arenosa, cor variegada, de consistência mole, a média, a rija, a média	
2	②		9	11				
3	③		8	9				
4	④		7	8				
5	⑤		7	9				
6	⑥		17	23				
7	⑦		24	28				
8	⑧		46	51				
9		8,00	10/00				Impenetrável à percussão	
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
Profundidade do nível d'água			80	60	40	20		
MEDIDO EM DIA CHUVOSO			Recuperação (%)				ENSAIO DE L.T.	TRADO
() SIM (X) NÃO			Fragmentos/m(N)					0,00_ A _1,00_
Inicial: 3,00 m 23/06/2016			Recup. nula					CIRCULAÇÃO DE ÁGUA
Final: 4,00 m 24/06/2016			ROTATIVA				10	_1,00_ A _7,90_
			TEMPO MINUTO		AVANÇO cm		PERFURAÇÃO (M)	
			10					
			10					
			10					

ANEXO III – Parâmetros médios do solo apresentados por Joppert Jr. (2007)

Tabela nº 13 - Parâmetros médios do solo						
Tipo de solo	Faixa de STP	Módulo de elasticidade (t/m ²)	Peso específico (g)		Ângulo atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (tf/m ²)
			Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	–
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	–
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32°	–
	19 - 41	8000 - 15000	2,0	2,1	35°	–
	≥ 41	16000 - 20000	2,0	2,1	38°	–
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥ 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,5
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,0
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20 - 30	3000 - 10000	2,0	2,0	25°	4,0
	≥ 30	10000 - 15000	2,0	2,0	25°	5,0
Argila arenosa pouco siltosa	0 - 2	500	1,5	1,7	15°	1,0
	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15°	2,0
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18°	3,5
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20°	5,0
	≥ 20	3500 - 5000	2,0	2,0	25°	6,5
Turfa / argila orgânica (quaternário)	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,5
	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,0
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 - 8	8000	1,8	1,9	25°	1,5
	9 - 18	1000	1,9	2,0	26°	2,0
	19 - 41	15000	2,0	2,0	27°	3,0
	≥ 41	20000	2,1	2,1	28°	5,0

ANEXO IV – Valores de k_3 retirado de Marchetti (2007).

Tabela A							
$\xi = x/d$	Valores de k_6 para concreto de f_{ck} (MPa)			k_3			
	20	25	30	CA-25	CA-50A	CA-50B	CA-60B
0,01	1.447,0	1.158,0	965,0	0,647	0,323	0,323	0,269
0,02	726,0	581,0	484,0	0,649	0,325	0,325	0,271
0,03	486,0	389,0	324,0	0,652	0,326	0,326	0,272
0,04	366,0	293,0	244,0	0,655	0,327	0,327	0,273
0,05	294,0	235,0	196,0	0,657	0,329	0,329	0,274
0,06	246,0	197,0	164,0	0,660	0,330	0,330	0,275
0,07	212,0	169,0	141,0	0,663	0,331	0,331	0,276
0,08	186,0	149,0	124,0	0,665	0,333	0,333	0,277
0,09	166,0	133,0	111,0	0,668	0,334	0,334	0,278
0,10	150,0	120,0	100,1	0,671	0,335	0,335	0,280
0,11	137,0	110,0	91,4	0,674	0,337	0,337	0,281
0,12	126,0	100,9	84,1	0,677	0,338	0,338	0,282
0,13	117,0	93,6	78,0	0,679	0,340	0,340	0,283
0,14	109,0	87,2	72,7	0,682	0,341	0,341	0,284
0,15	102,2	81,8	68,1	0,685	0,343	0,343	0,285
0,16	96,2	77,0	64,2	0,688	0,344	0,344	0,287
0,167	92,5	74,0	61,7	0,690	0,345	0,345	0,288
0,17	91,0	72,8	60,6	0,691	0,346	0,3446	0,288
0,18	86,3	69,0	57,5	0,694	0,347	0,347	0,289
0,19	82,1	65,7	54,7	0,697	0,349	0,349	0,290
0,20	78,3	62,7	52,2	0,700	0,350	0,350	0,292
0,21	74,9	59,9	49,9	0,703	0,352	0,352	0,293
0,22	71,8	57,5	47,9	0,706	0,353	0,353	0,294
0,23	69,0	55,2	46,0	0,709	0,355	0,355	0,296
0,24	66,4	53,1	44,3	0,713	0,356	0,356	0,297
0,25	64,1	51,2	42,7	0,716	0,358	0,358	0,298
0,259	62,1	49,7	41,4	0,719	0,359	0,359	0,299
0,26	61,9	49,5	41,2	0,719	0,359	0,359	0,300
0,27	59,8	47,9	39,9	0,722	0,361	0,361	0,301
0,28	58,0	46,4	38,6	0,725	0,363	0,363	0,302
0,29	56,2	45,0	37,5	0,729	0,364	0,364	0,304
0,30	54,6	43,7	36,4	0,732	0,366	0,366	0,305
0,31	53,1	42,5	35,4	0,735	0,368	0,368	0,306

Tabela A (continuação)							
$\xi = x/d$	Valores de k_6 para concreto de f_{ck} (MPa)			k_3			
	20	25	30	CA-25	CA-50A	CA-50B	CA-60B
0,32	51,6	41,3	34,4	0,739	0,369	0,369	0,308
0,33	50,3	40,3	33,5	0,742	0,371	0,371	0,309
0,34	49,1	39,2	32,7	0,746	0,373	0,373	0,311
0,35	47,9	38,3	31,9	0,749	0,374	0,374	0,312
0,36	46,8	37,4	31,2	0,752	0,376	0,376	0,313
0,37	45,7	36,6	30,5	0,756	0,378	0,378	0,315
0,38	44,7	35,8	29,8	0,760	0,380	0,380	0,316
0,39	43,8	35,0	29,2	0,763	0,382	0,382	0,318
0,40	42,9	34,3	28,6	0,767	0,383	0,383	0,319
0,41	42,0	33,6	28,0	0,770	0,385	0,385	0,321
0,42	41,2	33,0	27,5	0,774	0,387	0,387	0,323
0,43	40,5	32,4	27,0	0,778	0,389	0,389	0,324
0,44	39,8	31,8	26,5	0,782	0,391	0,391	0,326
0,442	39,6	31,7	26,4	0,782	0,391	0,391	0,327
0,45	39,1	31,2	26,0	0,786	0,393	0,393	
0,46	38,4	30,7	25,6	0,789	0,395	0,395	
0,469	37,8	30,3	25,2	0,793	0,396		
0,47	37,8	30,2	25,2	0,793	0,397	Unidades: Mk = kNm bw = m d = m	
0,48	37,2	29,7	24,8	0,797	0,399		
0,49	36,6	29,3	24,4	0,801	0,401		
0,50	36,6	28,8	24,0	0,805	0,403		

ANEXO V – Tabela de armadura para lajes retirada de Marchetti (2007).

Tabela de armadura para lajes								
Tabela T ₄ – Área em cm ² /m								
espaçamento (cm)	bitola da barra de aço em mm							
	5	6,3	8	10	12,5	16	20	25
7,5	3,33	4,19	6,66	10,66	16,66	26,66	41,99	66,66
8	2,50	3,93	6,25	10,00	15,62	25,00	39,37	62,50
9	2,22	3,5	5,55	8,88	13,88	22,22	35,00	55,55
10	2,00	3,15	5,00	8,00	12,50	20,00	31,50	50,00
11	1,82	2,86	4,54	7,27	11,36	18,18	28,63	45,45
12	1,67	2,62	4,16	6,66	10,41	16,66	26,25	41,66
12,5	1,60	2,52	4,00	6,40	10,00	16,00	25,20	40,00
13	1,54	2,42	3,84	6,15	9,61	15,38	24,23	38,46
14	1,43	2,25	3,57	5,71	8,92	14,28	22,50	35,71
15	1,33	2,10	3,33	5,33	8,33	13,33	21,00	33,33
16	1,25	1,96	3,12	5,00	7,81	12,50	19,68	31,25
17	1,18	1,85	2,94	4,70	7,35	11,76	18,52	29,41
17,5	1,14	1,80	2,85	4,57	7,14	11,42	18,00	28,57
18	1,11	1,75	2,77	4,44	6,94	11,11	17,50	27,77
19	1,05	1,65	2,63	4,21	6,57	10,52	16,57	26,31
20	1,00	1,57	2,50	4,00	6,25	10,00	15,75	25,00
21	0,95	1,50	2,38	3,80	5,95	9,52	15,00	23,80
22	0,91	1,43	2,27	3,63	5,68	9,09	14,31	22,72
23	0,87	1,36	2,17	3,47	5,43	8,69	13,69	21,73
24	0,83	1,31	2,08	3,33	5,20	8,33	13,12	20,83
25	0,80	1,26	2,00	3,20	5,00	8,00	12,60	20,00
26	0,77	1,21	1,92	3,07	4,80	7,69	12,11	19,23
27	0,74	1,16	1,85	2,96	4,62	7,40	11,66	18,51
28	0,71	1,12	1,78	2,85	4,46	7,14	11,25	17,85
29	0,69	1,08	1,72	2,75	4,31	5,89	10,86	17,24
30	0,67	1,05	1,66	2,66	4,16	6,66	10,50	16,66