



UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS – UFAL
CAMPUS SERTÃO
ENGENHARIA CIVIL

Francielly Soares Neto

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO
EM CONCRETO ARMADO PARA DOIS TIPOS DE TALUDE DE TERRA**

Delmiro Gouveia/AL
2017



FRANCIELLY SOARES NETO

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO
EM CONCRETO ARMADO PARA DOIS TIPOS DE TALUDE DE TERRA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – Campus Sertão, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: DSc. Rafaela Faciola Coelho de Souza.

Delmiro Gouveia/AL
2017



FRANCIELLY SOARES NETO

ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO
EM CONCRETO ARMADO PARA DOIS TIPOS DE TALUDE DE TERRA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal
de Alagoas – Campus Sertão, como requisito parcial
para obtenção do título de Bacharel em Engenharia
Civil.

Orientadora: Dsc. Rafaela Faciola Coelho de
Souza

S676a Soares Neto, Francielly

Análise comparativa do dimensionamento de muro de arrimo
em concreto armado para dois tipos de talude de terra / Francielly
Soares Neto . - 2017.

99f.: il.

Monografia (Engenharia Civil) – Universidade
Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2017.

Orientação: Prof^a. Dra. Rafaela Faciola Coelho de Souza.

1. Concreto Armado. 2. Muro de Arrimo.

CDU 624

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca do Campus Sertão/
UFAL – Delmiro Gouveia

Folha de Aprovação

FRANCIELLY SOARES NETO

ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO EM CONCRETO ARMADO PARA DOIS TIPOS DE TALUDE DE TERRA

Projeto de Conclusão de Curso submetido ao corpo docente do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – Campus Sertão e aprovado em (02) de (02) de (2017).

Rafaela Faciola B. de Souza

Profª. DSc. Rafaela F. C. de Souza – UFAL Campus Sertão (Orientadora)

Banca Examinadora:

Karlisson André N. da Silva

Prof. MSc. Karlisson André N. da Silva – UFAL Campus Sertão (Examinador Interno)

Alexandre Nascimento de Lima

Prof. MSc. Alexandre Nascimento de Lima – UFAL Campus Sertão (Examinador Interno)

Rafaela Faciola B. de Souza

Profª. DSc. Rafaela F. C. de Souza – UFAL Campus Sertão (Orientadora)

AGRADECIMENTOS

A minha família, todo o meu amor e agradecimento, em especial aos meus pais Zelia Soares, Francisco de Assis e meu irmão Filipe Soares, que acreditam em mim acima de qualquer coisa.

A base familiar se torna vital em momentos de luta e principalmente em momentos de conquista, agradeço a meus avós por estarem presentes em todos os momentos, a Amélia Costa, Eloi Soares, Marinete Emilia (in memoriam) e José Luiz (in memoriam) minha gratidão e meu amor, a ausência não trás o esquecimento, nos mostra que o amor sempre vai existir.

A meus tios e tias que direta ou indiretamente influenciaram nesse processo, a meus amigos, poucos, mas verdadeiros, meu muito obrigado.

A minha orientadora, que me guia de maneira generosa desde o começo, agradeço por sua paciência. Aos mestres que passaram por minha vida, todos foram de fundamental importância no meu crescimento acadêmico e pessoal nesses anos de universidade.

A Deus, meu refugio em todos os momentos, a Nossa Senhora, mãe que guia meus passos.

RESUMO

A contenção de encostas é um tema de grande relevância na atualidade. Com a expansão das áreas habitadas houve a necessidade de se estudar técnicas de contenção visando a segurança das construções. Nesse sentido uma escolha correta do tipo de estrutura pode influenciar em toda a logística da obra, em que os fatores de execução e financeiros devem ser analisados na concepção de um projeto de contenção.

Este trabalho apresenta uma introdução sobre os tipos de estruturas de contenção, como também um dimensionamento de um muro de arrimo em concreto armado ou muro de flexão, para dois solos diferentes, desde o pré-dimensionamento até a escolha da armadura. É realizada uma análise da estabilidade da estrutura, como também, o cálculo dos esforços atuantes no muro advindos do maciço e da sobrecarga, bem como, o dimensionamento da estrutura adequada para o muro. Por fim, realiza-se uma análise dos custos para os serviços específicos na execução da contenção.

As contenções dimensionadas têm como principal vantagem diminuir o volume da estrutura de arrimo, em comparação com muros de gravidade seu volume é consideravelmente menor, trazendo assim mais espaço aos acessos em torno da obra, outro aspecto válido é sua capacidade de conter vãos relativamente grandes, todos esses fatores levaram a escolha do muro de concreto armado.

Palavras-chave: Contenção, estabilidade, muro de flexão.

ABSTRACT

The containment of slopes is a subject of great relevance at the present. With the expansion of the inhabited areas there was a need to study containment techniques aimed at building safety. In this sense, a correct choice of the type of structure can influence the whole logistics of the construction, in which the execution and financial factors must be analyzed in the design of a containment project.

This work presents an introduction about the types of containment structures, as well as a dimensioning of a reinforcing wall in reinforced concrete or bending wall, for two different soils, from the pre-dimensioning to the choice of armature. An analysis of the stability of the structure is performed, as well as the calculation of the forces acting on the wall coming from the land mass and the overloading and dimensioning of the proper dimensions for the wall. The armature of the structure is also calculated, and finally a cost analysis for the specific services in the execution of contention.

The dimensioned containment has the main advantage of reducing the volume of the support structure, in comparison with walls of gravity its volume is considerably smaller, thus bringing more space to the accesses around the work, another valid aspect is its ability to contain relatively large spans, all these factors led to the choice of reinforced concrete wall.

keywords: Contention, stability, bending wall.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Muro de alvenaria de pedra.....	14
Figura 2: Muro de alvenaria de pedra, Rio Claro RJ.....	15
Figura 3: Representação de um muro de contenção em gabiões escalonado.	16
Figura 4: Execução do muro de gabiões.....	16
Figura 5: Contenção em solo reforçado.....	17
Figura 6: Contenção em sacos de solo-cimento.	18
Figura 7: Muro de concreto ciclópico e sistema drenante.	19
Figura 8: Esquema de tirante.....	20
Figura 9: Nomenclatura do muro de concreto armado.	21
Figura 10: Sapata com dente.	21
Figura 11: Sapata inclinada	22
Figura 12: Muro de concreto armado sem contraforte, perfil clássico.....	22
Figura 13: Muro de concreto armado sem contraforte, perfil L.	23
Figura 14: Muro de concreto armado sem contraforte, perfil especial.....	23
Figura 15: Exemplo de sistema de drenagem.....	24
Figura 16: pressão ativa de terra de Rankine.....	26
Figura 17: Pressão ativa de terra, círculo de Mohr.....	26
Figura 18: Pressão passiva de terra de Rankine.	28
Figura 19: Pressão passiva de Rankine.....	28
Figura 20: Empuxo ativo de Coulomb e polígono de força.	30
Figura 21: Empuxo passivo de Coulomb e polígono de forças.....	31
Figura 22: Muro de concreto armado, perfil classico.....	35
Figura 23: Tombamento	36
Figura 24: Deslizamento.....	36
Figura 25: Centro de pressão e excentricidade.....	38
Figura 26: Tensões atuantes no solo.....	39
Figura 27: Distribuição dos esforços atuantes no muro.	41
Figura 28: Distribuição de tensões na sapata.....	42
Figura 29: Distribuição das tensões na sapata.....	43
Figura 30: Fluxograma com as etapas de cálculo para o dimensionamento do muro de concreto armado.	45
Figura 31: Muro de arrimo de concreto armado.....	46

Figura 32: Momento devido ao empuxo.....	51
Figura 33: Dimensões do muro.	52
Figura 34: Forças agindo no muro e seus respectivos braços de alavanca.....	53
Figura 35: Identificação da excentricidade e do centro de pressão.	57
Figura 36: Distribuição da tensão atuante no solo.....	58
Figura 37: Distribuição dos esforços no muro.....	58
Figura 38: Diagramas de, a) momento fletor e b) esforço cortante.....	60
Figura 39: Cargas verticais.	60
Figura 40: Cargas atuantes na sapata.....	61
Figura 41: Diagrama de momento fletor, sapata.	61
Figura 42: Diagrama da força cortante, sapata.	62
Figura 43: linha de deformação do muro.....	62
Figura 44: Detalhamento do aço.....	69
Figura 45: Detalhamento do aço.....	70
Figura 46: Diagramas de, a) momento fletor e b) esforço cortante.	77
Figura 47: Cargas atuantes na sapata.....	78
Figura 48: Diagrama de momento fletor, sapata.	78
Figura 49: Diagrama da força cortante, sapata.	79
Figura 50: linha de deformação do muro.....	79
Figura 51: Detalhamento do aço.....	84
Figura 52: Detalhamento do aço.....	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Parâmetros do solo.	47
Tabela 2: Coeficientes utilizados para o cálculo da capacidade de carga para ruptura geral. ...	48
Tabela 3: Coeficientes utilizados para o cálculo da capacidade de carga para ruptura por punção.	48
Tabela 4: Parâmetros do aço e do concreto.	49
Tabela 5: Valores das forças verticais e horizontais.....	54
Tabela 6: Valores dos braços de alavanca	55
Tabela 7: Momentos	55
Tabela 8: Momento e cortante no decorrer do muro.	59
Tabela 9: Esforço cortante e momento fletor agindo na sapata.....	61
Tabela 10: Parâmetros para área de aço.	64
Tabela 11: Área de aço e suas respectivas barras adotadas.....	64
Tabela 12: Valores para armadura de distribuição.	65
Tabela 13: Tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento admissível.....	66
Tabela 14: Área de aço na ponta da sapata.....	67
Tabela 15: Área de aço no talão da sapata.....	67
Tabela 16: Verificação do cisalhamento na ponta da sapata.	68
Tabela 17: Verificação do cisalhamento no talão da sapata.....	68
Tabela 18: Tabela de aço.....	70
Tabela 19: Parâmetros do solo arenoso.	71
Tabela 20: Coeficientes utilizados para o cálculo da capacidade de carga para ruptura geral.	71
Tabela 21: Momentos	74
Tabela 22: Momento e cortante no decorrer do muro.	77
Tabela 23: Esforço cortante e momento fletor agindo na sapata.....	78
Tabela 24: Parâmetros para área de aço.	80
Tabela 25: Área de aço e suas respectivas barras adotadas.....	80
Tabela 26: Valores para armadura de distribuição.	81
Tabela 27: Tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento admissível.....	82
Tabela 28: Área de aço na ponta da sapata.....	82
Tabela 29: Área de aço no talão da sapata.....	83
Tabela 30: Verificação do cisalhamento na ponta da sapata.	83
Tabela 31: Verificação do cisalhamento no talão da sapata.....	84

Tabela 32: Tabela de aço.....	85
Tabela 33: Orçamento do muro em concreto armado para areia argilosa.....	88
Tabela 34: Orçamento do muro em concreto armado para areia.....	89

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
2. OBJETIVO	12
3. REFERÊNCIAL TEÓRICO	13
3.1. Contenção	13
3.2. Tipos de Estruturas de Contenção	13
3.2.1. Muros de Peso ou Gravidade.....	13
3.2.2. Cortina Atirantada	19
3.2.3. Muro de Flexão em Concreto Armado	20
3.3. Empuxo de Terra	25
3.3.1. Empuxos ativos, passivos e repouso	25
3.3.2. Método de Rankine.....	25
3.3.3. Método de Coulomb	29
3.3.4. Efeito da Compactação	32
3.4. Tensão admissível do solo	33
3.4.1. Capacidade de carga	33
3.4.2. Tensão admissível do solo.....	33
3.5. Verificação quanto à Estabilidade do Conjunto Solo – Muro	34
3.5.1. Escolha das Dimensões	34
3.5.2. Tombamento.....	35
3.5.3. Escorregamento	36
3.5.4. Capacidade Suporte do Solo.....	37
3.6. Determinação dos esforços solicitantes	40
3.6.1. Esforços solicitantes no muro.....	40
3.6.2. Esforços solicitantes na sapata	42
4. METODOLOGIA	45

5. DIMENSIONAMENTO DE UM MURO DE CONTENÇÃO EM CONCRETO ARMADO	47
5.1. Dimensionamento para um maciço de solo arenoso argiloso.....	47
5.1.1. Tensão admissível do solo.....	47
5.1.2. Cálculo do empuxo de terra	49
5.1.3. Pré Dimensionamento	50
5.1.4. Verificação da estabilidade do conjunto	52
5.1.4.1. Cargas Verticais	53
5.1.4.2. Carga Horizontal.....	54
5.1.4.3. Cálculo dos momentos.....	54
5.1.4.4. Verificação quanto ao tombamento	56
5.1.4.5. Verificação quanto ao escorregamento	56
5.1.4.6. Verificação quanto a capacidade suporte do solo	57
5.1.5. Esforços internos solicitantes	58
5.1.5.1. Esforços internos solicitantes no muro	58
5.1.5.2. Esforços internos solicitantes na sapata.....	60
5.1.6. Armadura da estrutura de contenção.....	62
5.1.6.1. Armadura do muro.....	63
5.1.6.2. Armadura da sapata	66
5.1.7. Detalhamento do aço.....	69
5.2. Dimensionamento para um maciço de solo arenoso.....	71
5.2.1. Tensão admissível do solo.....	71
5.2.2. Cálculo do empuxo de terra	72
5.2.3. Pré Dimensionamento	72
5.2.4. Verificação da estabilidade do conjunto	73
5.2.4.1. Cargas Verticais	73
5.2.4.2. Carga Horizontal.....	74

5.2.4.3.	Cálculo dos momentos	74
5.2.4.4.	Verificação quanto ao tombamento	75
5.2.4.5.	Verificação quanto ao escorregamento	75
5.2.4.6.	Verificação quanto a capacidade suporte do solo	76
5.2.5.	Esforços internos solicitantes	76
5.2.5.1.	Esforços internos solicitantes no muro	76
5.2.5.2.	Esforços internos solicitantes na sapata	78
5.2.6.	Armadura da estrutura de contenção	79
5.2.6.1.	Armadura do muro	80
5.2.6.2.	Armadura da sapata	82
5.2.6.3.	Armadura de cisalhamento	83
5.2.7.	Detalhamento do aço	84
5.3.	Análise comparativa	86
6.	ANÁLISE DE CUSTOS	87
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	91
7.1.	Sugestões para trabalhos futuros.....	91
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92
9.	ANEXO	94

1. INTRODUÇÃO

Com o passar dos anos e o desenvolvimento da sociedade, observou-se a necessidade da expansão geográfica. A partir deste crescimento, novas áreas foram sendo habitadas, principalmente os taludes inclinados de terra. Com a aplicação de cargas não previstas em áreas tão vulneráveis, houve a necessidade de investimentos nas técnicas de contenção. Estes métodos construtivos tem a finalidade de conter grandes massas de solo e de rocha, são chamados também de muros de arrimo e variam conforme sua utilização. Os muros de arrimo são dimensionados para suportar empuxos causados por cargas verticais, horizontais e cargas causadas pela presença de água, e assim, manter o equilíbrio do maciço.

É de fundamental importância a elaboração de projetos de contenção. Neste trabalho serão dimensionados dois muros de contenção em concreto armado, o primeiro utilizando areia argilosa e o segundo, areia pura, para que no fim uma análise do conjunto seja realizada. Muros de concreto armado caracterizam-se por resistir aos esforços por flexão, pois se trata da junção de um material resistente a compressão, o concreto, e material resistente a tração, o aço. Técnica relativamente econômica quando atende a alturas medianas, esteticamente favorável e que cumpri as expectativas quanto a resistência aos esforços.

O muro de concreto armado é uma estrutura versátil quanto a resistência as forças atuantes, mesmo com volume menor comparado a outros métodos mantém a estabilidade através da sua forma, que também auxilia na estabilidade quanto ao deslizamento e rotação.

2. OBJETIVO

Este trabalho tem como objetivo dimensionar um muro de concreto armado ou muro de flexão para dois maciços de solo fictício. O estudo será realizado com uma análise da estabilidade do muro, assim como um detalhamento da estrutura de contenção, uma comparação dos dois dimensionamentos e por fim uma análise de custo com os processos inerentes a técnica.

3. REFERÊNCIAL TEÓRICO

3.1. Contenção

Contenção é todo elemento ou estrutura destinada a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em um maciço de solo, cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro (MOTA, 2008 *apud* Hachich W et al., 1998).

Segundo (Varela s.d.), a realização de uma obra de grande porte quase sempre envolve estruturas de contenção, também chamadas muros de arrimo. Tais estruturas estão presentes em projetos de estradas, de pontes, de estabilização de encostas, de canalizações, de saneamento, de metrô etc.

Várias técnicas podem ser utilizadas na construção de uma contenção, entre elas estão os muros de gravidade, muro de concreto armado, cortina atirantada e solo grampeado, estas técnicas podem ser usadas na contenção de encostas em rodovias, contenção de taludes em áreas com perigo de desmoronamento no perímetro urbano, obras de fundações, pontes, enfim uma gama de projetos de engenharia.

3.2. Tipos de Estruturas de Contenção

Existem diversos tipos de obras de contenção de terra que podem ser aplicadas para casos e soluções específicas na engenharia. Neste capítulo, serão abordados especificamente os muros de alvenaria de pedra, de gabião, de solo reforçado, de saco com solo-cimento, muro de concreto ciclópico, cortina atirantada e muro de concreto armado que será objeto específico de estudo, através do dimensionamento da estrutura.

3.2.1. Muros de Peso ou Gravidade

Segundo Xavier (2011) o muro de gravidade é um tipo de obra de contenção o qual tem como característica grande espessura, além de promover o equilíbrio das pressões laterais que provocam o empuxo, como o próprio peso. Geralmente, o muro de gravidade é utilizado em solo que apresenta elevada capacidade de suporte.

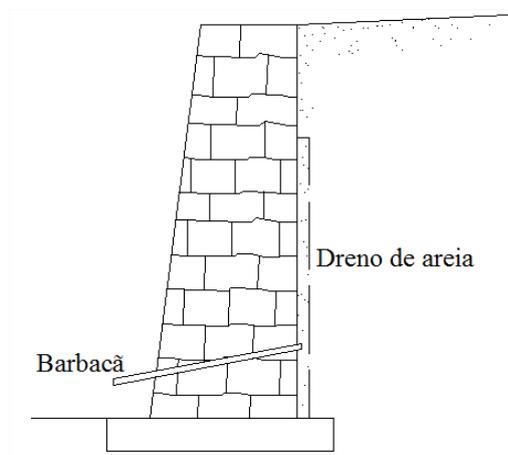
Para Baroni (2007) os muros de gravidade são normalmente construídos para alturas de no máximo 5 metros e a segurança estrutural deve ser verificada para os casos de deslizamento e tombamento da estrutura de contenção.

3.2.1.1. Muros de alvenaria de pedras

Os muros de alvenaria de pedra são os mais antigos no histórico da infraestrutura tornando-se assim os mais numerosos no aspecto geral. Luiz (2014) diz que estes muros são constituídos de pedras de dimensões aproximadamente regulares, arrumadas manualmente, tendo sua resistência alcançada através da superposição das pedras. Este tipo de contenção não necessita de sistema de drenagem devido ao material do muro já ser drenante, pois as pedras não são argamassadas. A técnica é de simples execução e o uso do mesmo é normalmente empregado para muros de até 2m de altura.

Este muro também pode ser constituído com argamassa no assentamento das pedras, a fim de atingir maior rigidez possibilitando maiores alturas da contenção, neste caso, podem ser utilizados blocos de dimensões variadas. O uso da argamassa, no entanto, anula a eficiência drenante, sendo necessário um sistema de drenagem. Na Figura 1 é apresentado o esquema de um muro de alvenaria de pedra e os respectivos elementos drenantes como, dreno de areia e tubos de barbacãs que aliviam as poropressões na estrutura.

Figura 1: Muro de alvenaria de pedra.



Fonte: Autor, (Adaptado, Luiz (2014) apud GEO - RIO 2014)

A Figura 2 mostra a construção de um muro de alvenaria de pedras argamassadas utilizado na contenção de encostas na cidade de Rio Claro, Rio de Janeiro. De acordo com as informações disponibilizadas no site da prefeitura, nestes locais, a possibilidade de deslizamentos era considerável, trazendo riscos à população local. Tendo em vista que os resultados anteriores obtidos com sistemas de contenções foram satisfatórios, este tipo foi considerado a melhor alternativa, o muro em questão é do tipo escalonado.

Figura 2: Muro de alvenaria de pedra, Rio Claro RJ.



Fonte: <http://rioclaro.rj.gov.br>

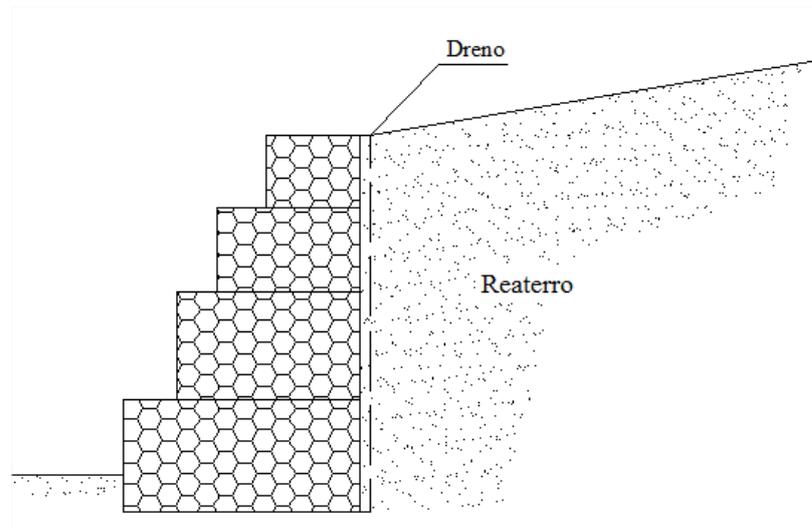
3.2.1.2. Muro de Gabião

Segundo Costa (2010), as estruturas de gravidade em gabhões já são um sistema de contenção considerado tradicional na engenharia geotécnica. Estas estruturas são extremamente vantajosas, do ponto de vista técnico e econômico, pois possuem um conjunto de características funcionais que não existem em outros tipos de estruturas.

Segundo Domingues (1997), a técnica consiste em uma cesta de arame galvanizado de malha hexagonal (Figura 3), na qual são colocadas pedras de diâmetros aparentes de 20 cm à 30 cm.

O autor comenta, ainda, que o empilhamento destas cestas forma um maciço que resiste a esforços horizontais devido ao seu elevado peso próprio. A principal vantagem é a elevada permeabilidade e grande flexibilidade, tornando a estrutura monolítica e altamente drenante. Os muros de gabhões são, geralmente, utilizados para proteção de margens de cursos d'água, controle de erosão e obras de emergência.

Figura 3: Representação de um muro de contenção em gabões escalonado.



Fonte: Autor, (Adaptado, Costa 2010)

A Figura 4 apresenta um exemplo desta técnica que foi utilizada para conter um maciço em uma obra de prédios residenciais construídos em alvenaria estrutural. A obra foi realizada em 2009 em São Paulo na Vila Prudente. Na imagem pode-se observar as malhas de aço à espera do preenchimento com pedras. Observa-se, também, suas grandes dimensões, que é característica de muros de peso.

Figura 4: Execução do muro de gabões.



Fonte: <http://www.geodactha.com.br>

3.2.1.3. Muros de solo reforçado

Pedroso (2000) diz que as estruturas em solos reforçados caracterizam-se pela associação de dois materiais com comportamentos mecânicos distintos: o solo, que pode apresentar resistências à compressão e ao cisalhamento relativamente elevadas, e o geossintético, que possui elevada resistência à tração. O princípio fundamental de funcionamento dessas estruturas caracteriza-se pelo desenvolvimento de tensões de tração no reforço através da interação com o solo ao longo do seu comprimento. A Figura 5 mostra a contenção de um aterro, visando aumentar a vida útil do mesmo. O muro possui aproximadamente 1250m² de face, 156m de extensão e 8m de altura.

Figura 5: Contenção em solo reforçado.



Fonte: Maccaferri, CTVA essencis, Minas Gerais 2014.

3.2.1.4. Muros de sacos de solo-cimento

O Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo DER – SP (2006), afirma que a técnica caracteriza-se pela montagem de sacaria de solo-cimento. Tais estruturas funcionam como muros de gravidade, dadas às suas características geométricas. Em sua execução deve ser utilizado, preferencialmente, solo arenoso, posteriormente realizar mistura e homogeneização com cimento. A mistura deve ser efetuada atendendo a proporção de 1:10 a 1:15 em volume, o que corresponde a porcentagem em peso entre 4% e 6% de cimento. A

mistura deve ser umedecida até que crie aspecto de uma farofa úmida, o material é colocado em sacos de aniagem de poliéster, preenchendo 2/3 do volume total do saco.

O empilhamento dos sacos deve ser feito em camadas desencontradas das anteriores para garantir um eficiente intertravamento dos mesmos. Cada camada deve ser compactada com o objetivo de diminuir o volume nos sacos, reduzindo assim os vazios na mistura. Trata-se de uma técnica satisfatória por ter baixo custo e não exigir material e mão de obra especializada, (GERSCOVICH, 2008).

A Figura 6 refere-se a uma obra de contenção e recuperação de barreiras realizada na cidade de Maceió em Alagoas no ano de 2013. A técnica utilizada foi sacos de solo-cimento, para evitar o deslizamento de encostas, além de conter possíveis erosões no solo de barreiras, este tipo de contenção foi escolhida por sua simplicidade na execução e eficácia para a problemática local.

Figura 6: Contenção em sacos de solo-cimento.



Fonte: <http://www.maceio.al.gov.br>

3.2.1.5. Muros de concreto ciclópico

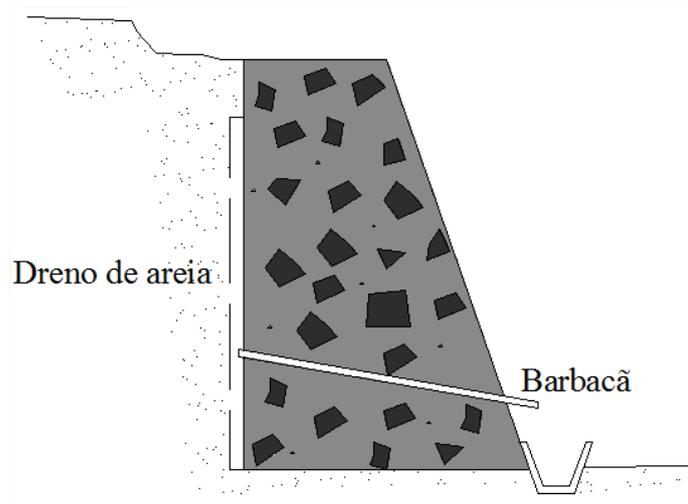
Segundo Luiz (2014), muros de concreto ciclópico são estruturas de contenção construídas com blocos de rochas e concreto. Esses blocos de rocha são de dimensões diferentes e são tipicamente pedra de mão.

Gerscovich (2008), comenta que estes muros são, em geral, economicamente viáveis quando a altura não é superior a 4 metros, e a seção transversal utilizada é usualmente de forma trapezoidal. O muro é construído mediante o preenchimento de uma fôrma com

concreto e blocos de rocha de dimensões variadas. Vale ressaltar, ainda, a importância da concepção de um sistema de drenagem tendo em vista a impermeabilidade do muro.

A Figura 7 ilustra um muro de concreto ciclópico, onde pode ser visto a grande dimensão da contenção, o sistema de drenagem composto por, camada drenante de areia na face interna e barbacãs que encaminha a água para o sistema de escoamento.

Figura 7: Muro de concreto ciclópico e sistema drenante.



Fonte: Autor

3.2.2. Cortina Atirantada

Segundo More (2003), a utilização de cortinas atirantadas constitui a solução mais adequada para equilibrar elevados esforços horizontais advindos de grandes escavações, com o mínimo de deslocamento do maciço de solo e das estruturas vizinhas. O atirantamento é feito à medida que se realiza a escavação, por meio de ancoragens instaladas no maciço de solo, em furos contendo um elemento estrutural resistente a esforços de tração e um tubo com válvulas para injeção da calda de cimento sob pressão para formação do bulbo de ancoragem.

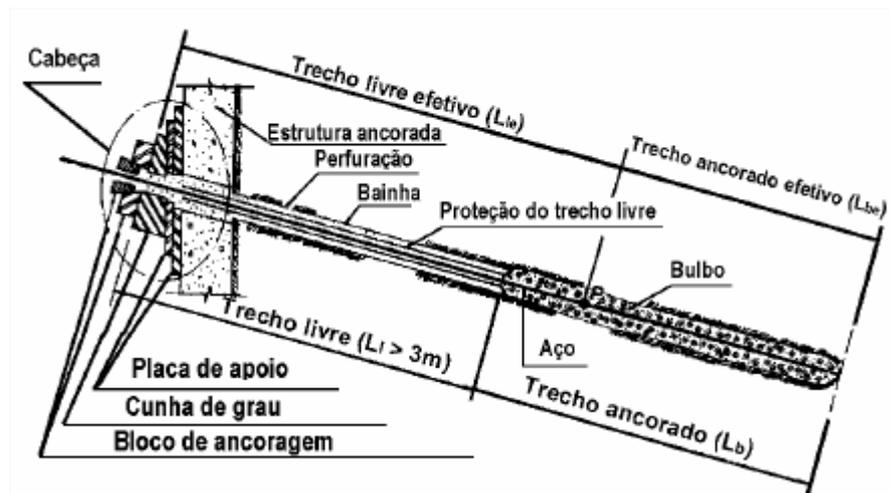
Pérez More (2003), afirma que atualmente obras ancoradas são bastante utilizadas no Brasil, seja na execução de estruturas de contenção quanto na estabilidade de taludes e encostas em solo ou rocha.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) através da Norma Brasileira NBR 5629 (1996), diz que tirantes são elementos resistentes à tração, que são introduzidas no terreno em perfuração própria, nas quais por meio de injeção de calda de cimento (ou outro aglutinante) em parte dos elementos, forma um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante.

A Figura 8 mostra as partes componentes do tirante, segundo PÉREZ MORE (2003):

- A cabeça suporta a estrutura, possuindo os seguintes componentes principais: placa de apoio, cunha de grau e bloco de ancoragem;
- O trecho livre é a parte do tirante onde o aço se encontra isolado da calda de injeção;
- O trecho ancorado é a parte que transmite ao solo os esforços suportados pelo trecho livre.

Figura 8: Esquema de tirante.



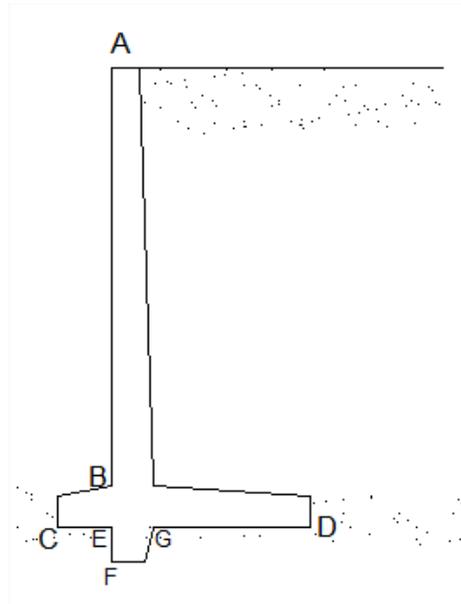
Fonte: MORE, 2003 apud Yassuda e Vieira Dias, 1998

A protensão tem como finalidade tracionar a ancoragem, colocando-a sob carga antes da aplicação dos esforços provenientes do maciço de solo com o objetivo de diminuir os deslocamentos da estrutura de contenção (PÉREZ MORE, 2003).

3.2.3. Muro de Flexão em Concreto Armado

Domingues (1997), diz que este tipo de contenção é composto basicamente por duas lajes, uma horizontal, que se apoia no terreno para equilibrar o empuxo e servir de sapata, e outra vertical que fica engastada na base. Este tipo de muro apresenta facilidade em sua execução. Por esse motivo, sendo mais indicado para alturas até 4 metros, não excluindo a utilização dessa técnica para alturas maiores que 4 metros.

Figura 9: Nomenclatura do muro de concreto armado.



Fonte: Autor

Na Figura 9 pode-se observar a indicação da nomenclatura para cada parte de uma estrutura de concreto armado segundo Moliterno (1994).

AB – Muro

CD – Sapata

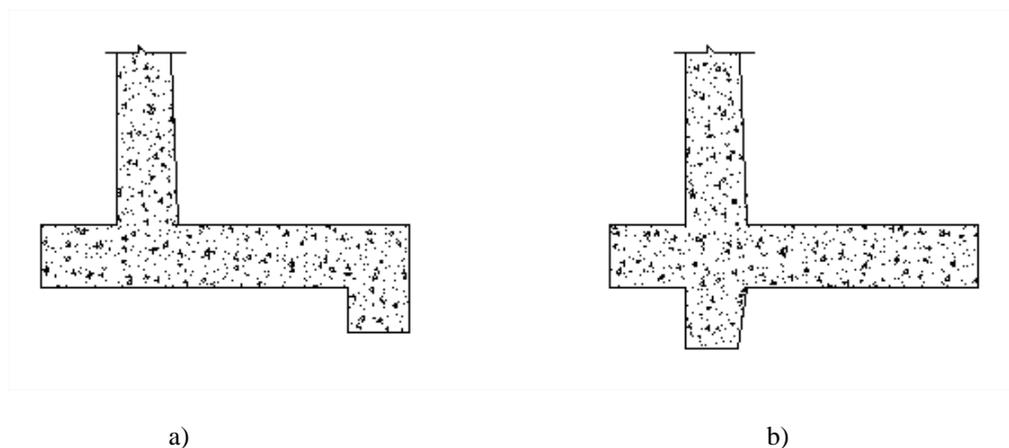
EF – Dente de Ancoragem

CE – Ponta da sapata – Se projeta para fora para em relação ao talude.

GD – Talão da sapata – Se projeta para dentro em relação ao talude.

Com relação a estabilidade, pode-se aumentar a resistência da contenção contra o escorregamento, inserindo-se um dente na sapata (Figura 10) ou inclinando a sapata (Figura 11) (MOLITERNO, 1994).

Figura 10: Sapata com dente.

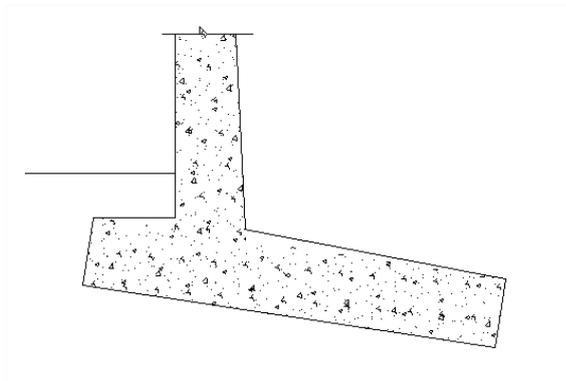


a)

b)

Fonte: Autor. (Adaptado, Moliterno, 1994)

Figura 11: Sapata inclinada



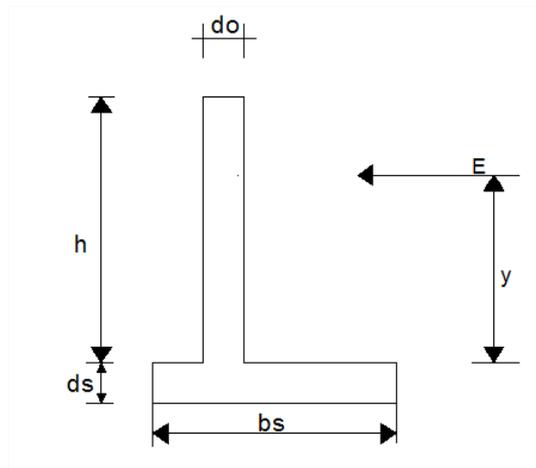
Fonte: Autor. (Adaptado, Moliterno, 1994)

Os muros de concreto armado sem contraforte apresentam alguns perfis principais: perfil clássico, perfil L e perfis especiais.

3.2.3.1. Perfil clássico

O perfil clássico (Figura 12) é utilizado para alturas de 2m a 4m (MOLITERNO, 1994).

Figura 12: Muro de concreto armado sem contraforte, perfil clássico.



Fonte: Autor. (Adaptado, Domingues, 1997).

Onde:

h – altura total da parede de contenção;

bs – largura total da sapata;

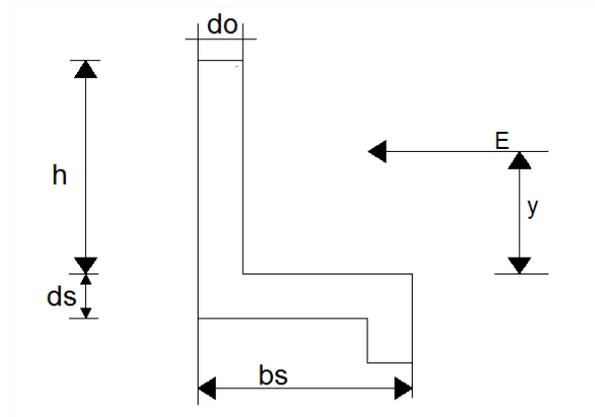
ds – Espessura da sapata;

E – Empuxo total aplicado à $1/3$ de H ;

3.2.3.2. Perfil L

O perfil L é utilizado para alturas até 2m (MOLITERNO, 1994). Para Domingues (1997), estes muros podem apresentar ou não dente, que é utilizado para aumentar a resistência ao escorregamento como explicado anteriormente e garantir maior ancoragem (Figura 13).

Figura 13: Muro de concreto armado sem contraforte, perfil L.

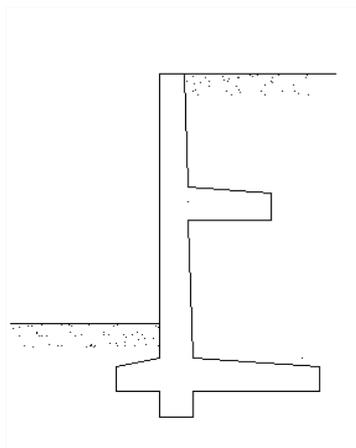


Fonte: Autor. (Adaptado, Domingues, 1997).

3.2.3.3. Perfis especiais

Perfis especiais são utilizados para alturas de 2m até 4m (Figura 14), são projetados com lajes intermediárias para aliviar a ação do empuxo, através da ação do terreno do lado interno da estrutura, reduzindo assim os esforços na contenção, (DOMINGUES, 1997).

Figura 14: Muro de concreto armado sem contraforte, perfil especial.



Fonte: Autor. (Adaptado, Domingues, 1997).

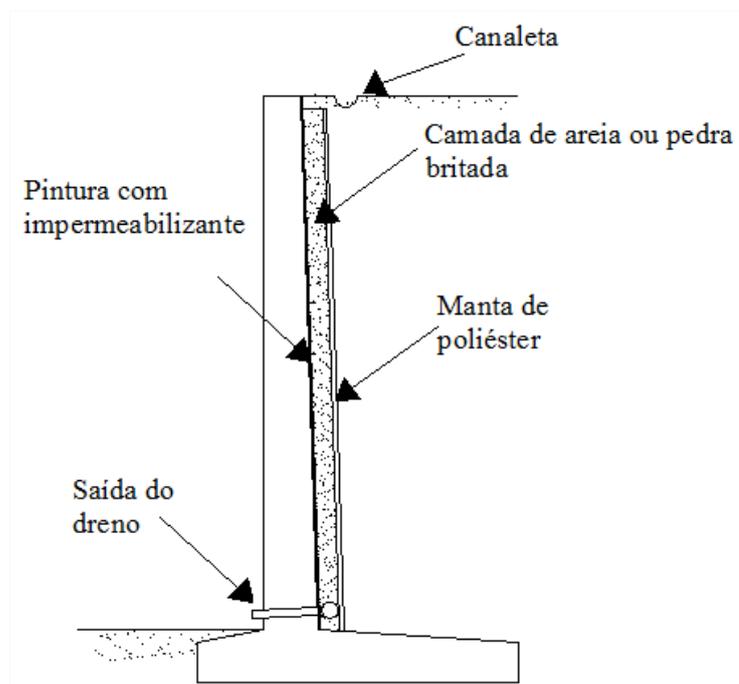
Domingues (1997), afirma que muros de concreto armado com contraforte são projetados para casos que apresentem altura entre 6m a 9m.

3.2.3.4. Drenagem

É de fundamental importância a instalação de um sistema de drenagem para evitar aumento no empuxo garantindo conservar o terreno seco, sem o acúmulo de água, e assim, diminuir as possibilidades de ruptura por cisalhamento. A drenagem em muros com grandes comprimentos é realizada com drenos na base do muro, atravessando a parede em pontos determinados, os tubos levam as águas advindas do maciço para o sistema de coleta da localidade (MOLITERNO, 1994).

O Sistema de drenagem mais usual é composto por camada drenante que se estende em sua altura na face interna do muro, composta por areia ou pedra britada, utiliza-se manta de fios de poliéster (Bidim) na proteção da mesma. A água passa pela camada de areia ou brita e é encaminhada para os tubos instalados na base do muro (barbacãs), é indicado que a face interna da contenção seja pintada com impermeabilizante, diminuindo as chances de infiltração, como pode ser visto na Figura 15, (MOLITERNO, 1994). Indica-se instalar na superfície do terreno uma canaleta coletora de águas pluviais.

Figura 15: Exemplo de sistema de drenagem.



Fonte: Autor. (Adaptado, Moliterno, 1994)

3.3. Empuxo de Terra

3.3.1. Empuxos ativos, passivos e repouso

Entende-se por empuxo de terra, todo esforço produzido por um maciço de solo sobre obras em contato com o mesmo (MOLITERNO, 1994).

De acordo com Machado e Machado (1997), a determinação do valor do empuxo de terra é fundamental para a análise e projeto de estruturas de contenção. O valor do empuxo, assim como a distribuição de tensões ao longo do elemento de contenção, depende da interação solo-elemento estrutural durante todas as fases da obra. O empuxo atuando sobre o elemento estrutural provoca deslocamentos horizontais que, por sua vez, alteram o valor e a distribuição do empuxo, ao longo das fases construtivas da obra.

Segundo Luiz (2014), para efeito de cálculo de estrutura de contenção, deslocamentos laterais definem o estado de tensões no solo, que podem ser, estado ativo, quando o solo exerce esforço contra o muro, empurrando-o, diminuindo as tensões horizontais até o limite plástico. Estado passivo, quando o muro exerce esforço contra o solo, há aumento da tensão horizontal até o limite plástico e repouso quando não há deformações laterais.

Para o cálculo do empuxo são analisados os métodos de Rankine de 1856 e Coulomb de 1773, consideradas teorias antigas, mas que fornecem resultados satisfatórios.

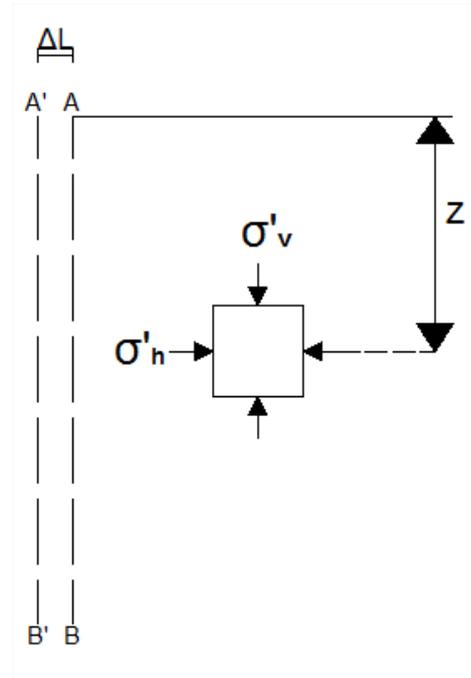
3.3.2. Método de Rankine

A teoria de Rankine (1857) considera o estado de tensões em uma massa de solo quando a condição de equilíbrio plástico é alcançada, isto é, quando a ruptura por cisalhamento está na iminência de ocorrer (CRAIG, 2011).

A Figura 16 mostra uma massa de solo delimitada por um muro sem atrito AB, admitindo que o solo é homogêneo e isotrópico e as tensões efetivas principais, vertical e horizontal, σ'_v e σ'_h respectivamente estão a uma profundidade z , o muro se move para o lado oposto do maciço de terra, (FDAs, 2011).

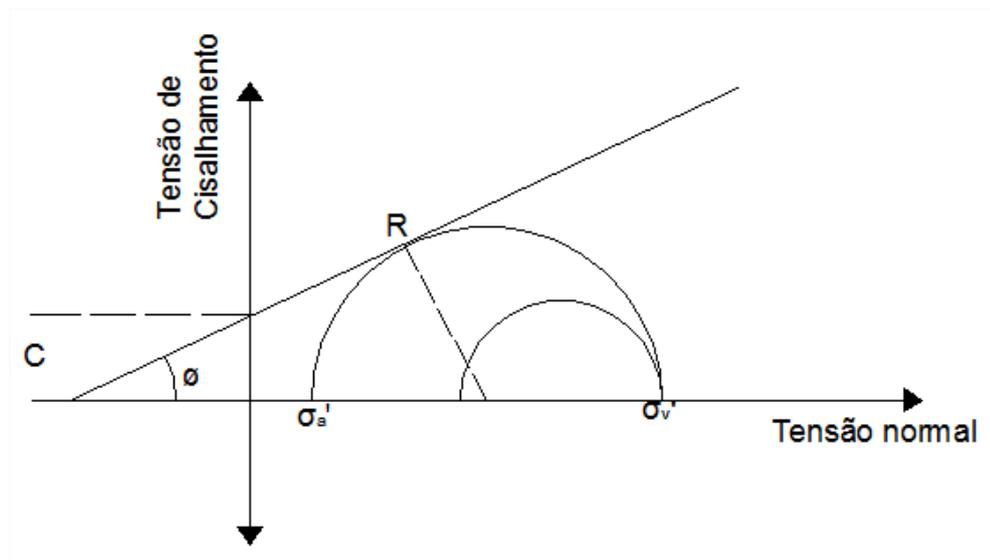
A condição de tensão no solo pode ser representada pelo círculo de Mohr (Figura 16) que representa as tensões na ruptura e o estado de equilíbrio plástico em elemento bidimensional. Este é o estado ativo de Rankine (FDAs, 2011).

Figura 16: pressão ativa de terra de Rankine.



Fonte: Autor. FDAs (2011).

Figura 17: Pressão ativa de terra, círculo de Mohr.



Fonte: Autor. FDAs (2011).

Com base na Figura 17, FDAs (2011), determina as pressões ativa e passiva de Rankine para um muro sem atrito com face posterior vertical e um aterro horizontal de solo granular. Por meio da equação abaixo.

$$\text{sen}\phi = \frac{\frac{\sigma'_v - \sigma'_a}{2}}{\frac{(\sigma'_v + \sigma'_a + 2c \cot\phi)}{2}}$$

Onde:

$$\sigma'_a(1 + \text{sen}\phi) = \sigma'_v(1 - \text{sen}\phi) - 2c \cos\phi$$

$$\sigma'_a = \sigma'_v \left(\frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \right) - 2c \left(\frac{\cos\phi}{1 + \text{sen}\phi} \right)$$

Sabendo que:

$$\frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\frac{\cos\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \text{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\sigma'_v = \gamma z \text{ (pressão afetiva vertical)}$$

Tem-se:

$$\sigma'_a = \gamma z \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \text{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

A relação entre σ'_a e σ'_v é chamada de coeficiente de empuxo ativo de Rankine:

$$K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_v} = \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (1)$$

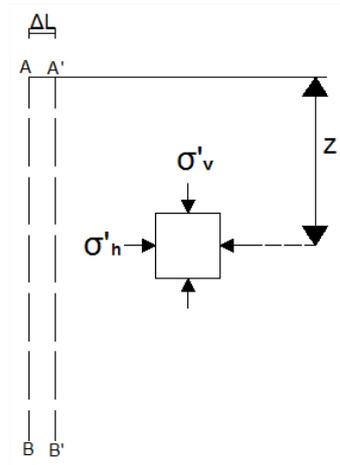
$$\therefore \sigma'_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} \text{ (Caso ativo)} \quad (2)$$

Para solos não coesivos, $c = 0$:

$$\therefore \sigma'_a = \gamma z K_a \text{ (Caso ativo)} \quad (3)$$

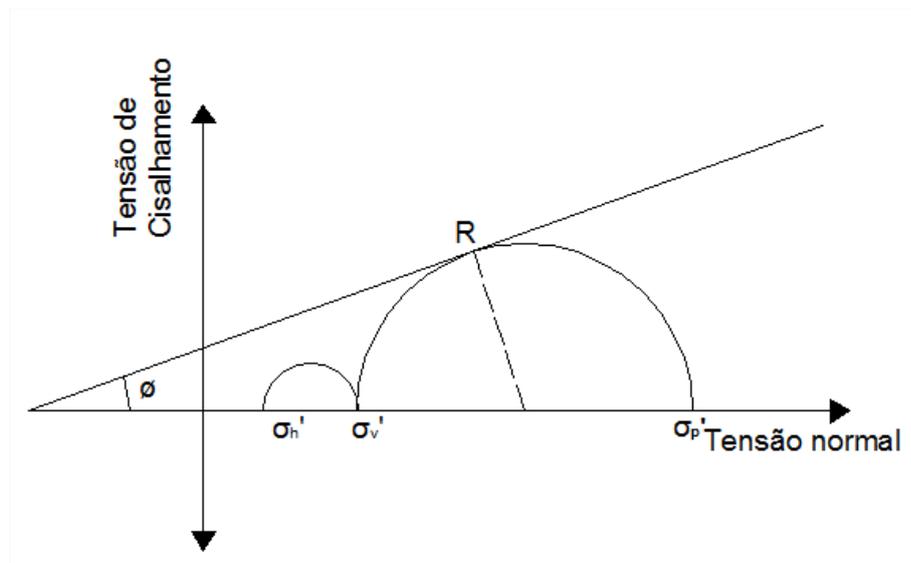
De acordo com Braja (2011), o estado passivo de Rankine pode ser explicado através da Figura 18, se o muro for gradualmente empurrado contra a massa de solo, a tensão principal efetiva σ'_h aumentará. A condição de tensão para o solo é expressa pelo círculo de Mohr, (Figura 19). Este é o estado passivo de Rankine.

Figura 18: Pressão passiva de terra de Rankine.



Fonte: Autor. (Adaptado Braja, 2011).

Figura 19: Pressão passiva de Rankine.



Fonte: Autor. (Adaptado Braja, 2011).

$$\sigma'_p = \gamma z \, tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \, tg \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4)$$

$$K_p = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} = tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5)$$

Simplificando tem-se:

$$\therefore \sigma'_p = \gamma z \, K_p - 2c\sqrt{K_p} \quad (\text{Caso passivo}) \quad (6)$$

Para solos não coesivos, $c'=0$:

$$\therefore \sigma'_p = \gamma z K_p \text{ (Pressão caso passivo)} \quad (7)$$

Coefficientes de empuxo, ativo e passivo para aterro inclinado:

$$K_a = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

$$K_p = \cos\alpha \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

O empuxo total por unidade de comprimento do muro é igual à área do diagrama de pressão, então,

$$P = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \text{ (Empuxo total)} \quad (8)$$

Para aterros com solo não coesivo suportando uma carga, tem-se:

$$\sigma'_a = K_a (q + \gamma H) \text{ (Pressão caso ativo)} \quad (9)$$

$$\sigma'_p = K_p (q + \gamma H) \text{ (Pressão caso passivo)} \quad (10)$$

Onde:

γ – Peso específico do solo

z – Profundidade do solo

ϕ – Ângulo de atrito

q – Sobrecarga

α – inclinação do reaterro em relação a horizontal

3.3.3. Método de Coulomb

CRAIG (2011), afirma que a teoria de Coulomb envolve a consideração de estabilidade como um todo, da cunha de solo entre uma parede de contenção e um possível

plano de ruptura. O esforço exercido no muro é oriunda das forças que agem na cunha quando ela esta prestes a deslizar, seja pela perda de resistência ao cisalhamento ou atrito.

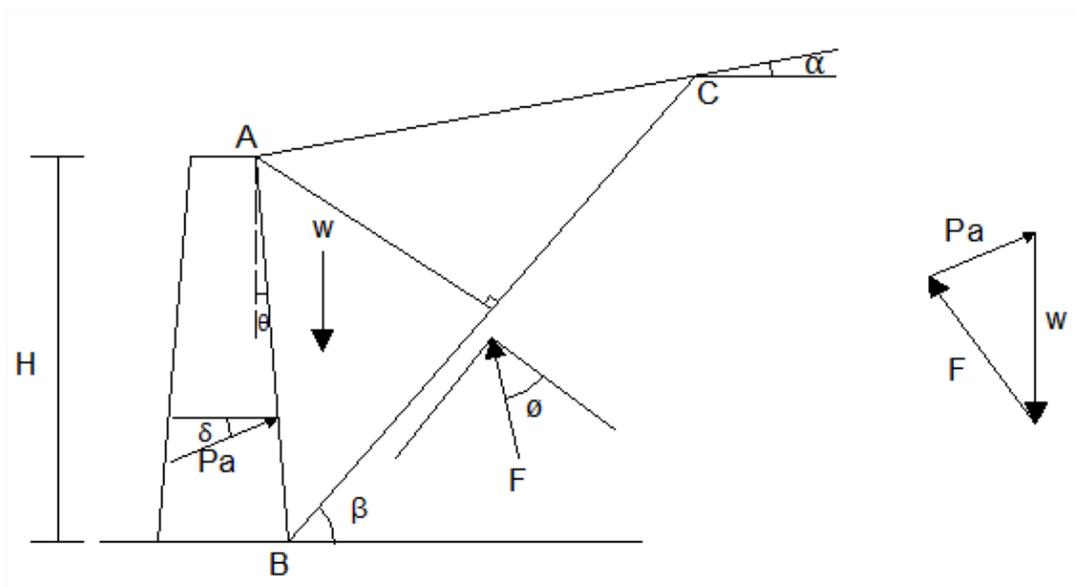
De acordo com FDAs (2011), a figura 20 mostra as forças que agem na cunha de solo entre a superfície de uma parede AB, a superfície que tem inclinação α com a horizontal, onde BC é uma superfície de tentativa de ruptura, considerando a estabilidade da provável cunha de ruptura ABC, tendo;

W – peso da cunha do solo

F – resultante das forças de cisalhamento e da força normal na superfície da ruptura

P_a – empuxo ativo por unidade de comprimento

Figura 20: Empuxo ativo de Coulomb e polígono de força.



Fonte: Autor. (Adaptado Braja, 2011).

Segundo FDAs (2011), o empuxo ativo é definido pelas seguintes equações:

Usando a lei dos senos, P_a pode ser expresso em função de W e dos ângulos do polígono de forças. Para determinar o valor de β para P_a máximo, tem-se $\frac{\partial P}{\partial \beta} = 0$, levando à seguinte solução para P_a .

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \text{ (Empuxo ativo de Coulomb)} \quad (11)$$

O coeficiente de empuxo ativo de Coulomb é dado por:

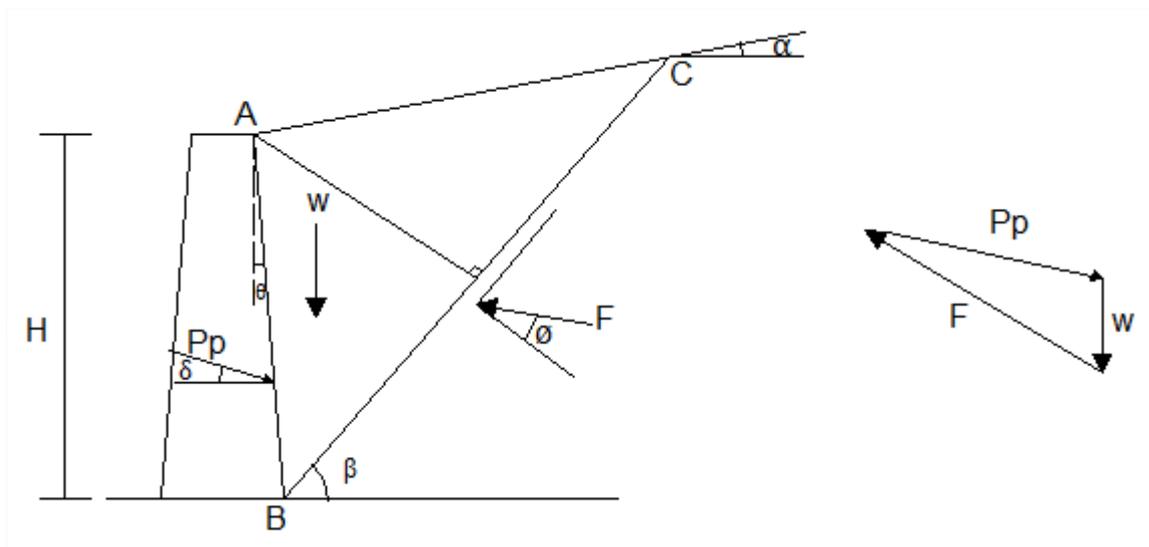
$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

Para um muro sem atrito e a face posterior suportando um aterro de solo granular com uma superfície horizontal ($\alpha = 0^\circ, \theta = 0^\circ$ e $\delta' = 0^\circ$), temos:

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (12)$$

A Figura 21 mostra um muro com aterro inclinado não coesivo, o polígono de forças para equilíbrio da cunha ABC para o estado passivo, as equações para o empuxo passivo são mostradas abaixo:

Figura 21: Empuxo passivo de Coulomb e polígono de forças.



Fonte: Autor. (Adaptado Braja, 2011).

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \text{ (Empuxo passivo de Coulomb)} \quad (13)$$

O coeficiente de empuxo passivo de Coulomb é dado por:

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \alpha)}{\cos(\delta' - \theta)\cos(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

Para um muro sem atrito e a face posterior suportando um aterro de solo granular com uma superfície horizontal ($\alpha = 0^\circ, \theta = 0^\circ$ e $\delta' = 0^\circ$), temos:

$$K_a = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (14)$$

A teoria de Rankine, fixa o ponto de aplicação do empuxo a 1/3 da altura do muro, medida a partir da base. A teoria de Coulomb nada estabelece a respeito, então o indicado é também 1/3 da altura a partir da base.

3.3.4. Efeito da Compactação

No caso de aterro, a compactação também pode influenciar na pressão lateral, isso ocorre pelo peso dos equipamentos utilizados para compactar o solo, que causam um acréscimo no empuxo sobre a parede. À medida que as camadas são compactadas o solo que esta em contato com o muro é empurrado para baixo em oposição a resistência ao atrito da contenção, causando uma pressão lateral adicional (CRAIG, 2011).

Braga (2014), destaca que os esforços no muro são gerados por, empuxo de terra, sobrecarga e empuxo devido a água, o empuxo de terra depende da interação solo–estrutura durante toda a obra. Mostra, também, os fatores que influenciam nos movimentos de massas que são causados pela instabilidade do talude. Alguns destes fatores são: natureza do material da encosta, quantidade da água infiltrada no maciço, inclinação da encosta, presença de vegetação e possíveis intempéries. Tais fatores levam a movimentos de massa como: rastejos, escorregamentos, movimentos de blocos e corridas. O estudo realizado por Braga trata da análise de um talude que sofreu deslizamento em um trecho de rodovia, a partir da análise de estabilidade o autor ressaltou que a melhor solução seria solo reforçado por sua facilidade em toda execução e por ser a melhor alternativa tendo em vista a grande altura do talude.

Se tratando de muros de arrimo em concreto armado, Xavier (2011) afirma que a técnica é uma alternativa viável para contenção de maciços, para alturas até 4 metros utiliza-se muros em L, mais usuais. Para alturas maiores indica-se a utilização de contrafortes. O autor dimensiona um exemplo de muro com todo seu detalhamento, Xavier (2011) ressalta que muros de arrimo são estruturas de fundamental importância na construção civil, que devem ser acompanhados por profissional adequado para que sua execução não seja

negligenciada e que todas as fases do projeto sejam realizadas adequadamente. Ressalta também a importância de um sistema de drenagem, para que o maciço não sofra colapso provocado pela presença de água.

3.4. Tensão admissível do solo

3.4.1. Capacidade de carga

Cintra (2011), diz que a capacidade de carga do sistema estrutura-solo é a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a sapata esta apoiada. A capacidade de carga esta diretamente ligada ao tipo de ruptura, podendo ser ruptura geral, que ocorre em solos mais resistentes e ruptura por punção que ocorre em solos menos resistentes, considera-se também a ruptura local que ocorre em solos de média resistência é o caso intermediário dos dois citados anteriormente, o tipo de ruptura pode ser determinado pela relação do ângulo de atrito e da coesão (Anexo A). A capacidade de carga para ruptura geral é determinada pela expressão 15 definida por Terzaghi:

$$\sigma_r = cN_cS_c + qN_qS_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma \quad (15)$$

Onde pode-se observar na equação a parcela da coesão, sobrecarga e peso específico respectivamente. Os fatores de capacidade de carga N_c , N_q , N_γ são adimensionais (Anexo B), S_c , S_q , S_γ são os fatores de forma (Anexo C), c é a coesão, q é a sobrecarga, γ o peso específico do solo e B o lado da sapata.

Para o cálculo da capacidade de carga na ruptura por punção utiliza-se a expressão para ruptura geral com uma redução empírica nos parâmetros de resistência do solo, como mostrado na expressão 16 e 17 (CINTRA, 2011).

$$c^* = \frac{2}{3}c \quad (16)$$

$$tg\phi^* = \frac{2}{3}tg\phi \quad (17)$$

3.4.2. Tensão admissível do solo

De acordo com Cintra (2011), a capacidade de carga é a tensão que provoca a ruptura do maciço onde a fundação esta apoiada, tendo em vista que a capacidade de carga não será constante, devido a variabilidade natural do solo. Sabendo disso calcula-se a parcela desta

capacidade que poderá atuar com segurança à ruptura, denominada tensão admissível. A expressão 18 mostra a tensão admissível do solo.

$$\sigma_a \leq \frac{\sigma_r}{F_s} \quad (18)$$

Onde:

σ_r = Capacidade de carga

F_s = Fator de segurança (ABNT 2010)

3.5. Verificação quanto à Estabilidade do Conjunto Solo – Muro

3.5.1. Escolha das Dimensões

A verificação da segurança envolve diferentes fases do projeto, a primeira seria a fixação das dimensões, tendo a altura do muro (h) como o único dado conhecido, os outros dados são determinados a partir do pré-dimensionamento (DOMINGUES, 1994). A seguir, são descritos os passos para o pré-dimensionamento segundo Moliterno (1994).

A Figura 22 mostra d_0 , que é a espessura da parte superior do muro, f a espessura menor da sapata, E é o empuxo e y o ponto de aplicação do mesmo, h é a altura do muro, d_i é a espessura na base do muro, d_s é a espessura maior da sapata e b_s é a largura da sapata.

$d_0 \rightarrow 4 \times \text{diâmetro do agregado graúdo}$

$f - 15\text{cm a } 30\text{ cm}$

$E = \text{Empuxo de terra em } N/m$

$y = \text{Ponto de aplicação (braço) em } m$

$M = Ey \text{ em } N\ m/m$

$d_i = 10\sqrt{M} \text{ em } cm$

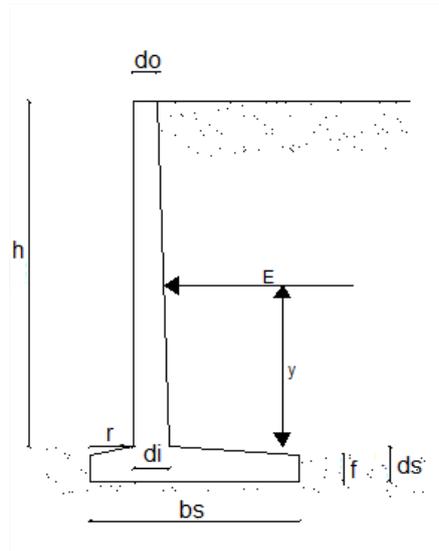
$b_s \rightarrow 0,5h \text{ a } 0,6h$

$r \rightarrow \frac{1}{6}h \text{ a } \frac{1}{8}h$

$h_s \rightarrow 0,07h \text{ a } 0,08h$

$d_s \geq d_i$

Figura 22: Muro de concreto armado, perfil classico.



Fonte: Autor (Adaptado Moliterno, 1994).

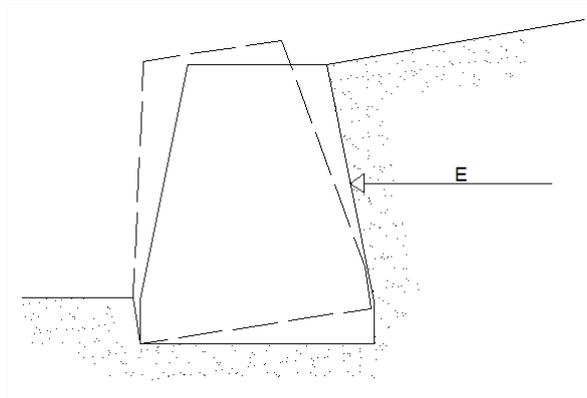
Uma vez realizado o pré-dimensionamento, inicia-se a verificação da estabilidade do conjunto, analisando a segurança quanto ao deslizamento, tombamento e capacidade suporte do solo.

Para que as verificações sejam realizadas deve-se ter em mãos as ações verticais e horizontais e seus respectivos momentos. As ações verticais são compostas por: peso do muro, peso da sapata, peso da terra sobre o talão da sapata e sobre a ponta da sapata, e como ação horizontal o empuxo de terra. Para o cálculo do momento utiliza-se o braço de alavanca, que são as distâncias da linha de atuação do esforço até a extremidade inferior da ponta da sapata.

3.5.2. Tombamento

Para verificar a estabilidade da estrutura, ou seja, para que não ocorra tombamento ou rotação em torno da extremidade inferior da sapata (Figura 23), Moliterno (1994) descreve a equação 19, considerando um coeficiente de segurança de pelo menos 1,5, como indicado na ABNT (2009) item 7.3.7.

Figura 23: Tombamento



Fonte: Autor. (Adaptado, Moliterno 1994)

$$\varepsilon_1 = \frac{\sum M}{M_E} \geq 1,5 \quad (19)$$

Onde:

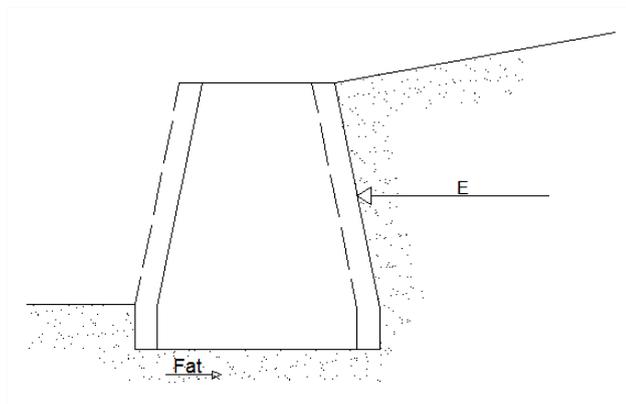
$\sum M$ = Somatório dos momentos devido às ações verticais = M_i

M_E = Momento devido ao empuxo

3.5.3. Escorregamento

Para a verificação da estabilidade quanto ao deslizamento ou escorregamento, utiliza-se a força de atrito entre o solo e a sapata, que resiste a componente tangencial (T) do empuxo de terra (Figura 24). A Figura 24 apresenta o desenho esquemático que auxilia na demonstração do fator de segurança quanto ao escorregamento, segundo (MOLITERNO, 1994).

Figura 24: Deslizamento.



Fonte: Autor. (Adaptado, Moliterno 1994)

$$F_{at} = \mu N \quad (20)$$

Sendo F_{at} a força de atrito, μ o coeficiente de atrito e N a resultante das componentes normais da seção considerada.

Para haver equilíbrio devemos ter:

$$F_{at} = T \quad \therefore T = \mu N \quad (21)$$

A equação 20 representa a equação de equilíbrio limite. Para segurança $F_{at} > T$, daí adota-se um coeficiente de segurança contra escorregamento, $\varepsilon_2 \geq 1,5$ como indicado na ABNT (2009) item 7.3.7.

$$\varepsilon_2 T = \mu N \quad (22)$$

$$\varepsilon_2 = \mu \frac{N}{T} \geq 1,5 \quad (23)$$

Caso as condições de segurança não sejam atendidas, pode-se aumentar as dimensões da sapata, o que não seria a opção mais econômica. Outra solução seria a utilização de um dente na sapata, como demonstrado na Figura 10; o dente garante maior ancoragem da sapata.

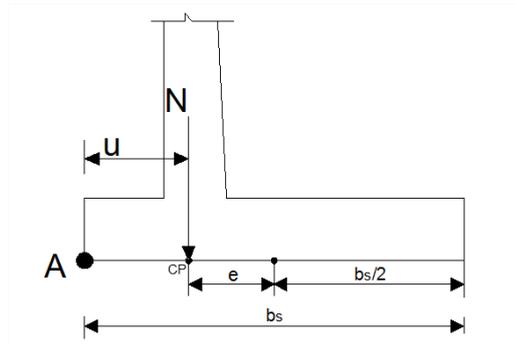
3.5.4. Capacidade Suporte do Solo

Na verificação da capacidade suporte do solo, para o equilíbrio elástico, a máxima tensão de compressão deve ser menor que a capacidade de resistência do solo. Já a tensão mínima, não deve produzir tensões de tração no solo. Se, a tensão mínima ocasionar tensões de tração, representada por valores negativos, a região da sapata sobre o solo tracionado deverá ser desprezada (XAVIER, 2011).

3.5.4.1. Posição do centro de pressão e excentricidade

A Figura 25 mostra a posição do centro de pressão (CP), que é o ponto de aplicação da resultante, e u que é a distância do CP ao ponto comprimido A. As equações para verificação de capacidade suporte do solo estão descritas abaixo segundo (MOLITERNO, 1994).

Figura 25: Centro de pressão e excentricidade.



Fonte: Autor

$$u = \frac{M}{N} \quad (24)$$

Onde:

 M = Resultante dos momentos atuantes N = Resultante das forças normais de compressão.

A excentricidade é dada pela equação 25:

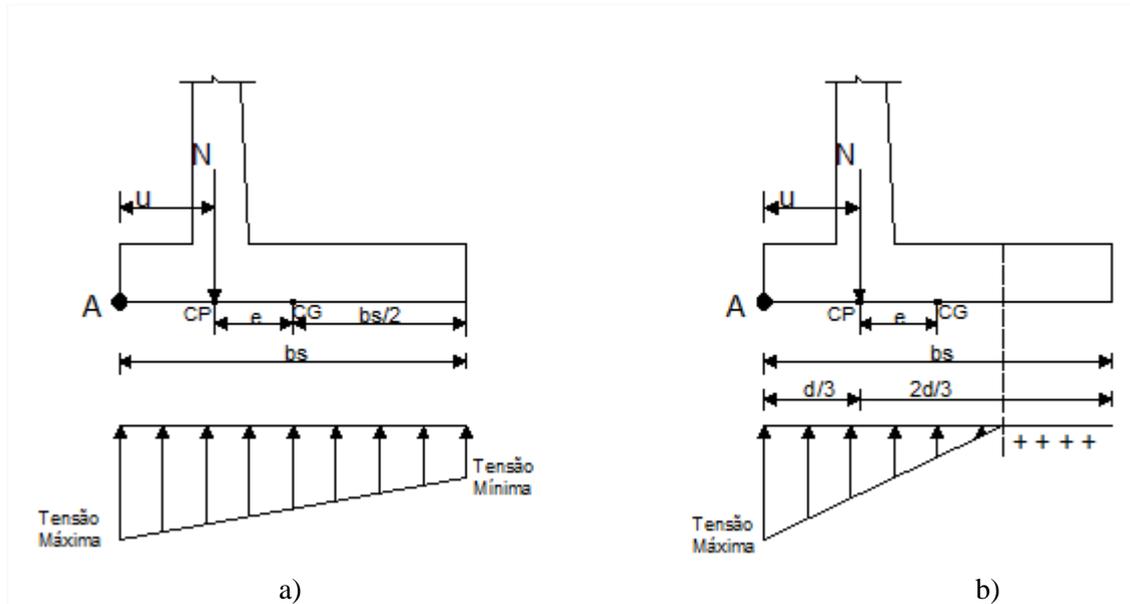
$$e = \frac{b_s}{2} - u \quad (25)$$

A distribuição de tensões no solo pode ser trapezoidal ou triangular, (figura 26), de acordo com a resultante N , que pode estar dentro ou fora do núcleo central da sapata. Esta situação pode ser determinada pela excentricidade, (DOMINGUES, 1997).

Se $e < \frac{b_s}{6}$, a resultante normal e centro de pressão estarão no núcleo da sapata, assim $\sigma_{min} > 0$, Figura 26 a).

Se $e > \frac{b_s}{6}$, a resultante normal e o centro de pressão estarão fora do núcleo da sapata, assim $\sigma_{min} < 0$, havendo tração no solo. A região tracionada deve ser no máximo um terço da área da sapata, Figura 26 b).

Figura 26: Tensões atuantes no solo.



Fonte: Autor. (Adaptado Domingues, 1997)

3.5.4.2. Determinação das tensões máximas e mínimas

Para determinação das tensões atuantes no solo, as duas relações que envolvem a excentricidades são analisadas.

Quando:

$$e < \frac{b_s}{6} \quad (26)$$

Tem-se:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{b_s} \left(1 + \frac{6e}{b_s} \right) \quad (27)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{b_s} \left(1 - \frac{6e}{b_s} \right) \quad (28)$$

A verificação quanto a capacidade suporte do solo será satisfeita quando:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{s,adm} \\ \sigma_{m\acute{i}n} \geq 0 \end{array} \right\}$$

Quando:

$$e > \frac{b_s}{6} \quad (29)$$

Tem-se:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2N}{3u} \quad (30)$$

A verificao quanto a capacidade suporte do solo, neste caso, ser satisfeita quando:

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{s,adm}$$

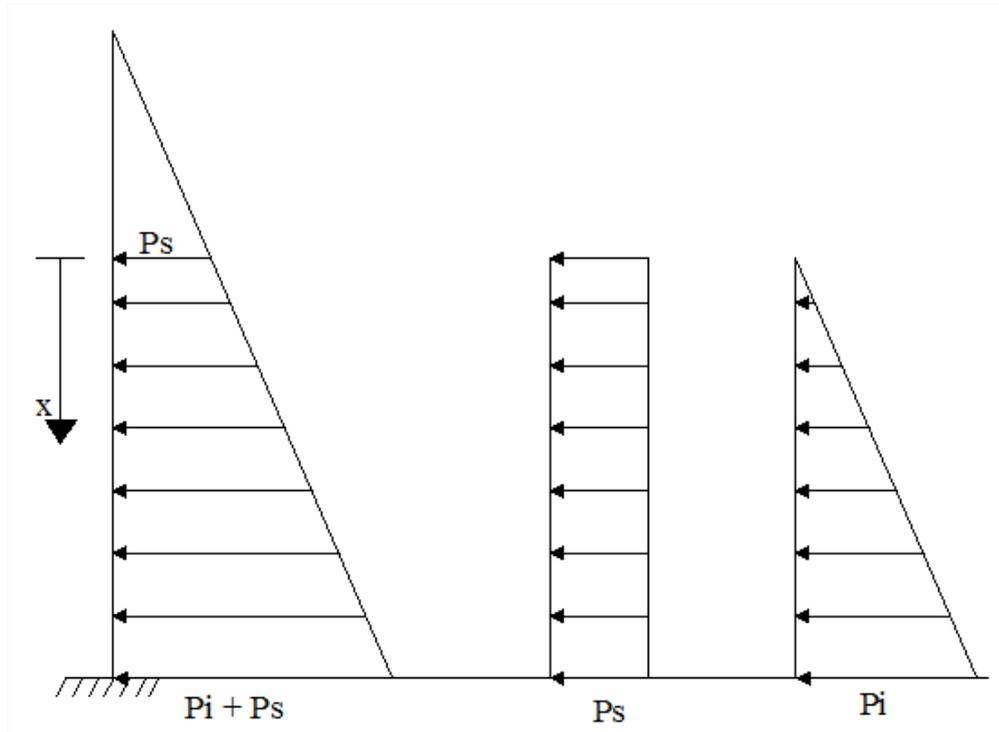
3.6. Determinao dos esforos solicitantes

Para a determinao dos esforos internos solicitantes, a conteno  dividida em: Muro (Tardoz) e sapata. O clculo do muro  feito para uma laje em balano, obtendo esforos por metro. Os esforos advindos do solo, representados pelo empuxo, seguem pelo muro e so transmitidos para sapata, que por sua vez os transferem para o solo, (DOMINGUES, 1997).

3.6.1. Esforos solicitantes no muro

A distribuio dos esforos no muro  representado por um diagrama de forma trapezoidal, considerando uma sobrecarga, que  transformada em uma altura de solo equivalente h_0 . Assim $H = h + h_0$ ser a altura final, (DOMINGUES, 1997). A Figura 27 mostra a distribuio dos esforos atuantes no muro.

Figura 27: Distribuição dos esforços atuantes no muro.



Fonte: Autor

A seguir, estão descritos os cálculos dos momentos fletores e esforços cortantes agindo no muro segundo Moliterno (1994).

O cálculo é realizado para uma seção genérica S, situada a uma distância x do topo do muro.

$$M = \left(\frac{P_s x^2}{2} \right) + \left(\frac{P_i x^3}{6h} \right) \quad (31)$$

$$Q = (P_s x) + \left(\frac{P_i x^2}{2h} \right) \quad (32)$$

Onde:

$$P_s = k * \gamma_t * h_0$$

$$P_i = k * \gamma_t * H$$

Sabendo que:

γ_t = Peso específico natural do solo

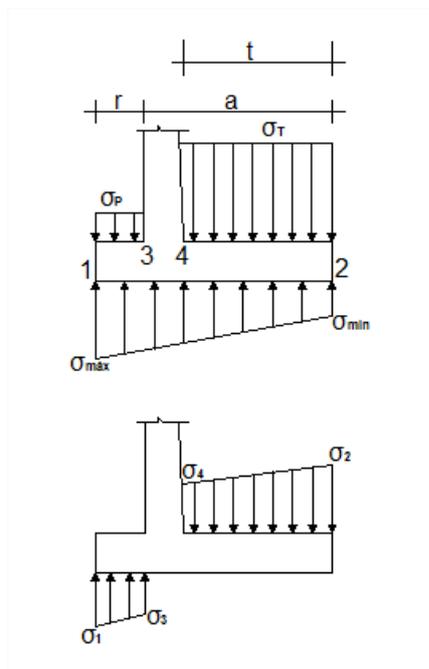
3.6.2. Esforços solicitantes na sapata

A sapata é um elemento de transmissão, que leva as cargas desde o muro ao solo, resistindo as reações do mesmo, (MOLITERNO 1994).

Será aplicado uma solução prática para o cálculo dos esforços na sapata segundo Moliterno (1994), que consiste na soma gráfica das cargas, ou seja, a diferença de cargas que atuam na vertical, em um sentido o peso do solo o peso próprio da sapata e no outro sentido as reações do solo, (Figura 28).

Para simplificação dos cálculos admite-se a espessura da sapata constante.

Figura 28: Distribuição de tensões na sapata.



Fonte: Autor

Para o cálculo das reações no solo:

$$\sigma_{ponto1} = \sigma_{máx} \quad (33)$$

$$\sigma_{ponto2} = \sigma_{min} \quad (34)$$

$$\sigma_{ponto3} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) * a}{b_s} + \sigma_2 \quad (35)$$

$$\sigma_{ponto4} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) * t}{b_s} + \sigma_2 \quad (36)$$

Cálculo das cargas verticais:

Ponta

$$\sigma_p = d_s * \gamma_c \quad (37)$$

Talão

$$\sigma_t = (d_s * \gamma_c) + (H * \gamma_s) \quad (38)$$

Cargas atuantes na sapata:

$$\sigma_1 = \sigma_{ponto1} - \sigma_p$$

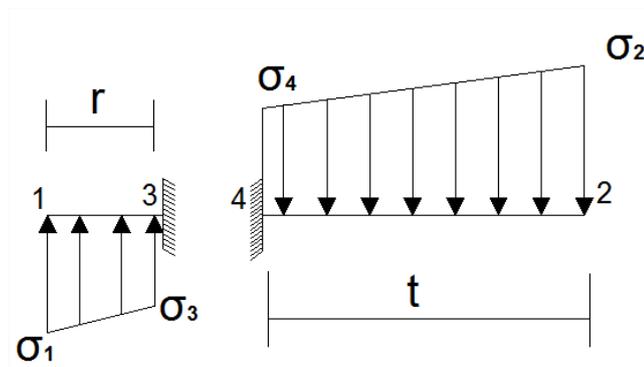
$$\sigma_2 = \sigma_{ponto2} - \sigma_t$$

$$\sigma_3 = \sigma_{ponto3} - \sigma_p$$

$$\sigma_4 = \sigma_{ponto4} - \sigma_t$$

O trecho 3-4 da estrutura não é calculado, pois o carregamento do mesmo é nulo, não havendo deformabilidade elástica no encontro do muro com a sapata.

Figura 29: Distribuição das tensões na sapata.



Fonte: Autor

Para o cálculo do momento fletor e da cortante considera-se independentes a ponta e o talão, engastados no muro (tardoz), como mostra a Figura 29.

Ponta da sapata:

$$Q_p = (\sigma_3 * r) + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) * r}{2} \quad (39)$$

$$M_p = Q_p + \frac{r}{2} \quad (40)$$

Talão da sapata:

$$Q_t = (\sigma_4 * t) + \frac{(\sigma_2 - \sigma_4) * t}{2} \quad (41)$$

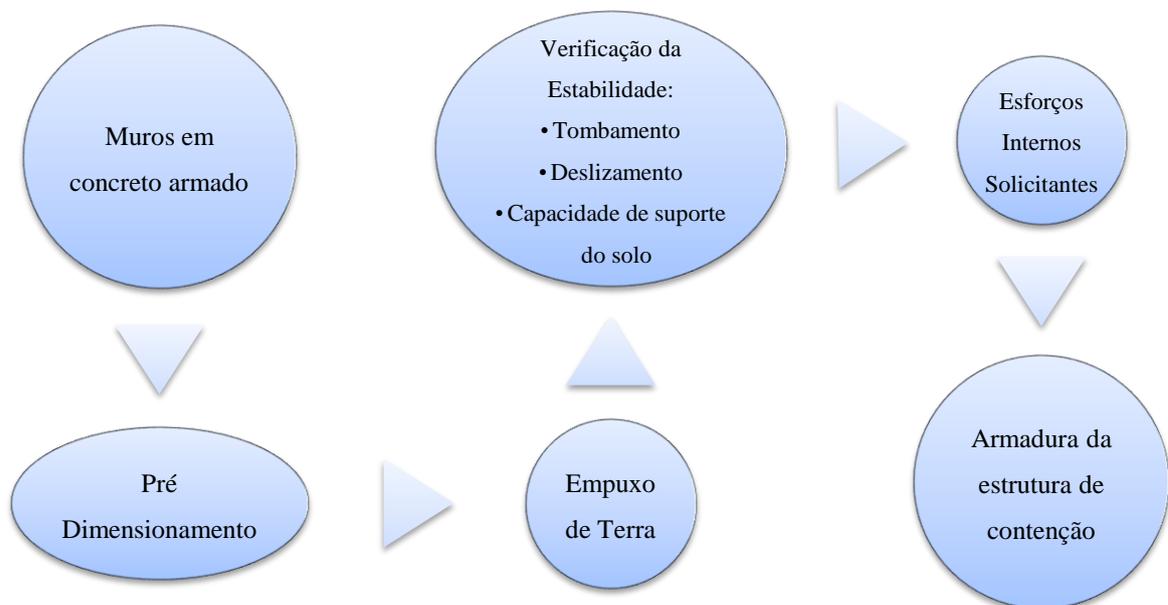
$$M_t = Q_t + \frac{t}{2} \quad (42)$$

4. METODOLOGIA

As estruturas de contenção analisadas neste trabalho tratam de uma alternativa de muro de arrimo em concreto armado fictícios, sendo projetos baseados em parâmetros aplicados na prática da engenharia geotécnica. Dessa forma, os parâmetros utilizados neste dimensionamento são estabelecidos a partir de referências bibliográficas. As estruturas foram dimensionadas para conter dois tipos de talude de terra, sendo um composto por maciço de areia argilosa, e o outro maciço composto exclusivamente por material arenoso.

O procedimento adotado neste trabalho para o dimensionamento dos muros nas duas situações em análise, assim como, a comparação e análise de custos a posteriori, estão descritas no fluxograma apresentado na Figura 30.

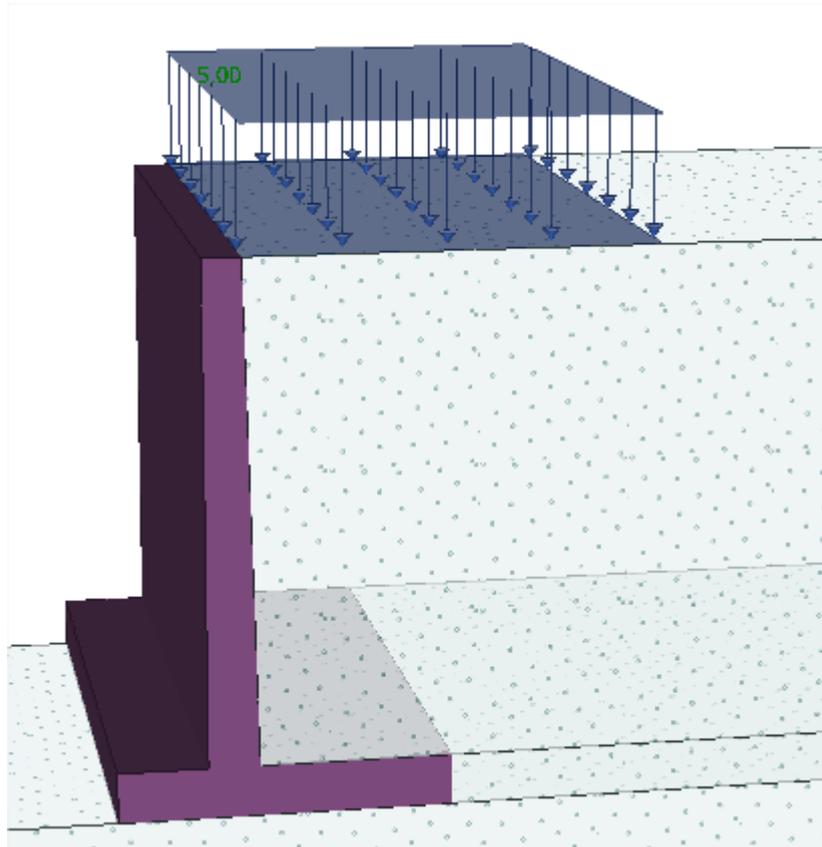
Figura 30: Fluxograma com as etapas de cálculo para o dimensionamento do muro de concreto armado.



A estrutura de concreto armado apresenta altura de 4 metros, e aproximadamente 45 metros de comprimento. A carga sob a estrutura é caracterizada por um aterro, para um caso, areia e para o outro, areia argilosa. Este aterro aplica ao solo uma sobrecarga de 5 kN/m². Para o dimensionamento, utilizaram-se fatores de segurança de 1,5 tanto para o escorregamento, como para o tombamento, de acordo com a ABNT (2009). A tensão admissível do solo foi calculada a partir da capacidade de carga. Para uma melhor

visualização, um perfil do conjunto terreno e muro foram simulados no programa GEO 5 2016 – Muro de Arrimo (versão demo) e estão demonstrados na Figura 31.

Figura 31: Muro de arrimo de concreto armado.



Fonte: Autor (GEO 5 2016 - Muro de arrimo)

A partir dos resultados obtidos no dimensionamento das contenções, realizou-se uma análise comparativa do comportamento das duas estruturas, como também um levantamento dos custos relacionado a técnica, com base na ferramenta SINAPI (Sistema nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil).

5. DIMENSIONAMENTO DE UM MURO DE CONTENÇÃO EM CONCRETO ARMADO

Neste tópico é apresentado o dimensionamento do muro de flexão ou muro de concreto armado do tipo corrido, com comprimento de 45 metros e altura de 4 metros. São dimensionadas duas estruturas hipotéticas, e cada uma apresenta um tipo de solo.

A escolha das características do solo foi baseada nos dados dos Anexos D e E que apresentam parâmetros hiperbólicos conservativos dos solos propostos por Duncan et al (1980) apud Ehrlich (2009) e Moliterno (1994), respectivamente.

O dimensionamento do muro de flexão é realizado com base na ABNT (2014), que trata sobre projeto de estruturas de concreto – procedimentos.

5.1. Dimensionamento para um maciço de solo arenoso argiloso

O solo em questão é um aterro composto por areia argilosa, com peso específico natural de 21 kN/m³, ângulo de atrito 33° e coesão de 24 kPa. Para o cálculo é considerado uma inclinação do solo de 90° com relação a horizontal. Admitiu-se uma sobrecarga de 5 kN/m².

5.1.1. Tensão admissível do solo

Tabela 1: Parâmetros do solo.

Areia argilosa	
γ_{nat} (Peso específico natural)	21 kN/m ³
ϕ (Ângulo de atrito)	33°
C (Coesão)	24 kPa

Com base no Anexo A observa-se que o tipo de ruptura é local, na Tabela 2 encontram-se os coeficientes necessários para o cálculo. Sabendo que a capacidade de carga para ruptura local é calculada através da média das capacidades de carga, por punção e geral. Considerando 40 centímetros de embutimento da sapata, tem-se $q = h * \gamma \Rightarrow 0,4 * 21 = 8,4 \text{ kN/m}^2$ e $B = 1 \text{ m}$.

Tabela 2: Coeficientes utilizados para o cálculo da capacidade de carga para ruptura geral.

Ruptura geral	
Nc	38,64
Nq	26,09
Ny	35,19
Sc	1,261538462
Sq	1,25
Sy	0,846153846

$$\sigma_r = (24 * 38,64 * 1,26) + (8,4 * 26,09 * 1,25) + \left(\frac{1}{2} * 21 * 1 * 35,19 * 0,85\right)$$

$$\sigma_r = 1756,495 \text{ kPa (Ruptura Geral)}$$

Na Tabela 3 encontram-se os parâmetros para o cálculo da capacidade de carga na ruptura por punção.

Tabela 3: Coeficientes utilizados para o cálculo da capacidade de carga para ruptura por punção.

Ruptura por punção	
tg Ø*	0,43
Nc	18,05
Nq	8,66
Ny	8,2
Sc	1,184615385
Sq	1,161538462
Sy	0,846153846
c*	16

Para ruptura por punção tem-se:

$$\sigma_r = (16 * 18,05 * 1,18) + (8,4 * 8,66 * 1,16) + \left(\frac{1}{2} * 21 * 1 * 8,2 * 0,85\right)$$

$$\sigma_r = 499,47 \text{ kPa (Ruptura por puncionamento)}$$

Por fim, tem-se a média das duas capacidades de carga, gerando assim a capacidade de carga para ruptura local.

$$\sigma_r = 1127,98 \text{ kPa}$$

Na tensão admissível do solo utiliza-se um fator de segurança de 3 como indicado na ABNT (2010).

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{F_s} = \frac{1127,98}{3} = 376 \text{ kPa}$$

A Tabela 4 mostra as especificações quanto ao concreto e o aço previstos na ABNT (2014), como também os coeficientes de minoração necessários para o dimensionamento do muro, parâmetros utilizados em todo o decorrer do cálculo.

Tabela 4: Parâmetros do aço e do concreto.

Aço - CA 50	
F_{yk} (Resistência do escoamento à tração do aço)	500 Mpa
F_{yd} (Resistência de cálculo do aço à tração)	434,8 MPa
Concreto	
F_{cK} (Resistência característica do concreto à compressão)	20 Mpa
F_{cd} (Resis. de cálculo caract. do concreto à compressão)	14,28 MPa
γ_{conc} (Peso específico do concreto)	25 kN/m ³
Coeficientes de Minoração	
γ_c Concreto	1,4
γ_s Aço	1,15

5.1.2. Cálculo do empuxo de terra

Para o cálculo do empuxo de terra deve-se encontrar inicialmente a altura que representa a carga que atua sobre o terreno, a altura de terra que equivale à sobrecarga pode ser calculada pela equação 43:

$$h_0 = \frac{Q}{\gamma_{nat}} \quad (43)$$

$$h_0 = \frac{5 \text{ kN/m}^2}{21 \text{ kN/m}^3} = 0,24 \text{ m}$$

Para o cálculo do coeficiente de empuxo será aplicada a teoria de Coulomb segundo (Moliterno, 1994), para casos práticos, considera-se que não há inclinação do terreno adjacente, despreza-se a inclinação do tardoz e considera sua superfície lisa.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{33^\circ}{2} \right) = 0,29$$

Para a altura total soma-se a altura da contenção com a altura da sobrecarga.

$$H = 4,00 \text{ m} + 0,24 \text{ m} = 4,24 \text{ m}$$

Para o cálculo do empuxo de terra utiliza-se a equação 11:

$$E = \frac{1}{2} K \gamma (H^2 - h_0^2) = \frac{1}{2} * 0,29 * 21 * (4,24^2 - 0,24^2) = 54,52 \text{ kN/m}$$

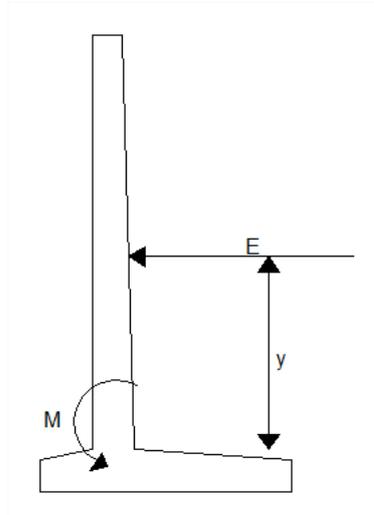
Através das características do tardoz, considera-se que o empuxo age horizontalmente e o ponto de aplicação é dado pela equação abaixo:

$$y = \frac{h}{3} \times \frac{2h_0 + H}{h_0 + H} = \frac{4}{3} \times \frac{0,48 + 4,24}{0,24 + 4,24} = 1,40 \text{ m}$$

5.1.3. Pré Dimensionamento

Inicialmente, calcula-se o momento que age na base do muro, sabendo-se que todos os cálculos serão realizados para uma laje em balanço engastada em sua fundação, no caso, uma sapata. A Figura 32 mostra o momento causado na base do muro pelo empuxo.

Figura 32: Momento devido ao empuxo.



Fonte: Autor

$$M = E \times y = 54,52 \times 1,40 = 76,56 \text{ kNm/m}$$

Através do momento, encontra-se a altura útil da seção de concreto (d) (MOLITERNO 1994):

$$d = 10\sqrt{M} = 10\sqrt{76,56} = 87,5 \text{ cm}$$

Para um “ d ” de 87,5 cm a estrutura apresenta uma espessura significativamente robusta, o que acarreta em desperdício de material na concepção estrutural. Por esse motivo, adotou-se um “ d ” com valor de 35 cm, e cobrimento nominal de 5cm.

A espessura na base do muro está expressa a seguir:

$$d_i = d + 5\text{cm} = 35\text{cm} + 5\text{cm} = 40 \text{ cm}$$

Para a determinação da espessura do topo do muro seguiu-se as diretrizes da NBR 6118/2014 item 7.4.7.6. Sabendo que o diâmetro máximo do agregado não deve ser maior que 20% do cobrimento nominal, ou seja $d_{m\acute{a}x} \leq 1,2c_{nom}$.

Adotando brita nº 2, com diâmetro máximo de 25 mm, a espessura no topo do muro apresenta espessura de 30 cm.

Para a determinação das dimensões na sapata, Moliterno (1994) afirma que os valores de b_s (largura) estão compreendidos entre 50% e 60% da altura do muro e a largura da ponta entre 1/6 e 1/8 de h .

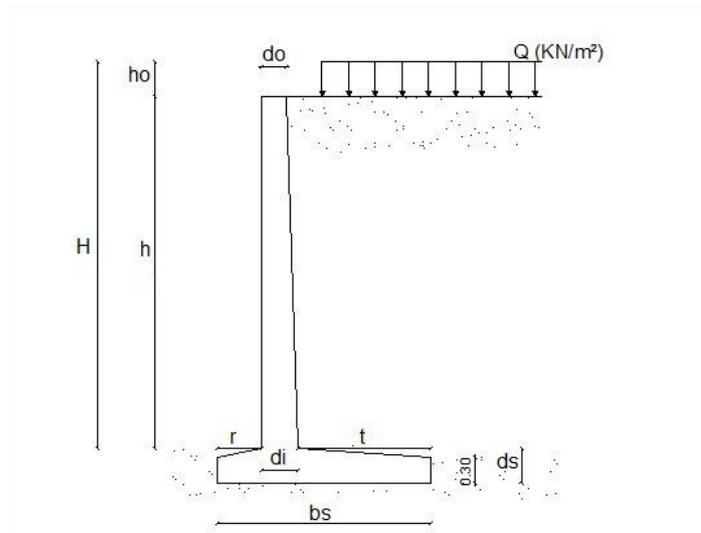
Tem-se:

$$b_s = 0,65 \times 4 \text{ m} = 2,6 \text{ m}$$

$$r = \frac{1}{6} \times 4 \text{ m} = 0,7 \text{ m}$$

$$t = b_s - (r + d_i) = 2,6 - (0,7 + 0,4) = 1,5 \text{ m}$$

Figura 33: Dimensões do muro.



Fonte: Autor.

Para a condição do muro engastado na sapata, a espessura da sapata deve ser maior ou igual a espessura da base do muro, $d_s \geq d_i$.

Então:

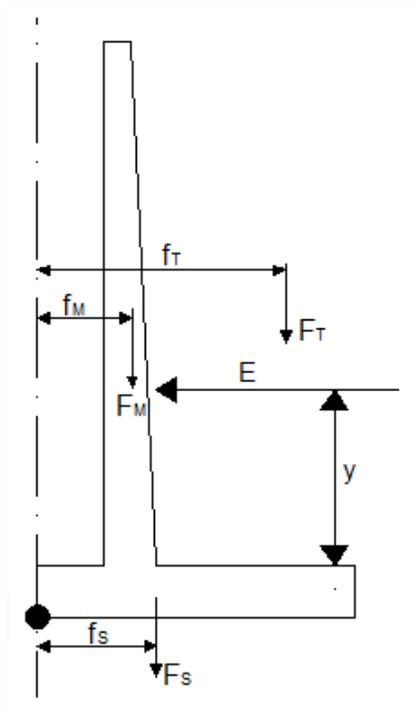
$$d_s = 40 \text{ cm}$$

A espessura das extremidades depende de d_s , os quais adotou-se um valor de 30 cm, visto que o valor de d_s foi de 40 cm. Portanto, esses 10 cm de diferença correspondem à inclinação do muro até a face extrema da sapata (cota “t”), como indicado na Figura 33.

5.1.4. Verificação da estabilidade do conjunto

Deve-se verificar a estabilidade do conjunto solo-estrutura para as dimensões já encontradas. Neste caso, Moliterno (1994) comenta que os cálculos da verificação devem desprezar a inclinação na sapata. As forças que agem no muro são mostradas na Figura 34.

Figura 34: Forças agindo no muro e seus respectivos braços de alavanca.



Fonte: Autor

5.1.4.1. Cargas Verticais

Peso do muro:

$$F_m = \frac{h\gamma_{conc}(d_o + d_i)}{2} = \frac{4 * 25(0,3 + 0,4)}{2} = 35kN/m \quad (44)$$

Peso da sapata:

$$F_s = d_s\gamma_{conc}b_s = 0,4 * 25 * 2,6 = 26kN/m \quad (45)$$

Peso da terra sobre o talão:

Largura de terra sobre o talão $L = (t + d_i) - d_o = (1,5 + 0,4) - 0,3 = 1,63 m$

$$F_T = \frac{h\gamma_{solo}(T + L)}{2} = \frac{4 * 21(1,5 + 1,63)}{2} = 133 kN/m \quad (46)$$

5.1.4.2. Carga Horizontal

Como carga horizontal, tem-se apenas o empuxo de terra.

A Tabela 5 mostra os valores referentes às cargas verticais e horizontais.

Tabela 5: Valores das forças verticais e horizontais.

Peso do Muro	
F_m (kN/m)	35,00
Peso da Sapata	
F_s (kN/m)	26,00
Peso da terra no talão	
L (m)	1,63
F_t (kN/m)	133,00
Empuxo	
E (kN/m)	54,52

Fonte: Autor

5.1.4.3. Cálculo dos momentos

Para o cálculo do momento é necessário determinar o braço de alavanca, o qual é caracterizado pela distância de aplicação da força até o ponto analisado. A seguir apresentam-se as equações para o cálculo das distâncias. As Tabelas 6 e 7 mostram os valores dos braços de alavanca, e os respectivos momentos. Sabendo que f_m é o braço referente ao peso do muro, f_s referente a sapata, f_T ao talão e y' o braço de alavanca do empuxo.

Braços de alavanca:

$$f_m = r + \left(\frac{d_0^2 + d_0 d_i + d_i^2}{3(d_0 + d_i)} \right) = 0,7 + \left(\frac{0,3^2 + (0,3 * 0,4) + 0,4^2}{3(0,3 + 0,4)} \right) = 0,84 \text{ m} \quad (47)$$

$$f_s = \left(\frac{b_s}{2} \right) = \frac{2,6}{2} = 1,3 \text{ m} \quad (48)$$

$$f_T = b_s - \left(\frac{L^2 + Lt + t^2}{3(L + t)} \right) = 2,6 - \left(\frac{1,63^2 + (1,63 * 1,5) + 1,5^2}{3(1,63 + 1,5)} \right) = 1,81 \text{ m} \quad (49)$$

$$y' = y + d_s = 1,4 + 0,4 = 1,8 \text{ m} (\text{Braço do empuxo}) \quad (50)$$

Tabela 6: Valores dos braços de alavanca

Braço do Muro	
fm(m)	0,84
Braço da sapata	
fs(m)	1,3
Braço terra sobre o talão	
ft (m)	1,81
Braço do empuxo	
y' (m)	1,80

Fonte: Autor

Momentos:

Tabela 7: Momentos

Momentos (F x d)	
M _{MURO}	29,50 kNm
M _{SAPATA}	33,80 kNm
M _{TALÃO}	240,47 kNm

O Momento interno é a soma dos momentos causados pelo muro, sapata e talão.

$$M_i = 303,77 \text{ kNm}$$

O momento externo causado pelo empuxo:

$$M_e = E \times y' = 98,14 \text{ kNm}$$

$$M = M_i - M_e$$

$$M = 205,64 \text{ kNm}$$

As componentes, normal e tangencial:

$$N = F_m + F_s + F_t = 194,00 \text{ kN/m}$$

$$T = E = 54,52 \text{ kN/m}$$

5.1.4.4. Verificação quanto ao tombamento

A partir do item 3.4.2. pôde-se verificar a estrutura quanto ao tombamento ou rotação. Calculou-se o coeficiente de segurança dividindo a soma dos momentos verticais pelo momento devido o empuxo, obtendo-se um valor maior que 1,5 para que a condição seja atendida.

$$\varepsilon_1 = \frac{\sum M}{M_E} \geq 1,5$$

$$\varepsilon_1 = \frac{M_i}{M_E} \geq 1,5$$

$$\varepsilon_1 = \frac{303,77}{98,14} = 3,10 > 1,5 \text{ Ok!}$$

A verificação quanto ao tombamento foi atendida, pois o fator de segurança resultou em um valor maior que o determinado como mínimo.

5.1.4.5. Verificação quanto ao escorregamento

De acordo com o item 3.4.3. pôde-se verificar a estrutura quanto ao escorregamento ou deslizamento.

$$\varepsilon_2 = \mu \frac{N}{T} \geq 1,5$$

$\mu = 0,55$ (coeficiente de atrito, concreto sobre a terra) (Moliterno, 1994).

$$\varepsilon_2 = 0,55 \frac{194,00}{54,52} = 1,96 > 1,5 \text{ Ok!}$$

A verificação quanto ao escorregamento foi atendida, pois o valor do coeficiente resultou no valor maior que o determinado como mínimo.

Como a verificações foi atendida, não há necessidade da utilização do dente de ancoragem.

5.1.4.6. Verificação quanto a capacidade suporte do solo

A verificação quanto à capacidade suporte do solo é atendida quando a tensão máxima de compressão for menor que a tensão admissível do solo.

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{s,adm}$$

Para isso calcula-se:

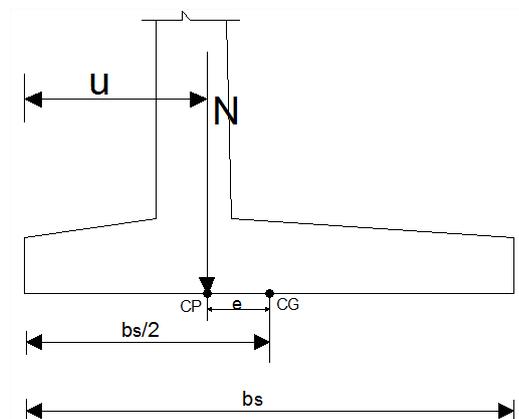
Posição do centro de pressão

$$u = \frac{M}{N} = \frac{205,64}{194,00} = 1,06 \text{ m}$$

Excentricidade

$$e = \frac{b_s}{2} - u = \frac{2,6}{2} - 1,06 = 0,24 \text{ m}$$

Figura 35: Identificação da excentricidade e do centro de pressão.



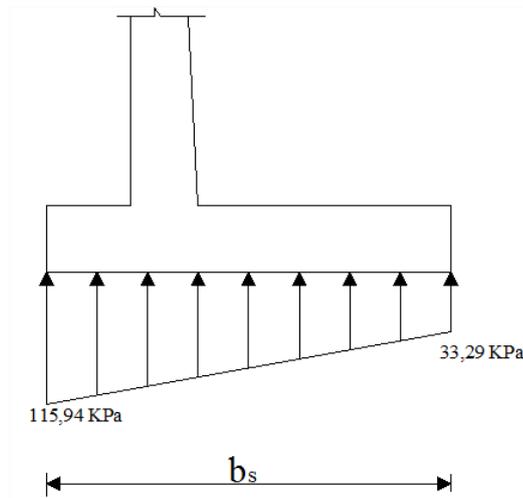
Fonte: Autor

Observou-se que $e < \frac{b_s}{6} \rightarrow 0,24 < 0,43$, então:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{b_s} \left(1 + \frac{6e}{b_s} \right) = \frac{194}{2,6} \left(1 + \frac{6 \times 0,24}{2,6} \right) = 115,94 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{b_s} \left(1 - \frac{6e}{b_s} \right) = \frac{194}{2,6} \left(1 - \frac{6 \times 0,24}{2,6} \right) = 33,29 \text{ kPa}$$

Figura 36: Distribuição da tensão atuante no solo.



Fonte: Autor

Então:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{s,adm} = 376 \text{ kPa} \\ \sigma_{m\acute{i}n} \geq 0 \end{array} \right\}$$

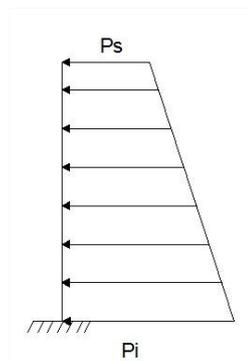
A condição é atendida, pois a tensão máxima é menor que a tensão admissível do solo e a tensão mínima é maior que zero.

5.1.5. Esforços internos solicitantes

5.1.5.1. Esforços internos solicitantes no muro

Os esforços no muro são calculados a cada metro ao longo de sua altura, considerando o muro engastado. A Figura 37 ilustra a forma de distribuição das tensões vindas do maciço. A Tabela 8 mostra os valores das cortantes e momentos a cada metro.

Figura 37: Distribuição dos esforços no muro.



Fonte: Autor

$$P_s = k \times \gamma_s \times h_0 = 0,29 \times 21 \times 0,24 = 1,46 \text{ kN/m}$$

$$P_4 = k \times \gamma_s \times H = 0,29 \times 21 \times 4,24 = 25,82 \text{ kN/m}$$

$$M = \left(\frac{P_s x^2}{2} \right) + \left(\frac{P_i x^3}{6H} \right)$$

$$Q = (P_s x) + \left(\frac{P_i x^2}{2H} \right)$$

Tabela 8: Momento e cortante no decorrer do muro.

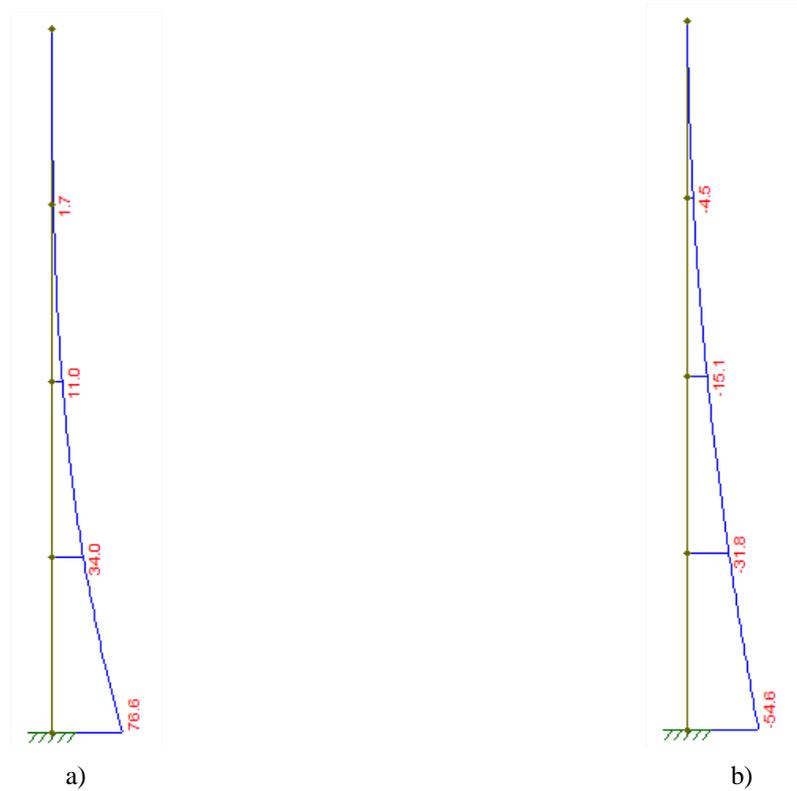
x (m)	M (kN.m)	Q(kN/m)
1	1,75	4,51
2	11,04	15,10
3	33,98	31,79
4	76,65	54,57

Fonte: Autor

Diagramas

A Figura 38 mostra a distribuição das tensões para o muro estudado, a distribuição foi realizada no software Ftool – Two – Dimensional Frame Analysis Tool, versão educacional 3.01 2015, ferramenta utilizada para cálculo estrutural.

Figura 38: Diagramas de, a) momento fletor e b) esforço cortante.

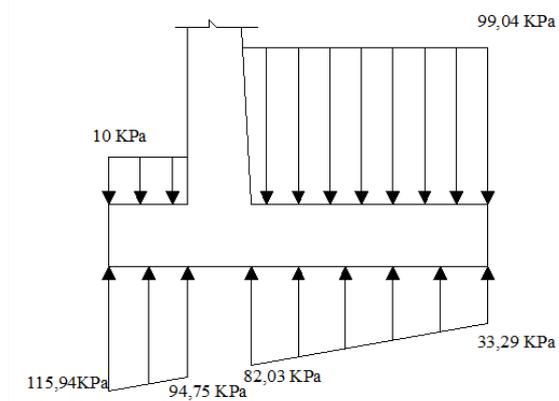


Fonte: Autor. Ftool

5.1.5.2. Esforços internos solicitantes na sapata

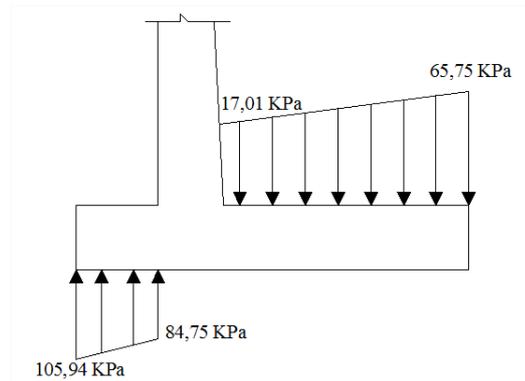
Segundo o tópico 3.5.2. os esforços na sapata são dispostos como ilustrado nas Figuras 39 e 40, os valores do momento e cortante na sapata estão dispostos na Tabela 9.

Figura 39: Cargas verticais.



Fonte: Autor

Figura 40: Cargas atuantes na sapata.



Fonte: Autor

Tabela 9: Esforço cortante e momento fletor agindo na sapata.

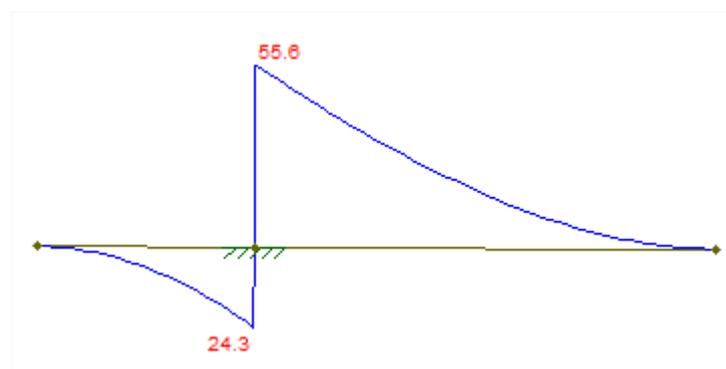
	Ponta	Talão
Momento (kNm)	24,3	55,6
Cortante (kN/m)	66,8	62,0

Fonte: Autor

Diagramas

A Figura 41 mostra a distribuição das tensões para sapata, assim como para o muro a distribuição foi realizada no software Ftool – Two – Dimensional Frame Analysis Tool, versão educacional 3.01 2015.

Figura 41: Diagrama de momento fletor, sapata.



Fonte: Autor. Ftool

Figura 42: Diagrama da força cortante, sapata.

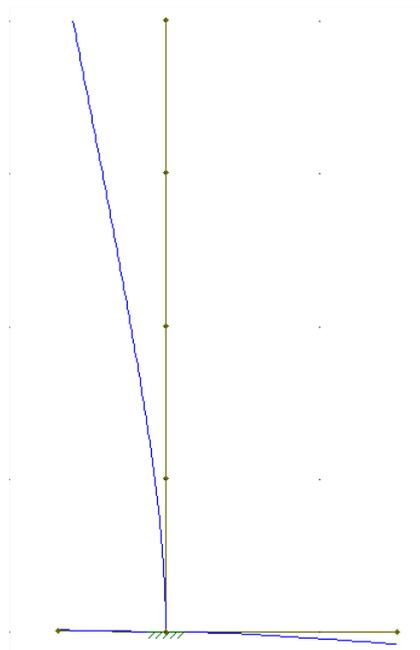


Fonte: Autor. Ftool

Deformação do Muro

A Figura 43 mostra a deformação da estrutura realizada no software Ftool.

Figura 43: linha de deformação do muro.



Fonte: Autor. Ftool

5.1.6. Armadura da estrutura de contenção

O cálculo da armadura do muro foi realizado para faixa de um metro linear de muro, ou seja, considerou-se $b_w = 100 \text{ cm}$, adotando-se um cobrimento de 5 cm como indicado

pela norma ABNT (2014) item 7.4.7.6. Os parâmetros do concreto e do aço estão dispostos na Tabela 4.

5.1.6.1. Armadura do muro

O cálculo da armadura foi feito de acordo com as indicações de MOLITERNO (1994) e da ABNT (2014). A armadura é calculada para cada seção onde foram determinados os esforços solicitantes.

A espessura das seções intermediárias foi calculada considerando o acréscimo a cada metro:

$$\Delta d = \frac{d_i - d_0}{n} \text{ (acrécimo)}$$

Onde $n=4$, número de seções.

A altura útil nas seções intermediárias foi determinada subtraindo o cobrimento da espessura encontrada.

Assim temos:

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \times d \times f_{yd}} \text{ (Área de aço)} \quad (51)$$

$$KMD = \frac{M_d}{bw \times d^2 \times f_{cd}} \quad (52)$$

$$KMD \rightarrow K_z \text{ (Anexo F)}$$

A área de aço mínima deve ser calculada para evitar rupturas bruscas:

$$A_{s \min} = \rho_{\min} \times A_c \quad (53)$$

Onde:

ρ_{\min} = Taxa mínima da armadura de flexão, que depende da resistência característica do concreto, ABNT (2014).

A_c = Área da seção de concreto

A Tabela 10 mostra a altura útil para cada seção da contenção.

Tabela 10: Parâmetros para área de aço.

Seção	Espessura (m)	d (m)	d ²	KMD	Kz
0	0,3	0,24375	0,06	-	-
1	0,33	0,27375	0,07	0,002	0,9941
2	0,35	0,292	0,09	0,013	0,9941
3	0,38	0,322	0,10	0,032	0,9820
4	0,40	0,342	0,12	0,064	0,9602

Fonte: Autor

Os dados da área de aço, número de barras e espaçamento para cada seção estão dispostos na tabela 11. Foi adotado a maior área entre A_s e $A_{s\text{mín}}$.

Tabela 11: Área de aço e suas respectivas barras adotadas.

$A_{s\text{mín}}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	A_s adotado (cm^2)	ϕ (mm)	Área da barra	Nº de barras	Espaçamento(m)
4,5	-	4,5	12,5	1,25	4	0,25
4,875	0,207	4,875	12,5	1,25	4	0,25
5,25	1,225	5,25	16,0	2,00	4	0,25
5,625	3,460	5,625	16,0	2,00	4	0,25
6	7,516	7,516	16,0	2,00	4	0,25

Fonte: Autor

Os espaçamentos entre as barras segue a indicação da ABNT (2014), item 18.3.2.2.

Armadura de distribuição

O item 22.7.4.1.2 da ABNT (2014) preconiza que a armadura de distribuição deve ser 20% da armadura principal. A Tabela 12 apresenta a área de aço para as seções do muro.

$$A_{s \text{ dist}} = \frac{1}{5} A_s \quad (54)$$

Tabela 12: Valores para armadura de distribuição.

Armação de distribuição – Muro				
A_{sdist} (cm²)	∅ (mm)	Área (cm²)	Espaçamento (m)	Nº barras
0,9	8.0	0,5	0,25	4
0,975	8.0	0,5	0,25	4
1,05	8.0	0,5	0,25	4
1,125	8.0	0,5	0,25	4

Fonte: Autor

Armadura suplementar

Moliterno (1994), afirma que a armação suplementar deve ser colocada no lado posterior do muro, face que não esta em contato com o maciço de terra, podendo amenizar efeitos da diferença de temperatura e da retração do concreto. A área varia entre 0,1% a 0,3% da seção transversal do muro.

$$A_{suplem} = 0,001 \frac{d_o + d_i}{2} h \quad (55)$$

$$A_{suplem} = 14 \text{ cm}^2$$

Utilizou-se 5 ∅ 20.0 mm

Armadura de cisalhamento

Segundo Moliterno (1994), para uma maior facilidade na execução, projeta-se o muro para não haver necessidade de ser colocada armadura transversal, que combate tensões de cisalhamento. Para isso, a tensão de cisalhamento no concreto (T_d) deve ser menor que a tensão admissível (T_c). Na Tabela 13 são descritas as tensões de cisalhamento para cada seção:

$$\tau_d < \tau_c$$

Sabendo que:

$$\tau_d = \frac{1,15V_d}{b_w d} \quad (56)$$

$$\tau_c = k \times \sqrt[4]{\rho_1} \times \sqrt{f_c k} \quad (57)$$

Onde:

$$V_d = Q \times 1,4$$

$$k = 1 + 0,43 \left(1,33 - \frac{h}{45} \right)$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w h} \quad (0,001 < \rho_1 \leq 0,015)$$

Tabela 13: Tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento admissível.

Secção	K	bw x h(cm ²)	ρ_1	Tc (kN/cm ²)	Td (kN/cm ²)
0	1,29	3000	0,0015	0,36	9,51337 ⁻⁷
1	1,26	3300	0,0015	0,35	0,0027
2	1,24	3500	0,0015	0,34	0,0083
3	1,21	3800	0,0015	0,34	0,016
4	1,19	4000	0,0019	0,35	0,025

Fonte: Autor

A armadura transversal, neste caso, é dispensável, pois em todas as secções $\tau_d < \tau_c$.

5.1.6.2. Armadura da sapata

Para o cálculo da sapata, os mesmos procedimentos adotados para o muro foram seguidos.

Na ponta da sapata

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \times d \times f_{yd}} \quad (58)$$

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \quad (59)$$

$$KMD \rightarrow K_z \text{ (Anexo F)}$$

A Tabela 14 mostra a área de aço e os parâmetros utilizados para o cálculo, como também o diâmetro da barra e espaçamento.

Tabela 14: Área de aço na ponta da sapata.

	KMD	Kz	A_S (cm²)	A_Smín (cm²)	Ø (mm)	Nº barras	Espaçamento (cm)
Ponta	0,0194	0,9881	2,26	6	16,00	4	25

Fonte: Autor

Como a área de aço resultante do momento foi menor que a área de aço mínima, utiliza-se $A_s = 6 \text{ cm}^2$.

No talão da sapata

A Tabela 15 mostra a área de aço e os parâmetros utilizados para o cálculo, como também o diâmetro da barra e espaçamento para a sapata.

Tabela 15: Área de aço no talão da sapata.

	KMD	Kz	A_S (cm²)	A_Smín (cm²)	Ø (mm)	Nº barras	Espaçamento (cm)
Talão	0,0445	0,9759	5,24	6	16,00	4	25

Fonte: Autor

Para escolha do diâmetro da barra utiliza-se $A_s = 6 \text{ cm}^2$.

Armadura de cisalhamento

Na verificação da armadura de cisalhamento utilizou-se as equações vistas no cálculo do muro.

Na ponta da sapata

$$\tau_d = \frac{1,15V_d}{b_w d} \quad (60)$$

$$\tau_c = k \times \sqrt[4]{\rho_1} \times \sqrt{f_{ck}} \quad (61)$$

A Tabela 16 mostra as tensões de cisalhamento que agem na ponta da sapata.

Tabela 16: Verificação do cisalhamento na ponta da sapata.

	Vd (kN)	Td (kN/cm²)	K	ρ_1	Tc (kN/cm²)
Ponta	93,52	0,0307	1,44	0,0015	0,2836

Fonte: Autor

Verificou-se que $\tau_d < \tau_c$, nesse caso dispensa-se a armadura transversal.

No talão da sapata

A Tabela 17 mostra as tensões de cisalhamento no talão da sapata.

Tabela 17: Verificação do cisalhamento no talão da sapata.

	Vd (kN)	Td (kN/cm²)	K	ρ_1	Tc (kN/cm²)
Talão	86,8	0,02852	1,44	0,0013	0,38877

Fonte: Autor

Assim como no cálculo da ponta, $\tau_d < \tau_c$ nesse caso dispensa-se a armadura transversal.

5.1.7. Detalhamento do aço

As Figuras 44 e 45 mostram o detalhamento do aço para o muro de arrimo, optou-se por utilizar duas posições para armadura principal 1 e 2, com o intuito de facilitar a execução da armadura. O traspasse das barras é de 44ϕ valor adotado com base em Domingues (1997)

Figura 44: Detalhamento do aço

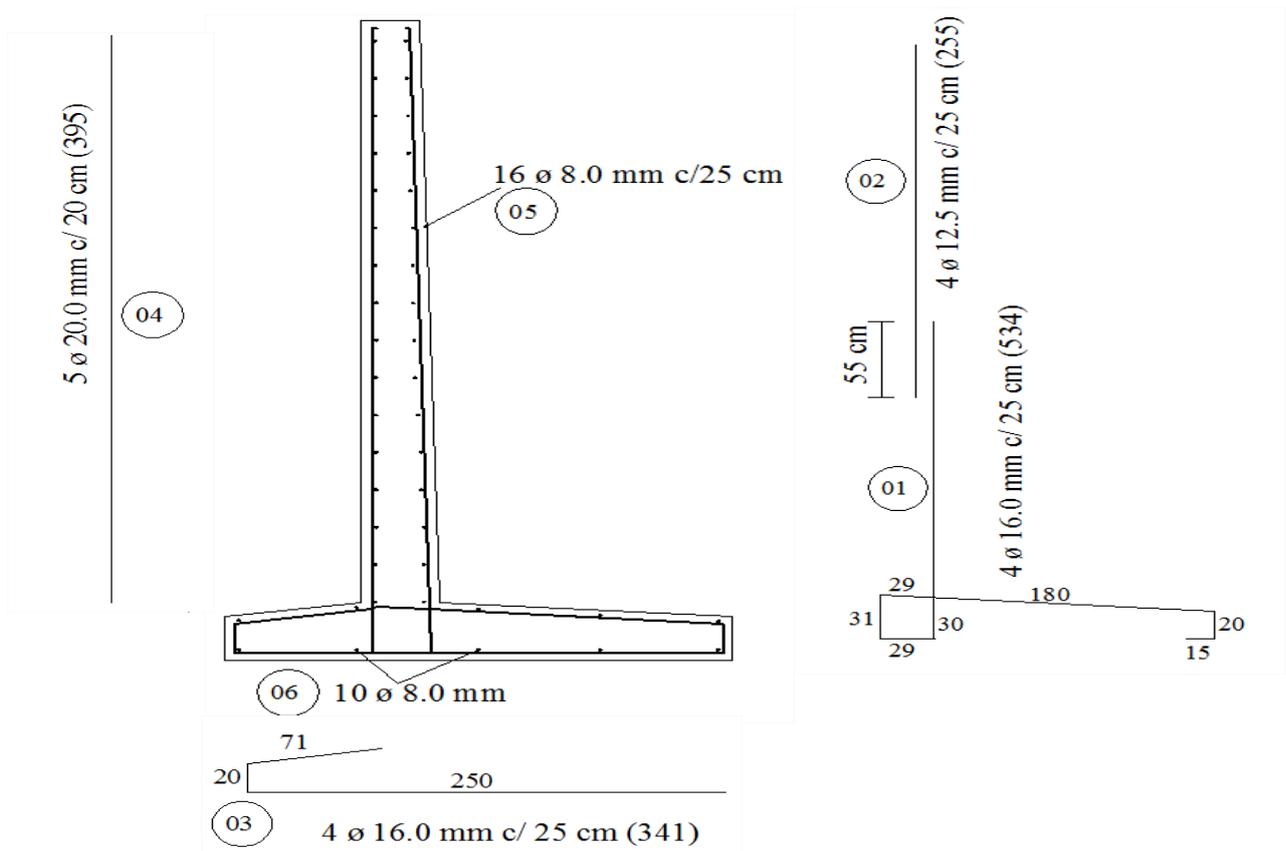


Figura 45: Detalhamento do aço.

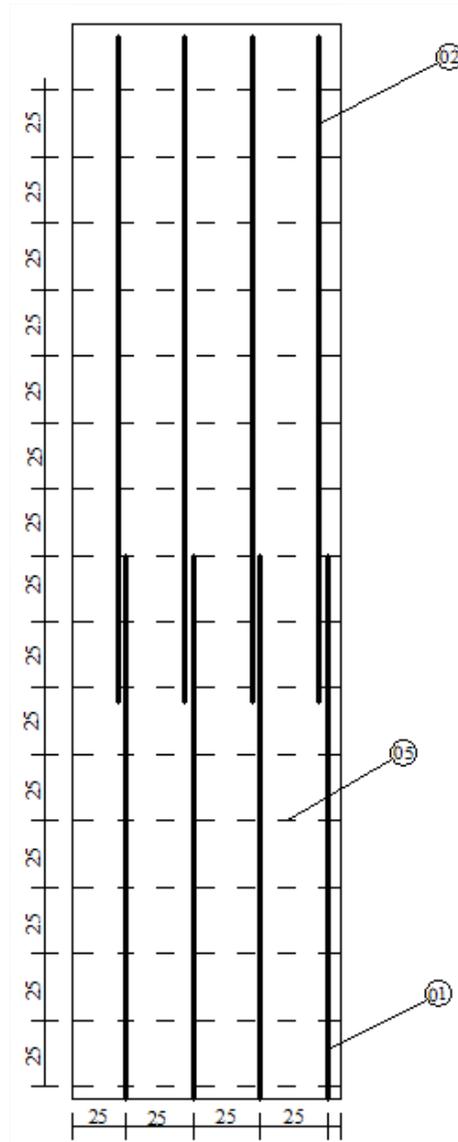


Tabela 18: Tabela de aço.

Tabela de aço				
Posição	Ø	Quantidade	Comp. Unit.(m)	Comp. Total(m)
01	16.0	180	5,34	961,2
02	12.5	180	2,55	459
03	16.0	180	3,41	613,8
04	20.0	225	3,95	888,75
05	8.0	1440	0,95	1368
06	8.0	450	0,95	427,5

5.2. Dimensionamento para um maciço de solo arenoso

O solo é um aterro composto por areia compacta. Para o cálculo é considerado uma inclinação do solo de 90° com relação a horizontal. Admitiu-se uma sobrecarga de 5 kN/m² sendo aplicada neste terreno. A Tabela 19 mostra os parâmetros do solo que foram utilizados no dimensionamento.

5.2.1. Tensão admissível do solo

Tabela 19: Parâmetros do solo arenoso.

Areia argilosa	
γ_{nat} (Peso específico natural)	18 kN/m ³
ϕ (Ângulo de atrito)	37°
C (Coesão)	0 kPa

Com base no Anexo A observa-se que o tipo de ruptura é geral, na Tabela 20 encontram-se os coeficientes necessários para o cálculo da capacidade de carga. Considerando 40 centímetros de embutimento da sapata, tem-se $q = h * \gamma \Rightarrow 0,4 * 18 = 7,2 \text{ kN/m}^2$ e B = 1 m.

Tabela 20: Coeficientes utilizados para o cálculo da capacidade de carga para ruptura geral.

Ruptura geral	
ϕ	37
Nq	42,97
Ny	66,19
Sq	1,29
Sy	0,85

$$\sigma_r = (7,2 * 42,97 * 1,29) + \left(\frac{1}{2} * 18 * 1 * 66,19 * 0,85 \right)$$

$$\sigma_r = 902,7 \text{ kPa (Ruptura Geral)}$$

Na tensão admissível do solo utiliza-se um fator de segurança de 3 como indicado na ABNT (2010).

$$\sigma_a = \frac{\sigma_r}{F_s} = \frac{902,7}{3} = 300,9 \text{ kPa}$$

As características do concreto e do aço estão descritas na Tabela 4, como também os coeficientes de minoração necessários para o dimensionamento do muro.

5.2.2. Cálculo do empuxo de terra

Para o cálculo do empuxo de terra utilizou-se a metodologia do item 5.1.1 deste trabalho. Inicialmente calcula-se a altura correspondente a sobrecarga.

$$h_0 = 0,28 \text{ m}$$

Coeficiente do empuxo ativo:

$$K_a = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = tg^2 \left(45^\circ - \frac{37^\circ}{2} \right) = 0,25$$

Para a altura total soma-se a altura da contenção com a altura da sobrecarga.

$$H = 4,00 \text{ m} + 0,28 \text{ m} = 4,28 \text{ m}$$

Para o cálculo do empuxo de terra utiliza-se a equação 11:

$$E = \frac{1}{2} K \gamma (H^2 - h_0^2) = \frac{1}{2} * 0,25 * 18 * (4,28^2 - 0,28^2) = 41 \text{ kN/m}$$

Através das características do tardoz, considera-se que o empuxo age horizontalmente e o ponto de aplicação é dado pela equação abaixo:

$$y = \frac{h}{3} \times \frac{2h_0 + H}{h_0 + H} = \frac{4}{3} \times \frac{0,56 + 4,28}{0,28 + 4,28} = 1,41 \text{ m}$$

5.2.3. Pré Dimensionamento

Inicialmente, calcula-se o momento que age na base do muro, os cálculos serão realizados para uma laje em balanço engastada em sua fundação, no caso, uma sapata.

$$M = E \times y = 41 \times 1,41 = 58 \text{ kNm/m}$$

Através do momento, encontra-se a altura útil da seção de concreto (d) (MOLITERNO 1994):

$$d = 10\sqrt{M} = 10\sqrt{58} = 76,16 \text{ cm}$$

Da mesma forma que para o primeiro caso, adotou-se um “ d ” com valor de 25 cm, e cobrimento nominal de 5cm.

As dimensões do muro estão expressas a seguir:

$$d_i = d + 5\text{cm} = 25\text{cm} + 5\text{cm} = 30 \text{ cm}$$

$$d_0 = 25 \text{ cm.}$$

$$b_s = 2,4 \text{ m}$$

$$r = 0,7 \text{ m}$$

$$t = 1,4 \text{ m}$$

$$d_s = 30 \text{ cm}$$

A espessura das extremidades depende de d_s , os quais adotou-se um valor de 20 cm.

5.2.4. Verificação da estabilidade do conjunto

5.2.4.1. Cargas Verticais

Peso do muro:

$$F_m = \frac{h\gamma_{conc}(d_0 + d_i)}{2} = 27,5 \text{ kN/m} \quad (62)$$

Peso da sapata:

$$F_s = d_s\gamma_{conc}b_s = 18 \text{ kN/m} \quad (63)$$

Peso da terra sobre o talão:

$$\text{Largura de terra sobre o talão } L = (t + d_i) - d_0 = (1,4 + 0,3) - 0,25 = 1,48 \text{ m}$$

$$F_T = \frac{h\gamma_{solo}(T + L)}{2} = 105 \text{ kN/m} \quad (64)$$

5.2.4.2. Carga Horizontal

Como carga horizontal, tem-se apenas o empuxo de terra.

$$E = 41 \text{ kN/m}$$

5.2.4.3. Cálculo dos momentos

Para o cálculo do momento é necessário determinar o braço de alavanca, o qual é caracterizado pela distância de aplicação da força até o ponto analisado. A seguir apresentam-se as equações para o cálculo das distâncias. Sabendo que f_m é o braço referente ao peso do muro, f_s referente a sapata, f_T ao talão e y' o braço de alavanca do empuxo.

Braços de alavanca:

$$f_m = r + \left(\frac{d_0^2 + d_0 d_i + d_i^2}{3(d_0 + d_i)} \right) = 0,80 \text{ m} \quad (65)$$

$$f_s = \left(\frac{b_s}{2} \right) = 1,2 \text{ m} \quad (66)$$

$$f_T = b_s - \left(\frac{L^2 + Lt + t^2}{3(L + t)} \right) = 1,67 \text{ m} \quad (67)$$

$$y' = y + d_s = 1,71 \text{ m} (\text{Braço do empuxo}) \quad (68)$$

O Momento é a multiplicação das forças pelos braços de alavanca:

Tabela 21: Momentos

Momentos (F x d)	
M_{MURO}	22,13 kNm
M_{SAPATA}	21,60 kNm
$M_{\text{TALÃO}}$	175,43 kNm

O Momento interno é a soma dos momentos causados pelo muro, sapata e talão.

$$M_i = 219,16 \text{ kNm}$$

O momento externo causado pelo empuxo:

$$M_e = E \times y' = 70,11 \text{ kNm}$$

$$M = M_i - M_e$$

$$M = 149,05 \text{ kNm}$$

As componentes, normal e tangencial:

$$N = F_m + F_s + F_T = 150,50 \text{ kN/m}$$

$$T = E = 41 \text{ kN/m}$$

5.2.4.4. Verificação quanto ao tombamento

Para verificação quanto ao tombamento utiliza-se fator de segurança de no mínimo 1,5.

$$\varepsilon_1 = 3,13 > 1,5 \text{ Ok!}$$

A verificação quanto ao tombamento foi atendida, pois o fator de segurança resultou em um valor maior que o determinado como mínimo.

5.2.4.5. Verificação quanto ao escorregamento

Para verificação quanto ao escorregamento utiliza-se fator de segurança de no mínimo 1,5.

$$\varepsilon_2 = \mu \frac{N}{T} \geq 1,5$$

$\mu = 0,55$ (coeficiente de atrito, concreto sobre a terra) (Moliterno, 1994).

$$\varepsilon_2 = 2,02 > 1,5 \text{ Ok!}$$

A verificação quanto ao escorregamento foi atendida, pois o valor do coeficiente resultou no valor maior que o determinado como mínimo.

Como a verificações foi atendida, não há necessidade da utilização do dente de ancoragem.

5.2.4.6. Verificação quanto a capacidade suporte do solo

A verificação quanto à capacidade suporte do solo é atendida quando a tensão máxima de compressão for menor que a tensão admissível do solo.

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{s,adm}$$

Para isso calcula-se:

Posição do centro de pressão

$$u = \frac{M}{N} = 0,99 \text{ m}$$

Excentricidade

$$e = \frac{b_s}{2} - u = 0,21 \text{ m}$$

Observou-se que $e < \frac{b_s}{6} \rightarrow 0,21 < 0,40$, então:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{b_s} \left(1 + \frac{6e}{b_s} \right) = 95,58 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{b_s} \left(1 - \frac{6e}{b_s} \right) = 29,84 \text{ kPa}$$

Então:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{m\acute{a}x} < \sigma_{s,adm} = 300,9 \text{ kPa} \\ \sigma_{min} > 0 \end{array} \right\}$$

A condição é atendida, pois a tensão máxima é menor que a tensão admissível do solo e a tensão mínima é maior que zero.

5.2.5. Esforços internos solicitantes

5.2.5.1. Esforços internos solicitantes no muro

Os esforços no muro são calculados a cada metro ao longo de sua altura, considerando o muro engastado. A Tabela 22 mostra os valores das cortantes e momentos a cada metro.

Tabela 22: Momento e cortante no decorrer do muro.

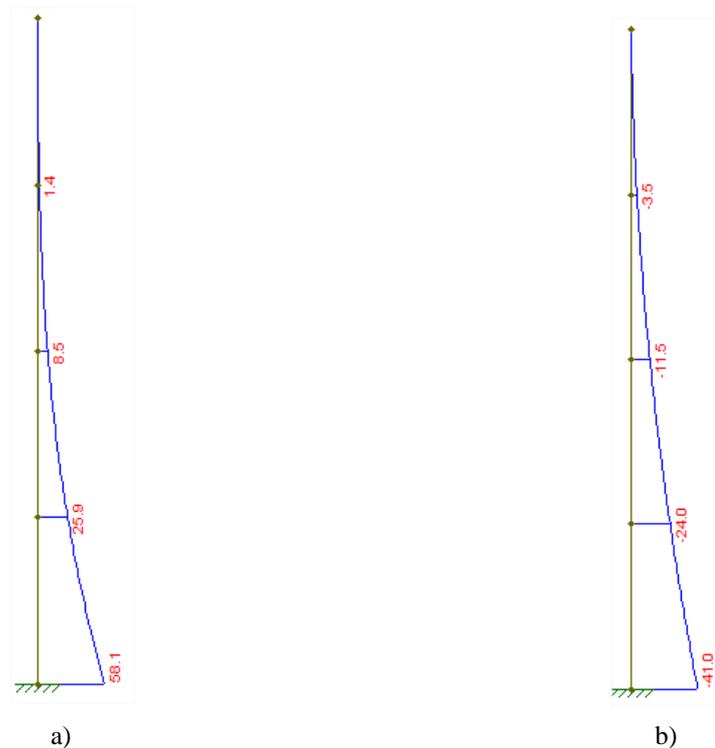
x (m)	M (kN.m)	Q(kN/m)
1	1,38	3,51
2	8,52	11,52
3	25,92	24,03
4	58,08	41,04

Fonte: Autor

Diagramas

A Figura 46 mostra a distribuição das tensões para o muro estudado, a distribuição foi realizada no software Ftool – Two – Dimensional Frame Analysis Tool, versão educacional 3.01 2015, ferramenta utilizada para cálculo estrutural.

Figura 46: Diagramas de, a) momento fletor e b) esforço cortante.

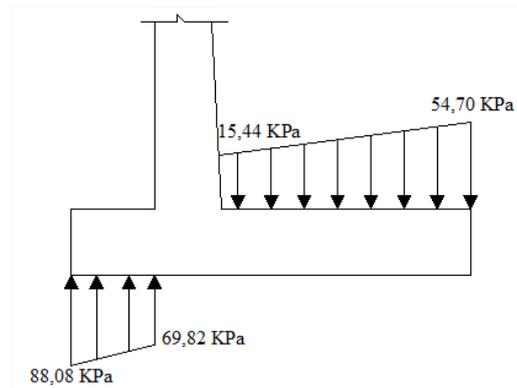


Fonte: Autor. Ftool

5.2.5.2. Esforços internos solicitantes na sapata

Segundo o tópico 3.5.2. os esforços na sapata são dispostos como ilustrado na Figura 47, os valores do momento e cortante na sapata estão dispostos na Tabela 23.

Figura 47: Cargas atuantes na sapata.



Fonte: Autor

Tabela 23: Esforço cortante e momento fletor agindo na sapata.

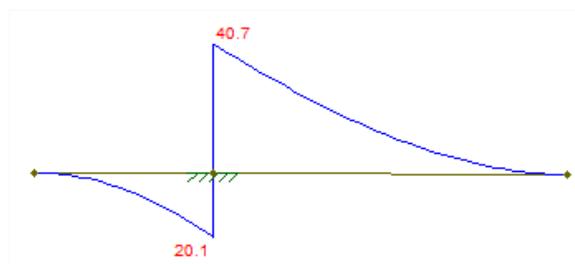
	Ponta	Talão
Momento (kNm)	20,01	40,70
Cortante (kN/m)	55,3	49,1

Fonte: Autor

Diagramas

As Figuras 48 e 49 mostram os diagramas de momento fletor e esforço cortante para sapata, assim como para o muro, a distribuição foi realizada no software Ftool – Two – Dimensional Frame Analysis Tool, versão educacional 3.01 2015.

Figura 48: Diagrama de momento fletor, sapata.



Fonte: Autor. Ftool

Figura 49: Diagrama da força cortante, sapata.

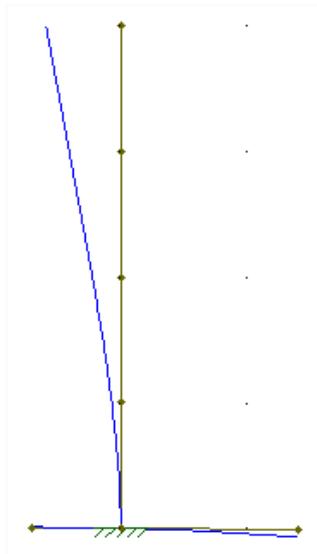


Fonte: Autor. Ftool

Deformação do Muro

A Figura 50 mostra a deformação da estrutura realizada no software Ftool.

Figura 50: linha de deformação do muro.



Fonte: Autor. Ftool

5.2.6. Armadura da estrutura de contenção

O cálculo da armadura do muro, assim como no exemplo anterior foi realizado para faixa de um metro linear de muro, ou seja, considerou-se $b_w = 100 \text{ cm}$, adotando-se um cobrimento de 5 cm como indicado pela norma ABNT (2014) item 7.4.7.6. Os parâmetros do concreto e do aço estão dispostos na Tabela 4.

5.2.6.1. Armadura do muro

O cálculo da armadura foi feito de acordo com as indicações de MOLITERNO (1994) e da ABNT (2014). A armadura é calculada para cada seção onde foram determinados os esforços solicitantes.

A Tabela 24 mostra a altura útil para cada seção da contenção.

Tabela 24: Parâmetros para área de aço.

Seção	Espessura (m)	d (m)	d ²	KMD	Kz
0	0,25	0,19375	0,04	-	-
1	0,26	0,20375	0,04	0,003	0,9941
2	0,28	0,222	0,05	0,02	0,9881
3	0,29	0,232	0,05	0,05	0,9697
4	0,30	0,242	0,06	0,10	0,9372

Fonte: Autor

Os dados da área de aço, número de barras e espaçamento para cada seção estão dispostos na Tabela 25. Foi adotado a maior área entre A_s e $A_{s\text{mín}}$.

Tabela 25: Área de aço e suas respectivas barras adotadas.

$A_{s\text{mín}}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	A_s adotado (cm^2)	ϕ (mm)	Área da barra	Nº de barras	Espaçamento(m)
3,75	-	3,75	10,0	0,80	5	0,20
3,94	0,219	3,94	10,0	0,80	5	0,20
4,125	1,251	4,125	16,0	2,00	5	0,20
4,3125	3,710	4,3125	16,0	2,00	5	0,20
4,5	8,246	8,246	16,0	2,00	5	0,20

Fonte: Autor

Os espaçamentos entre as barras segue a indicação da ABNT (2014), item 18.3.2.2.

Armadura de distribuição

O item 22.7.4.1.2 da ABNT (2014) preconiza que a armadura de distribuição deve ser 20% da armadura principal. A Tabela 26 apresenta a área de aço para as seções do muro.

$$A_{s \text{ dist}} = \frac{1}{5} A_s \quad (69)$$

Tabela 26: Valores para armadura de distribuição.

Armação de distribuição – Muro				
A_{sdist} (cm²)	∅ (mm)	Área (cm²)	Espaçamento (m)	Nº barras
0,750	8.0	0,5	0,25	4
0,788	8.0	0,5	0,25	4
0,825	8.0	0,5	0,25	4
0,862	8.0	0,5	0,25	4

Fonte: Autor

Armadura suplementar

Moliterno (1994), afirma que a armação suplementar varia entre 0,1% a 0,3% da seção transversal do muro.

$$A_{suptem} = 11 \text{ cm}^2$$

Utilizou-se 6 ∅ 16.00 mm

Armadura de cisalhamento

Segundo Moliterno (1994) a tensão de cisalhamento no concreto (T_d) deve ser menor que a tensão admissível (T_c). Na Tabela 27 são descritas as tensões de cisalhamento para cada seção:

$$\tau_d < \tau_c$$

Tabela 27: Tensão de cisalhamento e tensão de cisalhamento admissível.

Secção	K	bw x h(cm ²)	ρ_1	Tc (kN/cm ²)	Td (kN/cm ²)
0	1,33	2500	0,0015	0,37	1,1681 ⁻⁶
1	1,32	2600	0,0015	0,37	0,0028
2	1,30	2800	0,0015	0,36	0,0084
3	1,29	2900	0,0015	0,36	0,017
4	1,29	3000	0,0027	0,42	0,027

Fonte: Autor

A armadura transversal, neste caso, é dispensável, pois em todas as secções $\tau_d < \tau_c$.

5.2.6.2. Armadura da sapata

Para o cálculo da sapata, os mesmos procedimentos adotados para o muro foram seguidos.

Na ponta da sapata

A Tabela 28 mostra a área de aço e os parâmetros utilizados para o cálculo, como também o diâmetro da barra e espaçamento.

Tabela 28: Área de aço na ponta da sapata.

	KMD	Kz	A _S (cm ²)	A _S min (cm ²)	Ø (mm)	Nº barras	Espaçamento (cm)
Ponta	0,034	0,9820	2,72	4,5	12,5	5	20

Fonte: Autor

Como a área de aço resultante do momento foi menor que a área de aço mínima, utiliza-se $A_S = 4,5 \text{ cm}^2$.

No talão da sapata

A Tabela 29 mostra a área de aço e os parâmetros utilizados para o cálculo, como também o diâmetro da barra e espaçamento para a sapata.

Tabela 29: Área de aço no talão da sapata.

	KMD	Kz	A_S (cm²)	A_Smin (cm²)	Ø (mm)	Nº barras	Espaçamento (cm)
Talão	0,0681	0,9570	5,66	5,66	16,00	5	20

Fonte: Autor

Para escolha do diâmetro da barra utiliza-se $A_S = 5,66 \text{ cm}^2$.

5.2.6.3. Armadura de cisalhamento

Na verificação da armadura de cisalhamento utilizou-se as equações vistas no cálculo do muro.

Na ponta da sapata

A Tabela 30 mostra as tensões de cisalhamento que agem na ponta da sapata.

Tabela 30: Verificação do cisalhamento na ponta da sapata.

	Vd (kN)	Td (kN/cm²)	K	ρ_1	Tc (kN/cm²)
Ponta	77,42	0,03679	1,66	0,0015	0,3273

Fonte: Autor

Verificou-se que $\tau_d < \tau_c$, nesse caso dispensa-se a armadura transversal.

No talão da sapata

A Tabela 31 mostra as tensões de cisalhamento no talão da sapata.

Tabela 31: Verificação do cisalhamento no talão da sapata.

	Vd (kN)	Td (kN/cm ²)	K	ρ_1	Tc (kN/cm ²)
Talão	68,74	0,03266	1,66	0,0019	0,4902

Fonte: Autor

Assim como no cálculo da ponta, $\tau_d < \tau_c$ nesse caso dispensa-se a armadura transversal.

5.2.7. Detalhamento do aço

As Figuras 51 e 52 mostram o detalhamento do aço para o muro de arrimo, da mesma forma que o primeiro dimensionamento optou-se por utilizar duas posições para armadura principal 1 e 2. O traspasse das barras é de 44ϕ valor adotado com base em Domingues (1997).

Figura 51: Detalhamento do aço

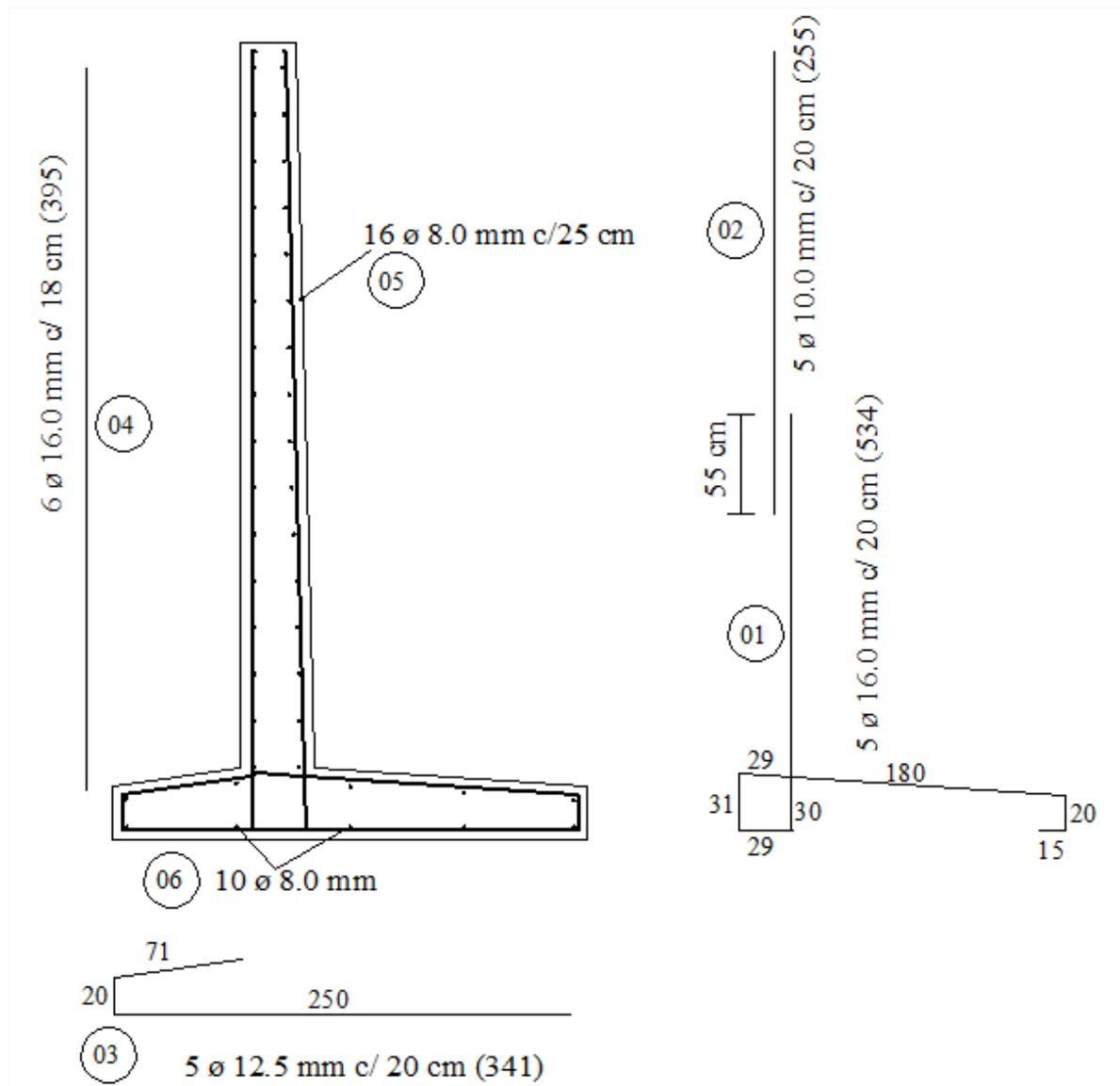


Figura 52: Detalhamento do aço.

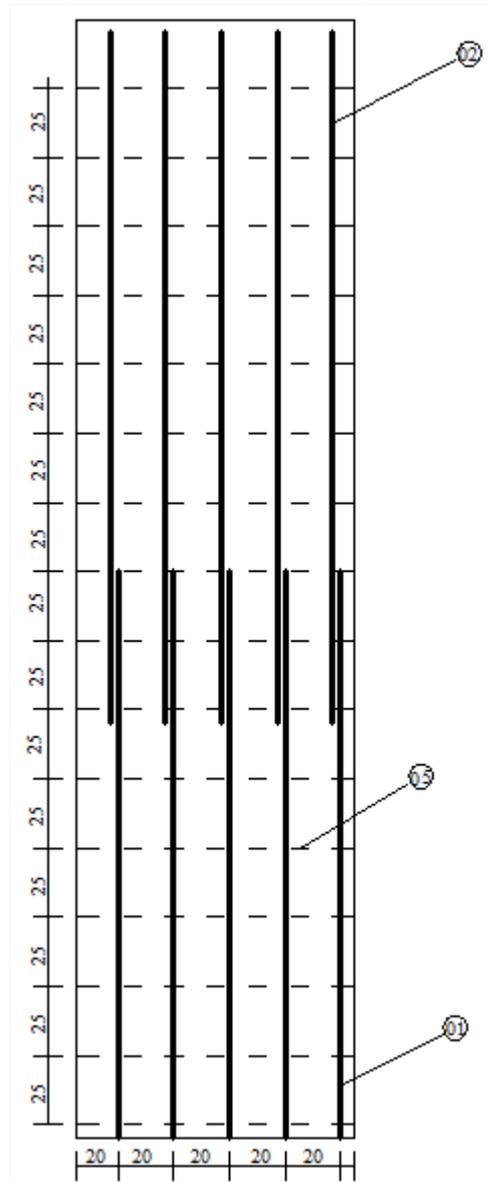


Tabela 32: Tabela de aço.

Tabela de aço				
Posição	Ø	Quantidade	Comp. Unit.(m)	Comp. Total(m)
01	16.0	225	5,34	1201,5
02	10.0	225	2,55	573,75
03	12.5	225	3,41	767,25
04	16.0	270	3,95	1066,5
05	8.0	1440	0,95	1368
06	8.0	450	0,95	427,5

5.3. Análise comparativa

Após o dimensionamento das duas estruturas para solos diferentes foi realizada uma análise comparativa. A primeira diferença observada foi na tensão admissível, onde o valor para o solo arenoso foi superior ao solo areno argiloso, tornando a areia compacta mais resistente. A partir desta constatação observou-se a diferença na geometria, onde foi possível constatar espessura e largura da sapata menores na estrutura do maciço arenoso. Nas verificações quanto a estabilidade, os dois muros se comportaram de maneira favorável. Em uma comparação mais detalhada, a estrutura do solo arenoso ainda apresentou resultados mais satisfatórios. Com relação a escolha da armadura, os diâmetros das barras de aço foram diferentes de um muro para o outro, toda a escolha foi baseada na área de aço e no melhor arranjo, como pode ser observado nos detalhamentos das Figuras 44 e 51.

6. ANÁLISE DE CUSTOS

Para uma análise orçamentaria do muro, utilizou-se a ferramenta SINAPI – Sistema nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil. Cada serviço foi analisado para todo o comprimento do muro, dois orçamentos foram realizados, contemplando as duas estruturas, Tabelas 33 e 34.

Serviços preliminares que envolvem, análise topográfica, construções provisórias, placa da obra não foram incluídos no orçamento, assim como serviços geológicos. Tais serviços são comuns a todas as obras de contenção, não influenciando em uma possível comparação de custo.

Tabela 33: Orçamento do muro em concreto armado para areia argilosa.

MURO DE CONCRETO ARMADO – SOLO ARENO ARGILOSO						
Planilha orçamentária						
Item	Código	Discriminação do serviço	Unidade	Quantidade	Preço unit.	Preço total
1	Movimentação de terra					
1.1	74155	Escavação e transporte dmt 50m c/trator esteiras cat d8	m ³	673,20	1,78	1198,296
1.2	93371	Reaterro mecanizado	m ³	673,20	5,23	3520,836
1.3	74005/001	Compactação mecânica	m ³	673,20	3,78	2544,696
2	Estrutura					
2.1	73907/006	Lastro de concreto, espessura 3 cm, preparo mecânico	m ²	117,00	16,89	1976,13
2.2	73990/001	Armação aço ca-50 p/1,0m3 de concreto	U n	118,80	516,53	61363,764
2.3	92874	Lançamento com uso de bomba, adensamento e acabamento.	m ³	118,80	20,79	2469,852
2.4	73972/002	Concreto fck=20mpa, virado em betoneira.	m ³	118,80	331,15	39340,62
2.5	83516	Escoramento formas h=3,50 a 4,00 m, com madeira de 3a qualidade.	m ³	72,00	13,27	955,44
2.6	5651	Forma tabua para concreto em fundação c/ reaproveitamento 5x.	m ²	79,20	28,06	2222,352
3	Drenagem					
3.1	83665	Fornecimento e instalação de manta bidim rt 14	m ²	180,00	8,48	1526,4
3.2	83667	Camada drenante com areia média.	m ³	18,00	100,93	1816,74
3.3	83670	Tubo PVC dn 75 mm para drenagem - fornecimento e instalação.	m	45,00	38,83	1747,35
Total						120682,476

Tabela 34: Orçamento do muro em concreto armado para areia.

MURO DE CONCRETO ARMADO – SOLO ARENOSO						
Planilha Orçamentária						
Item	Código	Discriminação do serviço	Unidade	Quantidade	Preço Unit.	Preço total
1	Movimentação de Terra					
1.1	74155	Escavação e transporte dmt 50m c/trator esteiras cat d8	m ³	673,20	1,78	1198,296
1.2	93371	Reaterro mecanizado	m ³	673,20	5,23	3520,836
1.3	74005/001	Compactação mecânica	m ³	673,20	3,78	2544,696
2	Estrutura					
2.1	73907/006	Lastro de concreto, espessura 3 cm, preparo mecânico.	m ²	108,00	16,89	1824,12
2.2	73990/001	Armação aço ca-50 p/1,0m3 de concreto.	U N	86,40	516,53	44628,192
2.3	92874	Lançamento com uso de bomba, adensamento e acabamento.	m ³	86,40	20,79	1796,256
2.4	73972/002	Concreto fck=20mpa, virado em betoneira	m ³	86,40	331,15	28611,36
2.5	83516	Escoramento formas h=3,50 a 4,00 m, com madeira de 3a qualidade.	m ³	54,00	13,00	702
2.6	5651	Forma tabua para concreto em fundação c/ reaproveitamento 5x	m ²	77,40	28,06	2171,844
3	Drenagem					
3.1	83665	Fornecimento e instalação de manta bidim rt 14	m ²	180,00	8,48	1526,4
3.2	83667	Camada drenante com areia média.	m ³	18,00	100,93	1816,74
3.3	83670	Tubo PVC dn 75 mm para drenagem - fornecimento e instalação.	m	45,00	38,83	1747,35
Total						92088,09

Com o levantamento de custos realizado, observa-se que a etapa mais onerosa do processo construtivo para os dois muros é a que está relacionada à estrutura, sendo o concreto e o aço os serviços com os valores mais elevados. Em uma visão geral, a estrutura com o maciço de solo areno argiloso, é a que apresenta o custo mais elevado envolvendo todas as etapas.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o surgimento de novas técnicas de contenção que visam o baixo custo, é de grande importância que a escolha do muro de arrimo considere as condições do solo, a disponibilidade de acesso durante e depois da obra, os materiais necessários para execução, entre outros fatores. A partir desta análise, a escolha pode ser feita para a melhor alternativa, e isso não implica que a opção mais econômica seja a melhor decisão. No entanto, toda a logística deve ser analisada.

Este estudo realizou o dimensionamento de um muro de arrimo em concreto armado para dois tipos de solo, desde a concepção das dimensões até a armadura, com o intuito de comparar o comportamento da técnica em relação aos dois tipos de maciços. A análise foi feita para duas situações fictícias, utilizando como material contido areia argilosa e areia pura. A principal diferença observada neste estudo foi a resistência do solo, que alterou os coeficientes de segurança, a estrutura com maior tensão admissível do solo, no caso a areia compacta, resultou em valores elevados no ponto de vista da estabilidade, dessa forma o muro que contem o material arenoso teve dimensões menores e ainda se manteve dentro do padrão de segurança, tornando a estrutura menos onerosa.

Foi escolhido o muro de arrimo em concreto armado como a técnica de contenção por ser uma usual e versátil, podendo ser aplicada em várias situações. A mão de obra especializada se faz necessária pelo elevado número de processos em sua execução.

O detalhamento foi feito para que a montagem da armação seja o mais simples possível, padronizando espaçamentos e bitolas, sempre respeitando as especificações estabelecidas no cálculo e a estabilidade da contenção.

Por fim, o dimensionamento desta técnica pode ser aplicado em estudos ligados a estabilização de encostas.

7.1. Sugestões para trabalhos futuros

- Dimensionar um muro de concreto armado para outras composições de solo.
- Comparar a estrutura dimensionada neste trabalho com outras técnicas de contenção, como por exemplo, muro de concreto ciclópico.
- Dimensionar a estrutura para outros tipos de cargas atuantes, observando o comportamento mediante a alteração de carga.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estabilidade de Encostas**. NBR 11682. Rio de Janeiro, 2009.

_____ - **Execução de tirantes ancorados no terreno**. NBR 5629. Rio de Janeiro, 1996.

_____ - **Projetos de Estrutura de Concreto - Procedimentos**. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.

_____ - **Projeto e execução de fundações**. NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010.

BARONI, Magnos. **Estudo da viabilidade do aproveitamento de pneus inservíveis como material de construção de estruturas de contenção arrimadas**. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, 2007.

BRAGA, Paulo Fernando de Deus da S. **Estabilização de talude através de técnica de solo reforçado – estudo de caso em sumidouro – RJ**. Universidade Federal Fluminense. Niterói, 2014.

CARVALHO, Roberto Chust. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**/ Roberto Chust Carvalho, Jasson Rodrigues de Figueiredo Filho. 4ª edição. São Carlos, 2015.

CINTRA, José Carlos A. **Fundações Diretas: projeto geotécnico**/José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki, José Henrique Albiero. São Paulo: oficina de textos, 2011.

COSTA, Bruno Gomes. **Efeito de translação do centro de rotação na análise de muros de suporte gravíticos fundados em terrenos compressíveis**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal, 2010.

CRAIG, R. F. (Robert F.). **Mecânica dos Solos, 7ª Edição**. Reimpressão, Rio de Janeiro 2011.

DOMINGUES, Paulo César. **Indicação para projeto de muros de arrimo em concreto armado**. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1997.

DER – SP, Diretoria de Engenharia. **Muro de arrimo em sacos de solo – cimento. Especificação Técnica**. Departamento de Estradas e Rodagens – São Paulo, 2006.

EHRlich, M. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução**/ Maurício Ehrlich, Leonardo Becker. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

FDas, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica** / Braja M. Das. Tradução da 7ª edição norte-americana. São Paulo, 2011.

FTOOL – Two – **Dimensional Frame Analysis Tool**. Versão educacional 3.01, 2015.

GEO 5 - Muro de arrimo. **Software geotécnico**. (Versão Demo) 2016.

GEODACTHA. **Executando muro de arrimo em gabiões**. 21 out. 2009. Disponível em: <<http://www.geodactha.com.br/obras/patrimonio1.htm>>. Acessado em: 14/09/2016

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção: Muros de Arrimo**. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. 2008.

LUIZ, Bruna Julianelli. **Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2014.

MACHADO, S. L., MACHADO, M, F. **Mecânica dos Solos II: Conceitos introdutórios**. Material didático. Salvador, 1997

MOTA, Rodrigo Junqueiro. **Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção na cidade de Goiânia – GO**. Universidade de Brasília, 2008.

MACCAFERRI. **CTVA ESSENCIS, Contenção em solo reforçado**. Betim – MG, 2014.

MOLITERNO, Antônio. **Caderno de muros de arrimo**. São Paulo, 1994.

PEDROSO, Emerson Oliveira. **Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos**. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 2000.

PÉREZ MORE, Javier Zenobio. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos**. Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2003.

PREFEITURA DE RIO CLARO. **Trabalho de contenção é feito em diversos pontos do município**. Disponível em: <<http://rioclaro.rj.gov.br/trabalho-de-contencao-e-feito-em-diversos-pontos-municipio>>. Acessado em: 14/09/2016

SANTOS, Daniele Pereira dos. **Estrutura de Contenção em Solo Reforçado**. Escola Politécnica – Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ - 2014.

SECOM (Secretaria Municipal de comunicação). **Prevenção: Prefeito vistoria obras de contenção em áreas de risco**. 27 ago. 2013. Disponível em: <<http://www.maceio.al.gov.br/secom/noticias/prevencao-prefeito-vistoria-obras-de-contencao-em-areas-de-risco/>>. Acessado em: 14/09/2016.

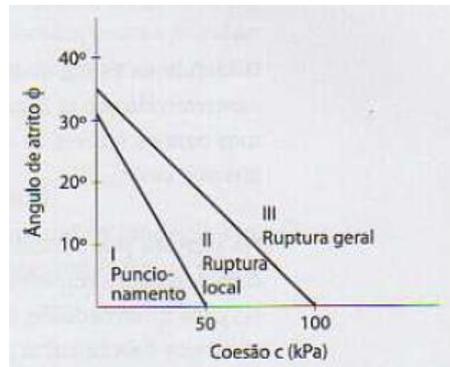
SINAPI. **Sistema nacional de pesquisa de custos e índices da construção civil**. Julho de 2016.

VARELA, Marcio. **Estruturas de Contenção**. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia, Sd.

XAVIER, André de Melo. **Cálculo e detalhamento de muros de arrimo em concreto armado e fundação superficial**. Universidade Federal de São Carlos, 2011.

9. ANEXO

Anexo A – Modos de ruptura.



Fonte: Cintra, 2011.

Anexo B - Fatores de capacidade de carga segundo Vesic.

ϕ°	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\text{tg } \phi$	ϕ°	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\text{tg } \phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00	26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02	27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03	28	25,60	14,72	16,72	0,57	0,53
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05	29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07	30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09	31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11	32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12	33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14	34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16	35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18	36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
11	8,80	2,71	1,44	0,31	0,19	37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21	38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
13	9,81	3,25	1,97	0,33	0,23	39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25	40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27	41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29	42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31	43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32	44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34	45	133,88	134,88	271,75	1,01	1,00
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36	46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38	47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40	48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42	49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45	50	266,89	319,07	752,89	1,20	1,19
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47						

Fonte: Cintra, 2011.

Anexo C - Fatores de Forma de Beer apud Vesic

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1 + (B/L) (N_q/N_c)$	$1 + (B/L) \text{tg } \phi$	$1 - 0,4 (B/L)$
Circular ou Quadrada	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \text{tg } \phi$	0,60

Fonte: Cintra, 2011.

Anexo D - Parâmetros hiperbólicos conservativos dos solos

Classif. Unific. ⁽¹⁾	GC ⁽²⁾ (%)	$\gamma_m^{(3)}$ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	K ⁽⁴⁾	n ⁽⁵⁾
GW, GP SW, SP	105	24	42	0	600	0,40
	100	23	39	0	450	0,40
	95	22	36	0	300	0,40
SM	90	21	33	0	200	0,40
	100	21	36	0	600	0,25
	95	20	34	0	450	0,25
	90	19	32	0	300	0,25
SM-SC	85	18	30	0	150	0,25
	100	21	33	24	400	0,60
	95	20	33	19	200	0,60
	90	19	33	14	150	0,60
CL	85	18	33	10	100	0,60
	100	21	30	19	150	0,45
	95	20	30	14	120	0,45
	90	19	30	10	90	0,45
	85	18	30	5	60	0,45

(1) Classificação do solo pelo sistema unificado; (2) Grau de compactação AASHTO; (3) Peso específico seco máximo

Fonte: Duncan et al (1980) apud Ehrlich, 2009.

Anexo E – Parâmetros do solo

Areias	VALORES DE γ_t (PESO ESPECÍFICO) tf/m^3		
	fofa	medianamente compacta	compacta
seca	1,6	1,7	1,8
úmida	1,8	1,9	2,0
saturada	1,9	2,0	2,1

AREIAS $C = 0$	VALORES DE φ		
	fofa	medianamente compacta	compacta
uniforme*	27°	32°	37°
medianamente uniforme	29°	35°	41°
bem graduada	30°	37°	44°

Fonte: Cintra, 2011.

Anexo F

KMD	KX	KZ	ϵ_c	ϵ_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,000
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,000
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,000
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,000
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,000
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,000
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,3106
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793

Fonte: Carvalho, 2015.