

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Gustavo Brescovit Bertolini

**PROJETO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM DIVISA APÓS
QUEDA DE MURO EM NOVO HAMBURGO – RS**

**Porto Alegre
julho de 2016**

GUSTAVO BRESCOVIT BERTOLINI

**PROJETO DE ESTRUTURA DE CONTEÇÃO EM DIVISA
APÓS QUEDA DE MURO EM NOVO HAMBURGO - RS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da
Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte
dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Prof. Dr. Lucas Festugato
Relator: Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli

Porto Alegre
julho de 2016

GUSTAVO BRESCOVIT BERTOLINI

**PROJETO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM DIVISA
APÓS QUEDA DE MURO EM NOVO HAMBURGO – RS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador.

Porto Alegre, julho de 2017

Prof. Lucas Festugato
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul
Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Dr. pela Concordia University, Canada
Relator

BANCA EXAMINADORA

Prof. Lucas Festugato
(UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Prof. Nilo Cesar Consoli
(UFRGS)
Dr. pela Concordia University - Canada

Marina Bellaver Corte
(UFRGS)
Me. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Duarte e Marli que sempre me apoiaram e me incentivaram e aos meus professores da geotecnia que me transmitiram o conhecimento e paixão pela área.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Dr. Lucas Festugato, orientador deste trabalho, pela confiança em mim depositada, pela oportunidade de ter sido orientado por um profissional de sua envergadura, pelo enorme conhecimento repassado, dedicação e prontidão para elucidar quaisquer que fossem as dúvidas apresentadas. Lhe agradeço por ter sido professor de minha primeira cadeira da geotecnia, com o porquê de todos aqueles proquês instigou nossa busca por conhecimento. Afirmino que és o responsável por despertar meu interesse pela área.

Agradeço a Universidade Federal do Rio Grande do Sul e a seu qualificado corpo docente, que faz este ser um dos melhores cursos de Engenharia Civil do Brasil, pela oportunidade de estudar nesta universidade e por todo conhecimento repassado.

Agradeço a todos os colegas que de alguma forma ajudaram neste trabalho e principalmente aos que me acompanharam em toda esta trajetória dentro e fora da universidade. Nós caímos juntos, nós nos reerguemos juntos e nós comemoramos nossas vitórias juntos. A amizade construída ao longo de toda essa jornada e mais intensamente no final do curso é um dos maiores presentes que esta casa me deu.

Agradeço aos meus pais, Duarte e Marli que sempre acreditaram no meu potencial, me apoiaram e me fizeram seguir em frente nos momentos que queria desistir da engenharia em uma temida “federal”. Sem vocês como meu alicerce minha obra jamais teria saído do chão. E graças a vocês continua subindo.

Agradeço ao professor Dr. Nilo Cesar Consoli por elucidar meus questionamentos sempre que precisei e por todas as aulas de fundações com grande conexão entre prática e teoria, que foram essenciais para realização deste projeto.

Agradeço aos professores Ph.D. Luiz Antonio Bressani, Dr. Andre Cezar Zingano, Dr. Washington Peres Núñez, Ph.D. Fernand Schnaid, pela transmissão de enorme conhecimento e experiência prática, pela ajuda prestada e amizade construída ao longos de tantos semestres.

Por último mas não menos importante, agradeço ao servidor João Nelson Diniz, à Me. Marina Bellaver Corte, aos alunos e pesquisadores do LEGG por toda a ajuda no laboratório. Vocês tornaram possíveis todos os ensaios deste projeto.

-

*“Solos são feitos pela natureza e os produtos
dessa natureza são sempre complexos.
Quando saímos do concreto, do aço e
entramos em solos, a onipotência
das teorias deixa de existir.”*

Karl von Terzaghi

RESUMO

O presente Trabalho de Conclusão de Curso relata um estudo de caso acerca da queda de um muro de arrimo da empresa LLV Metais sobre um pavilhão da empresa Transportadora Nova Luz Ltda., vizinha de fundos. O pavilhão da segunda, foi reconstruído, bem como um muro provisório entre as divisas. Acima do talude que se formou após a queda do muro, encontra-se um grande pavilhão fabril. Com novas chuvas, existe grande risco de novos deslizamentos de terra, apresentando inclusive, ameaça aos colaboradores de ambas empresas. Apresentou-se aqui a descrição do problema, o estudo da geometria envolvida, as principais teorias de empuxo e estabilidade, baseando-se nas estruturas de contenção usuais. Foram apresentados os ensaios de laboratório para obtenção dos parâmetros de solo, utilizados para o cálculo do Empuxo ativo e passivo das duas soluções propostas. A primeira solução baseou-se em um muro de flexão com contrafortes e fundações por estacas construído a frente do muro atual. Esta solução se mostrou inviável devida às elevadas taxas de armaduras necessárias para suportar a carga da poropressão já que a drenagem não pode ser garantida a longo prazo. A segunda solução baseou-se na retirada do muro atual e construção.

Palavras-chave: Estruturas de Contenção. Queda de Muro. Estabilidade. Análise Geotécnica.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Muro de peso ou gravidade em concreto ciclópico e alvenaria de pedras.....	19
Figura 2 – Sequência de fotos do talude existente ao lado da queda de muro.....	19
Figura 3 – Talude localizado ao lado da queda da estrutura de contenção.....	20
Figura 4 – Encosta formada após queda de muro.....	20
Figura 5 – Geometria da encosta.....	21
Figura 6 – Muro provisório construído na divisa e reconstrução do galpão atingido.....	21
Figura 7 – Acesso de máquinas ao local de construção da estrutura	22
Figura 8 – Muro de peso ou gravidade.....	23
Figura 9 – Muro de contenção de pedras secas	24
Figura 10 – Muro de pedra argamassada.....	24
Figura 11 – Muro de concreto ciclópico.....	25
Figura 12 – Muro de gabiões com degraus externos e internos.....	27
Figura 13 – Muro de gabião tipo caixa	28
Figura 14 – Montagem do muro tipo Crib-Wall	28
Figura 15 – Esquema de muro de solo reforçado	29
Figura 16 – Muro de flexão	30
Figura 17 – Muro de flexão com contraforte	30
Figura 18 – Muro de flexão pré-moldado	31
Figura 19 – Cortina atirantada	32
Figura 20 – Exemplo de tirante	32
Figura 21 – Solo grampeado	33
Figura 22 – Estacas prancha não ancoradas	34
Figura 23 – Estacas prancha atirantadas	34
Figura 24 – Estacas estroncadas	35
Figura 25 – Estacas raiz.....	34
Figura 26 – Ferramenta de escavação tipo Clam-Shell.....	36
Figura 27 – Parede de diafragma atirantada.....	37
Figura 28 – Parede de diafragma estroncada.....	40
Figura 29 – Classificação das teorias do estado limite.....	40
Figura 30 – Relação entre movimento do muro e o coeficiente de empuxo do solo	40
Figura 31 – Diagrama da distribuição do σ_h no solo.....	42

Figura 32 – Esquema gráfico da teoria de Coulomb.....	44
Figura 33 – Principais tipos de ruptura de estruturas de contenção	45
Figura 34 – Escavação para retirada de corpo de amostra indeformada de solo.....	47
Figura 35 – destorroamento da amostra de solo seco para análise granulométrica.....	48
Figura 36 – Estufa mantida em 60°C para secagem de amostra.....	49
Figura 37 – Pesagem de corpo de prova de volume conhecido.....	51
Figura 38 – Anel de <i>Nylon</i> e Relógio comparador para medir deflexões.....	53
Figura 39 – Corpo de prova rompido no ensaio de compressão simples.....	54
Figura 40 – Corpo de prova submetido à compressão diametral.....	55
Figura 41 – Momento da ruptura do corpo de prova submetido à compressão diametral	56
Figura 42 – Envoltória de Mohr-Coulomb baseada no círculo de Mohr da tensão de ruptura e ensaios de compressão não confinada.....	57
Figura 43 – (a) geometria de projeto da proposta 1; (b) considerações de sobrecarga; (c) empuxo ativo atuante com N.A. na cota de 7m; (d) geometria de projeto da proposta 2 e sobrecarga da edificação; (e) empuxo ativo atuante sem N.A e altura de 9m.....	61
Figura 45 – Perfurador de solo Bristol PS-06.....	62
Figura 46 – Primeira proposta de estrutura – Pilares de concreto armado com contrafortes e estacas.....	63
Figura 47 – Segunda proposta de estrutura de contenção – muro do tipo gabião.....	64
Figura 48 – (a) carregamentos horizontais, (b) momento fletor nos pilares, (c) cargas nas estacas.....	67
Figura 49 – Ponto de aplicação da carga N.....	67
Figura 50 – Distribuição das tensões na base da estrutura de contenção conforme valor da excentricidade. (a) para valores de excentricidade menores que $B/6$ e (b) para excentricidade maior que $B/6$	64

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dimensões padrão de gabiões caixa.....	27
Tabela 2 – Resultados do ensaio de granulometria.....	48
Tabela 3 – umidade natural da amostra de solo.....	50
Tabela 4 – umidade das amostras após imersão de 24 horas.....	50
Tabela 5 – peso específico natural do solo indeformado.....	51
Tabela 6 – Peso específico do solo indeformado saturado.....	52
Tabela 7 – Cálculo de resistência à compressão simples dos corpos de prova CP 1, CP 2 e CP 3.....	54
Tabela 8 – Cálculo de resistência à compressão diametral nos corpos de prova CP 4, CP5, CP 6 e CP 7.....	56

LISTA DE SÍMBOLOS

a = adesão entre solo e muro

A_s = armadura principal de pilar de concreto armado

A_s' = armadura de compressão de pilar de concreto armado

A_t = área da seção transversal em m^2

B = largura da base do muro

c = coesão do solo (kPa)

c' = coesão efetiva do solo (kPa)

c^* = coesão reduzida do solo (kPa)

C_a = carga de deflexão no anel

C_t = carga total de compressão em kgf

d = diâmetro do corpo de prova

d = distância de aplicação da reação N

e = excentricidade da reação

E_a = empuxo ativo (kPa)

E_p = empuxo Passivo (kPa)

F_d = coeficiente de segurança contra o deslizamento para solos coesivos

F_f = coeficiente de segurança contra sobrecarga na fundação

F_t = coeficiente de segurança contra o tombamento para solos coesivos

H = altura da estrutura (m)

h = umidade da amostra (%)

H_1 = altura do baricentro do empuxo causado pelo solo e pela poropressão em uma estrutura de 7m de altura

H_2 = altura do baricentro do empuxo causado pelo solo em uma estrutura de 9m de altura

H_3 = altura do baricentro do empuxo causado pela sobrecarga de 34kPa

H_4 = altura do baricentro do empuxo causado pela sobrecarga de 20kPa

H_w = nível d'água (m)

K_a = coeficiente de empuxo ativo

K_a = coeficiente de empuxo ativo

K_p = coeficiente de empuxo passivo

l = comprimento do corpo de prova

M_1 = massa da cápsula com solo úmido

M_2 = massa da cápsula com solo seco

M_3 = massa da cápsula vazia

M_{est} = Momento estabilizante

M_{inst} = Momento instabilizante

N = peso do muro para uma fatia de 1m

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga

q_t = resistência à tração por compressão diametral

q_u = tensão máxima de compressão em kPa

S_c, S_q, S_γ = fatores de forma

TC = peso do *Top Cap* em kgf

T_d = resistência disponível ao deslizamento

u : Poropressão (kN/m^2)

x = leitura máxima no relógio comparador

z : Profundidade (m)

γ = Peso específico do solo (kN/m^3)

γ_{nat} = Peso específico natural do solo (kN/m^3)

γ_{sat} : Peso específico do solo saturado (sólidos + água) (kN/m^3)

γ_w : Peso específico da água (kN/m^3)

δ = ângulo de atrito entre solo e muro

σ'_v = tensão vertical efetiva (kN/m^2)

σ_b = tensão efetiva ao nível da base

σ_h = tensão horizontal (kN/m)

σ_{lim} = tensão máxima suportada pelo solo

$\sigma_{\text{máx}}$ = tensão máxima na fundação

$\sigma_{\text{mín}}$ = tensão mínima na fundação

σ_v : Tensão Vertical Total (kN/m^2)

ϕ = ângulo de atrito interno do solo, em graus

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo, em graus

ϕ^* = ângulo de atrito reduzido do solo, em graus

SUMÁRIO

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL.....	1
1 INTRODUÇÃO	16
2 DIRETRIZES DA PESQUISA.....	17
2.1 QUESTAO DE PESQUISA	17
2.2 OBJETIVO DE PESQUISA.....	17
2.2.1 Objetivo Principal	17
2.2.2 Objetivos específicos.....	17
2.3 DELIMITAÇÕES.....	17
2.4 LIMITAÇÕES	18
2.5 DELINEAMENTO.....	18
3 OBJETO DE ESTUDO	19
4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	23
4.1 MURO DE PESO OU GRAVIDADE	23
4.1.1. Muros de Pedra Seca	24
4.1.2. Muros de Pedra Argamassada	24
4.1.3 Muros de Concreto Ciclópico	25
4.1.4 Muros de Gabião Tipo Caixa	26
4.1.5 Muros Tipo Crib-Wall	28
4.1.7 Muros de Arrimo de Flexão.....	29
4.2 ESTRUTURAS COM GRANDE RESTRIÇÃO AO DESLOCAMENTO	31
4.2.1 Cortinas de Concreto Armado Atirantadas.....	31
4.2.3 Cortina de estacas prancha.....	33
4.2.4 Paredes de diafragma atirantadas	36
5 SOLICITAÇÕES ATUANTES	38
5.1 TENSÃO EFETIVA.....	38
5.2.1. Teoria de Rankine	41
5.3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	45
5.3.1 Deslizamento Sobre a Base	45
5.3.3 Ruptura da Fundação ou Recalque Excessivo	46
5.3.4 Rompimento de Tirantes.....	46
6 CARACTERIZAÇÃO E DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO	47
6.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	47
6.1.1 Análise granulométrica	48
6.1.2 Umidade natural do solo amostrado.....	49

6.1.3 Umidade dos corpos de prova após 24 horas de imersão.....	50
6.1.4 Peso específico natural do solo indeformado	51
6.1.5 Peso específico do solo indeformado saturado (imersão de 24 horas)	52
6.1.6 Ensaio de compressão simples e de compressão diametral	52
6.2 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO	57
7 ANÁLISE DO MODELO DE ESTABILIDADE DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	59
7.1 CÁLCULO DE EMPUXO DE SOLO ATUANTE NA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	59
7.2 PROPOSTA DE SOLUÇÃO.....	62
7.3 CÁLCULO DE ESTABILIDADE DAS SOLUÇÕES PROPOSTAS.....	63
7.3.1 Verificação da estabilidade ao tombamento	64
7.3.2 Verificação ao deslizamento sobre a base	65
7.3.3 Verificação da pressão aplicada na fundação	66
8 CONCLUSÃO.....	70

1 INTRODUÇÃO

Em áreas urbanas onde há ocupação demográfica intensa, os espaços não podem ser desperdiçados. A busca por espaço leva a construção em lugares cada vez menos privilegiados, como edificações em encostas e morros. Para a melhor utilização dos mesmos, a terraplanagem é amplamente utilizada, e a intervenção humana perto das divisas é sempre um ponto crítico. Quando não é levada em consideração a topografia ampla do espaço e a sua condição geológica, a possibilidade de ocorrência de acidentes aumenta consideravelmente.

E esse tipo de ocorrência, nos leva ao estudo, análise e solução do presente trabalho de conclusão. Situação em que fora feito o corte em um talude entre dois terrenos de cotas com diferenças de 8,5m em divisa entre duas unidades fabris com grande número de colaboradores. Posteriormente se deu a construção de um muro de arrimo nesta divisa sem o devido projeto. Em setembro de 2015, em uma época de intensas chuvas, ocorreu o rompimento do muro ocasionado a queda de uma grande massa de solo, causando grandes danos aos dois pavilhões e riscos a diversos colaboradores.

Após o incidente foi construída uma estrutura de contenção semelhante a anterior, novamente sem cálculos geotécnicos ou estruturais. O pavilhão também foi reconstruído, o que somados levaram a dificuldade de acesso ao local.

Se fez aqui o estudo das estruturas de contenção típicas e teorias de estabilidade mais usuais. A fins de estudo de caracterização do solo, amostras de solo indeformado foram coletadas em um ponto próximo da região de ruptura e analisadas em laboratório. A partir destas análises foram encontrados ainda o ângulo de atrito interno e a coesão do solo, dos quais se deram necessários para os cálculos de estabilidade das estruturas propostas. Ao final, se fez a análise da melhor alternativa para o problema em questão.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens – questão, objetivo, pressupostos, delimitações, limitações e delineamento de pesquisa.

2.1 QUESTAO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: qual projeto de estrutura de contenção que atende às necessidades dos utilizadores, às limitações financeiras e construtivas, e atenda aos critérios de estabilidade e servicibilidade através dos métodos consagrados na literatura?

2.2 OBJETIVO DE PESQUISA

Os objetivos são classificados como principal e específicos como segue.

2.2.1 Objetivo Principal

O objetivo principal deste trabalho de conclusão é a elaboração de projeto de estrutura de contenção para ser implantada em divisa entre dois terrenos com desnível de 8,5 metros, onde já ocorreu um desabamento anterior, no município de Novo Hamburgo,RS.

2.2.2 Objetivos específicos

- a) Apresentar tipos de estruturas e bases de cálculos;
- b) Fazer a caracterização geométrica do estudo em questão;
- c) Determinar as solicitações de empuxo atuantes;
- d) Determinar os parâmetros de resistência do solo envolvido no problema;
- e) Dimensionar estruturas de contenção típicas para o problema.

2.3 DELIMITAÇÕES

Este projeto é delimitado ao muro de arrimo a ser construído na região onde houve queda da estrutura de contenção entre a divisa de duas fábricas, em Novo Hamburgo, RS. A primeira parte engloba o reconhecimento do local, análise geométrica do problema, apresentação e

características dos principais tipos de muros de arrimo e equação teórica de bases de cálculo.

A segunda parte delimita-se ao reconhecimento do solo da região, com investigações preliminares acerca do deslizamento ocorrido, ensaios de laboratório para caracterização do solo e por último o cálculo de dimensionamento de estruturas de contenção de acordo com a solução escolhida.

2.4 LIMITAÇÕES

São limitações do terreno objeto de estudo:

- a) Inexistência de ensaio NSPT no terreno em questão;
- b) Possíveis técnicas e ferramentas a serem utilizadas, levando em conta o difícil acesso ao local - devido a desníveis do terreno, existência de edificações por ambos os lados do local de estudo -, e limitações financeiras.
- c) Dimensionamento básico de estrutura de contenção que atenda as exigências requeridas e de prazo de realização razoável.

2.5 DELINEAMENTO

Este trabalho segue as etapas a seguir:

- a) Pesquisa bibliográfica;
- b) Apresentação dos elementos gerais do projeto;
- c) Introdução da geometria da encosta em questão;
- d) Apresentação dos principais tipos de estruturas de contenção;
- e) Fundamentação das teorias de estabilidade mais usuais;
- f) Coleta de amostras de solo e realização de ensaios de laboratório;
- g) Escolha de estrutura de contenção que atenda as exigências do estudo em questão;
- h) Cálculo básico de dimensionamento de estrutura de contenção para o problema;
- i) Considerações finais da pesquisa.

3 OBJETO DE ESTUDO

O presente trabalho apresenta um estudo de caso acerca da queda de um muro de arrimo de 8,50 metros de altura da empresa LLV, endereço R. Dr. João Daniel Hilebrand, 74, bairro Rondônia, Novo Hamburgo – RS, sobre um pavilhão da empresa Transportadora Nova Luz, estabelecida na R. Joaquim José da Silva Xavier, 270, bairro Rondônia, Novo Hamburgo – RS, localizada aos fundos, em cota mais baixa (figura 1).

Figura 1 – Localização. (1) Empresa LLV Metais; (2) Empresa Transportadora Nova Luz; (3) Local da queda do muro de arrimo



(fonte: adaptado de Google Maps 09/2016)

Inicialmente, a jusante do muro da divisa entre as duas empresas havia um talude de aproximadamente 20 graus de inclinação e 7 metros de altura, como o existente no local (4) demarcado na figura acima, conforme mostra a sequência seguir (figura 2 e figura 3).

Figura 2 – Sequência de fotos de A a D, demonstra o local do talude existente ao lado da queda de muro



(fonte: registrada pelo autor em 7/2016).

Figura 3 – Talude de 7 metros de altura e aproximadamente 35° de inclinação, ao lado da estrutura de contenção que rompeu. No local da estrutura havia um talude semelhante porém de menor inclinação



(fonte: registrada pelo autor em 7/2016).

O pavilhão foi reconstruído, bem como um muro provisório entre as divisas. Acima da encosta que se formou após a queda do muro, encontra-se uma pequena estrutura, e logo atrás um grande pavilhão fabril. Com novas chuvas, existe grande risco de novos deslizamentos de terra, apresentando inclusive, ameaça aos colaboradores de ambas as empresas (figura 4).

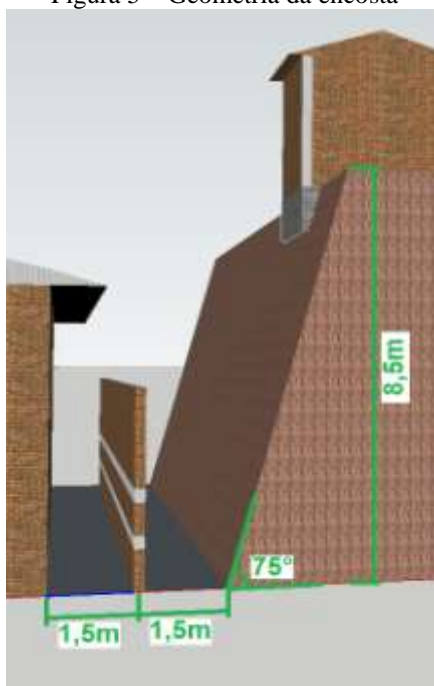
Figura 4 – Encosta formada após queda de muro



(fonte: registrada pelo autor em 7/2016)

Apresenta-se aqui a descrição do problema, o estudo da geometria envolvida (figura 5 e 6), as estruturas de contenção usuais, as principais teorias de empuxo e estabilidade.

Figura 5 – Geometria da encosta



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6 – Muro provisório construído na divisa e reconstrução do galpão atingido



(fonte: registrada pelo autor em 07/2016)

Um dos fatores limitantes do projeto é o acesso ao local. Através do terreno de cota mais baixa, o pavilhão foi feito antes da construção do novo muro, o que impede o acesso de

máquinas de maior porte. Pelo terreno a montante, de um dos lados há edificação até a divisa lateral, sendo possível o acesso apenas pelo lado direito do terreno (local 5 da figura 1), porém este é bastante íngreme e com densa vegetação (figura 7).

Figura 7 – Único acesso de máquinas ao local de construção da estrutura



(fonte: registrada pelo autor em 07/2016)

4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Para a estabilização de encostas existem dois tipos básicos de solução. O primeiro consiste em criar uma encosta de solo com geometria e estabilidade projetadas, seja por corte ou reaterro da seção original, na qual denomina-se talude. Se esta solução não for possível, devido a falta de espaço para o ângulo de inclinação necessário para assegurar estabilidade ou solo pouco competente, utiliza-se uma estrutura artificial chamada de muro de arrimo.

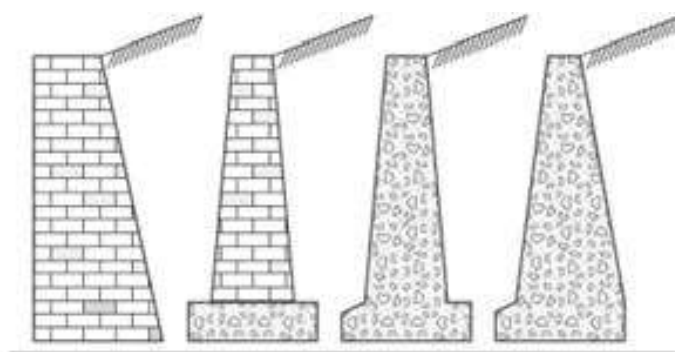
Os fatores imprescindíveis na escolha do tipo de contenção são o tipo de solo a ser contido, geometria do espaço disponível para a construção da estrutura, identificação da presença de lençol freático, cargas, sobrecargas, capacidade de fundação do solo, material, verba e prazos disponíveis.

As estruturas de contenção ou de arrimo, segundo Barros (2011), são obras civis que objetivam prover a estabilidade necessária contra a ruptura de maciços de rocha ou solo. Para entendermos melhor esta técnica apresenta-se a seguir os tipos de estruturas de contenção mais usuais.

4.1 MURO DE PESO OU GRAVIDADE

Segundo Marchetti (2008), nesta tipo de solução construtiva, a reação ao empuxo do solo se dá pelo próprio peso da estrutura com o atrito da base (Figura 8).

Figura 8 – Muro de peso ou gravidade em concreto ciclópico e alvenaria de pedras



(fonte: MARCHETTI, 2008)

Os tipos básicos de muros de gravidade são apresentados à seguir.

4.1.1. Muros de Pedra Seca

De acordo com Jesus (2013), esta é a técnica mais simples de ser executada, todavia, não aplicável a estruturas de contenção com 2 m ou mais de altura. São construídos basicamente de forma manual, onde rochas de tamanhos similares são encaixadas umas sobre as outras sem nenhum tipo de ligante cimentício. Mantém a estabilidade apenas pelo atrito entre as rochas. A grosso modo, a base mede aproximadamente a metade da altura da estrutura.

Conforme Mattos (2009), se trata de uma estrutura autodrenante, não sendo necessária a projeção nenhum dispositivo drenante. Ainda, por ser construído unicamente com rochas, tem-se o baixo custo.

Abaixo, um exemplo de estrutura de contenção em pedra seca (figura 9).

Figura 9 – Muro de contenção de pedra seca



(fonte: adaptado de <http://minaduveioso.blogspot.com.br/> em 8/16)

4.1.2. Muros de Pedra Argamassada

Este tipo de estrutura de contenção segue a mesma sistemática do muro de pedra seca, porém conforme Carvalho (1991), utiliza-se argamassa entre as pedras como elemento adesivo. A aderência interior é aumentada se comparada a técnica supracitada, porém a argamassa fecha os espaços entre as rochas evitando a percolação de água. Sendo assim, faz-se necessário a utilização de drenos no tardoz. Na figura 10, apresenta-se um exemplo de muro de pedra argamassada.

Figura 10 – Muro de pedra argamassada



(fonte: adaptado de fotolia.com em 08/2016)

4.1.3 Muros de Concreto Ciclópico

A construção deste tipo de muros de arrimo se diferencia basicamente do muro de pedra argamassada pela existência de gabarito de madeira ou aço, o qual serve de molde, para o encaixe das rochas. Segundo Soares (2012), a correlação típica entre largura da base é de metade da altura da estrutura.

Este tipo de estrutura, torna-se inviável para estruturas acima de 5 m de altura, pois a largura da base necessária para suportar o empuxo ativo se torna muito grande, elevando demasiadamente o custo a obra. Estas estruturas são passíveis de recalque, e por este motivo, de acordo com Barros (2011), é indicado ângulo de inclinação de 2° a 6° em direção ao reaterro.

Muro de concreto ciclópico não são auto-drenantes. A fim de que se conserve o terreno o mais enxuto possível, e não provocar deslocamentos por excesso de poropressão, deve-se atentar para detalhes construtivos da drenagem, conforme Moliterno (1983). Na figura 11 segue um exemplo de muro de concreto ciclópico.

Figura 11 – Muro de concreto ciclópico



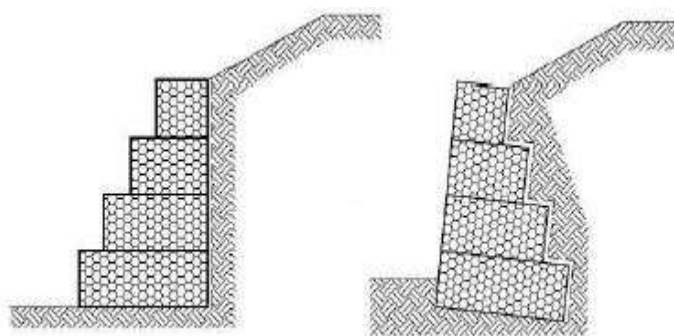
(fonte: <http://aconstrutoravion.blogspot.com.br> em 08/2016)

4.1.4 Muros de Gabião Tipo Caixa

Gabiões tipo caixa são muros de gravidade muito empregados atualmente e com uma crescente demanda. Conforme Barros (2011), a origem do mesmo remete à Itália, no final do século XIX, tendo sido introduzida no Brasil, nos anos de 1970.

Este método construtivo consiste em elementos metálicos confeccionados em telas (malha exagonal), preenchidas manualmente com rochas. Cada caixa é ligada a próxima através de uma costura de arame entre todas as arestas. As caixas são sobrepostas formando uma espécie de escada, que pode ter degraus para dentro ou para fora. Devido ao grande peso destas estruturas e possíveis recalques na fundação, recomenda-se montagem com ângulo de 6° de inclinação em direção ao tardo, para que caso ocorra o movimento, o mesmo não apresente risco de queda para os usuários. A seguir tem-se um esquema de gabião com degraus internos ou externos (figura 12). Para muros com mais de 5m, recomenda-se montagem com degraus externos, para que o centro de gravidade da estrutura se localize dentro do maciço (BARROS 2011).

Figura 12 - Muro de gabiões com degraus externos e com degraus internos



(fonte: figura 2.3.2 Obras de Contenção, Barros, 2011)

As rochas de preenchimento não devem nunca ter diâmetro inferior a menor dimensão da malha exagonal. A malha de aço deve ter elevada resistência mecânica, elevada resistência a corrosão, boa flexibilidade e não se desfiar facilmente.

Os gabiões caixa são padronizados, com comprimentos múltiplos de 1m até o limite de 4m, com exceção do gabião de 1,5m. A largura é sempre de 1m e a altura pode ser de 0,5m ou 1m, conforme a tabela a seguir (tabela 1).

Tabela 1- dimensões padrão de gabioes caixa

Gabiões Caixa com Diafragmas				
Dimensões Padrão			Volume [m ³]	Diafragmas
Comprimento [m]	Largura [m]	Altura [m]		
1,50	1,00	0,50	0,75	-
2,00	1,00	0,50	1,00	1
3,00	1,00	0,50	1,50	2
4,00	1,00	0,50	2,00	3
1,50	1,00	1,00	1,50	-
2,00	1,00	1,00	2,00	1
3,00	1,00	1,00	3,00	2
4,00	1,00	1,00	4,00	3

. (fonte: tabela 2.4.1 Obras de Contenção, Barros, 2011)

Muros de gabiões caixa são permeáveis, com índice de vazios de até 30%, permitindo assim escoamento do solo contido, diminuindo o aumento da poropressão pela água (CARVALHO, 1991). Porém, faz-se necessário um eficiente sistema drenante, sendo indispensável a utilização de mantas geotêxteis na face do tardoz, para que a água que percola o muro não carregue finos que possam vir a colmatar os vazios e diminuir a capacidade de drenagem da mesma Barros (2011).

Para o enchimento de cada fileira de caixa com rocha, deve-se fazer o uso de um gabarito externo de madeira, conforme a figura abaixo (figura 13)

Figura 13 – Montagem de gabião caixa



(fonte: <https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/39-execucao-de-estruturas-em-gabiao> em 8/16)

4.1.5 Muros Tipo Crib-Wall

São construídos através do encaixe de estruturas pré-moldadas de concreto armado, aço ou madeira. As camadas são montadas perpendicularmente entre si, propiciando o intertravamento das mesmas (CARVALHO 1991), conforme demonstra figura a seguir (figura 14):

Figura 14 – Montagem de muro tipo crib-wall



(fonte <http://www.retainingsolutions.com.au/retaining-walls/concrete-crib-walls> em 08/16)

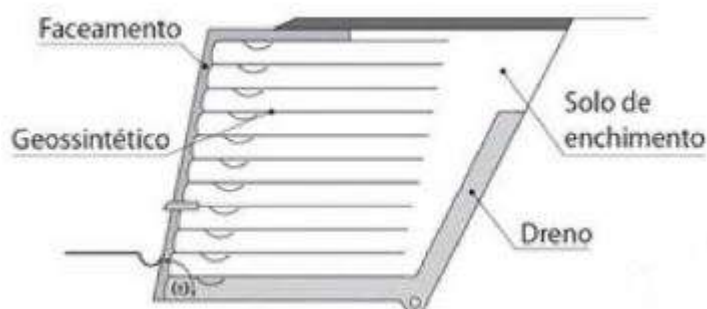
Estas estruturas conseguem ser bastante resistentes a recalques. O passo seguinte é o preenchimento interno da estrutura com rocha, analogamente ao muro de gabião. A Altura

deste tipo de estrutura pode chegar aos 20m. Faz-se necessária drenagem no tardo da estrutura da mesma forma que as estruturas de gabiões.

4.1.6 Muros de solo reforçado

Muro de solo reforçado consiste em na técnica de adicionar ao solo um elemento que aumente sua resistência a tração, diminuindo deformações e aumentando a estabilidade do maciço. Tais elementos resistentes à tração podem ser de materiais naturais ou sintéticos, variando as técnicas desde mantas envoltas em camadas de solo como pequenos pedaços de geossintéticos (BORGES, 1995).

Figura 15 – Esquema de muro de solo reforçado



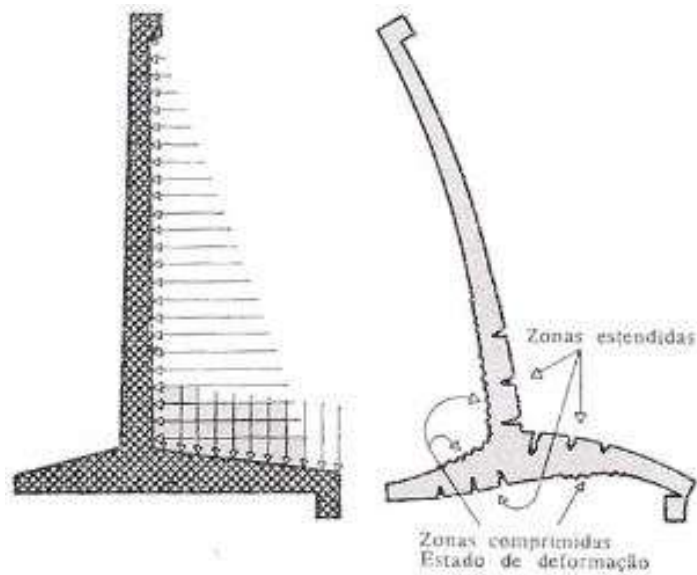
(EHRLICH e BECKER, 2009)

4.1.7 Muros de Arrimo de Flexão

Muros de flexão são construídos de concreto armado, normalmente em forma de T ou L e têm sua estabilidade assegurada pelo peso do reaterro, funcionando assim como um muro de gravidade, segundo Moliterno (1982).

Através da adição da armadura, se consegue uma estrutura esbelta, porém se torna pouco viável para alturas maiores que 7 metros devido as tensões na parte inferior da estrutura (Figura 16).

Figura 16 – Muro de flexão



(fonte: <http://acropoleengenharia.com.br/dicionario.html> 10/2016)

Para estruturas com mais de 7 metros de altura, normalmente se utiliza contrafortes, ou gigantes, para aumentar a rigidez e diminuir o momento fletor na base da estrutura. A seguir apresenta-se três variações de muros de flexão com contrafortes (Figura 17).

Figura 17 – Muros de Gravidade com Contrafortes

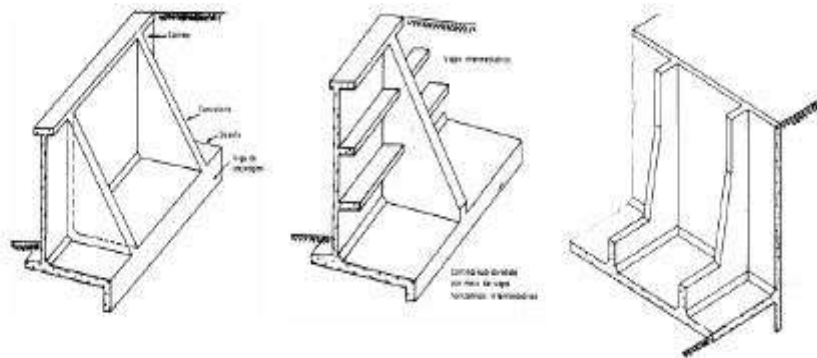


Figura 4a Gigantes do lado da terra Figura 4b Gigantes/vigas do lado da terra Figura 4c Gigantes do lado externo

(fonte: adaptado de Moliterno, 1982)

Os muros de flexão também podem ser de concreto pré-moldado, das mais variadas formas, como exemplificado na figura 18.

Figura 18 – Muro de Flexão Pré-Moldado



(fonte: <http://www.premoldadosdeconcreto.com/p/construcao-pre-moldada-de-concreto.html> em 10/2016)

4.2 ESTRUTURAS COM GRANDE RESTRIÇÃO AO DESLOCAMENTO

Estruturas com grande restrição ao deslocamento são normalmente empregadas quando o solo em questão é pouco competente, ou a altura do muro é muito elevada, quando há limitações de espaço para escavação ou ainda quando não há a possibilidade de aplicar o processo de escavar e posteriormente reaterrar, seja novamente pelo solo pouco competente ou pela estrutura de contenção estar muito próxima de edificações, ou ainda por algum elemento que não possa haver recalque. Abaixo seguem os tipos mais usuais de estruturas de contenção com restrição ao deslocamento muito reduzida.

4.2.1 Cortinas de Concreto Armado Atirantadas

Usualmente utilizadas para contenção de encostas ou subsolos, são estruturas de concreto armado que trabalham em conjunto com tirantes. De acordo com More (2003), normalmente se utiliza esta solução para conter esforços horizontais muito elevados, ainda quando se procura o menor deslocamento e recalque do solo possíveis ou bem como quando o solo ou maciço são pouco competentes.

Basicamente o muro de concreto é “empurrado” contra o solo através da protensão dos tirantes injetados no solo. Na figura 19 apresenta-se um exemplo de cortina atirantada.

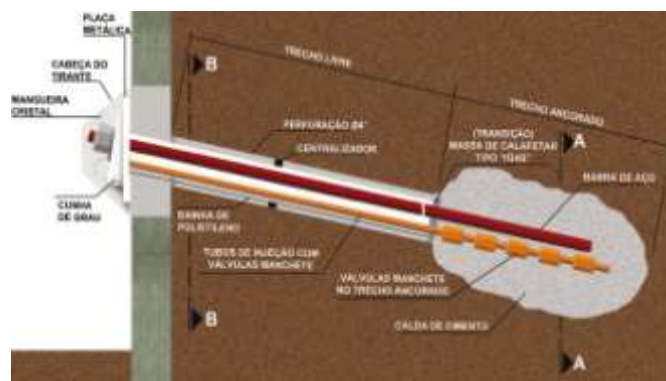
Figura 19 – Cortina Atirantada



(fonte: <http://sete.eng.br/> em 10/2016)

Normalmente os tirantes são compostos por cabos de aço ou monobarras. Uma das extremidades, chamada de cabeça, suporta a estrutura, e é fixada através de porca, placa de apoio, cunha de grau e bloco de ancoragem (More, 2003). A outra extremidade é conhecida como trecho ancorado e recebe a nata de cimento, sendo a responsável pela ancoragem da estrutura ao maciço, conforme esboço abaixo (figura 20). Após injeção das camadas de nata de cimento, se dá a protensão, onde através de tensão normal no tirante, a cortina de concreto faz pressão ativa contra o solo.

Figura 20 - Exemplo de Tirante



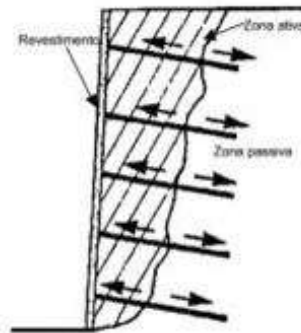
(fonte: <http://www.geofund.com.br/> em 10/2016)

A estrutura de concreto armado da cortina pode ainda ser concretada *in situ*, pré-moldada ou executada com concreto projetado.

4.2.2 Solo Grampeado

Quando não há a protensão nos tirantes o sistema se chama solo grampeado. No caso desta alternativa, os grampos só causam reação na estrutura quando a mesma apresentar deslocamento (figura 21). Por outro lado, é uma solução com um custo sensivelmente menor ao atirantamento, devido a falta de protensão, reforços na estrutura e grampos serem mais simples.

Figura 21 – Solo Grampeado

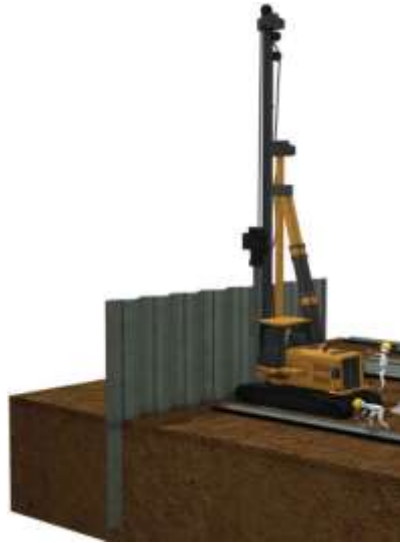


(fonte: adaptado de Springer, 2001)

4.2.3 Cortina de estacas prancha

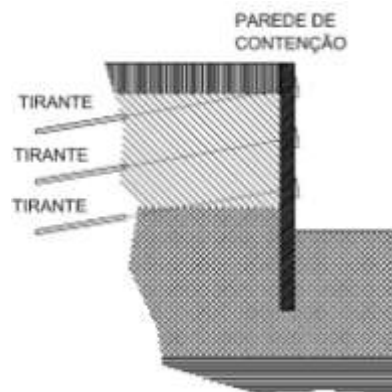
Estacas prancha são perfis de madeira, concreto armado, concreto protendido ou metálicas que são cravados no solo, justapostos, formando uma cortina de contenção. Podem ser não ancoradas (figura 22) - onde a estabilidade se dá pela profundidade de cravação da ficha -, ou do tipo ancoradas ou atirantadas (figura 23) onde tirantes são os responsáveis pela estabilidade da estrutura em suportar o maciço, ou, ainda, do tipo estroçadas (figura 24) - onde através de estroçadas uma cortina se apoia à oposta -, conforme Yassuda (1998).

Figura 22 – Estacas prancha não ancoradas



(fonte: <http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/3/artigo215092-1.aspx> em 10/2016)

Figura 23 – Estacas pranchas atirantadas



(fonte: adaptado de <http://docplayer.com.br/docs-images/35/17283370/images/14-0.png> em 10/2016)

Figura 24 – Estacas estroncadas



(fonte: <http://wwwo.metallica.com.br/> em 20/10/2016)

4.2.3 Cortina de Estacas Tipo “Raiz”

Esta técnica consiste em furos justapostos com roto-percussão, com diâmetros usuais até 50 cm. Ainda segundo Alonso (1998), trecho em solo sem auto suporte utiliza-se revestimento através de tubo metálico. Posteriormente, é feita a lavagem do furo com água e então inserida a armadura. Então é feita a concretagem, expulsando a água de dentro do furo, e por último é retirada a tubulação. Esta técnica é indicada para locais onde o acesso é limitado para máquinas de maior porte, como hélice contínua, onde o solo é rochoso, e onde não se pode haver vibrações da cravação de estacas.

Figura 25 – Estacas Raiz



(fonte: www.egbarreto.com.br/ em 10/2016)

4.2.4 Paredes de diafragma atirantadas

A utilização desta técnica é de certa forma uma evolução das cortinas com estacas justapostas. Através da ferramenta conhecida como clam-shell (figura 26), propicia-se a escavação de um muro contínuo no subsolo. Este equipamento pode variar de 0,30 a 1,20 metros de espessura e de 1,50 a 3,00 metros de largura. Concomitantemente à escavação se dá a injeção de lama bentonítica, que é filtrada e retroalimenta a escavação para tirar partículas de areia e solo de dentro da mesma, tendo a função de estabilização das paredes da escavação. A estrutura propriamente dita, é constituída de concreto armado e pode ser concretada *in situ* ou com seções pré-moldadas. No caso das primeiras, o procedimento é semelhante ao de estacas raiz. Em seções pré-moldadas cada parte da estrutura é colocada justaposta a outra dentro da escavação expulsando a lama bentonítica. Normalmente conforme se dá a escavação do paramento externo, jusante à parede, se aplica o atirantamento da estrutura (FILHO, VELLOSO, 2009).

Figura 26 – Ferramenta de Escavação tipo Clam-Shell



(adaptado de <https://www.ufrgs.br/eso/content/up/032.jpg> em 10/2016)

Figura 27 – Parede de Diafragma Atirantada



(fonte: www.ufrgs.br/eso/content/?p=558 em 10/2016)

Analogamente a estruturas do tipo cortina, as paredes de diafragma são comumente estorcidas (figura 28).

Figura 28 – Parede de Diafragma Estorcida



(fonte: <http://www.cimentoitambe.com.br/> em 10/2016)

5 SOLICITAÇÕES ATUANTES

Segue abaixo as solicitações atuantes na estrutura, elucidadas nos itens seguintes.

5.1 TENSÃO EFETIVA

O princípio da tensão efetiva no solo foi apresentado em 1923 por Terzaghi. A relação intuitiva baseada em dados experimentais demonstrou a importância das forças transmitidas através do esqueleto do solo de uma partícula para outra (Craig, R. F., 2013, p.58)

Conforme Pinto (Carlos Souza, 1933), para a aplicação da Mecânica dos Solos, deve ser levado em consideração as tensões atuantes. Partindo do pressuposto que o solo seja um conjunto de partículas, as forças aplicadas são transmitidas de partícula a partícula, além de água e vazios. As forças entre partículas são aleatórias, todavia a transmissão é dada pelos contatos, e, portanto, independentemente do caso, em áreas muito reduzidas em relação à área total do problema. Se for feito um corte horizontal passando pelo contato das partículas, nota-se que estes representam apenas de 1 a 3 % da área da seção transversal. Para a aplicação prática, seria impossível mensurar a tensão entre partículas levando em consideração apenas os pontos de contato.

Ratificando os conceitos abordados por Pinto (1933), Craig (2007) sugere que considerando uma massa de solo com superfície horizontal e com nível do lençol freático na superfície, a tensão vertical total a uma profundidade z é igual ao peso de todo o material (solo + água) por unidade de área. Elucidado pela equação abaixo:

$$\sigma_v = \gamma_{sat} \cdot z \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

σ_v : Tensão Vertical Total (kN/m^2)

γ_{sat} : Peso específico do solo saturado (sólidos + água) (kN/m^3)

z : Profundidade (m)

Ainda segundo Craig (2007), a pressão da água nos poros a qualquer profundidade será hidrostática, uma vez que o espaço entre partículas se mantém constante. Assim, em uma profundidade z , a poropressão segue a equação a seguir.

$$u = \gamma_w \cdot z \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

u : Poropressão (kN/m^2)

γ_w : Peso específico da água (kN/m^3)

z : Profundidade (m)

A tensão efetiva na profundidade z será conforme a equação:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

σ_v = tensão vertical total (kN/m^2)

σ'_v = tensão vertical efetiva (kN/m^2)

u : Poropressão (kN/m^2)

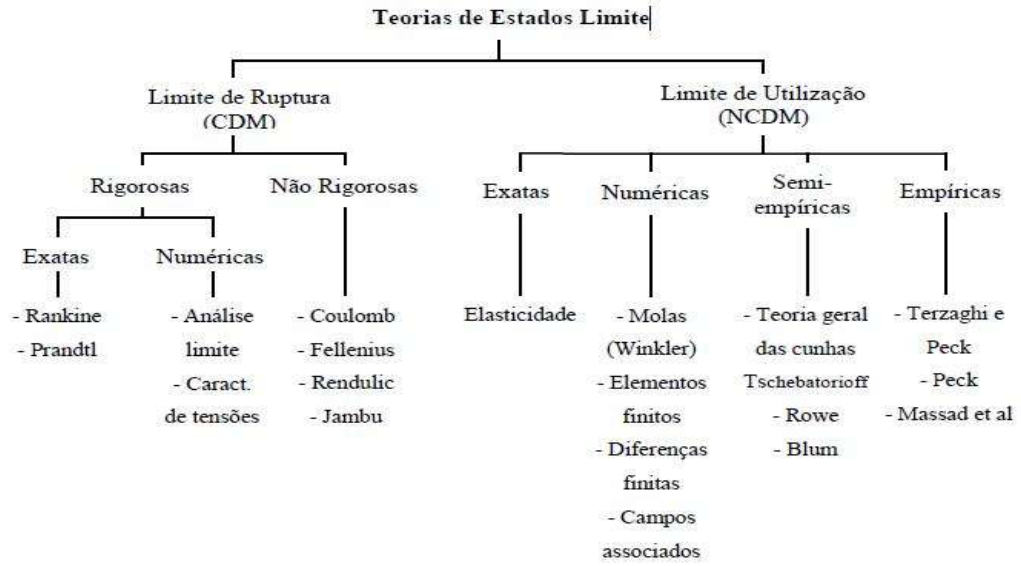
5.2 EMPUXOS DE TERRA

Empuxo lateral de terra é o esforço gerado pelo solo, atuante em uma estrutura de contenção. Pode ser classificado como empuxo ativo, empuxo passivo ou empuxo ao repouso, conforme o sentido do deslocamento da estrutura em relação ao maciço.

Se considerarmos o solo que empurra a estrutura no sentido de desestabilização, a este denomina-se empuxo ativo. Já o contrário, quando a estrutura pressiona o solo, e este age no sentido de estabilizar o muro, chama-se empuxo passivo (MOLITERNO 1994).

Para cálculos de empuxo, basicamente necessita-se da geometria envolvida, nível d'água, peso específico do solo, coesão e ângulo de atrito. Dentre as diversas teorias de cálculo existentes, as mais usuais são de Rankine e de Coulomb. Segundo Ranzini e Negro Jr. (1998), pode-se fazer uma classificação de algumas teorias conforme esquema abaixo (figura 29):

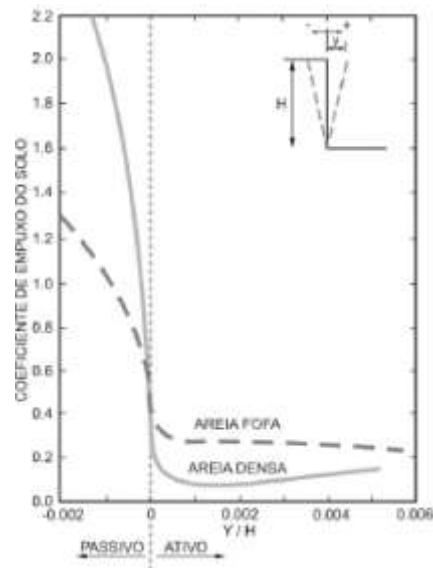
Figura 29 – Classificação das teorias de estados limites



(fonte: Ranzini e Negro Jr., 1998)

Na figura 30, o diagrama demonstra a relação entre o movimento da estrutura e coeficiente de empuxo (Terzaghi, 1954).

Figura 30 – Relação entre movimento do muro e o coeficiente de empuxo do solo para densidades diferentes



(fonte: adaptado de Terzaghi, 1954)

5.2.1. Teoria de Rankine

Segundo esta teoria, deve-se seguir algumas hipóteses básicas:

- a) Plastificação total do solo;
- b) Não leva em consideração o atrito entre solo e muro;
- c) Considera distribuição triangular de tensões;
- d) Maciço é homogêneo e de superfície horizontal;

Pode-se calcular o empuxo ativo ou passivo através do método do equilíbrio limite. Sabendo-se o ângulo de atrito do solo, a equação do coeficiente de empuxo ativo K_a é dada por (BARROS, 2011):

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{equação 4})$$

Onde:

K_a = coeficiente de empuxo ativo

ϕ = ângulo de atrito como o solo, em graus

Assim, a tensão horizontal causada pelo solo é calculada pela equação 5 (BARROS, 2011):

$$\sigma_h = K_a \gamma H - 2c \sqrt{K_a} \quad (\text{equação 5})$$

Onde:

σ_h = tensão horizontal (kN/m)

γ = Peso específico do solo (kN/m³)

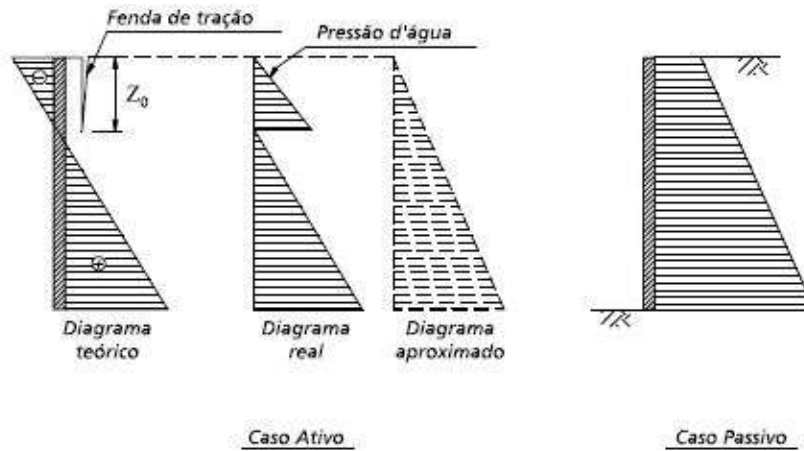
H = altura da estrutura (m)

c = coesão do solo (kPa)

K_a = coeficiente de empuxo ativo

A tensão horizontal causada pela massa de solo pode ser expressa graficamente da seguinte forma (figura 31).

Figura 31 – Diagrama da distribuição de σ_h no estado ativo e passivo para solos coesivos



(fonte: adaptado de BARROS, 2011)

Admitindo-se um muro de largura infinita (constante) e o cálculo em relação a uma fatia de muro de 1 (um) metro de largura, o σ_v é a pressão exercida no muro conforme a profundidade e o empuxo é a força exercida no mesmo, podendo ser definida pela área do diagrama. Considerando as tensões causadas por sobrecarga, pressão hidrostática, coesão e pela massa de solo, o empuxo ativo é dado por (JOPPERT JUNIOR, 2007).

$$E_a = \underbrace{\frac{1}{2}K_a\gamma H^2}_{(a)} - \underbrace{2c\sqrt{K_a}H}_{(b)} + \underbrace{\gamma_w H_w}_{(c)} + \underbrace{qK_a H}_{(d)} \quad (\text{equação 6})$$

Onde:

(a) é a parcela causada pela massa de solo, (b) referente a coesão do solo, (c) ao nível horizontal do lençol freático e (d) devido a sobrecarga no topo do maciço.

E_a = empuxo ativo (kPa)

K_a = coeficiente de empuxo ativo

γ = Peso específico do solo (kN/m^3)

H = altura da estrutura (m)

c = coesão do solo (kPa)

γ_w = Peso específico da água (10kN/m^3)

H_w = nível d'água (m)

q = sobrecarga no topo do talude (kN/m)

Analogamente, introduzindo este conceito para o empuxo passivo de Rankine tem-se (BARROS, 2011).

$$K_p = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{equação 7})$$

Onde:

K_p = coeficiente de empuxo passivo

ϕ = ângulo de atrito como o solo, em graus

Pode-se notar que:

$$K_p = \frac{1}{\sqrt{K_a}} \quad (\text{equação 8})$$

Onde:

K_p = coeficiente de empuxo passivo

A tensão horizontal causada pela estrutura no solo é calculada pela equação 9 (BARROS, 2011)

$$\sigma_h = K_p \gamma H + 2c \sqrt{K_p} \quad (\text{equação 9})$$

Onde:

σ_h = tensão horizontal (kN/m)

γ = Peso específico do solo (kN/m³)

H = altura da estrutura (m)

c = coesão do solo (kPa)

O empuxo passivo pode ser determinado pela equação (CRAIG, 2007):

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 - 2c \sqrt{K_p} H + \gamma_w H_w + q K_p H \quad (\text{equação 10})$$

Onde:

E_p = empuxo Passivo (kPa)

K_p = coeficiente de empuxo passivo

γ = Peso específico do solo (kN/m³)

H = altura da estrutura (m)

c = coesão do solo (kPa)

γ_w = Peso específico da água (10kN/m³)

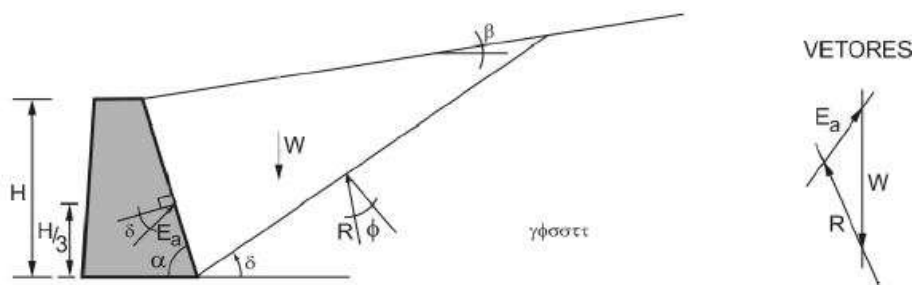
5.2.2 Teoria de Coulomb

Esta teoria, como anterior, também se sustenta em algumas hipóteses básicas:

- Solo é homogêneo e isotrópico;
- A ruptura se dá em um superfície de plastificação plana, inclinada;
- Considera o atrito entre solo e muro;
- A coesão efetiva é nula;
- A superfície do terreno e o tardo do muro são planos, podendo ser inclinados;
- Não há nível d'água acima da cota de fundação da estrutura.

Considerando que no instante da mobilização total da resistência do solo formam-se superfícies de deslizamento ou ruptura no interior do maciço. Estas delimitam a parcela de maciço que se movimentaria e contribui assim para o empuxo. Esta parcela é considerada um corpo rígido, sendo o empuxo determinado através do equilíbrio das forças atuantes neste. Sendo as superfícies consideradas planas, o empuxo considerado se dá na mais crítica (BARROS, 2011). Para solos granulares, a teoria de Coulomb segue o esquema gráfico conforme figura 32.

Figura 32 – Esquema Gráfico da teoria de Coulomb



(fonte: Apostila Empuxo de Terra e Estruturas de Contenção, Lucas Festugato)

Aplicando equilíbrio de vetores teremos para o empuxo ativo:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2 \text{sen}^2 \alpha} \left[\text{sen}(\alpha + \rho) \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\rho - \beta)} \right] \frac{\text{sen}(\rho - \beta)}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \rho + \phi + \delta)} \quad (\text{equação 11})$$

O valor máximo que E_a pode assumir é dado por $\frac{dE_a}{d\rho} = 0$, o que resulta na equação:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \right] \quad (\text{equação 12})$$

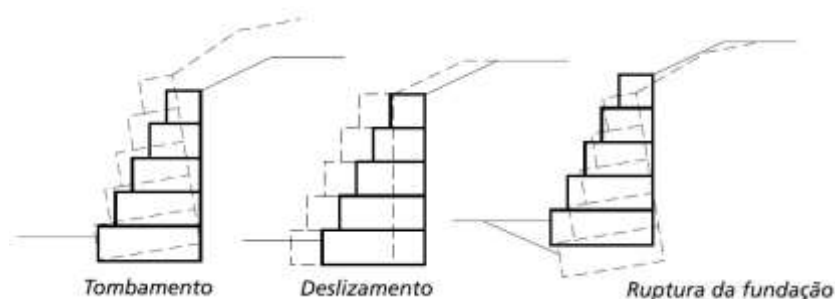
De forma análoga, o empuxo passivo pode ser descrito como:

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

5.3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

Sabendo as solicitações exercidas na estrutura, são necessárias as verificações da segurança contra ruptura. Os principais tipos estão mostrados na figura 33.

Figura 33 – Principais Tipos de Ruptura de Estruturas de Contenção



(fonte: Barros, 2011)

5.3.1 Deslizamento Sobre a Base

Ocorre quando a resistência ao escorregamento e o empuxo passivo disponível a jusante do muro somados são inferiores ao empuxo ativo à montante do mesmo (BARROS, 2011). A resistência ao deslizamento é função da normal multiplicado o coeficiente de atrito da estrutura. Como é difícil aumentar um destes dois itens, normalmente a solução é aumentar a profundidade (ficha) da estrutura para acrescer a disponibilidade de empuxo passivo.

5.3.2 Tombamento

Ocorre quando o momento estabilizante do peso próprio da estrutura aplicado no centro de massa em relação ao fulcro de tombamento é inferior ao momento causado pelo empuxo ativo no tardo da estrutura. É de comum ocorrência em muros de gravidade e as soluções mais utilizadas são aumentar a largura da base da estrutura ou utilizar outra estrutura, como por exemplo a cortina atirantada.

5.3.3 Ruptura da Fundação ou Recalque Excessivo

Ocorre quando as pressões na fundação causadas pela estrutura são maiores que a capacidade de carga da mesma. Normalmente ocorre no fuste do muro pela soma da pressão do peso do muro e do empuxo ativo causado pelo solo a montante do muro

5.3.4 Rompimento de Tirantes

Rompimento de tirante ou grampo, seja por falha na ancoragem ou por ação da oxidação das partes. Pode ocorrer ainda na fase de construção, quando tirantes não passam no teste de carga de protensão.

6 CARACTERIZAÇÃO E DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO

Para sabermos qual solicitação a estrutura de contenção tem de resistir, é necessária a determinação dos parâmetros de resistência do solo. Os parâmetros foram determinados em laboratório devido ao difícil acesso de equipamentos ao local do estudo, impossibilitando um ensaio *in situ* do tipo NSPT. Em um talude natural remanescente, a cerca de 5m do local da queda do muro, foi retirada uma amostra indeformada de solo (figuras 34), conforme a NBR 9604.

Figura 34 – Escavação para retirada de corpo de amostra indeformada de solo



(fonte: registrada pelo autor)

6.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

No laboratório do LEGG da UFRGS (Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul) foram realizados os seguintes ensaios:

- a) Análise Granulométrica;
- b) Umidade natural do solo amostrado;
- c) Umidade dos corpos de prova após 24 horas de imersão;
- d) Peso específico natural do solo indeformado;

- e) Peso específico do solo indeformado saturado (imersão de 24 horas);
- f) Resistência à compressão simples;
- g) Resistência à compressão diametral;

6.1.1 Análise granulométrica

O ensaio foi executado segundo a NBR 7181 - de análise granulométrica de solos. O ensaio consistiu em secagem de uma massa de solo e destorroamento (figura 35), conforme NBR 6457. Foram utilizadas as peneiras conforme a NBR NM-ISO 3310-1, e os resultados são apresentados na tabela 2 e na figura 35.

Figura 35 – destorroamento da amostra de solo seco para análise granulométrica



(fonte: registrada pelo autor)

Tabela 2 – Resultados do ensaio de granulometria

Granulometria						
peneira	vazia	com solo	retido (g)	%	% Ret. Acum.	100 - ret. Ac
600	307,58	307,71	0,13	0,15	0,15	99,85
425	292,40	293,23	0,83	0,97	1,12	98,88
300	274,03	278,42	4,39	5,13	6,25	93,75
212	275,60	288,94	13,34	15,58	21,83	78,17
150	265,00	293,46	28,46	33,25	55,08	44,92
106	263,36	292,55	29,19	34,10	89,18	10,82
75	263,35	269,71	6,36	7,43	96,61	3,39
fundo	356,58	359,48	2,90	3,39	100,00	0,00
		total	85,6			

(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.2 Umidade natural do solo amostrado

Foram coletadas amostras de solo conforme NBR 9604, com a umidade natural medida conforme a NBR 6457. As amostras foram colocadas em cápsulas, pesadas e colocadas em estufa a 60°C (temperatura utilizada para solos com material orgânico), por um período até que ocorra a constante de massa (figura 36).

Figura 36 – Estufa mantida em 60°C para secagem de amostra



(fonte: registrada pelo autor)

Após este período são pesadas novamente as cápsulas com solo seco, e, posteriormente, as cápsulas vazias. A umidade das amostras segue a equação (fórmula 14) da NBR 6457, apresentada abaixo. Os resultados obtidos são mostrados a seguir (tabela 3).

$$h = \frac{M_1 - M_2}{M_2 - M_3} \quad (\text{equação 14})$$

Sendo:

h = umidade da amostra (%)

M_1 = massa da cápsula com solo úmido

M_2 = massa da cápsula com solo seco

M_3 = massa da cápsula vazia

Tabela 3 – umidade natural da amostra de solo

Umidade Natural da Amostra de Solo								
capsula	nome	data inicial	data retirada	M3	M1	M2	solo úmido - solo seco	umidade h
				capsula vazia	capsula com solo úmido	capsula com solo seco		
				(g)	(g)	(g)	(g)	(%)
capsula 1	MS07	05/05/2017	08/08/2017	8,13	29,6	26,24	3,36	18,553285
capsula 2	AQ33	05/05/2017	08/08/2017	7,29	40,58	35,22	5,36	19,190834
							média (%):	18,87206

(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.3 Umidade dos corpos de prova após 24 horas de imersão

Os corpos de prova esculpidos para os ensaios de compressão simples e compressão diametral, foram imersos por 24 horas no intuito de saturar as amostras, tendo em vista que esta é a pior situação que pode-se encontrar o material quanto a resistência em relação à umidade. Após os ensaios de compressão simples e compressão diametral realizados, foram retiradas amostras de solo dos corpos de prova rompidos; pesadas as cápsulas vazias e as com amostras após a imersão de 24h, e então colocadas em estufa a 60°C por tempo não inferior a 72 horas. Assim que foram retiradas da estufa, foram pesadas as cápsulas vazias. Utilizou-se a equação 14 para apropriação do teor de umidade. Os resultados são apresentados na tabela 4.

Tabela 4 – umidade das amostras após imersão de 24 horas

Umidade dos corpos de prova saturados (24h de imersão)								
corpo de prova	nome cápsula	data inicial	data retirada	M3	M1	M2	solo úmido - solo seco	umidade h
				capsula vazia	capsula com solo úmido	capsula com solo seco		
				(g)	(g)	(g)	(g)	(%)
CP 1	CF08	05/05/2017	08/05/2017	7,8	33,54	28,96	4,58	21,644612
	AQ35	05/05/2017	08/05/2017	7,3	30,21	26,01	4,2	22,447889
	MD82	08/08/2017	25/05/2017	6,85	48,43	40,58	7,85	23,273051
CP 2	CS07	08/08/2017	25/05/2017	7,67	43,68	37,41	6,27	21,082717
	CS04	08/08/2017	25/05/2017	7,67	54,69	46,01	8,68	22,639541
	AQ26	08/08/2017	25/05/2017	7,35	47,78	40,29	7,49	22,738312
CP 3	MD9	08/08/2017	25/05/2017	7,31	35,88	31,28	4,6	19,190655
	AQ36	08/08/2017	25/05/2017	7,32	41,18	35,07	6,11	22,018018
CP 4	AQ34	08/08/2017	25/05/2017	7,32	31,96	27,43	4,53	22,526106
	CS1	08/08/2017	25/05/2017	7,67	32,93	28,27	4,66	22,621359
CP 5	PF5	08/08/2017	25/05/2017	5,91	35,66	30,16	5,5	22,680412
	G2	08/08/2017	25/05/2017	5,93	41,55	32,82	8,73	32,465601
CP 6	PF10	08/08/2017	25/05/2017	5,81	42,82	35,76	7,06	23,572621
	G12	08/08/2017	25/05/2017	5,92	23,8	20,3	3,5	24,33936
							média (%):	22,63045

(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.4 Peso específico natural do solo indeformado

A medição do peso específico natural de amostras indeformadas (γ_{nat}) foi feita de forma simplificada, medindo-se corpos de prova de solo indeformado e pesando-os (figura 37). O peso específico é o resultado da divisão da massa de solo pelo volume do corpo de prova (equação 15). Os resultados são apresentados abaixo na tabela 5.

Figura 37 – Pesagem de corpo de prova de volume conhecido



(fonte: registrada pelo autor)

$$\gamma_{nat} = \frac{\pi d^2 l}{4p} \quad (\text{equação 15})$$

Onde:

d = média entre 6 diâmetros medidos do corpo de prova em metros

l = média entre 6 alturas do corpo de prova em metros

p = peso da amostra em kN

Tabela 5 – Peso específico natural do solo indeformado

Peso Específico Natural do Solo Indeformado					
	peso (g)	diâmetro (cm)	altura (cm)	volume (m ³)	peso específico (kN/m ³)
CP a	527,89	5,5	13,6	0,0003231	16,338
CP b	416,92	5,1	11,9	0,0002431	17,150
CP c	436,73	5,1	12,6	0,0002574	16,967
				média:	16,818 kN/m ³

(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.5 Peso específico do solo indeformado saturado (imersão de 24 horas)

A medição do peso específico do solo indeformado saturado (γ_{sat}) foi executada com os corpos de prova que seriam submetidos aos ensaios de compressão simples e compressão diametral. Após imersão de 24 horas em água, os corpos de prova foram medidos e pesados da mesma forma executada no item 6.1.4. Os resultados são apresentados abaixo:

Tabela 6 – Peso específico do solo indeformado saturado

Peso Específico do Solo Saturado Indeformado (24h em imersão)						
	peso (g)	diâmetro (cm)	altura (cm)	volume (m ³)	peso específico (kN/m ³)	
CP 2	419,79	5,017	11,735	0,00023195	18,098	ok
CP 3	431,35	5,133	12,200	0,00025249	17,084	ok
CP 4	235,97	5,583	5,700	0,00013956	16,908	ok
CP 5	484,19	5,600	12,400	0,00030541	15,854	ok
CP 6	229,63	5,500	5,650	0,00013423	17,107	ok
CP 7	231,46	5,350	6,100	0,00013713	16,879	ok
				média:	16,988 kN/m ³	ok
				média+10%	18,687 kN/m ³	
				média -10%	15,289 kN/m ³	

(fonte: elaborada pelo autor)

A grande quantidade de chuvas que precedeu a coleta de amostra no local de estudo explica a pequena diferença de valores do peso específico entre a amostra com umidade natural e a amostra retirada da imersão.

6.1.6 Ensaio de compressão simples e de compressão diametral

Os ensaios de de Compressão Simples e Compressão Diametral foram efetuados por uma prensa com avanço contínuo. Por meio de um relógio comparador mede-se a deflexão máxima em um anel de *nylon* calibrado, e com a equação da equação 16, faz-se a relação entre deflexão e carga (figura 38).

$$Ca = 0,06285x \quad [kgf] \quad \text{(equação 16)}$$

Onde:

Ca = carga de deflexão no anel

x = leitura máxima no relógio comparador

Figura 38 – Anel de *Nylon* e Relógio comparador para medir deflexões.



(fonte: registrada pelo autor)

Quando os valores diminuem, indica o rompimento da amostra. Multiplica-se o valor máximo encontrado pela equação do anel (equação 16) e soma-se o peso do *Top Cap* (equação 17).

$$C_t = C_a + TC \quad (\text{equação 17})$$

Onde:

C_t = carga total de compressão em kgf

TC = peso do *Top Cap* em kgf

6.1.6.1 Ensaio de Compressão Simples

Conforme a NBR 12770/94, o corpo de prova é colocado na prensa onde é comprimido axialmente até que haja o rompimento do mesmo (figura 39).

Figura 39 – Corpo de prova rompido no ensaio de compressão simples



(fonte: registrada pelo autor)

A tensão máxima de compressão (qu) é dada dividindo a carga total (Ct) pela área da seção transversal (equação 18). Fez-se a média de qu , excluiu-se valores com diferença maior que 10% da média e recalcula-se esta. O valor de qu encontrado é mostrado abaixo (tabela 7).

$$qu = Ct/A_t \quad (\text{equação 18})$$

Onde:

A_t = área da seção transversal em m^2

Tabela 7 – Cálculo de resistência à compressão simples dos corpos de prova CP 1, CP 2 e CP 3.

Compressao Simples												
CP	diâmetros				comprimentos			Área (m^2)	Leitura deflexão	carga (kg)	Top Cap (kg)	qu (kPa)
	D1 (cm)	D2 (cm)	D3 (cm)	Dméd. (m)	L1 (cm)	L2 (cm)	Lméd. (m)					
CP 1	5,10			0,05	8,80		0,09	0,00204	77	4,84	0,13	24,33
CP 2	5,05	5,05	4,95	0,05	11,85	11,62	0,12	0,00198	69,5	4,37	0,13	22,76
CP 3	5,10	5,10	5,20	0,05	12,30	12,10	0,12	0,00207	38,5	2,42	0,13	12,33 descartado
											média:	23,549
											média+1	25,904
											média -1	21,194

(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.6.2 Ensaio de Compressão Diametral

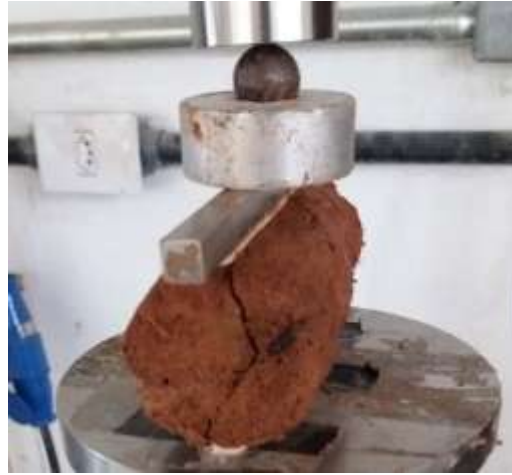
Devido às dificuldades de execução do ensaio de tração em solos, foi utilizado para determinação da resistência à tração do solo o ensaio de compressão diametral, conhecido mundialmente como Ensaio Brasileiro. Pela falta de uma norma brasileira específica para a execução deste procedimento para solos argilosos, utilizou-se como base a NBR 7222, específica para concretos e argamassas e a DNER-ME 181/94, específica para solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada. O corpo de prova é comprimido diametralmente, solicitando o mesmo indiretamente à tração ao longo de todo o comprimento até que ocorra o rompimento da amostra (figura 40 e 41).

Figura 40 – Corpo de prova submetido à compressão diametral



(fonte: registrada pelo autor)

Figura 41 – Momento da ruptura do corpo de prova submetido à compressão diametral



(fonte: registrada pelo autor)

A resistência à tração é dada por (NBR 7222 e DNER-ME 181/94):

$$qt = \frac{2Ct}{\pi \cdot d \cdot l} \quad (\text{equação 19})$$

Sendo:

qt = resistência à tração por compressão diametral

l = comprimento do corpo de prova

d = diâmetro do corpo de prova

O valor da tensão de ruptura à tração qt é dado conforme tabela 8.

Tabela 8 – Cálculo de resistência à compressão diametral nos corpos de prova CP 4, CP5, CP 6 e CP 7.

CP	diâmetros				comprimentos			Leitura .méd. (m deflexão)	carga (kg)	Top Cap (kg)	qt (kPa)	
	D1 (cm)	D2 (cm)	D3 (cm)	Dméd. (m)	L1 (cm)	L2 (cm)	L3 (cm)					
CP 4	5,65	5,60	5,50	0,05583	5,70	5,50	5,90	0,0570	17,5	1,1	0,2376	2,6755
CP 5	5,70	5,50	5,60	0,05600	12,40			0,1240	18,5	1,163	0,2376	1,2838 descartado
CP 6	5,50			0,05500	5,70	5,60		0,0565	11,8	0,742	0,2376	2,0061
CP 7	5,50	5,20		0,05350	6,10			0,0610	10	0,629	0,2376	1,6895 descartado
												média: 2,3408
												média+1 2,6919
												média -1 1,9897

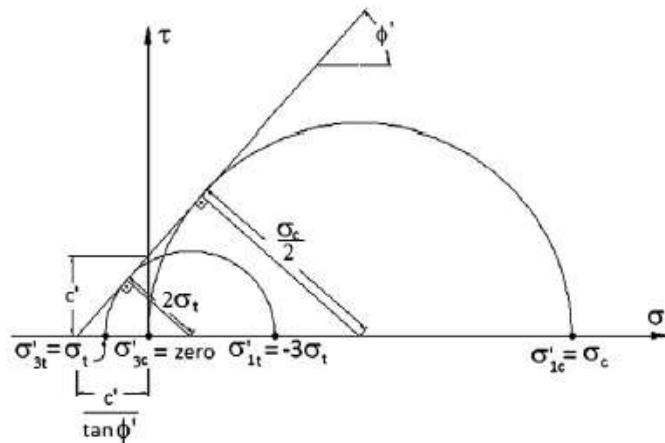
(fonte: elaborada pelo autor)

6.2 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO

Como visto anteriormente o esforço causado pelo solo na estrutura é chamado de empuxo ativo. Para o cálculo desta solicitação necessita-se de alguns parâmetros de projeto. Entre eles, a coesão (c') e o ângulo de atrito (ϕ) (BARROS, 2011).

Estes dois parâmetros foram calculados utilizando a tensão de ruptura de compressão para solo argiloso não confinado (q_u) e a tensão de ruptura à tração por compressão diametral (q_t) através de relações trigonométricas propostas por Consoli e outros. Considera-se a tensão q_u como σ'_{1c} (tensão efetiva principal de compressão) e σ'_{3c} igual a zero. Considera-se ainda a tensão de tração indireta q_t como σ'_{3t} e a tensão de compressão (σ'_{1t}) causada pela compressão diametral como três vezes o módulo da tensão q_t , conforme figura 42.

Figura 42 – Envoltória de Mohr-Coulomb baseada no círculo de Mohr da tensão de ruptura e ensaios de compressão não confinada.



(fonte: adaptado de Consoli, 2014)

Assim temos que o ângulo de atrito é dado pela equação a seguir (CONSOLI, 2014):

$$\Phi' = \arcsin\left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}\right) \quad (\text{equação 20})$$

A coesão é dada por (CONSOLI, 2014):

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]}{2 \cos \left[\arcsin \left(\frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t} \right) \right]} \quad (\text{equação 21})$$

Aplicando as equações 20 e 21 temos o ângulo de atrito (Φ') igual a $48,75^\circ$ e a coesão (c') igual a 4,43kPa.

No entanto embasado nas experiências práticas de Terzaghi (1943), é recomendável a adoção de valores reduzidos (Φ^* e c^*) para o ângulo de atrito e coesão reais do solo em estudo conforme as equações 22 e 23 abaixo:

$$\Phi^* = \arctg\left(\frac{2}{3}tg\Phi'\right) \quad \text{equação 22}$$

$$c^* = \frac{2}{3}c' \quad \text{equação 23}$$

Desta forma temos como resultantes o ângulo de atrito reduzido (Φ^*) igual a $37,24^\circ$ e coesão reduzida (c^*) igual a 2,95kPa

7 ANÁLISE DO MODELO DE ESTABILIDADE DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

A análise da estabilidade do modelo da estrutura de contenção começou pelo cálculo dos empuxos atuantes nas possíveis estruturas, onde se calculou o empuxo ativo e passivo para dois modelos de muros diferentes, com duas alturas distintas. Foram propostas duas soluções típicas, um muro de flexão com fundação por estacas e outro por muro do tipo gabião caixa e calculadas as estabilidades das duas soluções.

7.1 CÁLCULO DE EMPUXO DE SOLO ATUANTE NA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

Para o cálculo de empuxo ativo da estrutura será utilizado o método de Rankine, apresentado em 5.2.1. São propostos um muro com altura de 7m e um talude de aproximadamente 2m com inclinação de 50% sobre este (figura 44-a). A inclinação do solo a montante da estrutura foi substituída por uma sobrecarga (q) de 32kPa e comprimento infinito (figura 44-b). Serão projetados drenos a montante da estrutura de contenção, mas como não se pode garantir a perfeita execução e manutenção dos mesmos, indo a favor da segurança, o nível d'água considerado se dará ao nível superior do muro. A segunda proposta trata-se de uma contenção de 10m de altura onde não há nível d'água pois a drenagem é garantida (BARROS, 2011).

Aplicando a teoria de Rankine conforme apresentado abaixo, se chegou no empuxo para cada fatia de 1m de largura.

Dados de projeto:

- a) $\Phi^* = 37,24^\circ$
- b) $c^* = 2,95\text{kPa}$
- c) $\gamma_{\text{sat}} = 17\text{kPa}$
- d) $\gamma_w = 10\text{kPa}$
- e) $q = 32\text{kPa}$

A partir da equação 6, se descontarmos o empuxo oriundo da sobrecarga teremos o empuxo causado pelo solo e pela poropressão em uma certa profundidade dada pela equação 2, teremos então:

$$E_a = \frac{1}{2}(\sigma'_v \cdot k_a - 2c^* \sqrt{k_a})H + \frac{1}{2}uH \quad (\text{equação 24})$$

Utilizando a equação 4 para k_a , tem-se:

$$k_a = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi^*}{2} \right) = 0,2459 \quad (\text{equação 25})$$

Segundo Craig (2007), podemos considerar a tensão efetiva como:

$$\sigma'_v = (\gamma_{sat} - \gamma_w) * H \quad (\text{equação 26})$$

Utilizando a equação 2 e 25 na equação 24, teremos:

$$E_a = \frac{1}{2}(\gamma_{sat} - \gamma_w \cdot k_a - 2c^* \sqrt{k_a})H + \frac{1}{2}\gamma_w H^2 \quad (\text{equação 27})$$

O empuxo ativo resultante causado pelo solo com nível d'água em 7m será:

$$E_{a_{solo}} = 304,5kN/m$$

Ao passo que, se na segunda proposta a altura do muro de contenção passar para 10m, com peso específico natural do solo (γ_{nat}) igual a 16,8 kN/m³, uma sobrecarga da edificação de 20kPa, e o nível do lençol freático for considerado na cota 0m, o empuxo ativo será:

$$E_{a_{solo}} = 154kN/m$$

Analogamente, utilizando a equação 8 para cálculo do valor de K_p na equação 10, tem-se o valor do empuxo passivo igual a:

$$E_p = 19154kN/m$$

O baricentro do empuxo causado pelo solo e pela poropressão se dá a um terço da altura da estrutura (MOLITERNO 1994), resultando para a primeira e segunda proposta respectivamente em:

$$H_1 = \frac{1}{3}H = 2,33m \quad (\text{equação 28.a})$$

Sendo:

H_1 = altura do baricentro do empuxo causado pelo solo e pela poropressão em uma estrutura de 7m de altura

$$H_2 = \frac{1}{3}H = 3,33m \quad (\text{equação 28.b})$$

Sendo:

H_2 = altura do baricentro do empuxo causado pelo solo em uma estrutura de 10m de altura.

Manipulando a equação 6, o empuxo ativo causado pela sobrecarga é dado para as duas propostas são, respectivamente:

$$E_{a_{sobrecarga\ 1}} = q \cdot k_a \cdot H = 55kN/m \quad (\text{equação 29.a})$$

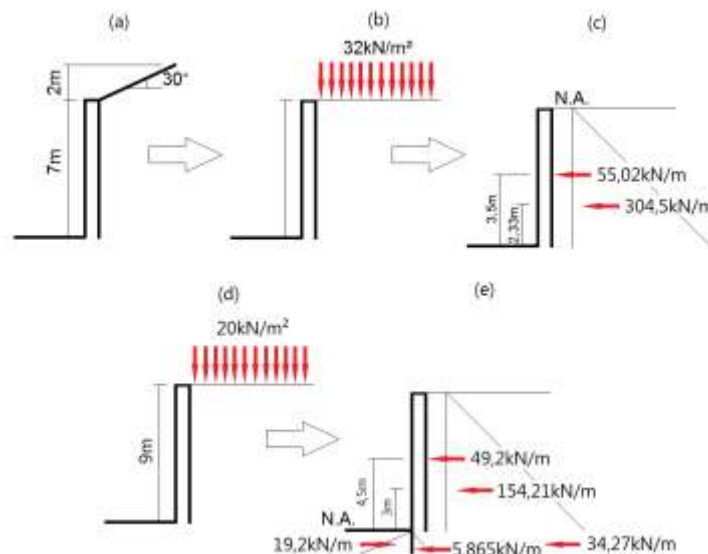
$$E_{a_{sobrecarga\ 2}} = q \cdot k_a \cdot H = 44,26kN/m \quad (\text{equação 29.b})$$

O baricentro do empuxo causado pela sobrecarga se dá a metade da altura da estrutura (MOLITERNO 1994), resultando para a primeira e segunda proposta em:

$$H_3 = \frac{1}{2}H = 3,5m \quad (\text{equação 30.a})$$

$$H_4 = \frac{1}{2}H = 5m \quad (\text{equação 30.b})$$

Figura 43 – (a) geometria de projeto da proposta 1; (b) considerações de sobrecarga; (c) empuxo ativo atuante com N.A. na cota de 7m; (d) geometria de projeto da proposta 2 e sobrecarga da edificação; (e) empuxo ativo atuante sem N.A e altura de 10m, sendo o primeiro metro da estrutura abaixo do nível do solo



(fonte: elaborado pelo autor)

7.2 PROPOSTA DE SOLUÇÃO

Após o rompimento da primeira estrutura de contenção, foi reconstruído o pavilhão a jusante e um novo muro sem nenhum projeto geotécnico no local do antigo. Como soluções propostas para o projeto, foram consideradas duas possibilidades: a primeira, se utilizando do muro refeito, e a segunda retirando este do local.

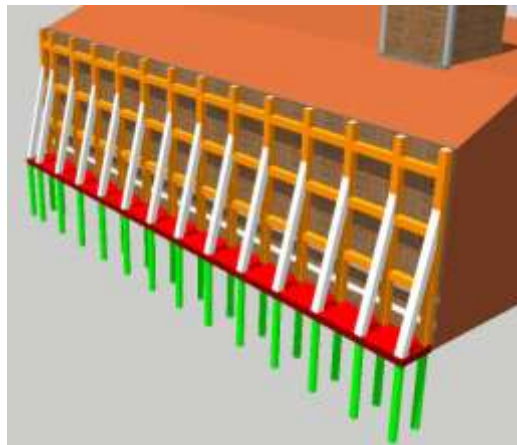
Mantendo-se o muro no local, existe a limitação ao acesso de máquinas. Tendo em vista ainda que o solo no local a ser feita a estrutura de contenção, não apresenta nenhuma rocha ou matacões. Logo, a proposta sugerida é a perfuração de estacas escavadas por brocamento, conhecidas popularmente como micro-estacas (PEREIRA, 2012), com diâmetro de furo de 30cm (figura 44). Acima das estacas propõem-se a concretagem de pilares de concreto armado (figura 45) com contrafortes.

Figura 44 – Perfurador de solo Bristol PS-06



(fonte: <http://loja.mfrural.com.br/venda-comprar/308-perfurador-de-solo-bristol-eletrico-os-06.aspx> em 05/2017)

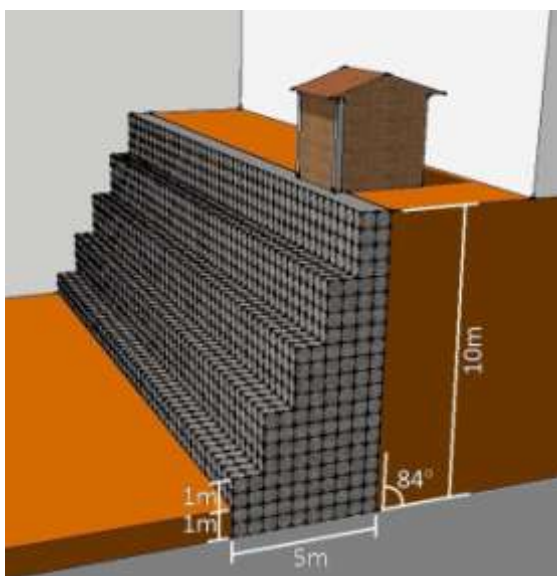
Figura 45 – Primeira proposta de estrutura – Pilares de concreto armado com contrafortes e estacas



(fonte: elaborado pelo autor)

Já segunda proposta consiste na retirada do muro existente, o que permitiria a passagem de equipamentos. Propõem-se ainda que a encosta seja aparada em um ângulo de 84° com a horizontal, e construído um muro do tipo gabião (figura 46). Recomenda-se que o corte no terreno ocorra em período de poucas chuvas, e se dê a construção o mais breve possível (MATTOS, 2009).

Figura 46 – Segunda proposta de estrutura de contenção – muro do tipo gabião



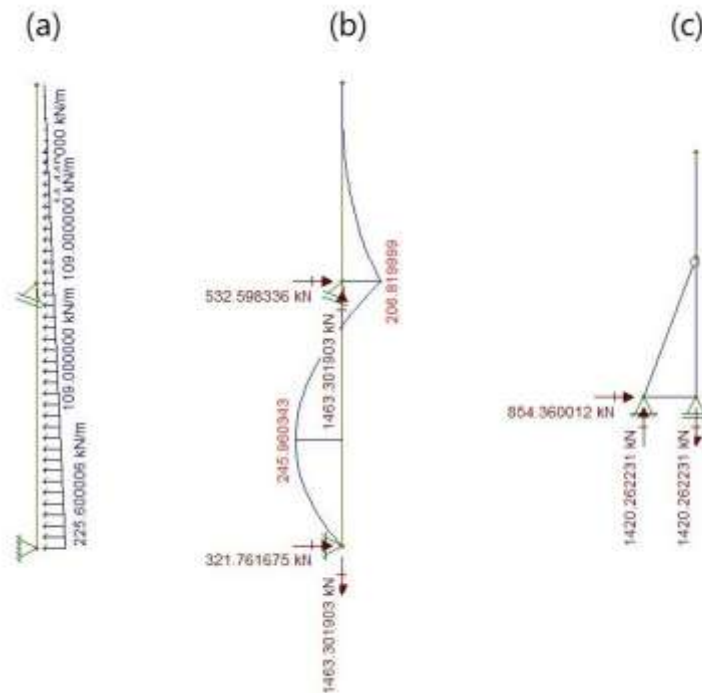
(fonte: elaborado pelo autor)

7.3 CÁLCULO DE ESTABILIDADE DAS SOLUÇÕES PROPOSTAS

Um dos fatores limitantes da primeira alternativa proposta é o diâmetro reduzido das estacas de apenas 30cm, e o fato de não poder garantir-se a perfeita drenagem da estrutura de contenção a longo prazo. O binário de estacas a cada 2 metros, proposto em um primeiro plano, mostrou-se inviável por não conseguir-se alcançar a resistência necessária.

A distância entre cada par de estacas foi reduzida para 1m, e recalculadas as resistências geotécnicas e estruturais. Através do método de Broms (1964), foi feito o dimensionamento ao carregamento horizontal. A armadura necessária para cada estaca foi de 41cm^2 . E os pilares foram dimensionados conforme a NBR 6118, tanto quanto ao momentonto fletor, como ao esforço cisalhante. A Armadura principal A_s e A_s' necessárias para pilares de $50 \times 30\text{cm}$ são respectivamente $21,18\text{cm}^2$ e $17,25\text{cm}^2$. Já os momentos fletores nos pilares e esforços horizontais nas estacas são demonstrados na figura 47 a seguir. Entretanto devido a grande quantidade de aço necessária, tal solução foi descartada.

Figura 47 – (a) carregamentos horizontais, (b) momento fletor nos pilares, (c) cargas nas estacas



(fonte: elaborado pelo autor)

A segunda solução avaliada, despreza o muro existente, e desconsidera a poropressão, pois a drenagem é garantida (BARROS, 2011). Os esforços solicitantes são o empuxo ativo de 44,26kN/m a 4,5m de altura oriundo da sobrecarga de 20kN/m², causada pela edificação a montante da estrutura de contenção, e o empuxo ativo de 154kN/m a 3m de altura causado pelo solo.

Ainda segundo Barros, a análise da estabilidade da estrutura deve verificar a segurança quanto ao:

- a) Tombamento da estrutura;
- b) Deslizamento sobre a base;
- c) Ruptura da fundação.

7.3.1 Verificação da estabilidade ao tombamento

Verifica-se a estabilidade ao tombamento, quando o momento estabilizante, oriundo do peso próprio da estrutura de contenção em relação ao fulcro de tombamento é suficiente para opor o momento instabilizante causado pelo empuxo ativo do solo na estrutura (BARROS, 2011).

O momento instabilizante é dado pela equação 31:

$$M_{inst} = 154 * 4 + 49,2 * 5 + 34,27 * 0,5 + 5,862 * 1/3 = 881,929kN \quad (\text{equação 31})$$

Se considerarmos a estrutura de contenção com peso específico de $20kN/m^3$, e na geometria demonstrada na figura 47, teremos momento estabilizante dado por:

$$M_{est} = 19,22 * 0,33 + (2 * 0,5 + 4 * 1,5 + 6 * 2,5 + 8 * 3,5 + 10 * 4,5). 20kN/m^3$$

$$M_{est} = 1906,35kN.m \quad (\text{equação 32})$$

O coeficiente de segurança contra o tombamento para solos coesivos não deve ser menor que 2, segundo Barros, e tem equação dada abaixo:

$$F_d = \frac{M_{est}}{M_{inst}} = \frac{1906,35}{881,929} = 2,161 \quad (\text{equação 33})$$

7.3.2 Verificação ao deslizamento sobre a base

De acordo com Barros (2011), o deslizamento sobre a base ocorre quando a resistência disponível por atrito é menor que a força horizontal causada pelo empuxo ativo. Ainda segundo o autor, a resistência disponível ao deslizamento é dada por:

$$T_d = N. \tan \delta + a. B \quad (\text{equação 34})$$

Sendo:

N = peso do muro para uma fatia de 1m

δ = ângulo de atrito entre solo e muro

a = adesão entre solo e muro

B = largura da base do muro

O ângulo de atrito entre solo e muro é dado por (BARROS, 2011):

$$\frac{2}{3} \tan \Phi^* \leq \tan \delta \leq \tan \Phi^* \quad (\text{equação 35})$$

E a adesão entre solo e muro é dada por (BARROS, 2011):

$$\frac{1}{3}c^* \leq a \leq \frac{3}{4}c^* \quad (\text{equação 36})$$

O valor para ângulo de atrito entre solo e muro, e para a adesão entre solo e a estrutura, resultam em:

$$\tan\delta = 0,76 \quad (\text{equação 37})$$

$$a = 1,48 \quad (\text{equação 38})$$

Substituindo-se a equação 37 e 38 na equação 34 teremos a resistência ao deslizamento dada como:

$$T_d = (20kN * 30m^3) * 0,76 + 1,48 * 5m = 463,4kN \quad (\text{equação 39})$$

O coeficiente de segurança contra o deslizamento para solos coesivos deve ser igual ou superior a 2,0, e é dado por seguinte equação (BARROS, 2011):

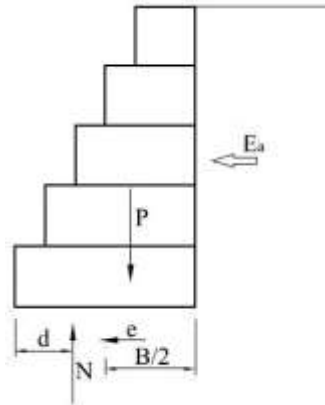
$$F_d = \frac{T_d}{E_a - E_p} = \frac{463,4kN}{199,725kN} = 2,32 \quad (\text{equação 40})$$

7.3.3 Verificação da pressão aplicada na fundação

Outra verificação a ser levada em consideração diz respeito quanto a pressão aplicada na fundação, e esta não deve ultrapassar a capacidade de carga do solo da mesma (BARROS, 2011).

O ponto do centroide da carga N segue o esquema mostrado na figura 48.

Figura 48 – Ponto de aplicação da carga N



(fonte: adaptado de BARROS, 2011)

A distância d de aplicação da reação N é dada por (BARROS, 2011):

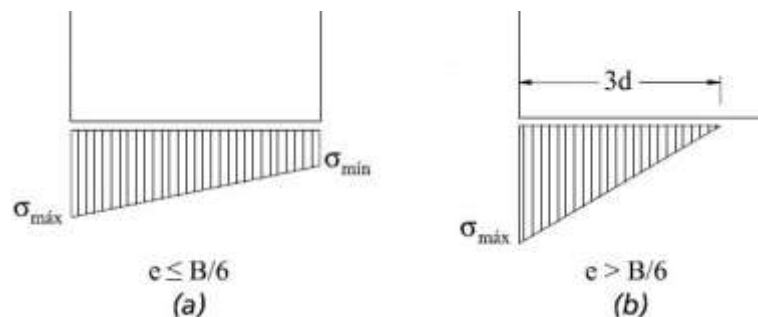
$$d = \frac{M_p - M_{Ea}}{N} = \frac{1900 \text{ kN.m} - 661,17 \text{ kN.m}}{600} = 2,06 \text{ m} \quad (\text{equação 41})$$

A excentricidade (e) é dada pela equação abaixo:

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{5 \text{ m}}{2} - 2,06 \text{ m} = 0,44 \text{ m} \quad (\text{equação 42})$$

A distribuição das tensões na base podem ser trapezoidais ou triangulares, conforme o valor da excentricidade, demonstrado na figura 49.

Figura 49 – Distribuição das tensões na base da estrutura de contenção conforme valor da excentricidade. (a) para valores de excentricidade menores que $B/6$ e (b) para excentricidade maior que $B/6$.



(fonte: adaptado de BARROS, 2011)

Sendo o valor da excentricidade igual a 43cm, menor que $B/6$ igual a 0,67cm, a distribuição das cargas na fundação seguem ao formato trapezoidal apresentado na figura 50(a).

De acordo com o mesmo autor, a tensão máxima ($\sigma_{m\acute{a}x}$) e a tensão mínimas ($\sigma_{m\acute{ı}n}$) são dadas por:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = 182,64kPa \quad (\text{equaao 43})$$

$$\sigma_{m\acute{ı}n} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B}\right) = 57,36kPa \quad (\text{equaao 44})$$

Considerando-se o muro com dimensões da base como comprimento L igual a 25m e largura B igual a 4m, este pode ser considerado uma sapata corrida segundo Terzaghi (*apud* Velloso, 2004). E a capacidade de carga do solo, é dada por:

$$\sigma_{lim} = c \cdot N_c \cdot S_c + \sigma_b \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (\text{equaao 45})$$

Sendo:

σ_{lim} = tensão máxima suportada pelo solo

c = coesão do solo

σ_b = tensão efetiva ao nível da base

γ = peso específico do solo

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga

S_c, S_q, S_γ = fatores de forma

Segundo proposioes de Vesic (1975), os fatores de capacidade de carga são dados por:

$$N_q = e^{\pi \cdot tg\Phi} \cdot tg^2(45^\circ + \Phi/2) = 51,39 \quad (\text{equaao 46})$$

$$N_c = cotg\Phi \cdot (N_q - 1) = 66,26 \quad (\text{equaao 47})$$

$$N_\gamma \cong 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg\Phi = 104,78 \quad (\text{equaao 48})$$

Segundo Vesic (*apud* Velloso, 2004), uma estrutura com tais dimensões pode ser considerada como uma sapata contínua. Sendo assim, os fatores de forma S_c , S_q , S_γ , são iguais a 1,0. Substituindo valores na equação 45 teremos:

$$\sigma_{lim} = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma = 3358 kPa \quad (\text{equação 49})$$

O coeficiente de segurança quanto a sobrecarga da fundação é dado, segundo Barros (2011), por:

$$F_f = \frac{\sigma_{lim}}{\sigma_{m\acute{a}x}} = \frac{3358}{182,64} = 18,4 \quad (\text{equação 50})$$

Os coeficientes de segurança se mostraram suficientes para a execução da estrutura de contenção.

8 CONCLUSÃO

Inicialmente, no local do estudo havia uma encosta natural, de inclinação média de 30%. Após interferência no terreno, houve o corte vertical desta encosta na divisa entre os terrenos. Fora feito no local um muro de arrimo sem cálculos estruturais ou geotécnicos. Após alguns anos, durante o período de chuvas recorrentes na região, deu-se a ruptura da estrutura, vindo esta a destruir um pavilhão fabril a jusante do muro. A ruptura formou um talude com inclinação média de 75°.

Logo após o incidente foi reconstruído uma estrutura de contenção semelhante a anterior, sem cálculos geotécnicos. Foi também tão logo reconstruído o pavilhão fabril. E ambas obras vieram a dificultar o acesso ao local objeto de estudo. Amostras de solo indeformado foram coletadas em um ponto a cerca de 5 metros da região de ruptura, e analisadas no laboratório do LEGG (Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul). A partir de então realizou-se ensaios de granulometria, compressão simples, compressão diametral, umidade e peso específico das amostras. Destes ensaios foram encontrados ainda o ângulo de atrito interno e a coesão do solo indeformado.

E a partir dos valores obtidos, foi possível verificar a estabilidade de soluções propostas. A primeira solução baseia-se na construção de pilares e vigas de concreto armado apoiados em estacas escavadas com trado de diâmetro de 30cm escoradas na frente do muro refeito. Esta proposta se mostrou inviável pela grande quantidade de armadura de aço necessária – com o intuito de suportar os esforços solicitantes.

A segunda proposta baseou-se na retirada do muro antigo. Propondo ainda que durante os meses de menor chuva, fosse feito um corte vertical do talude, e construído um muro de gravidade do tipo Gabião Caixa no local. Após as verificações - quanto aos esforços solicitantes, resistências disponíveis e os respectivos coeficientes de segurança -, a solução se mostrou viável na medida que a retirada do muro existente permitiria a passagem do maquinário, e o Gabião tornou-se uma alternativa simples e eficaz, pelo fato de ser monolítica, flexível, permeável, armada e autodrenante. Além de ser amplamente utilizado atualmente, o Gabião juntamente com a instalação de uma manta como geodreno no tardo da estrutura, torna a solução capaz de garantir uma melhor drenagem a longo prazo, e, conseqüentemente, maior proteção, uma vez que reduz efetivamente a poropressão, e mantém

as solicitações do projeto. Ou seja, o presente estudo atendeu de forma satisfatória às necessidades expostas, tanto em termos técnicos como econômicos.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, U.R. Execução de fundações profundas: estacas injetadas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos
- ____NBR 12770: Solos coesivos - Determinação da resistência à compressão não confinada
- ____NBR 6457: Preparação de amostras para ensaio normal de compactação e ensaios de caracterização – Método de ensaio
- ____NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica – Método de ensaio
- ____NBR 7181: Solo – Análise granulométrica, método de ensaio
- ____NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas
- ____NBR NM-ISSO 3310-1: Peneiras para ensaio – Requisitos técnicos e verificação - Parte 1: Peneiras de ensaio com tela de tecido metálico
- BARROS, P. L. de A. Obras de Contenção - Manual Técnico. Jundiaí: São Paulo. Maccaferri, 2011.
- BORGES, J.M.L, Aterro sobre solo moles reforçados com geossintético, 1995. 439p. Dissertação de Doutorado – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.
- BROMS, B. B. Design of lateral loaded piles. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v. 91, no SM3, May, 1965, p. 79-99.
- BROMS, B. B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v. 90, no SM2, March, 1964a, p. 27-63.
- BROMS, B. B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v. 90, no SM3, May, 1964b, p. 123-156.
- CARMO, E.S. (2009). Análise da Estabilidade de um Talude de Corte da BR-110: Estudo de Caso. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal de Feira de Santana, Feira de Santana, Bahia.
- CARVALHO, P. A. S. (Coord.) Manual de Geotecnia – Taludes de Rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. . São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) – Departamento de Estradas e Rodagem (DER), 1991.

CONSOLI, N. C., L. DA SILVA LOPES JR, B. S. CONSOLI, FESTUGATO, L. Mohr-Coulomb failure envelopes of lime-treated soils, *Geotechnique* 64, No. 2, 165–170, 2014.

CONSOLI, Nilo Cesar. A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils, 2014.

CRAIG, R. F., 2013. *Mecânica dos solos*; tradução Amir Kurban, 7^a edição – [Reimpressão] – Rio de Janeiro

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM . DNER-ME 181/94: Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à tração por compressão diametral

DOMINGUES, P.C.; Indicações para projetos de muros de arrimo em concreto armado. São Carlos, 1997. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

EHRlich, M; BECKER, L. Muros e taludes de Solo Reforçado. São Paulo, Editora Oficina de Textos, 2009.

GERSCOVICH, D. M. S. Estruturas de Contenção – Muros de Arrimo. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2010

JESUS, L. P. de. Muro de arrimo. 2013. 52 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica de Goiás PUC/GO, Goiânia, 2013.

JUNIOR, ALMERADO DEL PINO. Análise do comportamento de estacas do tipo broca escavadas com trado mecânico, solicitadas por esforços transversais. Tese (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Ilha solteira, 2003.

KINDER, H. und HILGEMANN, W. Atlas Zur Weltgeschichte, Vol. 1, Deutscher Taschenbuch Verlag, Munchen, 1964 apud RANZINI, Stelvio, M. T.; NEGRO JR., Arsênio. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, Waldemar; et al. (Ed.). *Fundações: teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, ABMS /ABEF, 1998. (Reimp. 2003). cap. 13, p.417-515.

MARCHETTI, O., Muros de Arrimo. São Paulo, Editora Blucher, 2008.

MATTOS, K. C. A. Processo de instabilização em taludes rodoviários em solos residuais arenosos: Estudo na rodovia Castello Branco (SP 280), Km 305 a 313. 2009. 111 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MATTOS, KELLY CRITINA ANDRADE: Processos de instabilização em taludes rodoviários em solos residuais arenosos: Estudo na rodovia Castello Branco (SP 280), Km 305 a 313. Tese (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos. 2009.

MENDES, F. B. 2010, “O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada”, dissertação de mestrado, programa de pós-graduação em geotecnia da UFOP, Ouro Preto, 148p.

MOLITERNO, Antônio. Caderno de muros de arrimo, Editora Edgard Blucher, 1983.

MORE, J. Z. P. 2003, “Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos”, dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 120 p

ONODERA, L. T. Uso de gabiões como estrutura de contenção. 2005. 63 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil com ênfase Ambiental)-Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2005.

PEREIRA, JOÃO PAULO: Reforço de fundação com micro-estacas. Dissertação de doutoramento na área de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra. 2012.

RANZINI, Stelvio, M. T.; NEGRO JR., Arsênio. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, Waldemar; *et al.* (Ed.). Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, ABMS / ABEF, 1998. (Reimp. 2003).

SANTOS, Daniele Pereira (2014). Estrutura de Contenção em Solo Reforçado. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal do Rio de Janeiro) SOARES, C. R. et al. Estudo de caso: método construtivo do muro de arrimo no Residencial Dom Osório Stoffel no município de Rondonópolis-MT. 2012. 47 p. trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil)-Faculdade Anhanguera de Rondonópolis-FAR, Rondonópolis, 2012.

SOUSA PINTO, C. de. Curso Básico de Mecânica dos Solos: em 16 aulas. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

VELLOSO FILHO, Sérgio M. Pimenta. Metodologia para execução de obras de contenção e fundações com foco no uso de retângulos. 2009. Tese (Mestrado em Construção Civil) – Universidade FUMEC, Belo Horizonte, MG, 2009.

YASSUDA, C. T.; DIAS P.H.V. Tirantes. In: HACHICH,W.; FALCONI, F.; SAES, J. L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Ed.). Fundações: Teoria e Prática. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.