

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA.

JESSYKA DE SENES

**ESTUDO DE CASO: ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM MURO DE
CONTENÇÃO COM PATOLOGIAS**

Joinville

2018

JESSYKA DE SENES

**ESTUDO DE CASO: ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM MURO DE
CONTENÇÃO COM PATOLOGIAS**

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel no Curso de Graduação em Engenharia de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientadora: Me. Helena Paula Nierwinski.

Joinville

2018

JESSYKA DE SENES

**ESTUDO DE CASO: ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM MURO DE
CONTENÇÃO COM PATOLOGIAS**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville, 30 de novembro de 2018.

Me. Valéria Bennack

Coordenador do Curso de Engenharia de Infraestrutura

Banca Examinadora:

Me. Helena Paula Nierwinski

Orientadora

Universidade Federal de Santa Catarina

Dr. Marcelo Heidemann

Membro

Universidade Federal de Santa Catarina

Dr. Yader Alfonso Guerrero Pérez

Membro

Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho a meus queridos pais.

“Ama-se mais o que se conquista com esforço”
(Beijamin Disraeli)

RESUMO

Um muro de contenção é utilizado para estabilizar as forças laterais geradas pelo maciço de solo. Neste estudo de caso, o muro localizado na rua Albatroz, bairro Costa e Silva, na cidade de Joinville/SC, situa-se na divisa entre dois terrenos, servindo como contenção ao desnível de terra existente. Após inspeção visual, verificou-se que o muro apresenta patologias, caracterizadas por inclinação em relação ao eixo vertical e fissuras pontuais. A fim de se verificar a estabilidade do local, foram analisadas as condições atuais de estabilidade interna e externa do muro. Com as informações coletadas *in loco*, a estabilidade externa e interna foram avaliadas através dos softwares GeoStudio e Excel, respectivamente. As informações para alimentação dos softwares foram obtidas através de ensaios de laboratório, com amostras do solo coletado no terreno à jusante, e em campo, com os dados de três furos de sondagem fornecidos por um empreendimento vizinho, localizado à menos de 100m da região estudada. O problema foi reproduzido e interpretado baseado nas informações sobre: geometria, obtidas em campo, perfil do solo, estimado através de interpretação de boletins de sondagem Standard Penetration Test (SPT), e os parâmetros de coesão e ângulo de atrito dos solos, determinados pelo ensaio de cisalhamento direto ou correlações com o ensaio SPT. Através das análises dos fatores de segurança em relação a estabilidade, percebeu-se que o muro de contenção apresenta risco de tombamento, fato evidenciado pelas patologias, caracterizadas por inclinação em relação ao eixo vertical.

Palavras-chave: Muro de contenção. Estabilidade. Software GeoStudio.

ABSTRACT

A retaining wall was used to stabilize the lateral forces generated by the ground mass. In this case, the wall located on Albatroz Street, Costa e Silva, in the city of Joinville / SC, is located between two terrains, used as a retaining between different levels of soil. After visual inspection, it was verified that the wall shows pathologies, characterized by vertical inclination and occasional fissures. In order to verify the stability of the area, the current conditions of internal and external stability of the wall were analyzed. With the information collected in loco, external and internal stability were analyzed by the GeoStudio and Excel softwares, respectively. The information inserted in the softwares were obtained through laboratory tests, with soil samples collected in the ground downstream, and in the field, with the data of three drill holes provided by a neighboring project, located at less than 100m from the studied region. The problem was interpreted and reproduced based on the following information: geometry, obtained in the field, soil profile, estimated by interpretation of survey reports, standard penetration test (SPT) of studied slope and the parameters of cohesion and friction angle of the soils. Through the analysis of the safety factors of stability, it was observed that the retaining wall presents a risk of overturning, as evidenced by the pathologies, characterized by vertical inclination.

Palavras-chave: Retaining wall. safety factors. Software GeoStudio.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Muros de contenção: Flexão e Gravidade	19
Figura 2 - Dispositivos de drenagem superficial.....	21
Figura 3 - Definição de Pressão em (a) repouso, (b) ativa e (c) passiva.....	23
Figura 4 - Estabilidade de muros de contenção	26
Figura 5 - Momentos em relação ao ponto A do muro	27
Figura 6 - Segurança contra o deslizamento.....	28
Figura 7 - Ruptura Global.....	30
Figura 8 - Método comum das fatias.....	31
Figura 9 - Forças na n-ésima fatia.....	31
Figura 10 - Ensaio de Cisalhamento direto	34
Figura 11 - Limites de Atteberg	36
Figura 12 - Carta de Plasticidade.....	38
Figura 13 - Muro de contenção	42
Figura 14 - Perfil suposto do terreno	43
Figura 15 - Volumetria do muro de contenção	44
Figura 16 - Perfil do muro.....	44
Figura 17 - Vista frontal do muro	45
Figura 18 - Vista superior de ambos os terrenos.....	46
Figura 19 - Solo coletado para ensaio em laboratório.....	48
Figura 20 - Preparação do solo para ensaio de granulometria.....	49
Figura 21 – (a) Fase do peneiramento e lavagem do material retido; (b) Cápsula com o solo retido e úmido; (c) Cápsulas com o solo, seco em estufa, do peneiramento grosso.	49
Figura 22 – Solo do peneiramento grosso retidos nas peneiras:	50
Figura 23 - Processo de sedimentação.....	50
Figura 24 - Solo do peneiramento fino retidos nas peneiras:	51
Figura 25 - Ensaio de limite de liquidez: (a) 100g de solo passante na peneira de 0,42mm; (b) Pasta de solo conformada no equipamento.....	52
Figura 26 - Ensaio para determinação do limite de plasticidade: (a) Moldagem do rolo quebradiço; (b) Separação de amostras para obtenção da umidade do rolo.....	53

Figura 27 - Ensaio de densidade real: (a) Picnometro com solo; (b) Fervura dos frascos; (c) Picnometro cheio com solo e água; (d) Picnometro completo com água.	54
Figura 28 – Etapas realizadas para a coleta amostra indeformada	55
Figura 29 - (a) Retirada do solo do cilindro maior; (b) Coleta da amostra de solo menor com o vazador.....	56
Figura 30 – Equipamento de ensaio de cisalhamento direto.....	57
Figura 31 - Métodos de análise de estabilidade no software Geotudio	59
Figura 32 - Vista frontal do muro de contenção.....	60
Figura 33 - Inclinação do muro.....	61
Figura 34 -: (a) Vista Superior do afastamento; (b) Descontinuidade no comprimento do muro; (c) Medição do afastamento.....	62
Figura 35 - Vista das feições originais no final do terreno.....	63
Figura 36 – Ruptura dos elementos que deveriam servir de reforço estrutural.....	63
Figura 37 – Vista frontal da feição do talude em 1993	65
Figura 38 - Perfil estratigráfico suposto do terreno.....	66
Figura 39 – Solo fino retido em cada peneira.....	67
Figura 40 - Locação dos ponto LL e IP na carta de plasticidade.....	69
Figura 41 - Estratigrafia do perfil no Geostudio	75
Figura 42 - Parâmetros do solo	75
Figura 43 - Escala de cores dos fatores de segurança	76
Figura 44 - FS no método entrada e saída para o talude sem contenção lateral e com o NA conforme a estratigrafia.....	77
Figura 45 - FS no método grade e raios para o talude sem contenção lateral e com o NA conforme a estratigrafia.....	78
Figura 46 - FS no método entrada e saída para o talude com contenção lateral e com o NA conforme a estratigrafia.....	79
Figura 47 - FS no método entrada e saída para o talude sem contenção lateral e com o NA seguindo o contorno do terreno.....	80
Figura 48 - FS no método grade e raios para o talude sem contenção lateral e com o NA seguindo o contorno do terreno.....	80
Figura 49 - FS no método entrada e saída para o talude com contenção lateral e com o NA seguindo o contorno do terreno.....	81

Figura 50 – Pontos utilizados para o cálculo de empuxo	83
Figura 51 - Área de influência	85
Figura 52 - Ponto de referência utilizado para estimar as distâncias da aplicação das forças	89

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Tensão X Deformação.....	70
Gráfico 2 - Envoltória de ruptura	71
Gráfico 3 - Distribuição do Empuxo Ativo e Passivo no muro de contenção com NA84	
Gráfico 4 - Distribuição do Empuxo Ativo e Passivo no muro de contenção sem NA84	

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.....	24
Quadro 2 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.....	24
Quadro 3 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos	25
Quadro 4 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção	26
Quadro 5 - Terminologia do Sistema Unificado.....	37
Quadro 6 - Estados de compacidade e de consistência.....	39

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Correlações empíricas entre SPT e coesão.....	40
Tabela 2 - Peso específico de solos argilosos	41
Tabela 3 - Resumo dos dados de ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação	68
Tabela 4 - Ocorrência do tamanho das partículas.....	69
Tabela 5 - Parâmetros do solo adotados	72
Tabela 6 - Magnitude dos carregamentos à montante	73
Tabela 7 - Magnitude e distância dos carregamentos à montante	73
Tabela 8 - Variação dos fatores de segurança para os cenários propostos.....	82
Tabela 9 - Passos realizados para a obtenção das resultantes de empuxo ativo e passivo para a condição com NA	86
Tabela 10 - Passos realizados para a obtenção das resultantes de empuxo ativo e passivo para a condição sem NA	87
Tabela 11 - Cálculo peso do muro	87
Tabela 12 - Cálculo peso do muro	88
Tabela 13 - Resultantes do Empuxo ativo, passivo e força peso do muro e os pontos de aplicação das forças.....	88
Tabela 14 - Fatores de segurança para tombamento e deslizamento do muro de contenção.....	89

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVO GERAL.....	16
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
1.3	ORGANIZAÇÃO DESTE TRABALHO	16
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	18
2.1	MUROS DE CONTENÇÃO	18
2.1.1	Conceituação	18
2.1.2	Drenagem	20
2.2	ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	21
2.2.1	Empuxo de terra	21
2.2.2	Fatores de segurança	23
2.2.3	Estabilidade interna	26
2.2.4	Estabilidade externa	29
2.3	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E PARÂMETROS DO SOLO	33
2.3.1	Cisalhamento direto	33
2.3.2	Ensaios de caracterização das partículas do solo.	34
<i>2.3.2.1</i>	<i>Análise Granulométrica.</i>	<i>35</i>
<i>2.3.2.2</i>	<i>Índices de consistência</i>	<i>36</i>
<i>2.3.2.3</i>	<i>Classificação Unificada</i>	<i>36</i>
2.3.3	Standard Penetration Test (SPT)	38
<i>2.3.3.1</i>	<i>Estimativa de parâmetros pelo SPT</i>	<i>39</i>
3	METODOLOGIA	42
3.1	LOCAL DE ESTUDO	42
3.2	LEVANTAMENTO DOS DADOS GEOMÉTRICOS DA ÁREA	43
3.3	CARGAS ATUANTES	46
3.4	SONDAGENS SPT.....	47

3.5	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DA REGIÃO	47
3.5.1	Análise granulométrica	48
3.5.2	Limite de Liquidez	52
3.5.3	Limite de plasticidade	53
3.5.4	Determinação densidade real.....	53
3.6	ENSAIO DE CISALHAMENTO.....	55
3.7	ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	58
3.7.1	GeoStudio	59
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	60
4.1	INSPEÇÃO INICIAL DA ÁREA.....	60
4.2	PERFIL ESTRATIGRÁFICO DA ENCOSTA	64
4.3	PERFIL ESTRATIGRÁFICO DOS TERRENOS	65
4.4	INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO BÁSICA DO SOLO	67
4.5	CISALHAMENTO DIRETO.....	70
4.6	CONSIDERAÇÕES PARA A MODELAGEM.....	71
4.6.1	Sobre o solo.....	71
4.6.2	Sobre as forças.....	73
4.7	ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL.....	74
4.8	ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA	82
5	CONCLUSÃO.....	91
	REFERÊNCIAS.....	93
	APÊNDICES	96
	ANEXOS	102

1 INTRODUÇÃO

A expansão territorial das cidades é proporcional ao seu desenvolvimento econômico. Com a intensa industrialização da cidade de Joinville-SC, em meados dos anos 1960, a taxa de crescimento demográfico disparou, refletindo a situação econômica da cidade. Atualmente Joinville é a maior cidade do estado de Santa Catarina, com aproximadamente 570 mil habitantes (JOINVILLE, 2016).

Com a crescente ocupação territorial, terrenos com relevo acidentado são cortados, nivelados e, muitas vezes, ocupados sem controle técnico. A ocupação desses terrenos, sem a devida estabilização, aumentam os riscos e agravam as proporções dos acidentes geológicos, acarretando danos materiais e perdas de vidas.

Quando a inclinação do corte no maciço do terreno gera tensões cisalhantes que excedem a resistência ao cisalhamento do solo, há necessidade de medidas estabilizantes no corte ou manutenção da encosta (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, 1998 apud MARAGON, 2006). Exemplos de medidas bastante usuais, que ajudam na estabilização de taludes são: redução da inclinação, implementação de técnicas de drenagem superficial e subsuperficial e implantação de estruturas de contenção.

De acordo com Maragon (2006) o projeto de estabilização deve atuar nas causas da instabilidade, que podem ser a percolação de água interna no maciço, os efeitos de erosão ou as forças gravitacionais. As medidas estabilizantes devem priorizar a segurança sem desconsiderar a economia da obra.

Nesta perspectiva, o presente trabalho tem por objetivo efetuar uma avaliação das condições atuais de estabilidade de um muro de contenção localizado no município de Joinville-SC. Este muro foi construído para nivelar dois terrenos, localizados numa encosta. Na situação atual, o muro apresenta patologias, caracterizadas por inclinação em relação ao eixo vertical e fissuras pontuais. A condição de instabilidade do mesmo, devido ao risco de tombamento e/ou rompimento, pode acarretar em danos materiais, para ambos os terrenos, e eventualmente perda de vidas.

Para realização desta análise foi necessária a caracterização do perfil do solo da região estudada, determinação dos parâmetros de resistência, além da definição da geometria atual do local. Estas informações foram obtidas por meio de análises dos furos de sondagens realizadas nas proximidades, do ensaio de cisalhamento direto em amostra coletada no local e levantamento de medidas em campo.

Com os dados do problema definidos, utilizando os softwares GeoStudio e Excel é possível realizar a avaliação de estabilidade da estrutura.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é realizar uma análise da estabilidade de um muro de contenção com patologias, localizado na cidade de Joinville.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

A fim de atender o objetivo geral deste trabalho, abaixo são listados os objetivos específicos:

- I. Inspecionar visualmente o muro, registrando patologias e anomalias existentes no mesmo e no seu entorno;
- II. Analisar sondagem SPT para caracterização do solo da encosta;
- III. Efetuar levantamento dos dados geométricos da área;
- IV. Coletar amostras do solo a jusante do muro e realizar ensaios em laboratório para determinação dos índices físicos e parâmetros de resistência do solo;
- V. Compilar os dados obtidos na fase da investigação e elaborar simulação do problema de estabilidade, nos softwares GeoStudio e Excel;
- VI. Avaliar a estabilidade da área.

1.3 ORGANIZAÇÃO DESTE TRABALHO

O trabalho está organizado em 5 capítulos descritos a seguir:

O capítulo 1 apresenta a introdução sobre a temática de pesquisa, dando enfoque à importância das obras de estabilização. Ainda na introdução são apresentados o objetivo principal e os objetivos específicos do trabalho.

O capítulo 2 consiste na revisão bibliográfica, aprofundando alguns conceitos abordados brevemente na introdução. Serão abordados conceitos sobre muros de contenção, análise de estabilidade e investigações geotécnicas.

O capítulo 3 descreve os ensaios utilizados para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo, o levantamento dos dados geométricos do local e a determinação das cargas atuantes nas análises.

O capítulo 4 descreve as patologias encontradas na região, os resultados dos ensaios de laboratório, o perfil suposto para a região, os cálculos e as análises da estabilidade interna e externa do problema.

O capítulo 5 apresenta a conclusão do trabalho, resumindo os dados obtidos através das análises.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A fundamentação teórica tem como finalidade orientar o pesquisador e o leitor. O presente trabalho é um estudo de caso que irá avaliar as condições atuais de estabilidade de um muro de contenção com avarias.

Para contextualizar o leitor, inicialmente será definido o conceito de muro de contenção, assim como os itens que devem ser verificados, de acordo com norma, quanto à sua estabilidade.

Inicialmente, o muro foi construído para conter um maciço de solo inclinado, também conhecido como talude. Sendo assim o termo estabilidade de taludes é levantado quanto a sua importância. Aprofundando o item, será definido o conceito de empuxo de terra, termo como são conhecidas as forças de interação do solo com, no caso, o muro estudado. Também serão rebuscados os valores dos fatores de segurança mínimos requeridos pela norma de estabilidade de taludes.

A estabilidade do local de estudo será analisada através da verificação das estabilidades interna e externa da estrutura de contenção. A estabilidade interna refere-se as forças de interação solo-muro, enquanto a estabilidade externa avalia possíveis instabilidades de forma mais ampla, avaliando o contorno do problema.

2.1 MUROS DE CONTENÇÃO

A contenção é um elemento utilizado para estabilizar um maciço de solo, através de elementos que suportam as solicitações impostas pelos empuxos (solo e água) e sobrecargas acidentais (uso do terreno) em terrenos com declive (NORMA TÉCNICA - NBR 11682 DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT, 2009).

2.1.1 Conceituação

Existem muitos métodos utilizados para resistir aos esforços solicitantes. A escolha do elemento de contenção irá depender de diversos fatores como: dimensão do maciço contido, objetivo da contenção, se é provisória ou definitiva, viabilidade dos custos da obra e a viabilidade técnica e executiva.

O presente estudo é sobre um muro de contenção. Portanto, as demais estruturas de contenção não serão citadas na fundamentação teórica. “Muros são estruturas corridas de contenção constituídas de parede vertical ou quase vertical apoiadas numa fundação rasa ou profunda” (HACHICH et al, 2012, p.503).

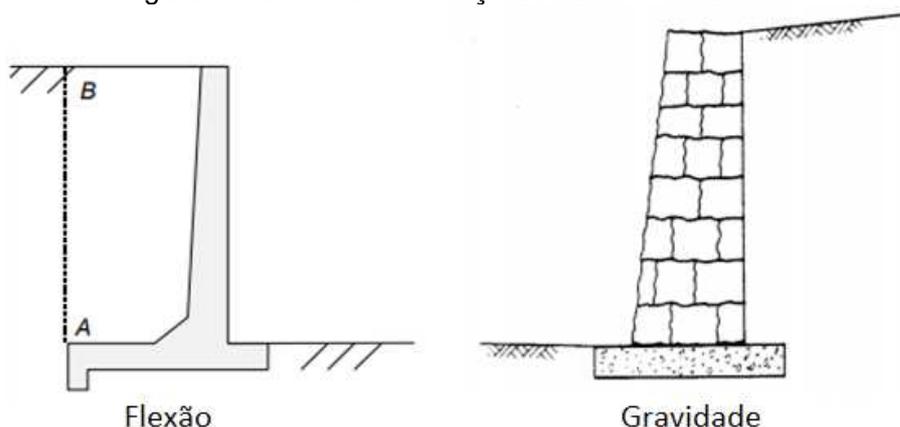
Os muros de contenção podem ser divididos em duas categorias principais: o muro de gravidade e o de flexão. A seguir a NBR 11682 (ABNT, 2009, p.10) define as estruturas:

Muros de gravidade são aqueles que formam uma estrutura monolítica, cuja estabilidade é garantida através do peso próprio da estrutura. Podem ser de concreto simples, concreto ciclópico, gabiões, alvenaria de pedra argamassada ou de pedra seca, tijolos ou elementos especiais.

Muros de flexão são aqueles que resistem aos esforços por flexão, geralmente utilizando parte do peso próprio do maciço arrimado que se apoia sobre sua base para manter o equilíbrio, sem caracterizar uma estrutura monolítica.

A Figura 1 ilustra ambos os muros citados, podendo-se, então, notar que os muros de gravidade são estruturas mais robustas, por conter o maciço de solo pela ação do peso próprio. Enquanto que os muros de flexão são em formato de “L”, com ou sem contrafortes (estruturas que auxiliam na estabilização). O formato do muro de flexão possibilita utilizar parte do peso do solo à montante para estabilização do maciço resultando em estruturas mais esbeltas (SÃO PAULO, 2006).

Figura 1 - Muros de contenção: Flexão e Gravidade



Fonte: São Paulo (2006)

De acordo com a NBR 11682 (ABNT, 2009), no dimensionamento de um muro de contenção devem ser verificadas as estabilidades quanto:

- Tombamento;
- Deslizamento;

- Capacidade de carga da fundação;
- Capacidade estrutural do aço (No caso de muro de flexão).

A avaliação de estabilidade será discutida com maiores detalhes no decorrer deste trabalho.

Para garantir a estabilidade da obra, além do correto dimensionamento do muro de contenção, é necessário prever a incorporação de um sistema de drenagem. A água quando desprezada prejudica a avaliação dos esforços solicitantes.

O próximo item aborda os tipos de drenagem adotados em muros de contenção e a importância para a estabilização de taludes.

2.1.2 Drenagem

A NBR 11682 (ABNT, 2009) recomenda para muros de contenção a instalação de um sistema de drenagem, com filtro no tardo e drenos ao longo de sua extensão. O sistema de drenagem tem como finalidade evitar o acúmulo de água no solo. Nos casos de elevada poropressão (pressão neutra) no terreno é comum a combinação dos sistemas superficiais e internos de drenagem.

O sistema de drenagem superficial é responsável por captar e desviar as águas superficiais, reduzindo a infiltração de águas pluviais. Enquanto que o sistema de drenagem subsuperficial é responsável por drenar a água do interior do maciço, reduzindo as poropressões (MASSAD, 2010).

O volume de água drenado do maciço será proporcional ao coeficiente de permeabilidade e ao gradiente hidráulico do solo. Para a drenagem subsuperficial utilizam-se dispositivos como: drenos horizontais, trincheiras drenantes longitudinais, drenos internos de estruturas de contenção, filtros granulares e geodrenos. Para a drenagem superficial (Figura 2) são utilizados dispositivos como: canaletas transversais, canaletas longitudinais de descida (escada), dissipadores de energia, caixas coletoras etc. (GERSCOVICH, 20--).

Figura 2 - Dispositivos de drenagem superficial



(a) Canaleta transversal

(b) Canaleta longitudinal

(c) caixa de passagem

Fonte: GeoRio apud Gerscovich (20--)

A infiltração de água no maciço reduz a sucção entre as partículas de solo, podendo também aumentar as poropressões no maciço. O aumento da poropressão reduz o atrito entre as partículas, conseqüentemente, reduz a resistência ao cisalhamento do material. Dependendo das condições hidrológicas da região, a água pode ser bastante prejudicial e causar a instabilidade do terreno, portanto, além do sistema de drenagem, é comum proteger o solo da ação da água com vegetação ou impermeabilizantes, para reduzir a infiltração e erosão do terreno (GERSCOVICH, 20--).

2.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Neste item serão abordados aspectos relacionados à análise de estabilidade de um muro de contenção. Serão discutidos aspectos relacionados aos esforços de empuxo, fatores de segurança de estabilidade interna e externa.

2.2.1 Empuxo de terra

De acordo com Caputo (1987), o empuxo de terra é a distribuição das pressões laterais produzido pelo maciço sobre a estrutura que o suporta. O conhecimento das forças laterais atuantes nos casos de estruturas de contenção é fundamental para seu correto dimensionamento.

Caputo (1987) descreve as fórmulas de 1 à 4, utilizadas para a determinação dos empuxos, ou forças laterais. As equações simplificam as condições dos esforços reais atuantes no solo e são provenientes das teorias clássicas formuladas por Coulomb (1773) e Rankine (1856).

A Equação 1 define que a partir dos esforços verticais e com o coeficiente de empuxo (K) é possível determinar os esforços laterais do maciço.

$$\sigma'_h = K \times \sigma'_o \quad (1)$$

Onde:

K = coeficiente de empuxo (passivo, ativo ou em repouso)

σ'_o = Tensão vertical efetiva na altura h

σ'_h = Tensão horizontal efetiva na altura h

Para a determinação do empuxo com relação ao muro de contenção, Das (2011) descreve três possíveis situações:

Caso 1: Muro de contenção está em estado de equilíbrio estático, ou seja, não há movimento. Neste caso utiliza-se o coeficiente de empuxo em repouso (K_0).

$$K = K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} \quad (2)$$

Caso 2: Muro de contenção rotaciona sobre a fundação para uma posição que se afasta do maciço contido. Neste caso utiliza-se o coeficiente de empuxo ativo (K_a).

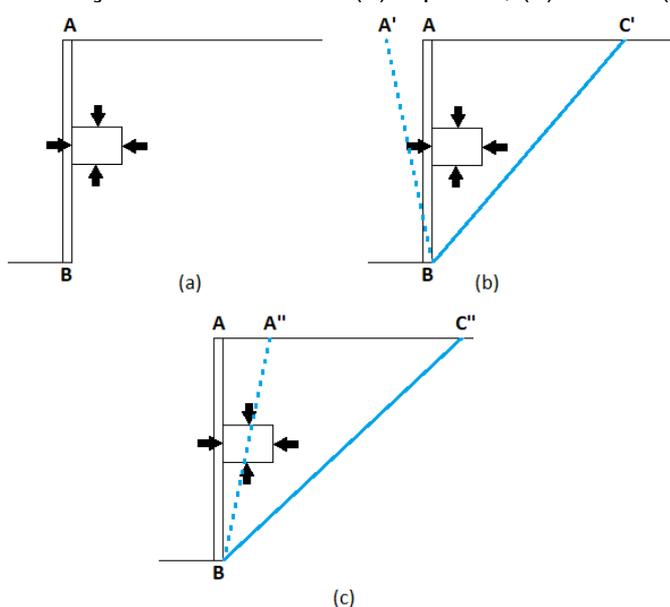
$$K = K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_o} \quad (3)$$

Caso 3: Muro de contenção rotaciona sobre a fundação para uma posição que comprime o maciço. Neste caso utiliza-se o coeficiente de empuxo passivo (K_p).

$$K = K_p = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \quad (4)$$

Os três casos descritos são ilustrados na Figura 3. No item (a), a face AB do muro permanece estática. No item (b), se o paramento AB afastar do maciço até a posição A'B o maciço se romperá para baixo sobre o plano BC'. No item (c), se o paramento AB atingir a posição A''B o maciço se romperá para cima sobre o plano BC'' (DAS, 2011).

Figura 3 - Definição de Pressão em (a) repouso, (b) ativa e (c) passiva.



Fonte: Adaptado de Das (2011)

Com a definição da situação do maciço (repouso, ativo ou passivo) e os parâmetros do solo, podem ser determinados os valores dos esforços verticais na estrutura de contenção. Com os valores de empuxo e os fatores de segurança mínimos normatizados, que serão apresentados no próximo item, a estabilidade do muro pode ser verificada.

2.2.2 Fatores de segurança

Os cálculos de estabilidade dos taludes ou obras de contenção do solo devem atender aos valores mínimos de segurança previstos na norma NBR 11682 (ABNT, 2009). O valor do fator de segurança (FS) representa o equilíbrio entre esforços estabilizantes e instabilizantes. O valor de FS igual à 1, pode significar a imobilidade de um talude ou estrutura de contenção, mas não garante a estabilidade com segurança.

Dada a variabilidade dos materiais e das demais variações nas condições do ambiente, em diferentes etapas do projeto, é previsto em norma um fator para garantir a segurança referente a estabilidade interna e externa do maciço.

O valor do fator de segurança mínimo contra deslizamento é determinado através da associação das informações dos Quadros 1 e 2, referentes aos níveis de segurança requeridos em projeto. A classificação do nível de segurança é realizada

a partir da avaliação do local que a obra será implantada e o possível impacto que a obra pode causar ao seu entorno.

O Quadro 1 corresponde ao nível de segurança contra a perda de vidas humanas.

Quadro 1 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
ALTO	- Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais, ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas. - Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
MÉDIO	- Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas. - Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.
BAIXO	- Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas. - Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.

Fonte: NBR 11682 (ABNT, 2009)

O Quadro 2 corresponde ao nível de segurança contra danos materiais e ambientais.

Quadro 2 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Critérios
ALTO	- Danos Materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais. - Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos.
MÉDIO	- Danos Materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado. - Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.
BAIXO	- Danos Materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido. - Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

Fonte: NBR 11682 (ABNT, 2009)

Os valores mínimos requeridos para os fatores de segurança, que garantem a estabilidade externa e interna do maciço de solo são apresentados a seguir nos Quadros 3 e 4.

Entende-se por estabilidade interna aquela que envolve superfícies potenciais de escorregamento localizadas, a serem estabilizadas pela estrutura de contenção, como no caso de uma cunha de empuxo ativo. Por outro lado, a estabilidade externa é aquela que envolve superfícies de escorregamento globais. No caso de estruturas de arrimo reforçadas por tirantes, tiras, grampos ou geossintéticos, por exemplo, as superfícies localizadas interceptam os elementos de reforço (estabilidade interna), enquanto que as superfícies globais não interceptam estes elementos (estabilidade externa) (NBR 11682, ABNT, 2009, p. 24).

O Quadro 3, referente a estabilidade externa, indica o fator de segurança adequado para deslizamentos, seu valor é determinado em função da probabilidade de causar danos a vidas, materiais e ambientais. As classificações dos níveis de segurança devem ser justificadas e concordadas entre Engenheiro Civil e o contratante.

Quadro 3 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

Nível de segurança contra danos a vidas humanas \ Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

- No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima deverão ser majorados em 10%. Alternativamente, poderá ser usado o enfoque semi-probabilístico indicado no anexo D.

- No caso de estabilidade de lascas/ blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

- Esta tabela não se aplica para os casos de rastejo, voçorocas, ravinas, e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: NBR 11682 (ABNT, 2009)

Referente a estabilidade interna, o Quadro 4, de acordo com a NBR 11682 (ABNT, 2009), estabelece a seguir os valores mínimos requeridos para garantir a segurança das estruturas de contenção.

Quadro 4 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção

Verificação da segurança	Fator de segurança mínimo
Tombamento	2,0
Deslizamento na base	1,5
Capacidade de carga da fundação	3,0

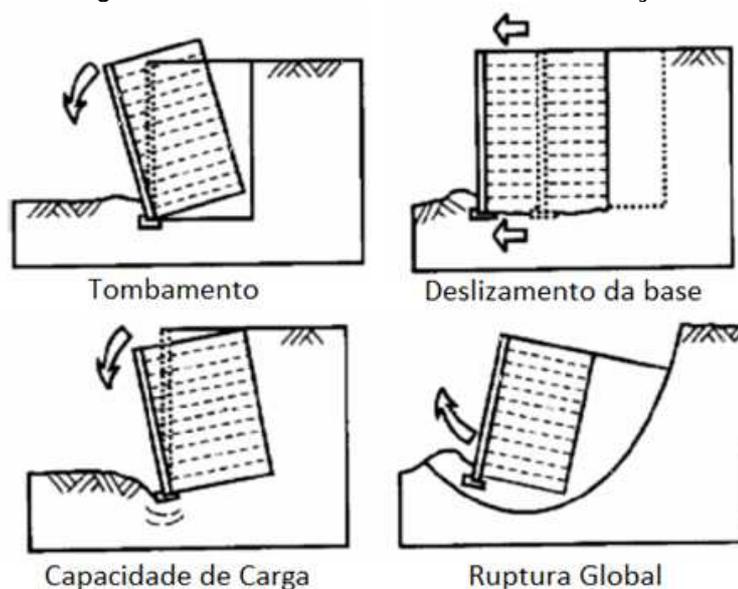
Fonte: NBR 11682 (ABNT, 2009)

Os cálculos para a verificação de estabilidade interna e externa dos muros de contenção serão discutidos nos próximos itens.

2.2.3 Estabilidade interna

A verificação da estabilidade de uma estrutura de contenção é realizada através da satisfação dos valores mínimos de segurança, conforme descrito e citados no item anterior (fatores de segurança). Para garantir a estabilidade da estrutura são verificadas as condições de segurança, representadas na Figura 4.

Figura 4 - Estabilidade de muros de contenção



Fonte: Gerscovich (20--)

São Paulo (2006) define a seguir, as condições de estabilidade para segurança de um muro de contenção. Obtendo os esforços atuantes dos carregamentos.

1ª Condição: Segurança contra o tombamento.

Para que o muro não tombe em torno do ponto A (Figura 5), os momentos gerados pelo peso próprio e o peso do solo sobre a base ou paramento interno do muro (Equação 5), quando houver, deve ser maior que o momento de empuxo total (Equação 6)

$$M_W = W_M \times x_1 \quad (5)$$

$$M_T = E_{av} \times x_2 + E_{ah} \times y_1 \quad (6)$$

Onde:

W_M = Força peso do muro (próprio + solo sobre o paramento interno, no caso do muro de flexão).

M_M = Momento gerado pela força peso do muro.

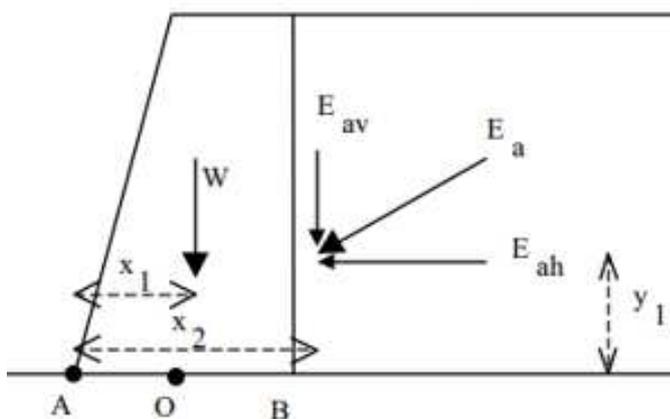
x_1 = Distância horizontal da aplicação da força peso em relação ao ponto A

E_{av} = Empuxo ativo vertical (Empuxo de solo + Empuxo hidrostático + Cargas acidentais horizontais).

E_{ah} = Empuxo ativo horizontal

y_1 = Distância vertical da aplicação da força de empuxo ativo horizontal em relação ao ponto A.

Figura 5 - Momentos em relação ao ponto A do muro



Fonte: Gerscovich (20--)

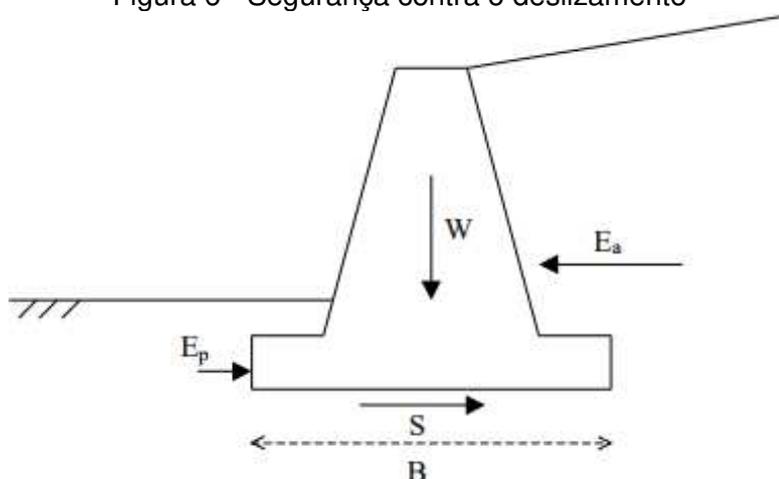
A NBR 11682 (ABNT, 2009) determina os fatores de segurança mínimos a serem respeitados. Portanto, para garantir a segurança ao tombamento, a Equação 7 indica que o fator de segurança ao tombamento (FS_T), dado pela razão de M_W por M_T deve ser maior ou igual à 2.

$$FS_T = \frac{M_W}{M_T} \geq 2 \quad (7)$$

2ª Condição: Segurança contra o deslizamento.

Para que o muro não deslize, conforme mostrado na Figura 7, a força de atrito da base do muro deve ser maior que o empuxo horizontal (E_a) aplicado. A força de atrito (S) é determinada pela multiplicação da componente vertical, peso do muro (W_M), pela tangente do ângulo de atrito entre base do muro e solo (φ').

Figura 6 - Segurança contra o deslizamento



Fonte: Gerscovich (20--)

O fator de segurança ao deslizamento (FS_D) é dado pela razão da força de atrito e em alguns casos o empuxo passivo sobre o empuxo ativo. Conforme indicado na Equação 8, seu valor deve ser maior ou igual à 1,5 para a estrutura ser considerada segura.

$$FS_D = \frac{W_M \times tg\varphi'}{E_a} \geq 1,5 \quad (8)$$

Para Caputo (1987) o uso do empuxo passivo (E_p) pode ser desprezado, como ele é a favor da segurança, não contabilizá-lo aumenta a segurança contra o deslizamento. O Departamento de Estradas de Rodagem sugere usar o empuxo passivo com sobriedade, conforme abaixo justificado.

O empuxo passivo na frente do muro de arrimo deve considerar a hipótese eventual de escavação futura do solo. Além disso, a mobilização desse empuxo requer deformações relativamente maiores que do empuxo ativo, devendo este aspecto ser considerado nos cálculos de estabilidade (SÃO PAULO, 2006, p.12).

De acordo com Caputo (1987), o valor do ângulo de atrito entre solo-muro (φ'), pode ser considerado 30°, para areia grossa pura, e 25°, para areia grossa argilosa ou siltosa. Além dos valores sugeridos por Caputo (1987), Terzaghi (1943 apud FERREIRA et al., 2017) indica o intervalo do ângulo de atrito solo-muro (φ') em função do ângulo de atrito do solo.

$$\frac{\varphi}{3} \leq \varphi' \leq \frac{2\varphi}{3} \quad (9)$$

3ª Condição: Segurança contra a ruptura e deformação excessiva da fundação.

O fator de segurança com relação a ruptura e deformação excessiva do solo de fundação (FS_F) é determinado através da Equação 10. As tensões de ruptura do solo podem ser determinadas através da solução de Terzaghi (1943) ou por correlações com os ensaios de campo e devem satisfazer a inequação para que a estrutura, em relação a capacidade de carga, possa ser considerada segura.

$$FS_F = \frac{\sigma_{rupt}}{\sigma} \geq 3 \quad (10)$$

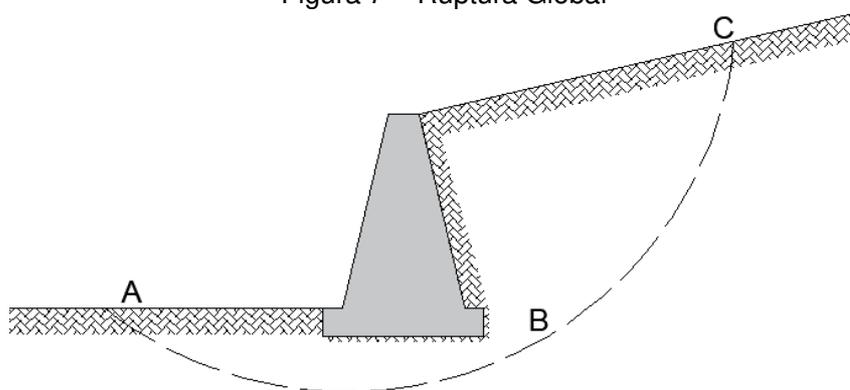
As três primeiras condições, ilustradas na Figura 5, são referentes a estabilidade interna, portanto são analisados os esforços de interação solo-muro. No próximo item será discutido a quarta condição, referente a estabilidade externa do maciço de solo.

2.2.4 Estabilidade externa

Hachich (1998) declara que, a estabilidade global é a quarta condição de estabilida a ser avaliada. A segurança contra a ruptura global do conjunto solo-muro é verificada, ou seja, a possibilidade do solo romper sobre uma superfície de escorregamento ABC, conforme indicado na Figura 7.

A estabilidade global é garantida, quando os fatores de segurança mínimos para deslizamentos são atendidos. Os valores admitidos para ao fator de segurança mínimos para o deslizamento são apresentados no Quadro 3, no item 2.2.2 deste trabalho.

Figura 7 - Ruptura Global



Fonte: Adaptado de Hachich (1998)

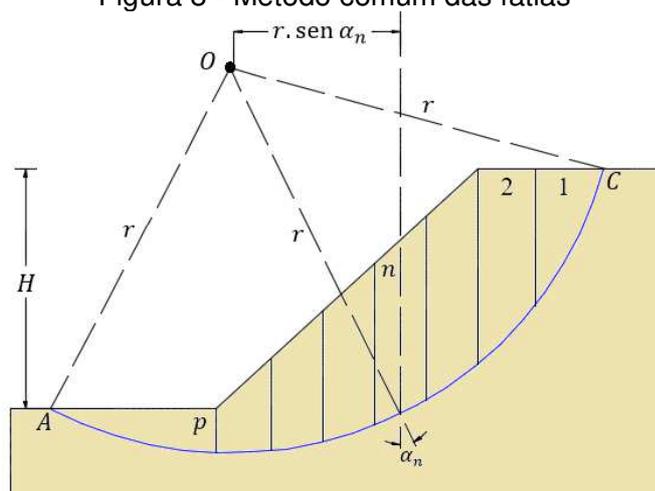
Os valores dos fatores de segurança para a ruptura global podem ser determinados através de simulações de planos preferenciais utilizando o softwares de simulação, como o caso do GeoStudio, que será utilizado neste estudo. Os softwares costumam utilizar como base de cálculo das suas análises o método de equilíbrio limite, que possibilita calcular os empuxos laterais do solo sobre as estruturas de contenção, adotando as seguintes hipóteses listadas por Massad (2010):

- O solo tem comportamento rígido plástico.
- As equações de equilíbrio são válidas até a iminência da ruptura.
- Coeficiente de segurança constante, ignorando rupturas progressivas.

Uma estrutura pode ser considerada segura quando suporta as solicitações impostas sem alcançar o estado limite último (colapso). No método de equilíbrio limite podemos analisar a superfície preferencial de ruptura de duas formas. Os métodos de Fellenius, Bishop e Spencer consideram a ruptura circular, enquanto que os métodos de Jambu e Morgenstern e Price consideram uma ruptura de qualquer tipo (FREITAS, 2011).

No método das fatias, método mais utilizado para análise de estabilidade de taludes, admite-se um formato de arco, com raio r e centro em O para a superfície de ruptura AC e o talude é dividido em fatias, conforme mostrado na Figura 8.

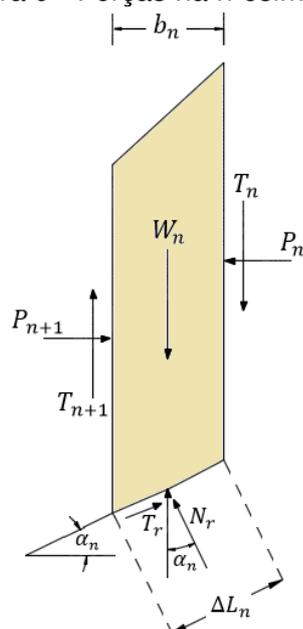
Figura 8 - Método comum das fatias



Fonte: Adaptado de DAS (2011)

As forças atuantes em cada fatia são mostradas na Figura 9.

Figura 9 - Forças na n-ésima fatia



Fonte: Adaptado de DAS (2011)

O equilíbrio da cunha é testado quando o momento das forças instabilizantes e estabilizantes em relação ao ponto O e o somatório das forças, eixo x e y , são iguais a zero.

Das (2011) informa, as Equações 11 a 14, obtidas através da análise da Figura 9, para a obtenção do equilíbrio de momentos.

A força normal (N_r) é a reação a força peso, calculado conforme Equação 16:

$$N_r = W_n \cdot \cos \alpha_n \quad (11)$$

A Equação 17 determina que a força de cisalhamento (T_r) é a fórmula de tensão de cisalhamento proposta por Coulomb (1776), multiplicada pela área ($\Delta L_n \cdot 1$) e dividida por um fator de segurança (F_s):

$$T_r = \frac{1}{F_s} \cdot [c + \sigma \operatorname{tg} \theta] \Delta L_n \quad (12)$$

A Equação 18 possibilita calcular a tensão normal (σ), que é obtida através da Equação (16) dividida pela área ($\Delta L_n \cdot 1$).

$$\sigma = \frac{W_n \cdot \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \quad (13)$$

Com o somatório dos momentos em relação à O de cada fatia e com a devida manipulação dos dados, obtêm-se o fator de segurança (F_s) isolado, conforme mostrado a seguir:

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \cdot \Delta L_n + W_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \operatorname{tg} \theta)}{\sum_{n=1}^{n=p} (W_n \cdot \sin \alpha_n)} \quad (14)$$

O somatório das forças para a obtenção do equilíbrio de forças, no eixo x e y , podem ser retiradas na Figura 9 e igualadas a zero. Massad (2010) explica que o método das fatias é estaticamente indeterminado por possuir $(5n-2)$ incógnitas, sendo n o número de lamelas, e apenas $3n$ equações, sendo elas $\sum M_O$, $\sum F_x$ e $\sum F_y$ para cada fatia.

Massad (2010) ressalta que a partir da Equação (19), obtém-se o fator de segurança para a superfície de ruptura adotada (posição do arco), porém devem ser verificadas várias posições do arco, através de uma malha de centro de círculos. Além disso, todos os fatores de segurança testados devem atender aos valores mínimos, requeridos em norma, para que não ocorra ruptura global.

Dentre os métodos de equilíbrio limite, Bishop simplificado e Fellenius (ordinário) são os mais utilizados e descritos nas bibliografias. Massad (2010) aponta que a diferença entre os métodos está na direção das forças normais e cisalhantes entre as lamelas. Ambos os métodos ignoram algumas forças nas equações de equilíbrio, facilitando a resolução dos problemas analisados. Os métodos de Morgenstern-Price e Spencer são mais precisos, porque satisfazem as condições de equilíbrio de forças e momentos.

A análise da estabilidade global, pelo método Morgenstern-price, é a mais rigorosa, porque satisfaz as equações de equilíbrio das forças e momentos,

considerando que a superfície preferencial de ruptura pode tomar qualquer forma (FREITAS, 2011).

2.3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA E PARÂMETROS DO SOLO

A modelagem do problema requer investigação das características específicas da região que será estudada. De acordo com NBR 11682 (ABNT, 2009) o levantamento das informações geotécnicas de um projeto deve indicar a locação das investigações e as construções existentes no entorno da área de estudo. O estudo da área deve ser orientado por engenheiro civil geotécnico ou geólogo de engenharia, que indicará seções e pontos de interesse geológico.

O objetivo principal das investigações é definir seções transversais e longitudinais à encosta que representem, com a maior fidelidade possível, as características topográficas e geológico-geotécnicas do talude em estudo, ressaltando a estratigrafia e as propriedades geomecânicas e permitindo o diagnóstico do mecanismo de instabilização existente (NBR 11682, ABNT, 2009, p.5)

2.3.1 Cisalhamento direto

Afim de analisar os problemas de estabilidade do solo é necessário descobrir a resistência à ruptura e ao deslizamento que o solo da área investigada apresenta (DAS, 2011).

De acordo com Colomb (1776), não haverá ruptura se as tensões no solo não ultrapassarem a reta dada pela Equação 15. Para Mohr (1900), não há ruptura enquanto o círculo de estado de tensões no solo estiver abaixo da envoltória de resistência, que é dada por uma curva. Esta curva, quando aproximada para uma função linear, fica análoga ao critério de Colomb. Com isso, deu-se o nome de critério de Mohr-colomb para a Equação linear 15, atualmente conhecida como envoltória de ruptura (HACHICH, 1998).

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg}\theta \quad (15)$$

Onde:

τ_f Resistência ao cisalhamento

c Coesão

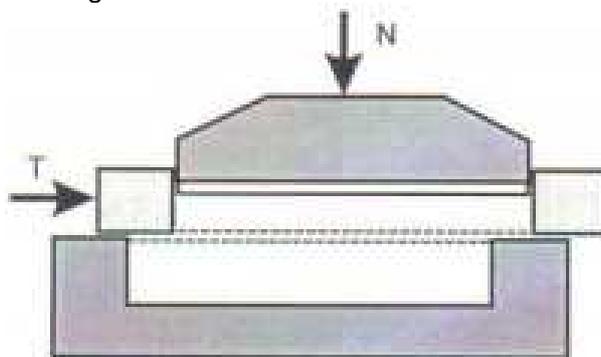
σ Tensão Normal do plano de ruptura

θ Ângulo de atrito

A envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb pode ser determinada através de ensaios de cisalhamento. Com a envoltória definida é possível determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento (c e θ).

O ensaio de cisalhamento direto, conforme mostrado na Figura 10, consiste em aplicar uma tensão normal (N) num plano e verificar a tensão cisalhante que provoca a ruptura. Este ensaio, pela sua simplicidade, torna-se muito útil quando deseja-se obter apenas os parâmetros de resistência do solo (MARANGON, 2006).

Figura 10 - Ensaio de Cisalhamento direto



Fonte: Marangon (2006).

“Os ensaios buscarão representar o rompimento de uma seção em relação a uma outra contígua, medindo as tensões de ruptura capazes de identificar, nas condições do projeto, sua resistência ao corte” (MARANGON, 2006, p.104).

O resultado do ensaio de cisalhamento direto gera dois gráficos: tensão por deformação e variação de volume por deformação. O gráfico de tensão por deformação proporciona determinar a função linear do critério de ruptura de Mohr-Colomb para obter os parâmetros de resistência do solo.

2.3.2 Ensaios de caracterização das partículas do solo.

A diversidade dos solos e de seus parâmetros leva à necessidade de classificá-los, podendo, assim, estimar seu comportamento provável, permitindo uma análise adequada do problema (HACHICH, 1998).

O solo estudado será classificado através dos ensaios de granulometria, limite de plasticidade, limite de liquidez e densidade real. De acordo com Pinto (2006), para classificar o solo além das frações de ocorrência precisamos analisar os índices de consistência, que serão discutidos mais adiante.

2.3.2.1 *Análise Granulométrica.*

De acordo com Hachich (1998), o ensaio de análise granulométrica basicamente é dividido em duas etapas: peneiramento e sedimentação. A etapa de peneiramento consiste em registrar o peso de material passante em cada peneira. A abertura nominal da peneira representa o diâmetro equivalente das partículas que serão representadas em um gráfico em escala logarítma.

A sedimentação complementa o gráfico granulométrico. Afim de conhecer a porção mais fina do solo, a mistura (solo, defloculante e água destilada) é agitada e, após ser submetida ao repouso, a densidade é mensurada no decorrer do tempo (HACHICH,1998).

“No instante em que a suspensão é colocada em repouso, a sua densidade é igual ao longo de toda a profundidade. Quando as partículas maiores caem, a densidade na parte superior do frasco diminui. Numa profundidade qualquer, em um certo momento, a relação entre a densidade existente e a densidade inicial indica a porcentagem de grãos com diâmetro inferior determinado pela Lei de Stokes”(PINTO, p. 23, 2006)

De acordo com a Lei de Stokes (Equação 16), a velocidade de queda das partículas é proporcional ao peso específico (γ_s) e do diâmetro (D) da partícula. Portanto, quanto maior a partícula mais rápido é o processo de sedimentação. A fórmula também depende do peso específico (γ_w) e viscosidade (μ) do fluido (PINTO, 2006).

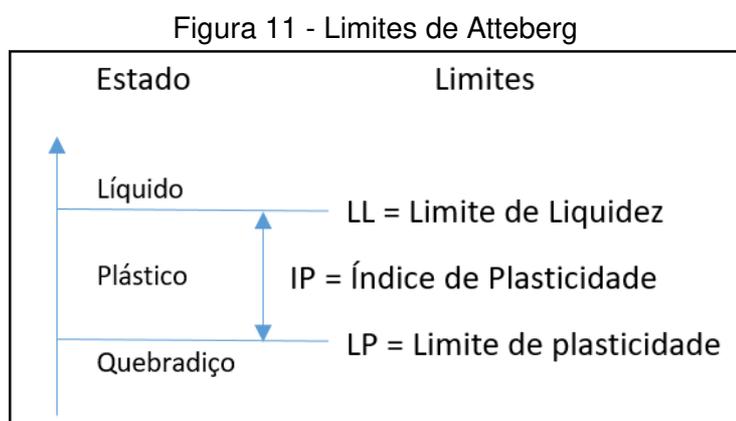
$$v = \frac{\gamma_s \cdot \gamma_w}{18 \cdot \mu} \cdot D^2 \quad (16)$$

Uma das etapas fundamentais para identificar a parcela fina do solo é a separação das aglomeração das partículas de solo, para que essas possam

sedimentar isoladamente (PINTO, 2006). Portanto, é necessário um tratamento antes do processo de sedimentação das amostras utilizando um defloculante (HACHICH, 1998).

2.3.2.2 Índices de consistência

Os índices de consistências, também conhecidos como Limites de Atteberg, visam analisar o comportamento do solo na presença de água. A Figura 11 indica o estado do solo, de acordo com os limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP). De acordo com a NBR 7180 (ABNT, 2016) e a NBR 6459 (ABNT, 2016), os ensaios de limites de liquidez e plasticidade visam determinar o teor de umidade do solo baseado no comportamento, no estado líquido (pasta de solo) e no estado quebradiço, respectivamente. O índice de plasticidade (IP) é a diferença entre LL e LP e indica a faixa de valores em que o solo apresenta comportamento plástico (PINTO, 2006).



Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

Para um mesmo volume, quanto menores as partículas de solo maior é a área de superfície de contato, conseqüentemente maior é a reatividade do solo. Por isso, este ensaio é executado em solos argilosos, que tendem a alterar bastante seu comportamento em função do teor de umidade presente no solo (PINTO, 2006).

2.3.2.3 Classificação Unificada

O sistema de classificação unificada dos solos U.S.C.S. (ASTM, 1990) é baseada na distribuição granulométrica e nos índices de consistência dos solos.

O sistema de classificação proposto por Casagrande consiste em identificar o solo por duas letras, conforme Quadro 5. A primeira indica o tipo principal do solo e a letra seguinte corresponde a um dado complementar (PINTO, 2006).

Quadro 5 - Terminologia do Sistema Unificado

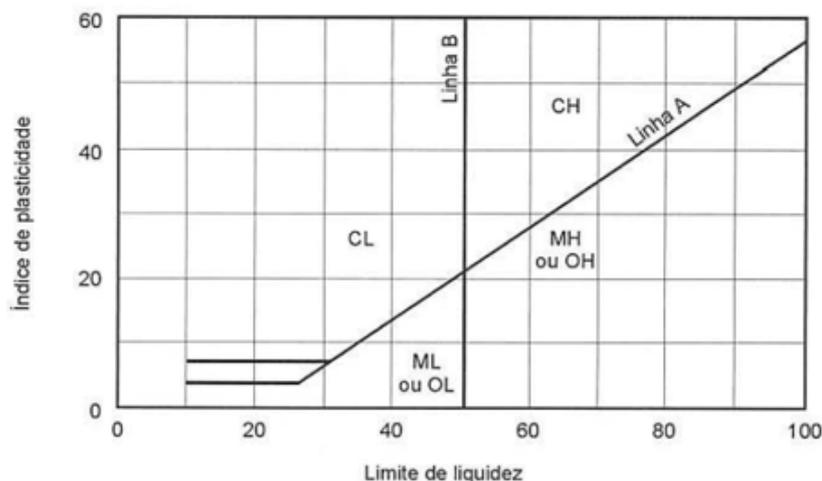
G	Predregulhos
S	Areia
M	Silte
C	Argila
O	Solo orgânico
W	Bem graduado
P	Mal graduado
H	Alta compressibilidade
L	Baixa compressibilidade
Pt	Turfas

Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

Para a classificação unificada, primeiramente é necessário identificar a porcentagem de finos que passa na peneira nº 200. Com isto, o solo é dividido entre granulares ou de granulação fina. A classificação para granulação fina não é em função apenas da porcentagem das frações granulométricas, se faz necessário o complemento com as informações de limite de liquidez e plasticidade (PINTO, 2006).

A Figura 12 ilustra a carta de plasticidade utilizada para classificar os solos de granulação fina.

Figura 12 - Carta de Plasticidade



Fonte: Pinto (2006).

Através da localização dos dados do solo estudado na carta de plasticidade, pode-se classificar o solo de acordo com o sistema unificado (PINTO, 2006).

2.3.3 Standard Penetration Test (SPT)

A determinação da natureza e as características físicas dos materiais do terreno são obtidas através de prospecção, investigação efetuada em campo, e ensaios, no laboratório ou em campo. Entre os diversos processos existentes de prospecção, a sondagem SPT (teste de penetração padrão) é bastante utilizada, na investigação do subsolo, pela simplicidade do equipamento e da técnica utilizada (CAPUTO, 1987).

A sondagem SPT, também conhecida por sondagem à percussão, é um método que determina o índice de resistência a penetração (N), através da cravação do amostrador, efetuada pela queda controlada de um martelo, com peso e altura pré-definidos. Durante a perfuração, são coletadas no interior do amostrador amostras amolgadas do solo em todas as profundidades investigadas (DAS, 2011).

As amostras coletadas, no amostrador-padrão e/ou trado, são qualificadas através das seguintes formas: tátil-visual, granulometria (principal e secundária), origem (solos residuais, solos transportados, solos de aterro) e cor (ABNT NBR 6484, 2001)

Após a análise do solo, eles são caracterizados entre 2 categorias de granulometria e entre 5 tipos de compactidade e/ou consistência para cada categoria, conforme mostrado no Quadro 6, fornecido pela NBR 6484 (ABNT, 2001).

Quadro 6 - Estados de compactidade e de consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos

Fonte: NBR 6484 (ABNT, 2001)

O boletim de sondagem SPT fornece o índice de resistência do solo, a análise qualitativa das amostras, em suas respectivas profundidades, e a posição do nível da água. Com isso, pode-se contruir o perfil geológico-geotécnico, relativo aos furos efetuados.

Através de métodos semi-empíricos, que utilizam correlações com o índice de resistência do solo, pode-se determinar os parâmetros de resistência do solo.

2.3.3.1 Estimativa de parâmetros pelo SPT

Na falta de ensaios de laboratório, para a estimativa de coesão e ângulo de atrito de solos argilosos, seguem as correlações empíricas, fornecidas pela literatura, para definição destes parâmetros a partir do índice de resistência à penetração, obtido através do ensaio SPT:

Ângulo de atrito, de acordo com Godoy (1983, apud CINTRA 2003), pode ser obtido por meio da equação 17:

$$\theta = 28^\circ + 0,4 N \quad (17)$$

Ângulo de atrito, de acordo com Teixeira (1996, apud CINTRA 2003), pode ser obtido por meio da equação 18:

$$\theta = \sqrt{20N} + 15^\circ \quad (18)$$

Onde:

c_u Coesão não drenada

θ Ângulo de Atrito

N Índice de penetração do ensaio SPT

Em primeiras aproximações, a Tabela 1 pode ser utilizada para estimar a coesão de um solo argiloso. O valor a ser adotado depende do índice de resistência a penetração do solo, obtido através da sondagem SPT.

Tabela 1 - Correlações empíricas entre SPT e coesão

Consistência	SPT	Coesão (kPa)
Muito mole	<2	<10
Mole	2 a 4	10 a 25
Média	4 a 8	25 a 50
Rija	8 a 15	50 a 100
Muito rija	15 a 30	100 a 200
Dura	> 30	> 200

Fonte:Alonso (1983)

Outro parâmetro que pode ser estimado a partir de ensaios SPT é o peso específico efetivo. Para o caso de argilas, esta propriedade pode ser correlacionada com a consistência das mesmas, que é determinada em função do índice de resistência a penetração do solo. A Tabela 2 demonstra esta correlação.

Tabela 2 - Peso específico de solos argilosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 5	Muito mole	13
5 - 8	Mole	15
9 - 18	Média	17
19 - 40	Rija	19
≥ 40	Dura	21

Fonte: Godoy (1972, apud CINTRA 2003)

3 METODOLOGIA

Este capítulo contempla a descrição do local de estudo, bem como, a descrição dos ensaios que foram realizados para obtenção dos parâmetros necessários para a análise.

3.1 LOCAL DE ESTUDO

A área de estudo corresponde a uma encosta que foi nivelada e estabilizada com a construção de um muro de contenção. O muro fica localizado na rua Albatroz, bairro Costa e Silva, cidade de Joinville, na divisa entre dois terrenos.

Inicialmente, o muro foi projetado para conter a montante de solo até a altura definida na Figura 13 pela troca de materiais (concreto/alvenaria).

Figura 13 - Muro de contenção



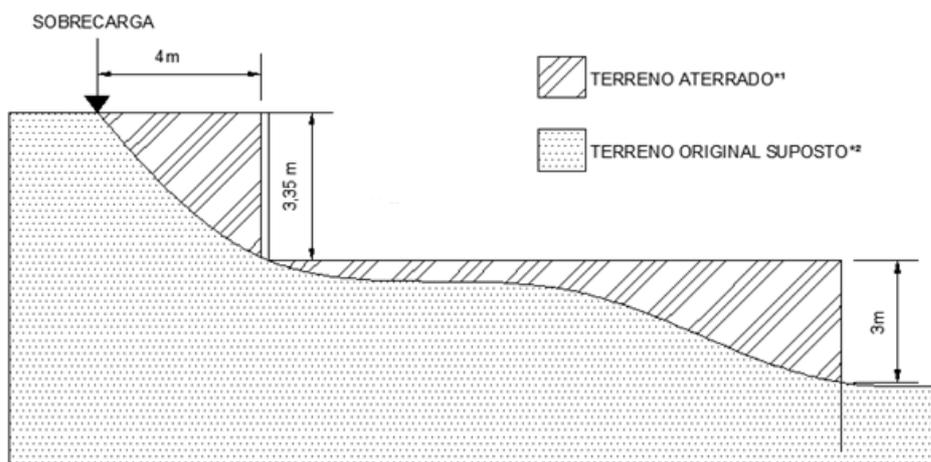
Fonte: Google maps (2017)

Posteriormente, para o aterro do terreno à montante, foi construído um muro de alvenaria preso às ferragens do muro de contenção, previamente construído. Com o passar dos anos, o muro começou a apresentar patologias, como fissuras e inclinações.

A descrição do terreno, de acordo com o proprietário (Figura 14), menciona o primeiro aterro localizado à jusante do muro, utilizado para elevar a cota do terreno

em cerca de 3 metros. O solo utilizado neste aterro foi obtido por escavação do próprio terreno. A escavação utilizada para nivelar o terreno retirou o solo original dos fundos e depositou na frente do terreno.

Figura 14 - Perfil suposto do terreno



*1 As áreas de aterro são baseadas nas feições do terreno original suposto e a atual.

*2 O terreno original foi suposto pela descrição do terreno pelo proprietário e baseado em registros fotográficos.

Fonte: Autora (2018)

O muro de concreto foi construído em 1997. Cerca de 7 anos depois, em 2004, o muro de alvenaria foi construído em cima do muro de concreto. Acredita-se que o aterro do tardo do muro (solo à montante) foi realizado em dois momentos, logo após a construção do muro de concreto e logo após a construção da parte de alvenaria.

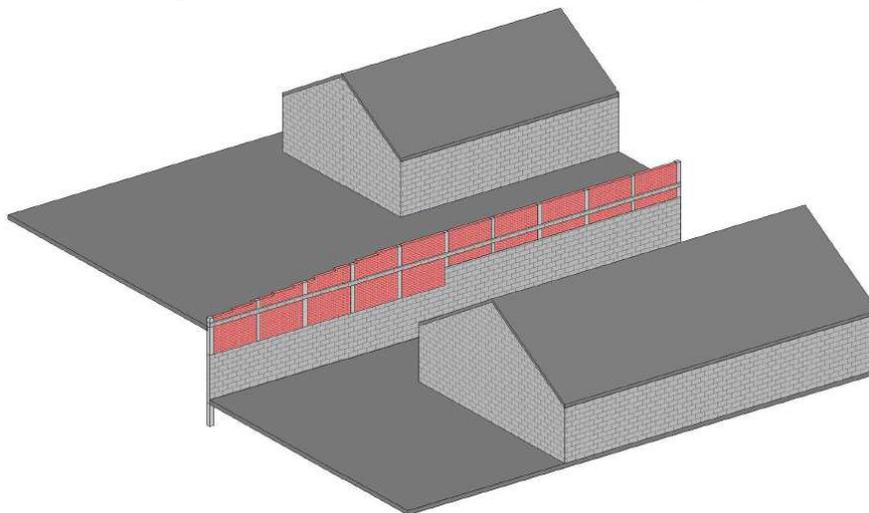
Acredita-se que assim como o primeiro aterro, o solo utilizado para preenchimento no tardo do muro seja provavelmente o solo proveniente dos fundos da propriedade.

3.2 LEVANTAMENTO DOS DADOS GEOMÉTRICOS DA ÁREA

Com o intuito de determinar o modelo para análise de estabilidade do muro, foram levantadas as informações plani-altimétricas da área, utilizando-se uma trena a laser e uma trena padrão. As demais informações necessárias para elaboração do modelo básico foram obtidas diretamente com o proprietário do imóvel.

As informações planialtimétricas obtidas deste estudo de caso foram inseridas no software REVIT, conforme mostra a Figura 15, para a visualização da volumetria dos dados.

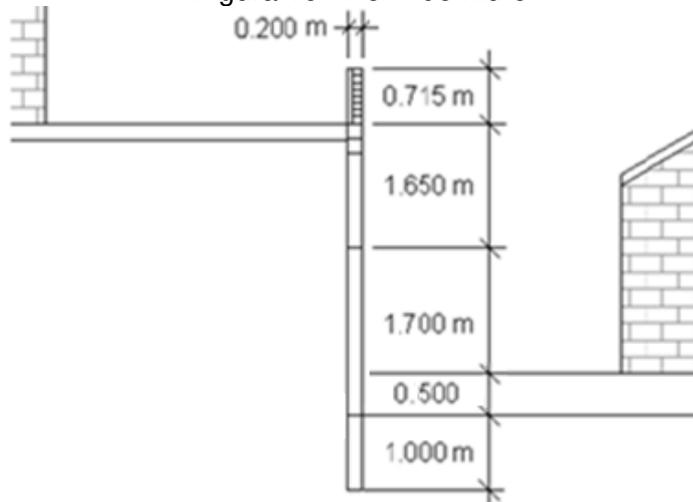
Figura 15 - Volumetria do muro de contenção



Fonte: Autora (2018)

As informações coletadas englobam a altura do muro de concreto, a altura do muro de alvenaria, altura de solo no tardo (que atua como empuxo ativo), altura de solo na base (que atua como empuxo passivo), distância entre o muro e as edificações e o ponto onde foi coletada as amostra para os ensaios de caracterização e de cisalhamento. A Figura 16 apresenta o perfil do muro analisado, com as informações de solo a montante e jusante.

Figura 16 - Perfil do muro

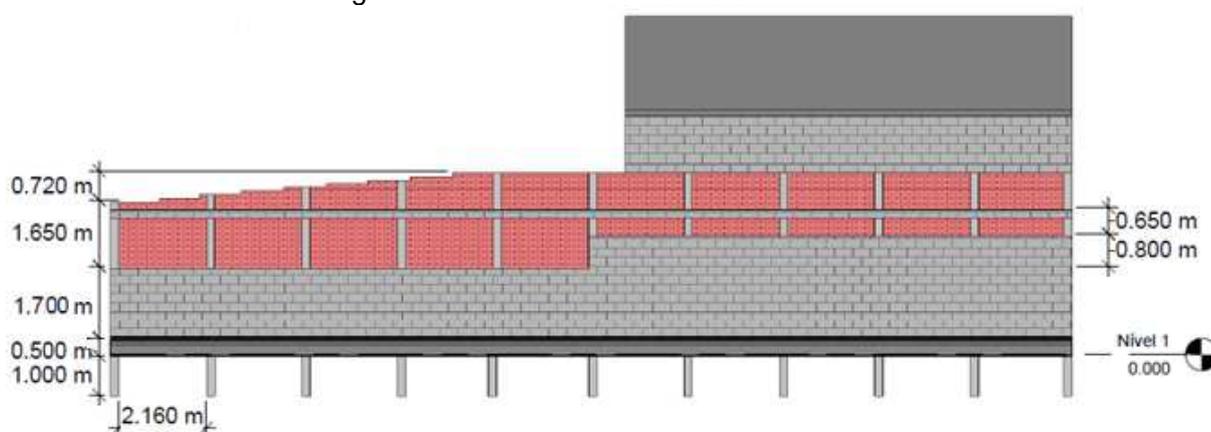


Fonte: Autora (2018)

Através deste levantamento simplificado, determinou-se a superfície do terreno à jusante como a referência, ou seja, posicionado na cota zero e, desta forma, o terreno à montante posicionado a partir da cota de 3,35 m.

Na representação da vista frontal (Figura 17) fica claro as dimensões da primeira e segunda parte do muro, que foram construídas em concreto e alvenaria, respectivamente. Percebe-se também que o muro de concreto não apresenta 2,20m em todo o seu comprimento. Devido a problemas contrutivos, a parcela final do muro de concreto foi aumentada em 0,8m.

Figura 17 - Vista frontal do muro

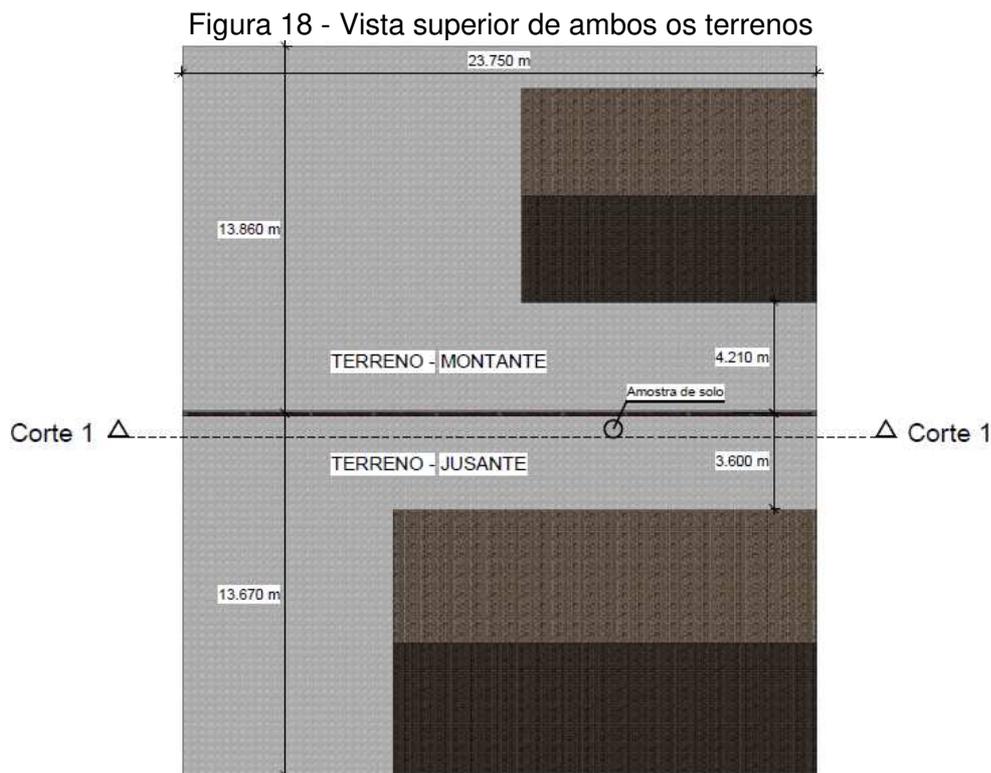


Fonte: Autora (2018)

As informações sobre a fundação, ou seja, os elementos estruturais de concreto armado espaçados em 2,16m, foram obtidas com o proprietário e serão utilizadas para o cálculo da estabilidade interna.

As distâncias entre o muro e as edificações vizinhas foram representadas na Figura 18, porque suas sobrecargas precisam ser adicionadas aos cálculos. Com a representação das edificações no desenho, fica evidente que o muro apresenta risco de perdas econômicas e de vida, devido a proximidade com as residências.

A Figura 18, além da posição das edificações, apresenta a localização do ponto de coleta das amostras de solo utilizadas para realização de ensaios de caracterização e cisalhamento direto, que serão discutidos em itens subsequentes.



Fonte: Autora (2018)

Analisando as Figura 17 e 18, fica evidente que o pior caso seria a combinação da sobrecarga da casa à montante, com a maior altura do muro de alvenaria e com altura de concreto menor.

3.3 CARGAS ATUANTES

As forças à jusante foram desconsideradas por limitação do software e as forças da casa e carro à montante foram estimadas de acordo com a NBR: 6120 (ABNT, 2017).

A carga uniformemente distribuída considerada para veículos de 1ª categoria, que corresponde a um carro com peso bruto total menor ou igual à 30kN, é de 3kN/m². Quando o veículo for considerado carga pontual, para veículo de 1ª categoria utiliza-se a carga de 12kN, que considerada que a carga está atuando numa região de 10 cm x 10 cm.

O carregamento da casa deve levar em consideração as paredes, o telhado e o uso da edificação. A parede de alvenaria com revestimento de 2cm de argamassa por face é de 1,6 kN/m² e o peso na superfície horizontal das telhas

cerâmicas em geral (com inclinação <40%) é de 0,7 kN/m². Com o peso das paredes e do telhado, estima-se o peso da edificação.

Além das cargas da edificação é necessário estimar as cargas verticais, que são referentes aos carregamentos do uso da edificação (pessoas, móveis e utensílios). Para dormitórios, sala, sanitários e cozinha de edifícios residenciais, é previsto uma carga de 1,5 kN/m²

O peso próprio do muro estudado é função de dois carregamentos. A primeira parte construída em concreto armado, com peso específico aparente de 25kN/m³, e a segunda parte construída em alvenaria, composta por blocos cerâmicos vazados sem espessura de revestimento, cujo peso para um bloco com espessura de 11,5 cm é de 0,9 kN/m².

3.4 SONDAGENS SPT

Por falta de dados de sondagens nos terrenos onde se encontra o muro em questão, utilizaram-se dados de uma campanha de sondagem SPT realizada em terreno vizinho, para dar suporte ao projeto de fundações de um edifício. Esta campanha contempla três furos de sondagens SPT atingindo profundidades de 27,41, 17,40 e 11,43 metros.

Os furos da sondagens foram realizados a menos de 100m da área analisada e, portanto, considera-se adequados para definição do perfil geotécnico da mesma. A empresa que forneceu os dados exigiu sigilo, portanto, os boletins de sondagem são apresentados no Anexo A, mas a locação, o endereço e o nome da empresa responsável pela sondagem foram omitidos.

3.5 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DA REGIÃO

A coleta do solo para a caracterização foi realizada junto com a retirada da amostra para o cisalhamento direto.

Para os ensaios de caracterização básica, o solo precisou ser seco ao ar, pois encontrava-se bastante úmido no momento da coleta. Sendo assim, o solo coletado foi espalhado em uma superfície até atingir a umidade higroscópica, conforme demonstrado na Figura 19.

Figura 19 - Solo coletado para ensaio em laboratório



Fonte: Autora (2018)

Observa-se que o solo levado para laboratório apresentava muitos grumos e presença de alguns pedregulhos.

Nos próximos itens serão discutidos os ensaios realizados para caracterizar as partículas que constituem o solo local.

3.5.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica foi utilizada para identificar a distribuição do tamanho dos grãos presente no solo. Estes dados são apresentados em um curva, denominada de curva granulométrica. O ensaio baseia-se em 3 fases: o peneiramento grosso, sedimentação e peneiramento fino. A primeira fase identifica a distribuição granulométrica da porção grosseira do solo, enquanto a segunda e terceira identificam a porção fina.

As diretrizes utilizadas para a preparação da amostra para o ensaio são descritas na NBR 6457 (ABNT, 2016). Inicialmente, os torrões remanescentes do solo previamente seco foram desmanchados, com o auxílio de um pilão de cerâmica, e 1kg deste material foi separado para a realização do ensaio de granulometria, conforme mostrado na Figura 20.

Figura 20 - Preparação do solo para ensaio de granulometria



O ensaio de granulometria foi realizado de acordo com as normas descritas na NBR 7181 (2016). Os passos realizadas no ensaio são descritos a seguir.

Um quilo do solo destorroado foi passado na peneira com abertura de 2mm, que separa parte dos grãos finos dos grossos. O solo retido na peneira (grãos maiores), foi lavado delicadamente com água corrente para a retirada dos finos aderidos (Figura 21.a) e levado para a estufa (Figura 21.b). Com o solo retido, lavado e seco fez-se o peneiramento grosso e a determinação da umidade das amostras (Figura 21.c).

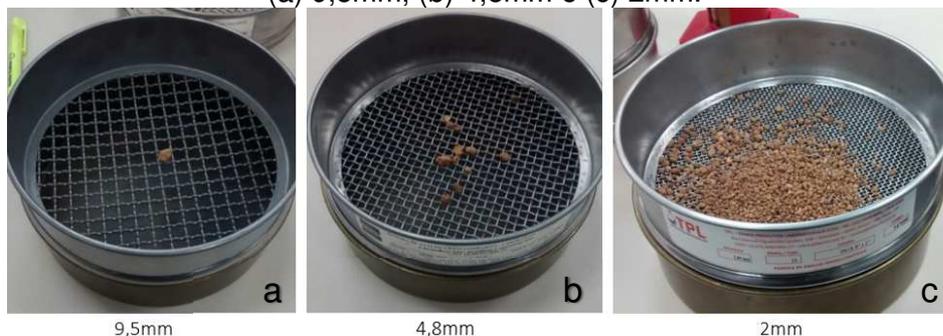
Figura 21 – (a) Fase do peneiramento e lavagem do material retido; (b) Cápsula com o solo retido e úmido; (c) Cápsulas com o solo, seco em estufa, do peneiramento grosso.



O peneiramento grosso foi obtido passando-se o material seco retido na peneira de 2 mm, nas peneiras de abertura 50 mm, 38 mm, 25 mm, 19 mm, 9,5 mm

e 4,8 mm, respectivamente. As massas retidas em cada peneira foram pesadas e seus valores registrados. A Figura 22 ilustra a quantidade de material retido nas peneiras de 9,5 mm, 4,8 mm e 2 mm.

Figura 22 – Solo do peneiramento grosso retidos nas peneiras:
(a) 9,5mm, (b) 4,8mm e (c) 2mm.



Fonte: Autora (2018)

Do material passante pela peneira de 2 mm, cerca de 100 gramas foram divididas em três cápsulas e levadas para a estufa, afim de obter o teor de umidade do solo no momento do peneiramento. Por se tratar de um solo argiloso cerca de 70g do solo foram separados para o processo de sedimentação e após a execução da sedimentação, realizou-se o peneiramento fino. A Figura 23 ilustra o ensaio de sedimentação em andamento e o material retido na peneira n° 200, que foi utilizado no peneiramento fino.

Figura 23 - Processo de sedimentação



Fonte: Autora (2018)

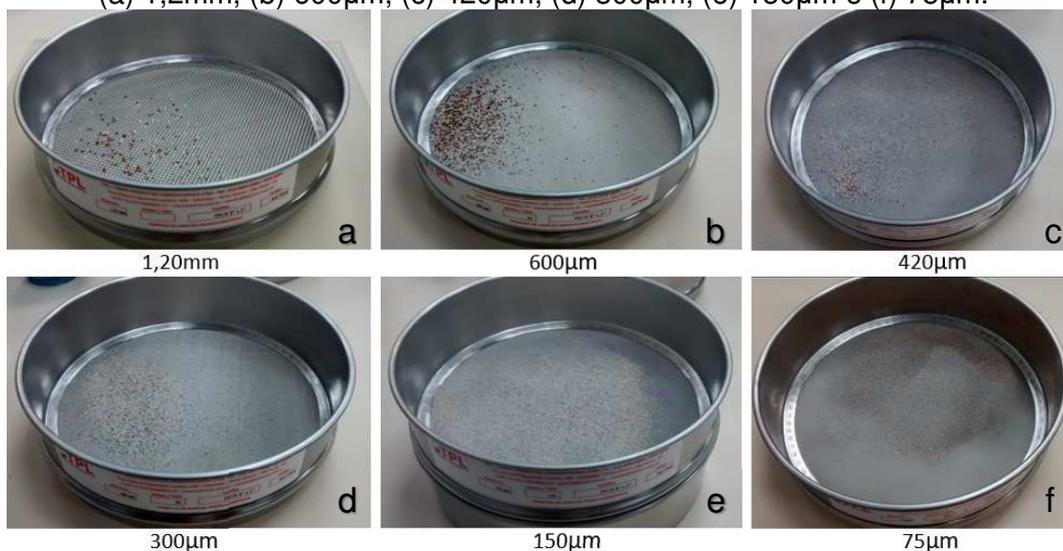
Para o ensaio de sedimentação, os 70g de solo passante pela peneira de 2 mm, foram misturados ao defloculante. Posteriormente, a mistura foi mantida por 12 horas em repouso. Após o repouso, a mistura foi agitada, com o uso do dispersor, durante 15 minutos. A solução foi transferida para uma proveta, que foi completada com água destilada até atingir 1000cm³. Após o resfriamento da solução, até uma temperatura de equilíbrio, a proveta foi agitada e no momento que a solução foi mantida em repouso, iniciou-se o processo de leituras da densidade da mistura.

No processo de sedimentação, os valores de densidade e temperatura foram coletados periodicamente, sendo que este procedimento visa determinar o diâmetro e a porcentagem de ocorrência dos grãos passantes na peneira de 2mm.

Dada a última coleta de dados, após 24h do início da sedimentação, a solução contida na proveta foi passada na peneira de nº 200 (75µm). Os grãos finos retidos na peneira foram lavados delicadamente com água corrente e levados para a estufa. Com a amostra seca, remanescente do ensaio de sedimentação, executou-se o peneiramento fino.

A Figura 24 ilustra o material foi passado nas peneiras de abertura 1,2 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,25 mm, 0,15 mm e 0,075mm, respectivamente. Devido ausência da peneira de abertura 0,25 mm, utilizou-se a peneira com abertura de 0,3 mm.

Figura 24 - Solo do peneiramento fino retidos nas peneiras:
(a) 1,2mm, (b) 600µm, (c) 420µm, (d) 300µm, (e) 150µm e (f) 75µm.



Fonte: Autora (2018)

Com a determinação do tamanho das partículas e suas respectivas porcentagens de ocorrência, obtêm-se a distribuição granulométrica do solo estudado. O gráfico obtido deste ensaio encontra-se no Apêndice B.

3.5.2 Limite de Liquidez

O ensaio para determinação do limite de liquidez foi realizado de acordo com a NBR 6459 (ABNT, 2016). O solo para ensaio, assim como feito para a granulometria, foi preparado de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 2016).

Cem gramas de material passante na peneira com abertura de 0,42mm (Figura 25.a), na umidade higroscópica, foram separados para o ensaio que visa determinar o limite de liquidez. Houve adição de água ao solo até obter-se uma pasta homogênea. A massa de solo foi conformada na concha e executou-se uma ranhura de um lado ao outro na parte central da amostra, como demonstra a Figura 25.b. A manivela do equipamento então foi girada, golpeando a concha contra a base do equipamento. O objetivo deste ensaio é registrar o número de golpes necessários para unir as bordas inferiores da ranhura.

Figura 25 - Ensaio de limite de liquidez: (a) 100g de solo passante na peneira de 0,42mm; (b) Pasta de solo conformada no equipamento.



Passante na peneira 420 μ m

Pasta de solo conformada na concha

Fonte: Autora (2018)

Os números de golpes necessários para fechar a ranhura em diferentes teores de umidade foram registrados (Apêndice D) e a partir destes valores foi plotado um gráfico. Com a determinação dos parâmetros da reta tendência entre

estes pontos, determinou-se o limite de liquidez. O limite de liquidez representa a umidade necessária para fechar a ranhura com 25 golpes.

3.5.3 Limite de plasticidade

O ensaio para determinação do limite de plasticidade foi realizado de acordo com a NBR 7180 (ABNT, 2016). O solo utilizado foi preparado igual ao utilizado para a determinação do limite de liquidez. Portanto o solo, passante na peneira 0,42mm, e a água destilada foram misturados, afim de se obter uma umidade suficiente para moldar um rolo quebradiço, quando moldado nas dimensões mostradas na Figura 26.

Figura 26 - Ensaio para determinação do limite de plasticidade: (a) Moldagem do rolo quebradiço; (b) Separação de amostras para obtenção da umidade do rolo.



Rolo quebradiço conforme dimensão requerida



5 amostras de solo para determinar a umidade no limite de plasticidade

Fonte: Autora (2019)

Quando a consistência desejada foi obtida, o solo moldado foi pesado e levado para a estufa, afim de obter a umidade presente no solo no momento em que ele apresenta o limite de plasticidade. Os valores coletados para ensaio encontram-se no Apêndice D.

3.5.4 Determinação densidade real

As diretrizes utilizadas para a preparação da amostra são descritas na NBR 6457 (ABNT, 2016) e para a realização do ensaio para a obtenção da densidade real

utilizou-se a DNER-ME 093/94 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1994).

Os frascos, denominados de picnômetros, foram pesados quando secos e limpos (P1). O solo passante na peneira de 2mm foi disposto dentro do frasco e o conjunto (frasco e solo) foi pesado (P2). Água foi adicionada até cobrir com excesso o solo e o conjunto (frasco, solo e água), foi levado para fervura afim de expulsar os vazios de ar. Dados 15 minutos de fervura, os picnômetros foram retirados do aquecimento e aguardou-se pelo seu resfriamento. Ao resfriar, adicionou-se água até o topo do picnômetro, e o frasco foi fechado, obtendo-se assim o peso deste conjunto (P3). Com exceção dos pesos dos frascos vazios (P1), a Figura 27 abaixo ilustra os passos seguidos para a obtenção dos valores de P2, P3 e P4.

Figura 27 - Ensaio de densidade real: (a) Picnômetro com solo; (b) Fervura dos frascos; (c) Picnômetro cheio com solo e água; (d) Picnômetro completo com água.



Fonte: Autora (2018)

Os valores P1, P2, P3 e P4, assim como, o valor da densidade real dos grãos obtido, estão no Apêndice D.

3.6 ENSAIO DE CISALHAMENTO

Entre os ensaios de laboratório (compressão simples, cisalhamento direto e compressão triaxial), a resistência do solo deste estudo de caso foi determinada pelo Cisalhamento Direto, utilizando o equipamento da UDESC (Universidade do Estado de Santa Catarina).

A amostra para o ensaio de cisalhamento direto foi coletada na base do muro, conforme demonstrado no item de levantamento topográfico, Figura 18 deste trabalho. O solo desta região é um aterro proveniente de compensação lateral realizada há anos, utilizando o solo do local, para nivelar parte do terreno.

A Figura 28 ilustra os passos seguidos para a coleta da amostra. Primeiramente, uma pequena região da base do talude coberta com brita e vegetação foi limpa e estipulado uma área para a retirada das amostras. O solo do entorno da região de coleta foi removido e o cilindro cravado para a obtenção das amostras indeformadas. Com o cilindro inteiro preenchido de solo, realizou-se um corte mais profundo que o cilindro, para que ambas as faces pudessem ser rasadas. Foram coletadas duas amostras, lado a lado, como mostra a Figura 28, para garantir a quantidade de material necessário ao ensaio de cisalhamento. As duas amostras foram embaladas com papel filme para manter a umidade do solo.

Figura 28 – Etapas realizadas para a coleta amostra indeformada



Fonte: Autora, 2018.

Em laboratório, o solo de dentro do cilindro foi retirado com o auxílio de um macaco hidráulico (Figura 29.a), e do centro da amostra do cilindro, foram retirados os corpos de prova menores para a realização do ensaio, utilizando o vazador (Figura 29.b). Ao todo, foram retirados 3 corpos de prova menores para a realização do ensaio de cisalhamento à três níveis de tensões normais: 50, 100 e 200kPa.

Figura 29 - (a) Retirada do solo do cilindro maior; (b) Coleta da amostra de solo menor com o vazador



Fonte: Autora, 2018.

No momento da retirada da amostra indeformada menor com o vazador, ficou evidente que o solo continha alguns pedregulhos com diâmetro maior que limite definido pela norma do ensaio. Neste caso, os resultados do ensaio poderiam sofrer influência destes pedregulhos. Após a execução do ensaio, verificou-se que a curva tensão *versus* deformação não apresentou discrepância aparente.

O ideal seria refazer o ensaio, considerando que para um número maior de resultados há redução na margem de erro. Porém, dado a limitação de 3 corpos de prova para ensaio no laboratório da UDESC, utilizou-se as informações obtidas pelo ensaio com parcimônia.

Para a execução do ensaio de cisalhamento direto, inicialmente, duas peças com o interior vazado foram unidas por dois parafusos, que serão retirados no momento da execução do cisalhamento. No interior das peças acopladas foi disposto de baixo para cima: uma pedra porosa, uma chapa perfurada com

denteamento, a amostra de solo, outra pedra porosa e, por fim, o cabeçote do equipamento. As pedras porosas e os furos na chapa metálica servem para que a água circule pela amostra, mantendo-a saturada durante o ensaio. Já o denteamento presente na chapa serve para que a amostra tenha atrito com o equipamento, garantindo que o cisalhamento ocorra no plano entre as peças inferior e superior do conjunto.

A amostra de solo contida no vazador foi posicionada no local descrito anteriormente através de um acessório de acrílico, que empurrou a amostra a partir do vazador para o interior do equipamento. O vazador vazio foi, então, retirado e foram dispostos no conjunto a segunda pedra porosa e o cabeçote do equipamento.

O equipamento de cisalhamento direto (Figura 30), possui três sensores digitais. Os sensores medem deslocamento vertical, deslocamento horizontal e a força contrária ao movimento lateral. No cabeçote do conjunto foram aplicadas as forças normais (50,100 e 200kPa). As informações obtidas pelos sensores foram armazenadas a cada três minutos no software Tecnotest.

Figura 30 – Equipamento de ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Autora, 2018.

Com a amostra devidamente posicionada no equipamento, iniciou-se o ensaio. Na primeira amostra aplicou-se a tensão normal de 50kPa e foi adicionado água ao ensaio, para garantir a saturação da amostra. Após aguardado um período para adensamento da amostra, iniciou-se a movimentação lateral, quando o conjunto de duas peças não estavam mais acopladas, e apenas a peça superior deslocou-se lateralmente com velocidade baixa. A velocidade do ensaio é em função da granulometria do solo. Argilas e siltes são deslocados com velocidade 0,02mm/min para poder dissipar eventuais poropressões, já as areias (grãos maiores) são ensaiadas com velocidade de 0,1mm/min. O ensaio de cisalhamento direto do solo analisado fez-se à um velocidade de 0,02mm/min, visto que tratava-se de um solo com predominância de grão finos.

Com as informações obtidas do ensaio e as devidas manipulações, obtiveram-se os gráficos de Tensão cisalhamento X Deformação lateral e Deformação Vertical X Deformação lateral. Os gráficos citados estão no Apêndice E e fornecem as informações das 3 amostras ensaiadas cada uma com uma tensão de confinamento (50,100 e 200KPa).

Com o gráfico de Tensão cisalhamento X Deformação lateral das três amostras foi possível obter as informações de ângulo de atrito e coesão do solo ensaiado.

3.7 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Utilizando das informações sobre o perfil topográfico do terreno, os carregamentos acidentais existentes na área e a determinação dos parâmetros geotécnicos do solo da região, analisou-se as condições de estabilidade com o auxílio do software GeoStudio e Excel que serão discutidas a seguir.

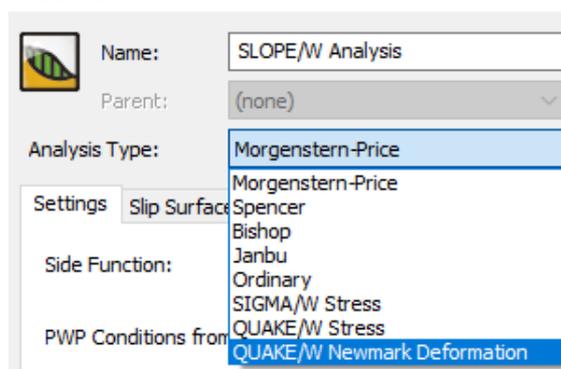
As informações sobre ângulo de atrito, coesão e peso específico, para o solo de fundação, foram obtidas através ensaios de laboratório. As informações sobre distância dos carregamentos da casa e do carro, à montante do muro, foram obtidas a partir do levantamento dos dados geométricos da região. A magnitude dos carregamentos foram estimadas conforme os valores sugeridos em norma, considerando a casa em alvenaria, com telhas em cerâmica, e um carro popular pequeno. Os parâmetros (coesão, ângulo de atrito e peso específico) para os

demais solos do perfil analisado foram estimados pelo índice de resistência dos solos, obtido através dos boletins de sondagens SPT.

3.7.1 GeoStudio

O software GeoStudio permite analisar problemas de estabilidade de taludes, através de métodos consagrados, de equilíbrio limite, como: Morgenstern-price, Bishop e Fellenius (Ordinary), conforme indicado na Figura 31.

Figura 31 - Métodos de análise de estabilidade no software Geotudio



Fonte: Autora (2018)

Conforme discutido no referencial teórico, o método utilizado para este estudo de caso foi o Morgenstern-price por ser o método mais rigoso, já que satisfaz as equações de equilíbrio das forças e momento para qualquer forma de superfície de ruptura.

Neste trabalho utilizou-se a versão teste. Esta versão possibilita ao usuário utilizar o software sem limitação dos recursos disponíveis, por um breve momento.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão discutidos sobre as avarias encontradas na inspeção inicial, sobre as considerações adotados para os cálculos de estabilidade interna e externa, assim como as suas respectivas análises.

4.1 INSPEÇÃO INICIAL DA ÁREA

Previamente à modelagem do muro de contenção foi realizada a vistoria do local, registrando as patologias e problemas estruturais encontrados. Na vista frontal (Figura 32), como não há revestimento, fica evidente a divisão entre o muro de concreto e tijolos. Também foi observada vegetação crescendo no muro, principalmente nas fissuras entre o pilar e o o tijolo, o que pode indicar uma drenagem inadequada e/ou má impermeabilização do tardo do muro.

Figura 32 - Vista frontal do muro de contenção



Fonte: Autora (2018)

Os pilares, que sustentam o muro de tijolos, foram amarrados às armaduras do muro de concreto. As informações sobre a armadura do pilar e da viga da parte de tijolos não foram possíveis de ser levantadas, já que a mesma não possui projeto, nem registro das bitolas utilizadas. Sendo assim, pode-se supor que foram utilizadas as mesmas bitolas que aquelas presentes no pilar da parte em concreto. Embora na

análise de estabilidade as colunas de concreto, construídas na parte de alvenaria, não serão consideradas.

Pela vista frontal o muro aparentava estar no prumo, entretanto, ao verificar o alinhamento, com o auxílio de um peso amarrado a uma linha, conforme mostrado na Figura 33, notou-se que havia um desalinhamento entre a parte superior e inferior do muro de 9 cm, resultando em uma inclinação de aproximadamente $1,7^\circ$. Sendo assim, verificou-se que a parte superior do muro pode ter sofrido um deslocamento horizontal contrário à sua estabilidade. A possibilidade do muro ter sido contruído torto foi descartada, dado que o proprietário verificou o alinhamento na fase de construção e há 3 anos vem monitorando, através do prumo da Figura 33, a evolução da inclinação.

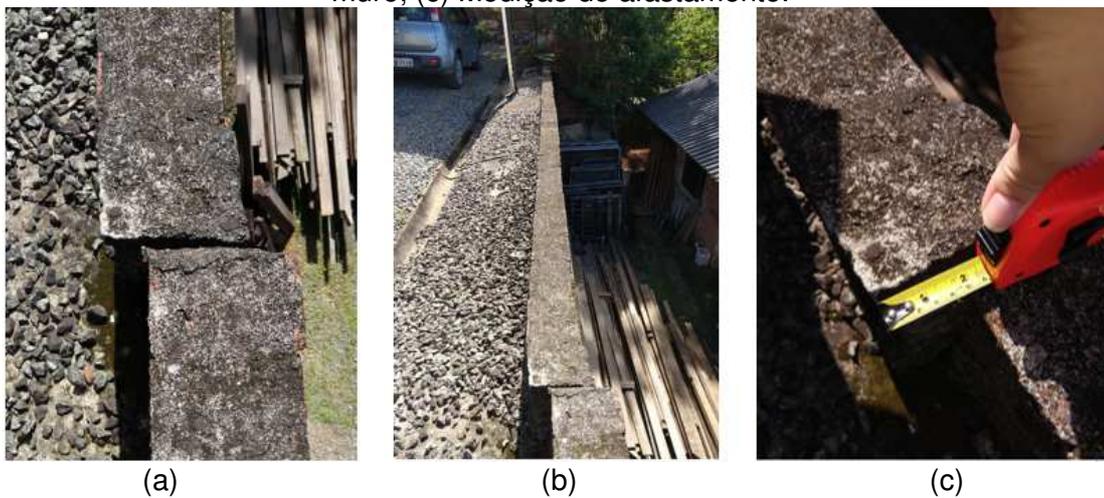
Figura 33 - Inclinação do muro



Fonte: Autora (2018)

Ao se observar o muro à partir do terreno à montante, esta inclinação torna-se mais evidente. Entretanto, percebeu-se que essa inclinação não ocorreu de forma uniforme em toda a extensão da estrutura, já que verificou-se um rompimento da continuidade no comprimento do muro, conforme pode ser visto na Figura 34. No ponto da descontinuidade, verificou-se um afastamento de 5 cm entre as duas partes do muro. Observou-se que a parte do muro que se localizava na parte esquerda do ponto da descontinuidade apresentava menor inclinação, quando comparado à parte da direita (Figura 34.a). Desta forma, pode-se dizer que a parte mais próxima à entrada do terreno sofreu maiores patologias quando comparado à parte mais aos fundo do terreno.

Figura 34 -: (a) Vista Superior do afastamento; (b) Descontinuidade no comprimento do muro; (c) Medição do afastamento.



Fonte: Autora (2018)

Os possíveis motivos para a diferença de comportamento entre as duas partes do muro podem ser decorrentes do reforço, dado pelo aumento do muro de concreto na parcela final do comprimento, e/ou diferença da compactação do solo no comprimento do tardo do muro.

Conforme ilustrado no item sobre levantamento topográfico, o reforço é referente à um acréscimo na altura e espessura de concreto. Devido a problemas na execução do muro de concreto, optou-se por reforçar apenas a parcela final. No momento da concretagem, a caixaria do muro de concreto não estava devidamente travada e o concreto vazou. Com o aumento da espessura, optou-se também por aumentar a altura de concreto. Este detalhe construtivo não fica exposto, porque há uma parede de tijolos escondendo as irregularidades devido à falha construtiva.

A compactação do solo, quando insuficiente, pode resultar em muitos vazios, que sofrem mais com a influência da chuva e conseqüentemente aumentam as tensões horizontais geradas pelo empuxo hidrostático. Quando a compactação é demasiada, pode aumentar a densidade do solo, conseqüentemente aumentando o empuxo ativo.

A hipótese sobre compactação foi levantada de acordo com as feições observadas em campo. Do meio para o final do terreno, na parte não construída, nota-se que a encosta possui feições originais (Figura 35) e que a cota da rua é menor que a cota no final do terreno. Portanto, pode-se presumir que a parte da frente foi mais aterrada. Uma hipótese complementar seria que o solo de aterro foi apenas depositado e compactado no decorrer do tempo. Com isso pode-se supor

que a diferença de inclinação pode ser resultado da compactação insuficiente do solo e que o terreno sofra bastante com a influência da chuva.

Figura 35 - Vista das feições originais no final do terreno



Fonte: Autora (2018)

Também foram identificados, através de registros fotográficos (Figura 36), os elementos à montante que deveriam reforçar o muro. A inclinação acentuada resultou na ruptura desses elementos estruturais. Com isso, percebe-se que os elementos não possuem armadura em seu interior.

Figura 36 – Ruptura dos elementos que deveriam servir de reforço estrutural



Fonte: Autora (2018)

Os elementos apenas de concreto foram unidos aos pilares como contrafortes. Estes elementos encontram-se à montante e devido ao empuxo ativo do solo resistem aos esforços de tração. O concreto resiste bem aos esforços de compressão, porém não tem bom desempenho em relação à esforços de tração. Para melhorar a tração dos elementos construtivos, normalmente é previsto uma armadura, que no caso é inexistente. Com isso, esses elementos não serão representados graficamente por não agregarem como reforço estrutural.

Embora os elementos não sejam estruturais eles comprovam que houve um movimento do muro e através da dimensão de suas fendas evidencia-se a magnitude desse movimento.

4.2 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DA ENCOSTA

O perfil estratigráfico da encosta foi representado baseado nos boletins de sondagem de um terreno vizinho. O posicionamento dos furos de sondagem, a estratigrafia e o nível da água adotados para a encosta são apresentados no Apêndice C.

Ao analisar o perfil estratigráfico da encosta, percebe-se que as camadas iniciais são siltes argilosos de consistência mole à rija, com exceção da camada de silte arenoso com matéria orgânica. Os solos foram agrupados por tipos, consistência ou compacidade e coloração, facilitando a visualização das camadas.

Através da visualização do perfil da encosta fica óbvio que o solo predominantemente encontrado na encosta é o silte. Para ficar mais claro a distribuição das camadas de solo encontradas, a legenda foi organizada pela estratigrafia. Portanto, pode-se concluir de forma genérica que a sequência das camadas encontradas são siltes com matéria orgânica, siltes argilosos e siltes arenosos, respectivamente.

De acordo com o histórico da região, sabe-se que o terreno, onde foi realizada as sondagens, não tinha sido cortado ou desmatado antes da sua ocupação. Através do perfil estratigráfico da encosta, gerado pelo sondagens SPT, nota-se que o perfil apresenta camadas contínuas entre as sondagens, aparentando que este solo não foi transportado. Portanto, podemos presumir que trata-se de um solo residual.

4.3 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DOS TERRENOS

Para o cálculo da estabilidade foi necessário realizar algumas suposições relacionadas aos terrenos analisados. Estas suposições possibilitam analisar a estabilidade da região através dos softwares GeoStudio e Excel.

A estratigrafia adotada para o terreno na modelagem foi aquela que se enquadrava melhor na feição do talude, considerando os solos encontrados na sondagem SPT para o solo da encosta e através da observação da feição do talude em 1993, fase que antecede a construção do muro (Figura 37).

Através do registro fotográfico, observa-se que o talude não possuía uma camada orgânica significativa. Sabendo que ambos os terrenos já possuíam as distâncias entre as casas conforme a Figura 18 da vista superior, apresentado no item de levantamento dos dados geométricos, e através da observação da Figura 39 verifica-se que o talude natural comportava a acentuada inclinação do maciço.

Figura 37 – Vista frontal da feição do talude em 1993



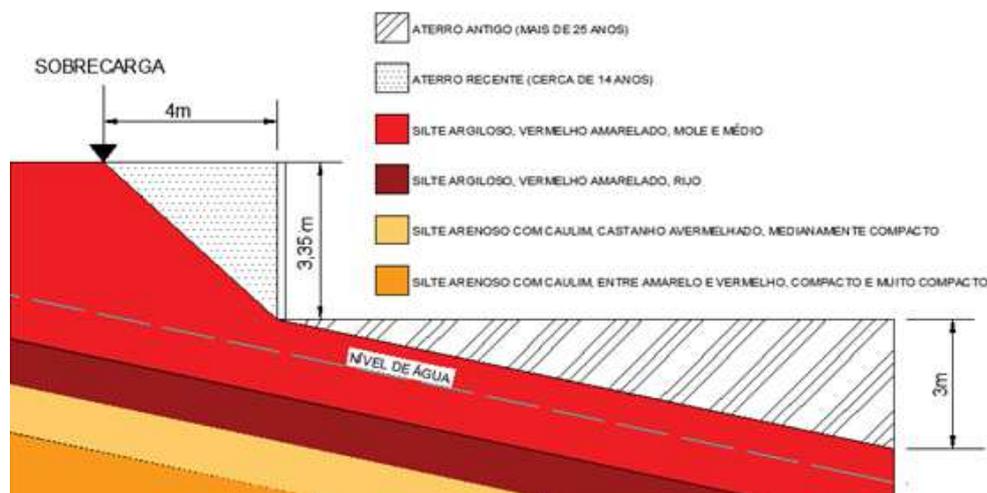
Fonte: Autora (2018)

As camadas com matéria orgânica da encosta foram desconsideradas, visto que o terreno vizinho, onde foram realizadas as sondagens, tratava-se de solo residual que não tinha sido cortado ou desmatado antes da sua ocupação e o terreno analisado já não possuía essa cobertura de vegetação.

Baseado na estratigrafia da encosta (Apêndice C) e nas informações apresentadas no item da metodologia sobre o local de estudo, a Figura 38 mostra a estratigrafia suposta para o terreno com suas feições simplificadas. As camadas

adotadas no terreno referem-se à siltes argilosos de classificação de mole, média e rija, respectivamente.

Figura 38 - Perfil estratigráfico suposto do terreno



Fonte: Autora (2018)

O terreno analisado localiza-se entre os pontos SPT-02 e SPT-03 da sondagem, com proximidade maior com o ponto SPT-03. Com isso, as feições entre SPT-02 e SPT-03 da encosta foram adotadas para a estratigrafia dessa região.

O nível da água na posição de implantação do muro foi adotado conforme encontrado na sondagem SPT-03. O proprietário do imóvel menciona que no começo do terreno à jusante, antes da construção da casa, havia um poço escavado que continha água à uns 4 metros, o que confirma a suposição adotada.

Conforme ilustrado no perfil estratigráfico suposto (Figura 38), o terreno a montante já apresentava acentuada inclinação em sua condição natural, conforme apresentado na Figura 37. Portanto, um solo de aterro foi considerado para preenchimento do tardo do muro.

Sobre o aterro no tardo do muro, mesmo sabendo que o muro foi construído em duas etapas e que o aterro provavelmente foi depositado logo em seguida a finalização de cada etapa construtiva, será considerado que todo o aterro foi realizado no mesmo momento e com as mesmas características do solo, que provavelmente é um silte proveniente dos fundos da propriedade.

Através da suposição das camadas estratigráficas da área analisada, foi possível inserir as informações sobre o perfil do solo no software GeoStudio, para analisar a estabilidade externa.

4.4 INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO BÁSICA DO SOLO

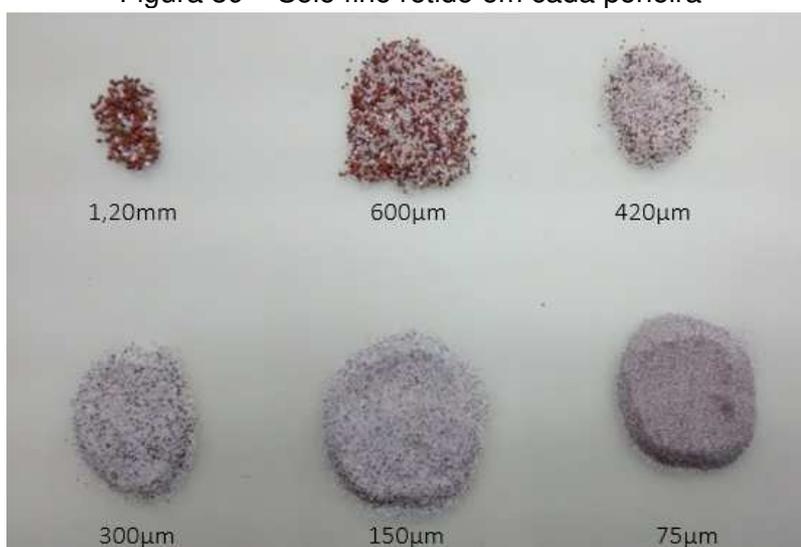
Os ensaios de caracterização básica tiveram por objetivo identificar o tipo de solo presente no local, corroborando com as análises de comportamento que serão realizadas ao longo do trabalho.

A curva granulométrica do solo de fundação, coletado no terreno a jusante do muro, encontra-se no Apêndice B.

Do peneiramento grosso, salienta-se que nenhum material ficou retido nas peneiras com abertura maior de 9,5mm.

As massas retidas em cada peneira do peneiramento fino foram distribuídas em uma superfície para melhor visualização da ocorrência da distribuição granulométrica dos grãos finos retidos na peneira de nº 200 (75µm), conforme mostra a Figura 39.

Figura 39 – Solo fino retido em cada peneira



Fonte: Autora (2018)

A Tabela 3 apresenta o resumo das porcentagens de material retido e passante correspondente a cada diâmetro de partícula avaliado, seja pelo peneiramento ou por equacionamento no método de sedimentação.

Inicialmente, para classificar o solo no sistema unificado foi necessário identificar se o solo tem predominância de grãos finos ou grossos. Na tabela 3, em

negrito, destaca-se a peneira nº200 (0,075mm) que separa as partículas finas das grossas.

Tabela 3 - Resumo dos dados de ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação

Diâmetro (mm)	% Passante	% Retido
38,1000	100,00%	0,00%
25,4000	100,00%	0,00%
19,1000	100,00%	0,00%
9,5000	99,84%	0,16%
4,8000	99,46%	0,54%
2,0000	95,35%	4,65%
1,2000	94,08%	5,92%
0,6000	88,68%	11,32%
0,4200	85,66%	14,34%
0,3000	78,40%	21,60%
0,1500	67,78%	32,22%
0,0750	59,73%	40,27%
0,0607	53,12%	46,88%
0,0429	53,12%	46,88%
0,0305	50,74%	49,26%
0,0204	48,35%	51,65%
0,0145	47,15%	52,85%
0,0106	45,87%	54,13%
0,0076	43,43%	56,57%
0,0054	38,52%	61,48%
0,0039	38,33%	61,67%
0,0028	35,85%	64,15%
0,0020	34,52%	65,48%
0,0012	28,46%	71,54%

Fonte: Autora (2018)

Nota-se que o solo submetido ao ensaio granulométrico apresenta 59,73% de solo passante na peneira nº200, portanto é classificado como um solo de granulometria fina.

As proporções para cada tipo de solo encontrado são apresentadas na Tabela 4. Dos 59,73% de solos finos (passante pela peneira 200), 25,22% são silte e 34,52% são partículas de argila, parcelas estas encontradas através do ensaios de sedimentação.

Tabela 4 - Ocorrência do tamanho das partículas

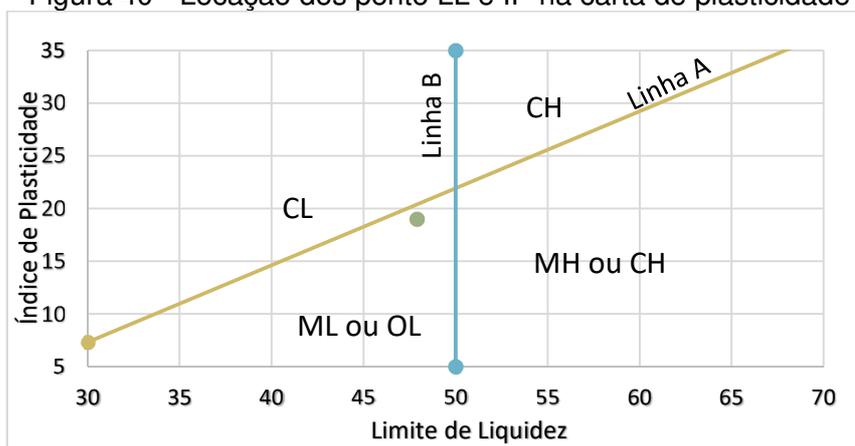
Ocorrência	
Pedregulho	4,65%
Areia Grossa	6,67%
Areia Média	10,27%
Areia Fina	18,67%
Silte	25,22%
Argila	34,52%

Fonte: Autora (2018)

De acordo com a tabela sobre ocorrência, destaca-se que o tipo de solo predominante na amostra é a argila. Não é possível concluir a classificação do solo apenas através das porcentagens das partículas, visto que o sistema unificado utiliza as informações sobre porcentagem de finos e os resultados dos ensaios LL e IP para classificar o solo.

A partir da locação dos valores, fornecidos no Apêndice D, de LL (47,9%) e IP (19%) na carta de plasticidade (Figura 40), nota-se que o solo encontra-se na região de ML ou OL, visto que a interseção entre LL e IP localiza-se a esquerda da linha B e abaixo da linha A. Sabendo que não havia matéria orgânica na amostra, o solo é classificado como ML (silte com baixa compressibilidade).

Figura 40 - Locação dos ponto LL e IP na carta de plasticidade



Fonte: Autora (2018)

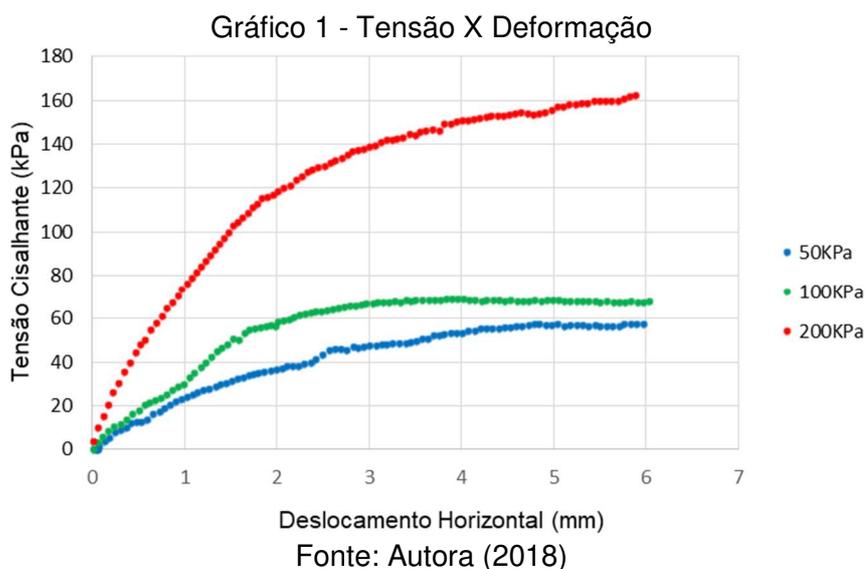
Embora a tabela de ocorrência das partículas ilustre que a argila é predominante, o resultado da classificação unificada converge para um silte, que por coincidência é o solo predominante nas camadas iniciais da encosta, de acordo com o boletim das sondagens SPT. Portanto, para as análises de estabilidade, realizadas neste estudo de caso, o solo de fundação foi rotulado como um silte argiloso.

4.5 CISALHAMENTO DIRETO

A determinação dos parâmetros de resistência do solo de fundação complementam a classificação unificada e são fundamentais para a verificação da estabilidade do muro. Com a devida manipulação dos dados do ensaio de cisalhamento direto pode ser determinado os parâmetros de coesão e ângulo de atrito para o solo de fundação.

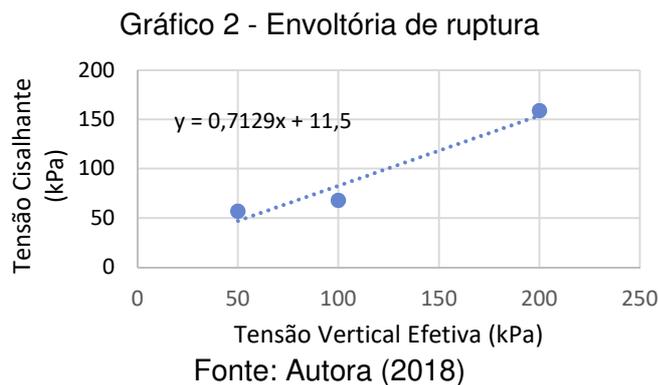
Os parâmetros de resistência são determinados pela envoltória de ruptura, que é construída baseada no gráfico de Tensão por Deformação, que foi obtido através dos resultados do ensaio de cisalhamento fornecidos no Anexo A

No Gráfico 1 (Tensão por Deformação), a tensão cisalhante é a força horizontal aplicada na amostra dividido pela área, que reduz conforme aumenta o deslocamento lateral.



A curva de deslocamento vertical pelo deslocamento horizontal encontra-se no Apêndice E.

A envoltória de ruptura Mohr-Colomb foi definida pelos valores máximos obtidos para as tensões de 50, 100 e 200 kPa. Estes valores foram de 57, 68 e 159 kPa e são apresentadas no Gráfico 2, junto com a reta de tendência linear.



Com a fórmula da reta de tendência linear ($y = a.x + b$) entre os 3 pontos, são determinados os parâmetros de coesão e ângulo de atrito do solo. A coesão é obtida pelo parâmetro “b” e o ângulo de atrito é o arco tangente de “a”. Os parâmetros de resistência obtidos para o solo de fundação foram $35,49^\circ$ para o ângulo de atrito e 11,50kPa para a coesão.

4.6 CONSIDERAÇÕES PARA A MODELAGEM

Este capítulo contempla os valores obtidos e os valores ajustados dos parâmetros do solo e das forças atuantes na região estudada.

4.6.1 Sobre o solo

As informações sobre o solo de fundação foram obtidas pelos ensaios de caracterização e cisalhamento direto. O tipo de solo é um silte argiloso, com ângulo de atrito de $35,49^\circ$, coesão de 11,5kPa e peso específico de $18,08 \text{ kN/m}^3$.

Os valores de coesão e ângulo de atrito do solo de fundação utilizados nas análises foram reduzidos dos valores obtidos nos ensaios, visto que a amostra apresentava pedregulhos. Das suposições adotadas, o solo de aterro basicamente é o mesmo solo da fundação. Com isso, os valores adotados para o solo da fundação foram reduzidos novamente, visto que o solo utilizado para aterro do tardoz é um solo movimentado e recompactado posteriormente.

Sobre as demais camadas estratigráficas, os parâmetros dos solos foram calculados de acordo com fórmulas empíricas que relacionam o N obtido pelo ensaio SPT com seus respectivos valores.

O valor do ângulo de atrito calculado representa o valor médio encontrado com as fórmulas empíricas propostas por Godoy (1983) e Teixeira (1996).

Como o intervalo de valores de N (SPT) adotado para a definição da consistência do material pelas tabelas de Alonso (1983) e Godoy (1972) não correspondem com as tabelas de classificação de consistência dados pela norma do ensaio SPT, a determinação dos valores de peso específico e coesão foram obtidas apenas pelos valores de N.

O ângulo de atrito entre solo e muro foi adotado como o valor médio entre um terço e dois terços do ângulo de atrito do solo.

A Tabela 5, apresenta os valores dos parâmetros do solo adotados nas análises, conforme as suposições e cálculos mencionados anteriormente.

Destaca-se que os valores de ângulo de atrito e coesão para o solo de fundação sofrem ajustes do resultados obtidos nos ensaios. O solo de aterro foi estimado por redução dos valores ajustados do solo de fundação.

Tabela 5 - Parâmetros do solo adotados

Silte argiloso - fundação				
	Unid.	Valor	Ajuste	Adotado
atrito	°	35,49	manual	35,00
coesão	KPa	11,50	-10%	11,00
atrito solo/muro	°	20,70	-	20,42
peso esp	KN/m ³	18,08	-	18,08
Silte argiloso médio - SPT 03				
Nspt	8,67			
atrito	°	29,82	-	29,82
coesão	KPa	50-100	tabela	50,00
atrito solo/muro	°	17,39	-	17,39
peso esp	KN/m ³	16,00	tabela	17,00
16,00				
Nspt	17,00			
atrito	°	34,12	-	34,12
coesão	KPa	100-200	tabela	100,00
atrito solo/muro	°	19,90	-	17,06
peso esp	KN/m ³	17,00	tabela	17,00
ATERRO (SILTE)				
atrito	°	34,00	manual	33,00
coesão	KPa	11,00	-10%	9,90
atrito solo/muro	°	19,83	-	16,50
peso esp	KN/m ³	18,08	-10%	16,27

Fonte: Autora (2018)

O índice de resistência utilizado para os siltes médio e rijo, foram obtidos pela média das respectivas camadas no boletim de sondagem do furo SPT-03. Destaca-se que o índice de penetração, obtido pelo ensaio SPT, é insuficiente para desvincular os parâmetros de resistência do solo. Com isso, os valores dos parâmetros de resistência adotados para os solos silte argiloso médio e rijo para as análises de estabilidade externa foram considerando que a resistência do solo é puramente friccional.

4.6.2 Sobre as forças

A magnitude dos carregamentos da casa e do carro atuantes no terreno à montante, consideradas para os cálculos de estabilidade, são apresentados na Tabela 6. Destacando que o carregamento da casa envolve o peso da alvenaria, telhas e o uso (móveis e pessoas) da residência.

Tabela 6 - Magnitude dos carregamentos à montante

Tipo	Magnitude	Unidade
veículo	3	kN/m ²
alvenaria	1,6	kN/m ³
telhas	0,7	kN/m ⁴
uso	1,5	kN/m ⁵
total		
carro	3	kN/m ²
casa	3,8	kN/m ²
carro	12	kN

Fonte: Autora (2018)

A tabela 7, apresenta a magnitude total das forças, a magnitude reduzida e a distância do início da aplicação da força até o tardo do muro. Os valores reduzidos foram utilizados nos cálculos de estabilidade interna.

Tabela 7 - Magnitude e distância dos carregamentos à montante

SOBRECARGAS				x	redução	Considerado kN/m ²
Nome	tipo	magnitude	unidade	distância	% por metro	
Casa	distribuída	3,8	kN/m ²	4,11	0,589	2,238
carro	distribuída	3,0	kN/m ²	1,5	0,85	2,550

Fonte: Autora (2018)

Nos cálculos de estabilidade interna, como são analisados os cálculos de empuxo rente ao muro e as cargas existentes estão afastadas, foram considerados fatores de redução, considerando que há perda da magnitude da carga aplicada em função da distância. O fator de redução utilizado reduz em 10% a magnitude da carga para cada metro afastado do muro.

Acredita-se que a redução da magnitude em função da distância seja mais expressiva, sendo assim a redução de apenas 10% por metro é uma majoração da carga. A majoração da carga resulta em análises que atuam à favor da segurança, visto que cobre incertezas das hipóteses de cálculo.

A determinação da estabilidade externa é feita através do software GeoStudio. As forças inseridas no software são o valor da força distribuída da casa sem redução e a força concentrada do carro de 12kN, com o início das cargas inseridas à uma distância x em relação ao tardo do muro.

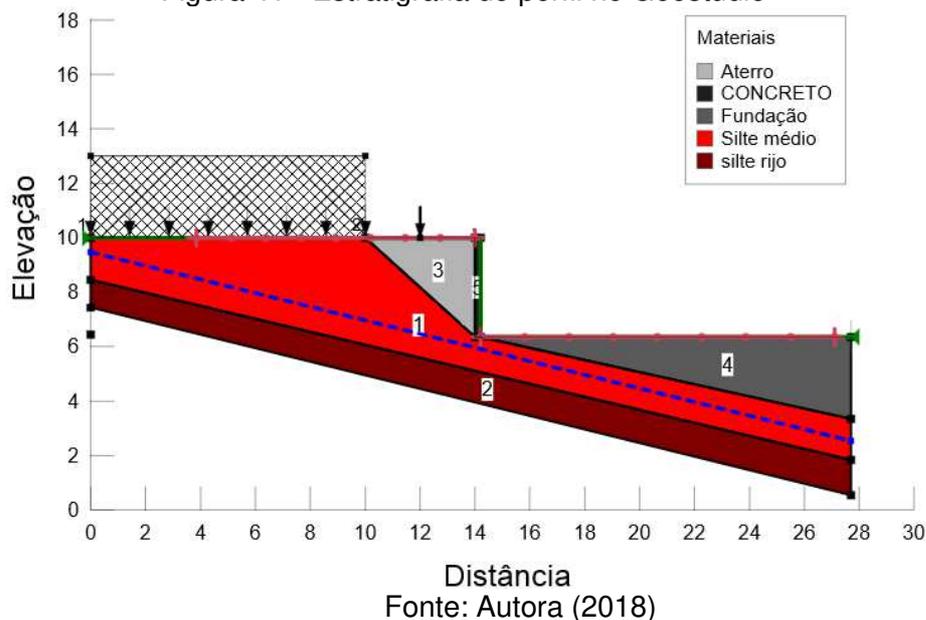
4.7 ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

As espessuras das camadas foram consideradas de acordo com o histórico de aterro do terreno e as informações contidas no SPT.

A simulação foi realizada para determinar os fatores de segurança contra ruptura global. Na simulação foram inseridas a carga distribuída da casa e carga pontual do carro. Embora sabemos que o carro atua como carga móvel, considerando o estreitamento da passagem e das baixas velocidades de manobra será considerado carregamento estático.

A Figura 41 ilustra o perfil estratigráfico inserido no software, assim como o nível da água. Os parâmetros das camadas abaixo do silte rijo (argiloso) não foram calculados, visto que durante as simulações as superfícies de ruptura globais do solo não iriam atingir profundidades maiores do que as analisadas. Sendo assim, não havia necessidade da determinação destes parâmetros e os solos abaixo do silte rijo foram omitidos.

Figura 41 - Estratigrafia do perfil no Geostudio



Os valores dos parâmetros de resistência dos solos inseridos no programa GeoStudio, mostrados na Figura 42, foram a coesão e o ângulo de atrito e o peso específico do solo. Destaca-se que a resistência dos solos, para o silte médio e rijo, foi considerada como puramente friccional. O concreto foi inserido como material de alta resistência, necessitando apenas do valor de peso específico do material, que corresponde a 25kN/m^3 .

Figura 42 - Parâmetros do solo

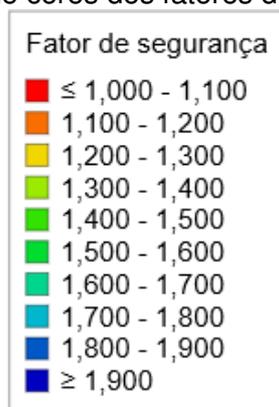
Cor	Nome	Modelo	Peso Específico (kN/m^3)	Coesão' (kPa)	Phi' (°)
	Aterro	Mohr-Coulomb	16,27	9,9	33
	Fundação	Mohr-Coulomb	18,08	11	35
	Silte médio	Mohr-Coulomb	16	0	29,82
	Silte rijo	Mohr-Coulomb	17	0	33,44

Fonte: Autora (2018)

A análise dos fatores de segurança (FS) foi realizada pelo método entrada e saída. O método baseia-se em definir uma região de entrada e outra de saída. A partir desta determinação serão traçados, pelo software, as possíveis superfícies de ruptura. Para a melhor visualização das possíveis superfícies de ruptura, todas as superfícies analisadas pelo software foram ativadas

As cores das superfícies indicam o valor de seus respectivos fatores de segurança, conforme indica a Figura 43. De acordo com a escala de cores para esta análise, a cor azul escuro indica um fator maior que 1,9, o que classifica a superfície de análise como segura. Tomando como critério o risco médio para perda de vidas humanas e médio para danos materiais, um FS maior ou igual à 1,4 é adequado para a situação analisada.

Figura 43 - Escala de cores dos fatores de segurança



Fonte: Adaptado de GeoStudio (2018)

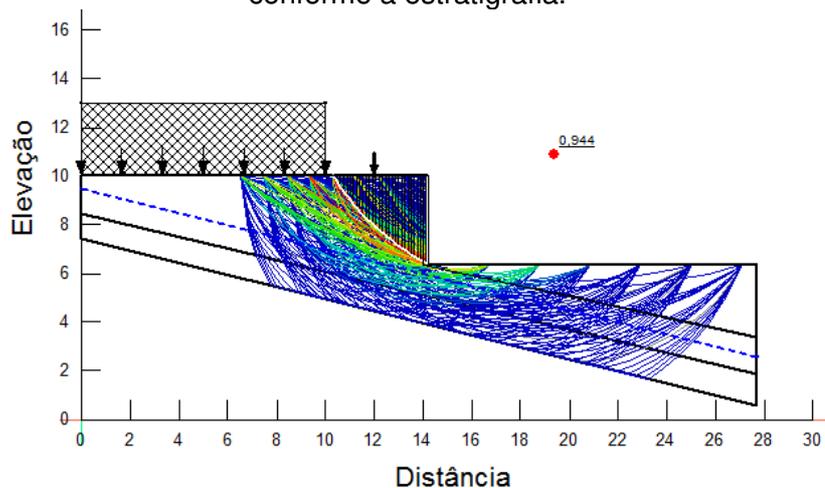
Nas simulações realizadas pelo software GeoStudio, a superfície que apresenta o menor valor de FS encontrado durante a simulação é denominada situação crítica. A superfície crítica para o cenário analisado é representada em linha branca espessa. O valor do fator de segurança da situação crítica para cada análise é apresentado acima do ponto vermelho. O ponto vermelho indica o raio da superfície de ruptura crítica analisada.

As simulações foram realizadas considerando a entrada à montante, rente ao tardo do muro, e saída à jusante, rente à base do muro. Num primeiro momento foram realizadas quatro simulações, nas quais os parâmetros variados foram o nível da água e a presença ou não de contenção lateral.

Os dois níveis da água utilizados nas análises foram o determinado através da estratigrafia suposta e o máximo esperado, que consiste em um nível de água que acompanhe o contorno do terreno. Além da variação no NA, foram simulados dois cenários para contenção lateral, com e sem contenção lateral. O muro (contenção lateral) foi considerado todo em concreto, embora esta consideração não seja a realidade, é uma aproximação suficiente para interpretar o comportamento do solo contido no tardo do muro.

A primeira análise foi determinada para um talude com inclinação de 90° , sem nenhuma contenção lateral e com posição do nível da água conforme suposto na estratigrafia para a região. A Figura 44 ilustra as superfícies analisadas e destaca em linha branca e centro no ponto vermelho a superfície crítica para o cenário proposto.

Figura 44 - FS no método entrada e saída para o talude sem contenção lateral e com o NA conforme a estratigrafia.

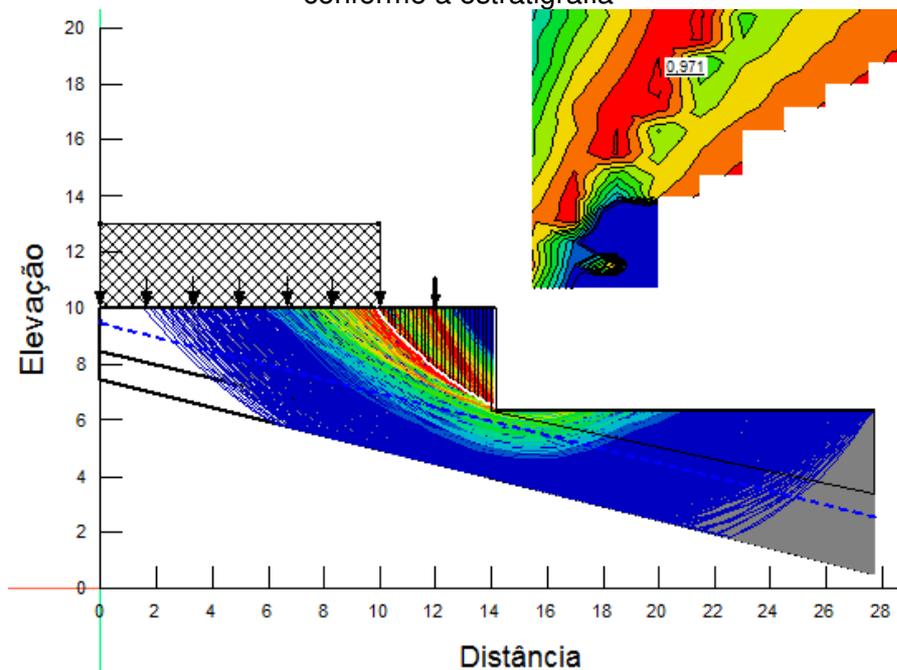


Fonte: Autora (2018)

O valor do FS crítico obtido para esta análise é menor que 1, que sugere que o maciço de solo está rompido.

Afim de confirmar o valor crítico obtido pelo método de entrada e saída, a mesma análise foi feita no método de raio e grade (Figura 45). Este método consiste em definir uma região para os possíveis centros das superfícies de ruptura e uma região onde possivelmente passam as tangentes das superfícies de ruptura.

Figura 45 - FS no método grade e raios para o talude sem contenção lateral e com o NA conforme a estratigrafia



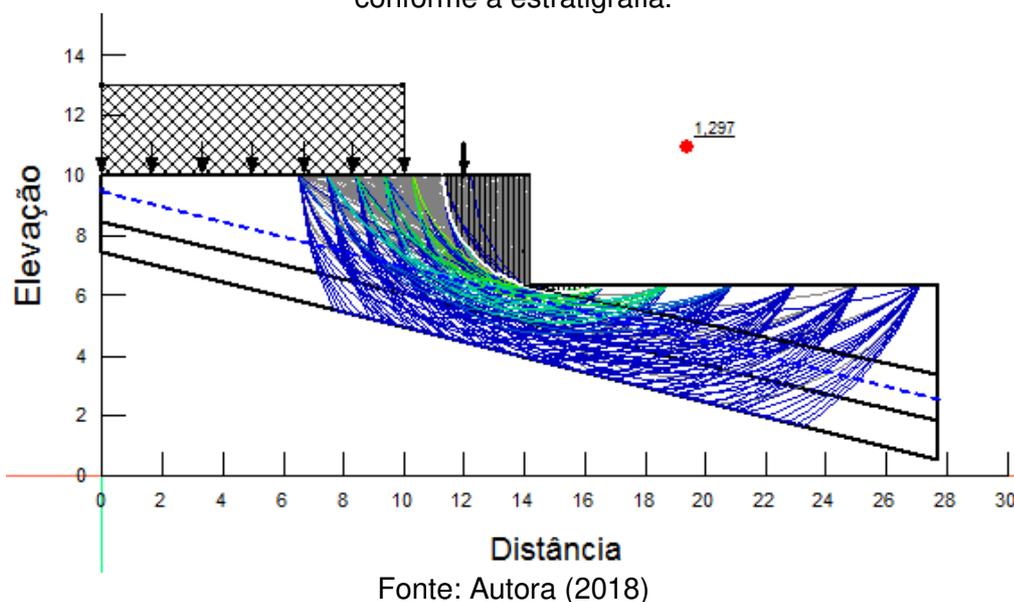
Fonte: Autora (2018)

Neste método é possível perceber que foram gerados mais superfícies de ruptura e que os FS, identificados pela cor, são mais visíveis para as superfícies analisadas. O valor do FS desta análise é maior que o encontrado pelo método de entrada e saída. Portanto, o FS crítico para o cenário analisado é igual a 0,944.

As cores geradas nesta análise propiciam o melhor entendimento da reação do solo à aplicação das cargas. Visto que o solo tende a romper entre a região em que ocorre o espraiamento da sobrecarga e a região onde não tem contenção lateral.

Para a segunda análise é efetuada a adição de uma contenção lateral. A Figura 46 ilustra as superfícies analisadas para o cenário proposto, destacando em linha branca a superfície crítica e em vermelho seu respectivo centro.

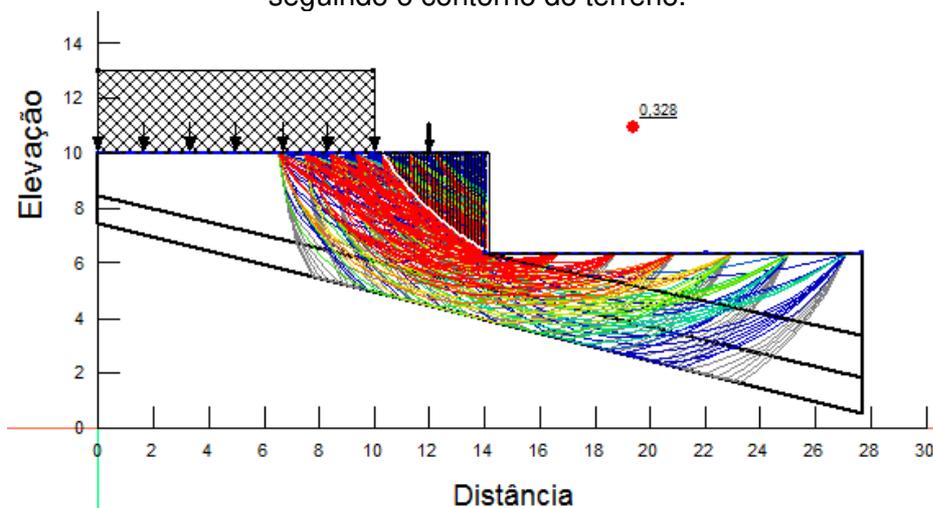
Figura 46 - FS no método entrada e saída para o talude com contenção lateral e com o NA conforme a estratigrafia.



Nota-se o aumento no fator de segurança apenas com a inclusão do paramento lateral. Destaca-se que este valor deve ser ainda maior, considerando que os elementos de fundação não são representados nas análises de deslizamento e estes elementos “tenderiam” à atuar como os grampos de solo, impedindo o plano preferencial de ruptura.

O cenário da terceira análise propõe um talude com inclinação de 90°, sem nenhuma contenção lateral e com posição do nível da água que acompanha o contorno do terreno, ou seja, inicia na elevação de 10m, contorna as feições do muro e termina na elevação de 6,65m. A Figura 47 ilustra as superfícies analisadas e destaca a superfície crítica em linha branca, com centro no ponto vermelho, para o cenário proposto.

Figura 47 - FS no método entrada e saída para o talude sem contenção lateral e com o NA seguindo o contorno do terreno.

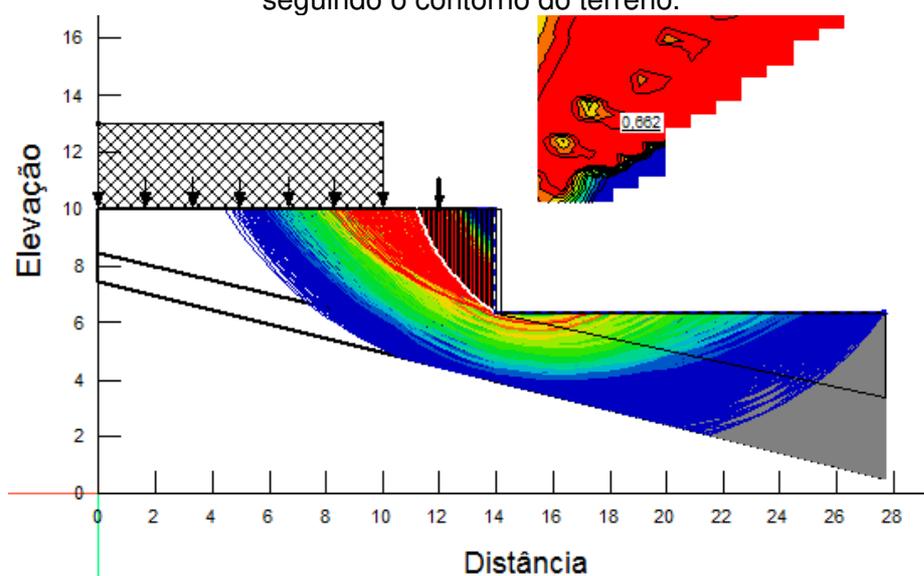


Fonte: Autora (2018)

O fator de segurança crítico para a situação máxima de NA é baixo. Nota-se que nesta situação, o solo tende a romper em uma inclinação menor, conforme é esperado visto o aumento das tensões horizontais geradas pela poropressão.

Para complementar as análises efetuadas pelo método de entrada e saída, as análises com o NA contornando a superfície do terreno para a situação sem contenção lateral foram efetuadas pelo método de grade e raios e mostradas na Figura 48.

Figura 48 - FS no método grade e raios para o talude sem contenção lateral e com o NA seguindo o contorno do terreno.

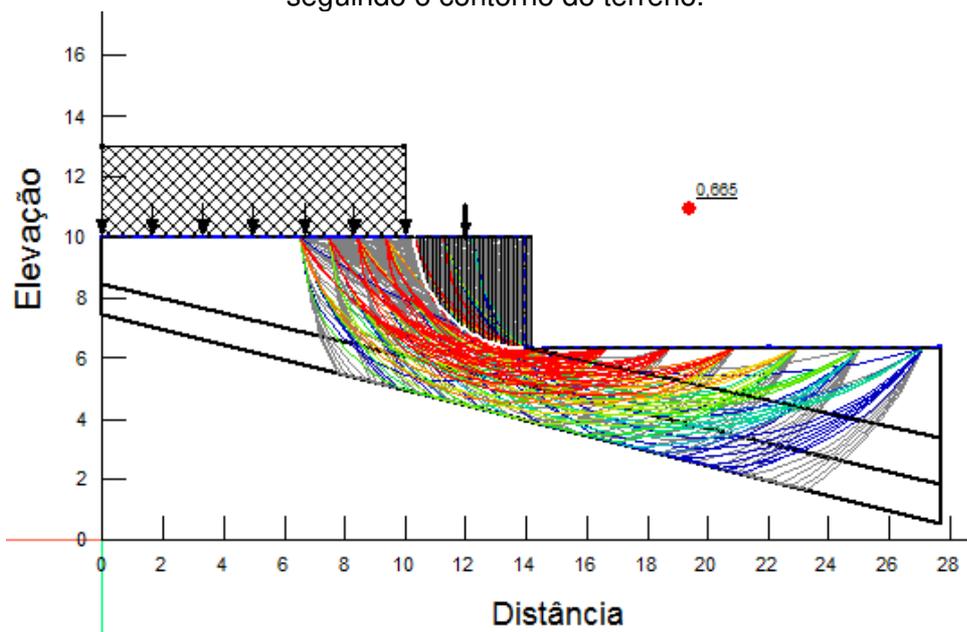


Fonte: Autora (2018)

O valor obtido neste método foi maior, portanto não foi adotado como FS crítico, mas esta simulação permite visualizar com mais nitidez os planos preferencias de ruptura.

A quarta análise consiste na análise do talude com contenção lateral e com o NA que acompanha o contorno do terreno, conforme ilustra a Figura 49.

Figura 49 - FS no método entrada e saída para o talude com contenção lateral e com o NA seguindo o contorno do terreno.



Fonte: Autora (2018)

Através das superfícies analisadas, nota-se a expressiva redução no valor do fator de segurança encontrado nas situações com o nível da água alto.

Através dos valores dos fatores de segurança pode-se confirmar que o muro de contenção não apresenta resistência à ruptura global com segurança, visto que todos os FS resultaram em valores menores que 1,4. Porém, ressalta que os parâmetros de resistência obtidos por correlações com o N (SPT) foram considerados puramente friccional, com isso minorando as resistências do solo, visto que os parâmetros de resistência encontrados no laboratório para o solo de fundação superam com folga os valores do ângulo de atrito e coesão obtidos por correlação.

Destaca-se que esta análise avalia apenas o deslizamento do conjunto solo-muro. Para analisar a estabilidade como um todo, devem ser verificadas a estabilidade interna e a resistências dos materiais envolvidos.

A tabela 8 apresenta um resumo dos fatores de segurança encontrados nos cenários propostos para análises. Estes valores podem ser utilizados como comparativo entre os demais.

Tabela 8 - Variação dos fatores de segurança para os cenários propostos

Nível da água	Contenção lateral	FS
Estratigrafia	com	1,297
	sem	0,944
Máximo	com	0,665
	sem	0,328

Fonte: Autora (2018)

Os valores baixos, para a situação sem contenção lateral, indicam que atrás do tardoiz existem muitas instabilidades. O aumento do FS, quando considerada a contenção lateral, indica que o muro é responsável por conter estas superfícies de ruptura.

Avaliando apenas a estabilidade externa para a situação com contenção lateral e considerando que foram obtidos FS críticos entre 0,665 e 1,29, pode-se afirmar que o conjunto solo-muro encontra-se em equilíbrio, porém não é considerado seguro, principalmente em condições de elevado NA. Portanto, considerando um período de intensa e/ou prolongada chuva pode haver ruptura global do conjunto solo-muro.

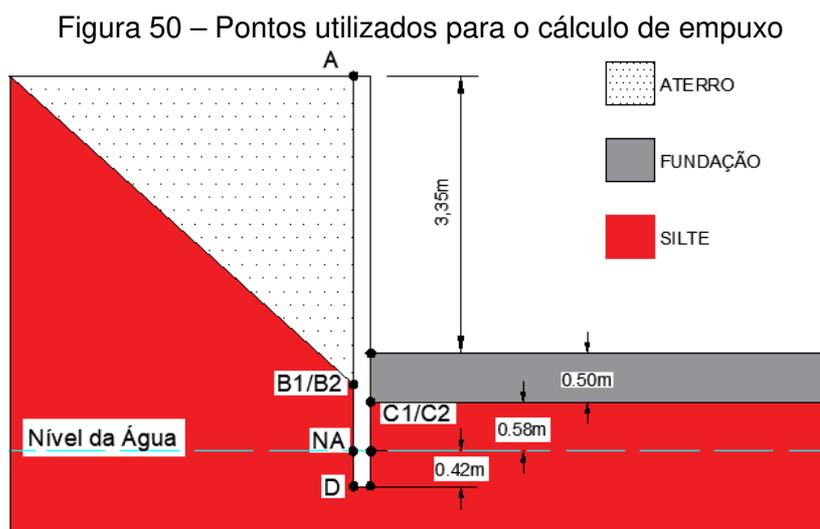
4.8 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA

Para a determinação da estabilidade interna foram analisados dois cenários. O primeiro cenário avalia as estabilidades sem considerar o NA e no segundo cenário é avaliado a estabilidade com o nível da água em 1,08m abaixo da superfície de solo a jusante. O NA para a profundidade de 1,08m foi adotado baseado no perfil estratigráfico suposto.

A Figura 50 ilustra os pontos de análise utilizados para a construção dos gráficos de empuxo ativo e passivo para ambos os cenários. O empuxo ativo é a tensão horizontal aplicada no tardoiz do muro, que atua contra a estabilidade do muro. Essa tensão é gerada pelos carregamentos aplicados na superfície do solo a montante, peso do solo e às vezes o peso da água. O empuxo passivo é a tensão

horizontal aplicada no sentido contrário ao empuxo ativo e atua a favor da estabilidade do muro.

Para a determinação mais precisa dos fatores de segurança que regem a estabilidade interna do muro, os empuxos passivos da fundação foram levados em conta nos cálculos.



Fonte: Autora (2018)

Os pontos de interesse foram escolhidos baseados na estratigrafia e na posição do nível da água. O primeiro ponto de análise é demarcado onde inicia o cálculo de empuxo ativo, para ambos os cenários inicia em A. O ponto B1 e B2 localizam-se no mesmo lugar aonde acontece a troca de matérias (aterro/silte), como os pontos são avaliados para a mesma profundidade, eles possuem a mesma tensão vertical, porém possuem valores de tensões horizontais específicos, que depende do valor de k_a de cada solo. O ponto NA é a profundidade onde passa o nível da água e o ponto D é onde termina a fundação do muro.

Para o cálculo de empuxo passivo, os pontos de interesse são B2, profundidade onde inicia a camada de solo à jusante, pontos C1 e C2, profundidade onde acontece a troca de materiais (fundação/silte), o NA e o ponto D.

O valor do empuxo é dado pela somatória das tensões horizontais geradas pelo peso do solo, peso da água, carregamento na superfície e coesão. No empuxo ativo a coesão reduz e no empuxo passivo aumenta os valores de empuxo.

Para as tensões horizontais geradas pelos carregamento na superfície, assume-se que os carregamento não variam em função da profundidade. Embora

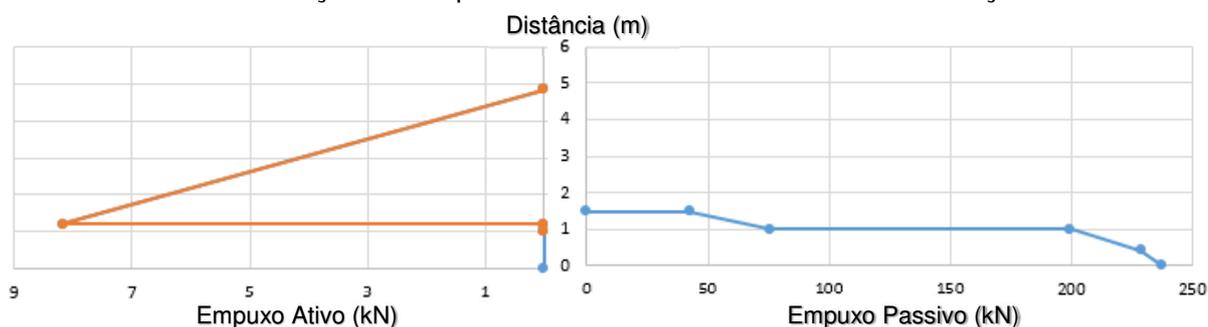
isso não seja verdade, é uma consideração conservadora que avalia o problema a favor da segurança.

No somatório das tensões horizontais, devido o valor de coesão dos solos ser bastante alto, resultou em valores negativos. Para a construção do gráfico de empuxo pela profundidade, os resultados negativos foram zerados.

A seguir serão representados os gráficos da distribuição do empuxo pela profundidade, utilizado para a determinação do empuxo resultante e da distância de aplicação da resultante.

O Gráfico 3 representa a distribuição do empuxo ativo e passivo ao longo do muro de contenção, considerando o nível da água na posição suposta pelo perfil estratigráfico. O eixo das abscissas representa a magnitude dos empuxos e o eixo das ordenadas representa a distância vertical em relação ao ponto mais profundo do muro de contenção (base da fundação).

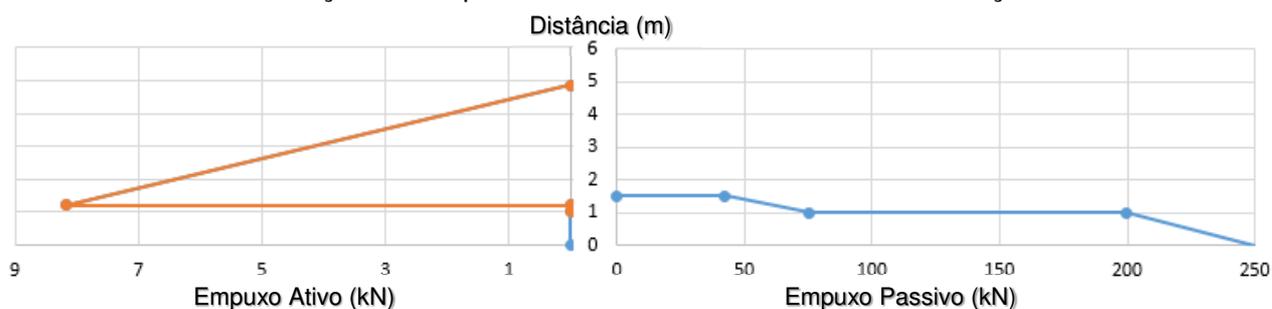
Gráfico 3 - Distribuição do Empuxo Ativo e Passivo no muro de contenção com NA



Fonte: Autora (2018)

O gráfico 4 representa a distribuição do empuxo ativo e passivo ao longo do muro de contenção, sem considerar o nível da água nos cálculos.

Gráfico 4 - Distribuição do Empuxo Ativo e Passivo no muro de contenção sem NA



Fonte: Autora (2018)

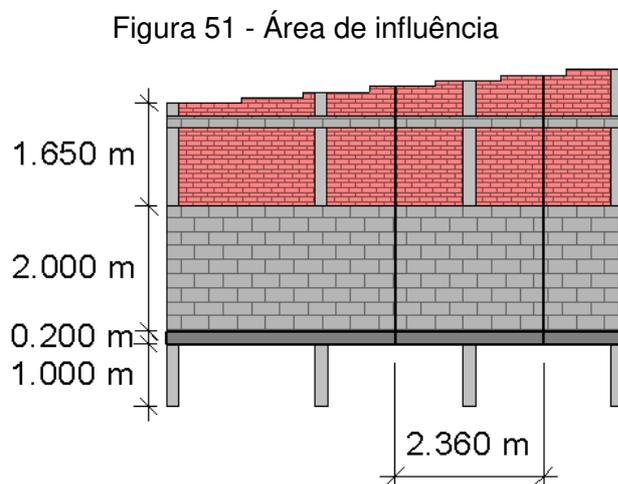
O valor de empuxo ativo (descontando a poropressão) tende a diminuir para as profundidades abaixo de NA. Essa diferença não é perceptível nos gráficos de empuxo, tendo em conta que os valores elevados de coesão do solo resultam em empuxos negativos que, no gráfico, são ajustados para zero.

Conforme a estratigrafia suposta, o nível da água é presente no mesmo nível em ambos os lados da análise. Sendo assim, no somatório de momentos os empuxos hidrostáticos são anulados, visto que são forças que possuem a mesma direção e módulo, mas sentidos opostos.

A diferença perceptível entre os dois gráficos, para as análises com e sem nível da água, é sobre a magnitude das forças de empuxo passivo. Nos cálculos de empuxo passivo, a tensão horizontal gerada pelo peso do solo sofre ajuste (redução) na presença de água, da mesma forma a tensões horizontais geradas pela poropressão aumentam a magnitude do empuxo. Porém como o NA é presente em ambos os lados da análise (ativo e passivo) as forças de poropressão se anulam, resultando na redução das tensões horizontais.

Através dos gráficos de empuxo, determina-se a resultante de empuxo ativo e passivo, utilizadas na determinação dos fatores de segurança da estabilidade do muro.

Para a incorporação dos elementos de fundação nos cálculos, foi necessário definir a área de influência correspondente para cada elemento da fundação. Conforme ilustrado na Figura 51, a área de influência de cada estaca é de 2,36 metros. A fundação é o único elemento que não é contínuo, portanto deve ser dividido pela distância de influência.



Fonte: Autora (2018)

No momento do cálculo de empuxo, a área no gráfico representa o empuxo aplicado a cada metro para os elementos contínuos. Para os elementos que não são contínuos, as áreas retiradas do gráfico devem ser multiplicadas pelas distâncias em que o empuxo atua e divididas pelas distâncias de influência, obtendo assim, o empuxo correspondente por metro. Esta mesma abordagem deve ser considerada para o cálculo do peso do muro.

Com os gráficos de empuxo ativo e passivo plotados, determinam-se as áreas (magnitude das forças) e as distâncias (ponto de aplicação das forças) para cada segmento. O ponto de aplicação da força resultante foi obtido com auxílio da Tabela 9, sendo dado pela razão entre o somatório da coluna (A) vezes a coluna (Y), pelo somatório da coluna (A).

A Tabela 9 foi utilizada para calcular as resultantes de empuxo ativo e passivo com o nível da água. As áreas de I a IV correspondem à segmentos do gráfico de empuxo, que foram estimados para auxiliar o cálculo das resultantes. A coluna A corresponde à área do gráfico por metro, no caso da fundação que não é contínua, a área do gráfico foi multiplicada pela distância 0,2 onde o empuxo é atuante e dividido por 2,36m que corresponde à distância de influência.

As área III a IV são as áreas que foram ajustadas, por não serem elementos contínuos.

Tabela 9 - Passos realizados para a obtenção das resultantes de empuxo ativo e passivo para a condição com NA

Empuxo Ativo			
Áreas	Empuxo/metro (A)	Y	A*Y
I	14,91	2,42	36,02
Empuxo Passivo			
I	21,13	1,25	26,41
II	8,34	1,17	9,73
III	16,91	0,50	8,45
III*	0,72	0,61	0,44
IV	0,16	0,33	0,05
Resultantes			
EA (kN)	14,91	Yra (m)	2,42
EP (kN)	47,25	Yrp (m)	0,95

(*) Indica a primeira área onde o empuxo hidrostático reduz o empuxo efetivo.

Fonte: Autora (2018)

A Tabela 10 foi utilizada para calcular as resultantes de empuxo ativo e passivo para a situação em que o nível da água não é considerado.

Tabela 10 - Passos realizados para a obtenção das resultantes de empuxo ativo e passivo para a condição sem NA

Empuxo Ativo			
Áreas	Empuxo/metro (A)	Y	A*Y
I	14,91	2,42	36,02
Empuxo Passivo			
I	21,13	1,25	26,41
II	8,34	1,17	9,73
III	16,91	0,50	8,45
IV	2,15	0,33	0,72
Resultantes			
EA (kN)	14,91	Yra (m)	2,42
EP (kN)	48,52	Yrp (m)	0,93

Fonte: Autora (2018)

Para o cálculo do peso do muro, foi necessário definir a altura e a espessura de cada material, assim como o peso específico do concreto e o peso da alvenaria. Seus respectivos valores são apresentados na Tabela 11. O muro de contenção foi dividido em quatro partes, a parcela de alvenaria (1,65m), o muro de concreto (1,7m), a parte enterrada do muro de concreto (0,5) e a fundação (1m). Sabe-se que o muro de alvenaria é escalonado de 1,65m para 2,365m, quando não considera-se a força peso nos cálculos de tombamento se está tomando o cálculo à favor da segurança, visto que a força peso atua como força estabilizante, neste caso.

Tabela 11 - Cálculo peso do muro

Camadas	Alt	Esp	Peso específico
	m	m	
Alvenaria	1,65	0,115	0,9 kN/m ²
Concreto	1,70	0,20	25,00 kN/m ³
Concreto	0,50	0,20	25,00 kN/m ³
Fundação	1,00	0,20	25,00 kN/m ³

Fonte: Autora (2018)

Assim como nos cálculos de empuxo, o peso da fundação foi ajustado conforme a área de influência.

A força peso por metro de cada parcela (Wm/METRO) e seus respectivos pontos de aplicação (d') são apresentados na Tabela 12. Onde Wm/Metro

representa um força vertical sobre o terreno e d' representa a distância horizontal (em relação ao tardoz) onde ocorre a aplicação da força de cada fração do muro. Na tabela também são apresentados os valores da magnitude da força peso de cada parcela, o peso resultante (W_{mR}) e o ponto de aplicação (dR') da força resultante.

Tabela 12 - Cálculo peso do muro

	Área	Wm/METRO	d'
	m ²	kN/m	m
1	-	1,49	0,14
2	0,34	8,50	0,10
3	0,10	2,50	0,10
4	0,20	2,12	0,10
		WmR (kN/m)	dR' (m)
		14,60	0,10

Fonte: Autora (2018)

Os cálculos para a obtenção do peso do muro são iguais para as análises com e sem nível da água. As forças de empuxo ativo, passivo, o peso do muro e seus respectivos pontos de aplicação, são apresentados na Tabela 13. As forças de empuxo são na mesma direção (horizontal), porém tem sentidos opostos e a força peso tem direção vertical e sentido apontando para o solo.

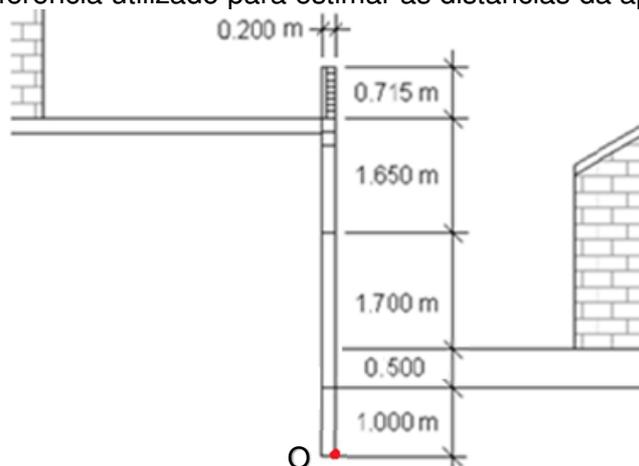
Tabela 13 - Resultantes do Empuxo ativo, passivo e força peso do muro e os pontos de aplicação das forças

	Força	kN	Pto	m
Com NA	Empuxo Ativo	14,91	yr	2,42
	Empuxo Passivo	47,25	yr	0,95
	Wm (Peso muro)	14,60	d	0,10
Sem NA	Empuxo Ativo	14,91	yr	2,42
	Empuxo Passivo	48,52	yr	0,93
	Wm (Peso muro)	14,60	d	0,10

Fonte: Autora (2018)

As distâncias yr e d são perpendiculares à força de empuxo e a força peso, respectivamente. Essas distâncias são tomadas em relação ao ponto O, apontado na Figura 52.

Figura 52 - Ponto de referência utilizado para estimar as distâncias da aplicação das forças



Fonte: Autora (2018)

Com as resultantes do peso do muro, empuxo ativo e passivo, para as situações com e sem nível da água é possível determinar os fatores de segurança ao tombamento e deslizamento do muro de contenção.

O fator de segurança ao tombamento é dado pelo somatório dos momentos estabilizantes (empuxo passivo e o peso do muro) sobre o somatório dos momentos instabilizantes (empuxo ativo) em relação ao ponto O. Enquanto que o fator de segurança ao deslizamento é dado pela razão da força de atrito e empuxo passivo (opcional e utilizado com sobriedade) sobre o empuxo ativo.

A Tabela 14 apresenta os fatores de segurança encontrados para o tombamento e deslizamento para as situações com e sem nível da água (NA) e com e sem o empuxo passivo (EP). No cálculo do tombamento com EP foi utilizado o valor integral (EP) e para o cálculo do deslizamento com EP foi utilizado metade do valor (EP).

Tabela 14 - Fatores de segurança para tombamento e deslizamento do muro de contenção

		Empuxo Passivo	FS
Com NA	Tombamento	Considerando	1,290
		-	0,039
	Deslizamento	Considerando	1,894
		-	0,309
Sem NA	Tombamento	Considerando	1,297
		-	0,039
	Deslizamento	Considerando	1,992
		-	0,365

Fonte: Autora (2018)

Analisando os fatores de segurança, aponta-se que o empuxo passivo tem expressiva participação na estabilidade do muro, portanto, não considerar essa parcela como força estabilizadora resultaria em fatores de segurança abaixo de zero, que indicaria que o muro já teria ruído, o que não se constata no local.

Para o deslizamento considera-se o empuxo passivo, devido as seguintes hipóteses: o muro não encontra-se mais em segurança e sabe-se que o empuxo passivo requer deformações maiores para ser utilizado nos cálculos, que é o caso.

Os resultados da estabilidade interna indicam que o muro de contenção não é seguro. O fator de segurança ao tombamento, mesmo considerando o empuxo passivo, é da ordem de 1,29, quando deveria ser maior ou igual à 2.

O fator de segurança contra deslizamento, quando considerado o empuxo passivo, atende aos valores requeridos. Porém o empuxo passivo representa uma parcela expressiva da resistência, o que gera insegurança, visto que o solo a jusante pode ser escavado, perdendo parte fundamental das forças atuantes contra o deslizamento.

5 CONCLUSÃO

As forças estabilizantes e instabilizantes atuantes sobre um muro de contenção com avarias, localizado no município de Joinville-SC, foram estimadas e interpretadas. Com isso, foram avaliadas as condições atuais de estabilidade do muro de contenção.

Com a proposta de determinar a situação de estabilidade atual, foram utilizados os parâmetros de coesão e ângulo de atrito com pequenos ajustes dos valores obtidos através de ensaio de laboratório e correlações com ensaios de campo. O objetivo de não minorar estes fatores foi refletir a situação de estabilidade de forma mais precisa. Ressalta que para garantir a estabilidade, os valores dos parâmetros de resistência do solo para o projeto de uma nova estrutura devem ser minorados de acordo com normas.

Baseado na interpretação das possíveis superfícies de ruptura global ao deslizamento, efetuadas por software GeoStudio, conclui-se que o muro de contenção é responsável por conter as possíveis superfícies de ruptura no tardo do muro. Considerando que o muro de contenção não rompa e que os resultados dos ensaios e correlações reflitam com exatidão o perfil do solo, conclui-se que a estabilidade externa encontra-se em equilíbrio, porém não pode ser considerada segura, principalmente com o aumento do nível da água.

O valor do fator de segurança ao tombamento considerado para um nível de água à 1,08m de profundidade em relação à superfície do terreno à jusante, mesmo considerando o empuxo passivo, é da ordem de 1,29, quando deveria ser maior ou igual à 2. Os resultados dos FS ao tombamento, com e sem empuxo passivo, indicam que o muro não é seguro e que depende principalmente do empuxo passivo para sua estabilidade.

O fator de segurança contra deslizamento, quando considerado o empuxo passivo, atende aos valores requeridos para o perfil suposto. Porém a força de empuxo passivo representa uma parcela expressiva da resistência, o que gera insegurança, visto que o solo a jusante pode ser escavado, perdendo parte fundamental das forças atuantes contra o deslizamento.

Os valores dos fatores de segurança ao tombamento e deslizamento não foram avaliados para outros níveis de água, apenas com e sem o nível de água

suposto na estratigrafia. Porém, observou-se através das análises que houve redução nos fatores de segurança na presença de água, tanto ao tombamento quanto ao deslizamento. Espera-se que para níveis de água maiores, as poropressões aumentem a magnitude das tensões horizontais instabilizantes e conseqüentemente reduzam os valores dos fatores de segurança. Concluí-se que os fatores de segurança sejam ainda menores que os encontrados, quando os níveis de água forem maiores que o suposto.

Considerando que os valores dos fatores de segurança ao tombamento encontrados indicam uma situação que não é segura, em casos de aumento dos níveis de água, espera-se o aumento das instabilidades, conseqüentemente refletindo em inclinações e patologias, que comprometem a estrutura. Dado o efeito prejudicial da água no valores dos fatores de segurança, um sistema de drenagem adequado é necessário na situação.

Considerando a condição de instabilidade, devido ao risco de tombamento, evidenciado pelas patologias, caracterizadas por inclinação em relação ao eixo vertical. Verifica-se a necessidade de intervenção imediata no local, visto que a instabilidade põe em risco vidas e perdas materiais, dado à proximidade com residências.

Destaca-se que o solo da região possui parâmetros de resistência muito bons, tendo em conta que o peso do muro representa uma pequena fração nas forças e momentos estabilizantes avaliados e que o empuxo passivo resiste à maior parte dos esforçostabilizantes.

Recomenda-se como projetos futuros propostas de estabilização da área. As medidas devem ser executadas para conter os esforços instabilizantes de forma segura, atendendo aos fatores de segurança previstos em norma. A intervenção deve levar em conta que a estabilidade atual do muro de contenção é dado pelo empuxo passivo, portanto a alteração na altura do solo à jusante durante a intervenção pode comprometer a estrutura.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, (1990). Annual book stone; geosynthetics. Philadelphia
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- _____. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2017
- _____. **NBR 6122**: Projeto e execução de. Rio de Janeiro, 2010.
- _____. **NBR 6457**: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.
- _____. **NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.
- _____. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.
- _____. **NBR 7181**: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.
- _____. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: mecânica das rochas - fundações - obras de terra. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1987. v. 2.
- CARVALHO, P. A. S. (Coord.) **Manual de geotecnia**: Taludes de rodovias. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, Departamento de Estradas e Rodagem, 1991. 388 p.
- CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. **Tensão admissível em fundações diretas**. 135 p. Editora Rima, São Carlos, 2003.
- DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução da 7ª. edição norte-americana. São Paulo: CENGAGE Learning, 2011.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 093/94**: Solos - determinação da densidade real. Rio de Janeiro, 1994.
- FERREIRA, Silvio Romero de Melo et al. **Avaliação do ângulo de atrito solo-muro e da rugosidade da superfície de contato**. Recife: Ciência & Engenharia, 2013.
- FREITAS, Marco António Coelho. **ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES PELOS MÉTODOS DE MORGENSTERN-PRICE E CORREIA**. 2011. 146 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, 2011.

GERSCOVICH, Denise M S. **Estruturas de contenção**: Muros de arrimo. Rio de Janeiro: UERJ, 20[--]. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>>. Acesso em: 20 nov. 2017. (Apostila)

GODOY, N. S. **Fundações**. Notas de Aula. Curso de Graduação. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Paulo, 1972. 65p.

GODOY, N. S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrometro estático**. Palestra, Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, 1983.

GOOGLE. **Google maps**. 2017. Nota (R. Albatroz, 600 - Costa e Silva). Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/place/R.+Albatroz,+600+-+Costa+e+Silva,+Joinville+-+SC,+89220-600/@-26.2787668,-48.8841173,17z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x94dea558d033e593:0xf4eef6868ddaf2d!8m2!3d-26.2787668!4d-48.8819286>>. Acesso em: 14 set. 2017.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1998.

JOINVILLE. FUNDAÇÃO INSTITUTO DE PESQUISA E PLANEJAMENTO URBANO DE JOINVILLE. **Joinville cidade em dados 2016**. Prefeitura Municipal de Joinville. Joinville. 2016.

MARANGON, Márcio. Estabilidade de taludes. In: _____. **Tópicos em geotecnia e obras de terra**. Juiz de Fora: [s. n.], 2006. Cap.4. Disponível em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_Unid04EstabilidadeTaludes01.pdf>. Acesso em: 13 set. 2017.

MASSAD, Façal. **Obras de terra: Curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367p.

SÃO PAULO. Departamento de Estradas de Rodagem. **Projeto de muro de arrimo**. Instrução de Projeto. São Paulo: Secretaria dos Transportes, 2006. Disponível em: <http://ftp.sp.gov.br/ftpder/normas/IP-DE-C00-005_A.pdf>. Acesso em: 18. nov. 2017

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3. São Paulo, 1996. V.1. p.33-50

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: HACHICH et al. (eds.). **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, 1996. Cap. 7. p.277-264.

TERZAGHI, Karl Von. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1943.

WHITMAN, R V. BAILEY, W. **Use of computers for slope stability analysis**. Proc. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.93, n.SM4, p. 475-498, 1967.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Análise granulométrica do solo

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
Centro Tecnológico de Joinville
Laboratório de Mecânica dos Solos

Amostra:	Rua: Albatroz
Data:	11/04/2018

Análise granulométrica (ABNT NBR 7181/1984)

Sedimentação

Dens. Real. Grãos:	2,77	Densímetro:	921
Peso solo úmido (g):	70,01	Proveta:	1
Teor de umidade:	0,12		
Peso solo seco (g):	62,46		

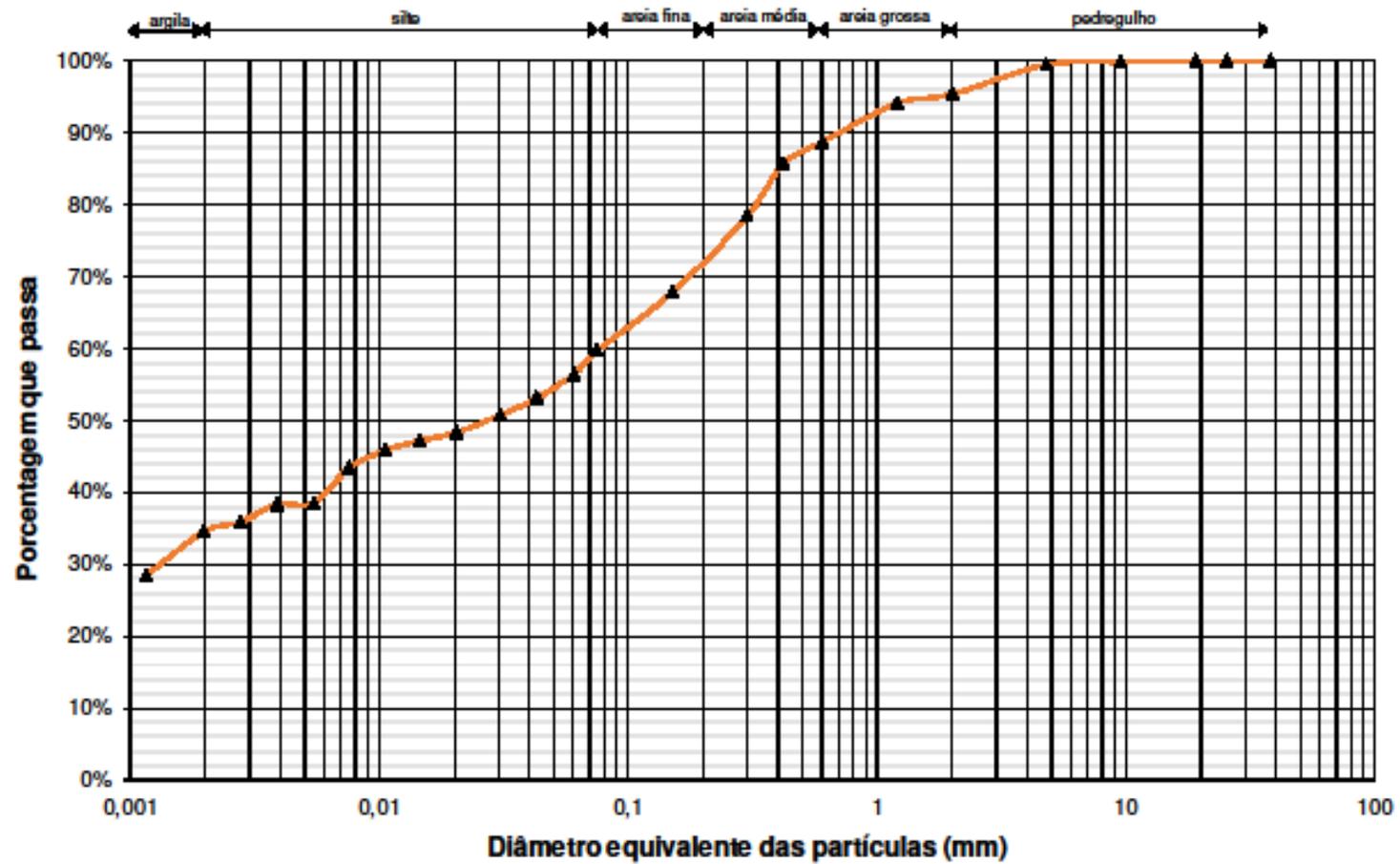
Tempo (min)	Temperatura (°C)	Viscosidade (g-s/cm ²)	Densidade L	Dens. meio disp. Ld	Altura queda (cm)	Diâmetro (mm)	< Diâmetro %
0,5	24,5	9,24269E-06	1,0270	1,0047495	11,76939	0,0607	53,12%
1	24,5	9,24269E-06	1,0270	1,0047495	11,76939	0,0429	53,12%
2	24,5	9,24269E-06	1,0260	1,0047495	11,92682	0,0305	50,74%
4	24,5	9,24269E-06	1,0250	1,0047495	10,62425	0,0204	48,35%
8	24,5	9,24269E-06	1,0245	1,0047495	10,699565	0,0145	47,15%
15	24,3	9,28487E-06	1,0240	1,00478902	10,77488	0,0106	45,87%
30	24,2	9,30607E-06	1,0230	1,00480872	10,92551	0,0076	43,43%
60	23,9	9,37014E-06	1,0210	1,00486758	11,22677	0,0054	38,52%
120	23,5	9,45665E-06	1,0210	1,0049455	11,22677	0,0039	38,33%
240	23,3	9,50037E-06	1,0200	1,00498422	11,3774	0,0028	35,85%
480	23	9,56655E-06	1,0195	1,005042	11,452715	0,0020	34,52%
1440	22,8	9,61107E-06	1,0170	1,00508032	11,82929	0,0012	28,46%

Peneiramento

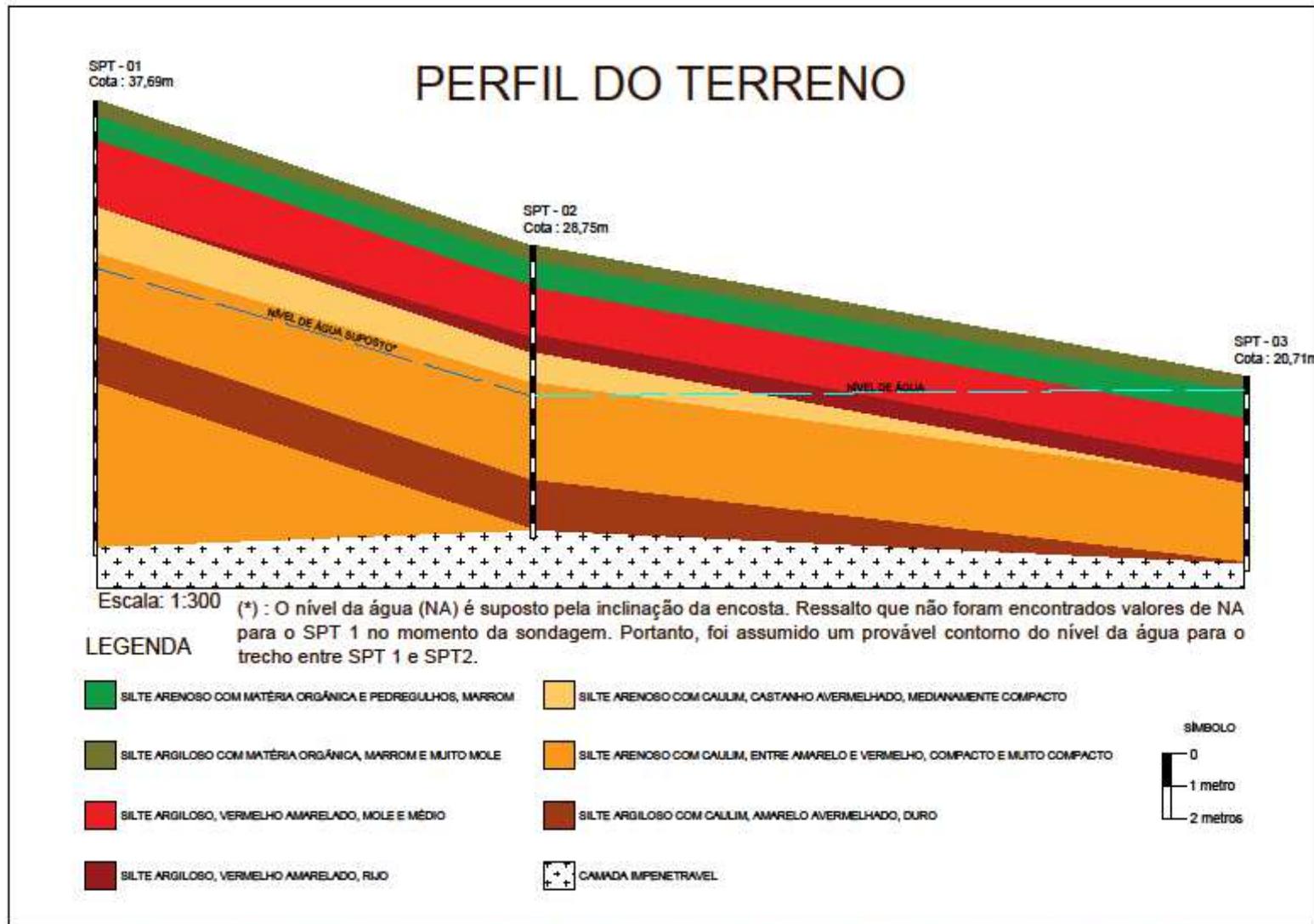
Peso solo úmido (g):	1000	Passante #4,8:	99%
Teor de umidade:	0,12	Passante #2,0:	95%
Peso solo seco (g):	892,14		

Peneiras Nº	mm	Retido (gf)	Passante (gf)		Passante (%)
			Parcial	Total	
	38,1	0		892,14	100,00%
	25,4	0		892,14	100,00%
	3/4"	0		892,14	100,00%
	3/8"	1,4		890,74	99,84%
	4	3,44		887,30	99,46%
	10	36,65		850,65	95,35%
	16	0,83	61,63		94,08%
	30	3,54	58,09		88,68%
	40	0,42	56,11		85,66%
	60	0,3	51,36		78,40%
	100	6,96	44,40		67,78%
	200	0,075	39,13		59,73%

APÊNDICE B – Curva granulométrica

DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA COM DEFLOCULANTE

APÊNDICE C – Perfil estratigráfico da encosta



APÊNDICE D – Determinação dos parâmetros físicos: Limite de liquidez, limite de plasticidade e densidade real dos grãos.

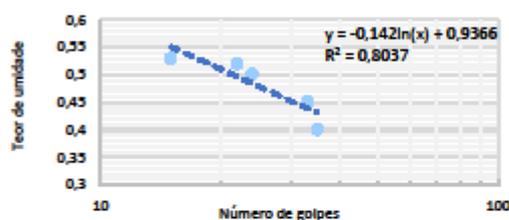
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
Centro Tecnológico de Joinville
Laboratório de Mecânica dos Solos

Amostra:	Rua Albatroz
Data:	12/04/2018

Limite de Liquidez (ABNT NBR 6459/1984)					
Amostra	1	2	3	4	5
Número de golpes	0	0	0	0	0
Cápsula nº	3*	1	6	12*	31
Peso da Cápsula (g)	9,25	9,2	9,96	8,8	9,02
Peso da cap+solo umido	14,21	12,48	13,85	12,86	14,21
Peso da cap+solo seco	12,79	11,46	12,55	11,47	12,41
Teor de umidade	40,1%	45,1%	50,2%	52,1%	53,1%

A	-0,14
B	0,94

LL	47,9%
----	-------



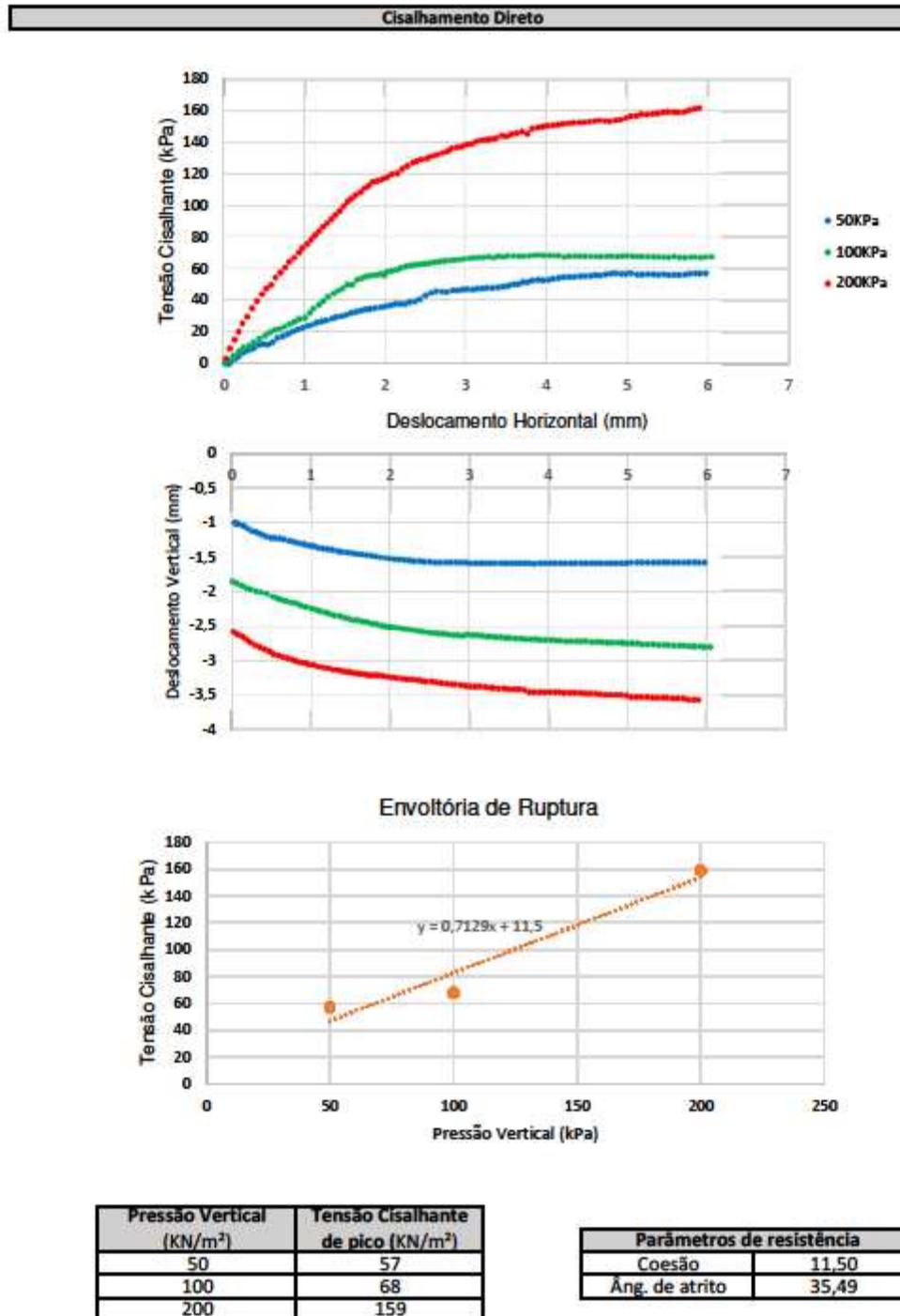
Limite de Plasticidade (ABNT NBR 7180/1984)					
Amostra	1	2	3	4	5
Cápsulo nº	2	11*	14*	15*	33*
Peso da Cápsula (g)	9,88	8,56	9,15	9,14	10,35
Peso da cap+solo umido	10,75	9,55	9,73	9,83	11
Peso da cap+solo seco	10,55	9,33	9,6	9,67	10,86
Teor de umidade	29,9%	28,6%	28,9%	30,2%	27,5%
LP	28,8%				
Média +5%	30,2%				
Média -5%	27,3%				

Índice de Plasticidade

IP	19%	Altamente Plástico
----	-----	--------------------

Densidade real (DNER-ME 093/1994)					
Amostra	1	2	3	4	5
Picnômetro nº	3	4	5	2	6
Peso picnômetro vazio (g)	13,8	18,99	18,91	14,53	14,33
Peso picnômetro + solo (g)	22,57	28,15	27,08	21,9	21,21
Peso picnômetro completo (solo + água)	48,3	51,33	49,85	47,86	46,61
Peso picnômetro completo (água)	42,68	45,50	44,58	43,17	42,20
Dt (g/cm ³)	2,78	2,76	2,82	2,75	2,79
Dt médio (g/cm ³)	2,77				

APÊNDICE E – Resultados dos dados de cisalhamento direto



ANEXOS

ANEXO A – Dados do ensaio de cisalhamento direto

UNIVERSIDADE DO ESTADO DE SANTA CATARINA
Centro de Ciências e Tecnologia de Joinville
Laboratório de Mecânica dos Solos

Amostra:	Rua: Albatroz
Data:	04/04/2018

Cisalhamento Direto

CARACTERÍSTICAS DO MOLTE CORTANTE	
Altura (cm)	1,98
Lado (cm)	6,03
Area (cm ²)	36,30
Volume (cm ³)	71,91

Tempo (min)	Pressão Vertical 50 KN/m ²			Pressão Vertical 100 KN/m ²			Pressão Vertical 200 KN/m ²		
	Desloc. Horiz.	Desloc. Vert.	Força (N)	Desloc. Horiz.	Desloc. Vert.	Força (N)	Desloc. Horiz.	Desloc. Vert.	Força (N)
	3	0,03	-1,00	0	0,01	-1,85	0	0,02	-2,58
6	0,05	-1,01	0	0,06	-1,88	10	0,07	-2,62	35
9	0,06	-1,01	0	0,12	-1,91	20	0,13	-2,65	55
12	0,06	-1,02	0	0,18	-1,94	29	0,18	-2,69	73
15	0,08	-1,02	6	0,24	-1,96	37	0,23	-2,73	93
18	0,14	-1,05	12	0,31	-1,99	41	0,29	-2,77	108
21	0,19	-1,08	19	0,37	-2,01	49	0,35	-2,80	127
24	0,25	-1,12	27	0,44	-2,03	57	0,41	-2,83	143
27	0,31	-1,14	32	0,51	-2,07	64	0,47	-2,86	159
30	0,37	-1,17	36	0,57	-2,10	72	0,52	-2,90	172
33	0,43	-1,20	43	0,63	-2,12	77	0,58	-2,92	180
36	0,49	-1,22	45	0,69	-2,14	80	0,64	-2,94	196
39	0,54	-1,22	44	0,75	-2,16	84	0,70	-2,96	207
42	0,60	-1,23	49	0,81	-2,17	90	0,76	-2,98	219
45	0,66	-1,24	58	0,87	-2,20	96	0,81	-3,00	231
48	0,73	-1,26	62	0,93	-2,22	102	0,87	-3,02	241
51	0,79	-1,28	67	1,00	-2,24	105	0,93	-3,03	253
54	0,85	-1,30	72	1,06	-2,26	116	0,97	-3,05	263
57	0,91	-1,31	77	1,11	-2,28	125	1,03	-3,06	272
60	0,97	-1,33	81	1,18	-2,30	133	1,08	-3,08	281
63	1,03	-1,34	85	1,23	-2,32	141	1,13	-3,09	290
66	1,09	-1,36	88	1,29	-2,34	150	1,18	-3,10	299
69	1,15	-1,37	93	1,36	-2,35	158	1,23	-3,11	308
72	1,21	-1,38	96	1,41	-2,37	164	1,28	-3,13	317
75	1,27	-1,39	98	1,47	-2,39	170	1,33	-3,13	326
78	1,34	-1,41	102	1,53	-2,41	178	1,38	-3,15	335
81	1,39	-1,42	105	1,59	-2,41	177	1,43	-3,16	343
84	1,46	-1,43	107	1,65	-2,43	188	1,48	-3,17	353
87	1,52	-1,44	110	1,71	-2,44	192	1,53	-3,18	363
90	1,58	-1,45	114	1,77	-2,46	195	1,58	-3,18	369
93	1,64	-1,46	116	1,83	-2,47	197	1,63	-3,19	376
96	1,70	-1,47	119	1,89	-2,49	198	1,69	-3,20	383
99	1,76	-1,48	121	1,94	-2,50	200	1,74	-3,21	391
102	1,81	-1,49	122	1,99	-2,51	197	1,79	-3,21	397
105	1,87	-1,50	124	2,02	-2,51	204	1,84	-3,21	405
108	1,94	-1,51	125	2,08	-2,52	206	1,90	-3,22	407
111	2,00	-1,52	127	2,14	-2,53	208	1,96	-3,23	410
114	2,06	-1,53	129	2,19	-2,54	212	2,02	-3,24	414
117	2,12	-1,53	132	2,25	-2,55	215	2,08	-3,25	420
120	2,18	-1,54	132	2,31	-2,56	217	2,15	-3,26	422
123	2,24	-1,55	132	2,37	-2,57	218	2,21	-3,27	431

126	2,30	-1,56	136	2,43	-2,58	219	2,27	-3,27	437
129	2,37	-1,56	137	2,49	-2,59	220	2,34	-3,28	443
132	2,43	-1,57	142	2,55	-2,60	221	2,39	-3,29	446
135	2,50	-1,57	150	2,61	-2,61	222	2,45	-3,30	449
138	2,57	-1,58	156	2,67	-2,61	224	2,52	-3,30	451
141	2,63	-1,58	159	2,73	-2,62	225	2,58	-3,31	456
144	2,70	-1,58	158	2,80	-2,63	226	2,64	-3,32	459
147	2,76	-1,58	157	2,86	-2,63	227	2,71	-3,33	462
150	2,83	-1,58	161	2,92	-2,64	228	2,77	-3,34	466
153	2,89	-1,58	160	2,97	-2,62	229	2,82	-3,34	471
156	2,95	-1,58	162	3,04	-2,63	230	2,89	-3,35	473
159	3,01	-1,59	163	3,10	-2,63	231	2,95	-3,36	474
162	3,08	-1,59	162	3,16	-2,64	231	3,01	-3,37	478
165	3,14	-1,59	164	3,22	-2,65	231	3,07	-3,37	479
168	3,20	-1,59	164	3,28	-2,65	232	3,13	-3,37	484
171	3,26	-1,59	165	3,34	-2,66	230	3,20	-3,38	486
174	3,33	-1,59	165	3,40	-2,66	233	3,26	-3,39	486
177	3,40	-1,59	166	3,46	-2,67	231	3,31	-3,39	487
180	3,46	-1,59	167	3,51	-2,67	233	3,37	-3,40	488
183	3,52	-1,59	169	3,58	-2,68	233	3,44	-3,40	493
186	3,58	-1,59	172	3,65	-2,68	232	3,50	-3,41	491
189	3,64	-1,59	172	3,71	-2,69	232	3,56	-3,41	495
192	3,70	-1,59	176	3,78	-2,69	232	3,62	-3,41	497
195	3,76	-1,59	176	3,84	-2,69	233	3,69	-3,42	499
198	3,82	-1,60	179	3,90	-2,70	233	3,76	-3,45	495
201	3,89	-1,59	180	3,96	-2,70	232	3,82	-3,45	505
204	3,95	-1,59	179	4,03	-2,70	232	3,89	-3,45	506
207	4,02	-1,59	180	4,09	-2,71	231	3,95	-3,45	508
210	4,08	-1,59	182	4,15	-2,71	231	4,01	-3,45	509
213	4,15	-1,59	183	4,22	-2,72	228	4,08	-3,45	509
216	4,21	-1,59	185	4,28	-2,72	229	4,14	-3,45	510
219	4,28	-1,59	185	4,35	-2,72	229	4,20	-3,46	511
222	4,34	-1,59	185	4,41	-2,72	229	4,27	-3,46	512
225	4,41	-1,59	186	4,47	-2,72	228	4,33	-3,46	513
228	4,47	-1,59	186	4,54	-2,73	228	4,40	-3,46	513
231	4,54	-1,59	186	4,61	-2,73	227	4,46	-3,47	513
234	4,60	-1,59	188	4,67	-2,73	227	4,52	-3,47	513
237	4,66	-1,59	187	4,74	-2,74	227	4,59	-3,47	514
240	4,73	-1,59	189	4,80	-2,74	227	4,65	-3,48	515
243	4,79	-1,59	190	4,87	-2,74	226	4,72	-3,49	513
246	4,85	-1,59	191	4,93	-2,74	227	4,78	-3,49	512
249	4,92	-1,59	189	4,99	-2,75	227	4,85	-3,49	513
252	4,98	-1,59	189	5,06	-2,75	226	4,91	-3,49	514
255	5,04	-1,58	190	5,12	-2,75	225	4,98	-3,50	517
258	5,12	-1,58	187	5,18	-2,76	225	5,04	-3,52	520
261	5,18	-1,58	187	5,25	-2,76	224	5,11	-3,52	521
264	5,25	-1,58	187	5,32	-2,76	224	5,17	-3,52	523
267	5,32	-1,58	187	5,38	-2,77	223	5,24	-3,52	522
270	5,38	-1,58	186	5,45	-2,77	223	5,31	-3,53	523
273	5,45	-1,58	187	5,51	-2,77	222	5,37	-3,53	523
276	5,51	-1,58	185	5,58	-2,78	223	5,44	-3,53	525
279	5,58	-1,58	185	5,65	-2,78	221	5,50	-3,53	525
282	5,64	-1,58	185	5,71	-2,78	221	5,57	-3,54	524
285	5,71	-1,58	185	5,78	-2,79	221	5,63	-3,54	523
288	5,77	-1,58	187	5,84	-2,79	221	5,70	-3,54	523
291	5,84	-1,58	187	5,91	-2,79	220	5,76	-3,56	526
294	5,90	-1,58	187	5,97	-2,80	220	5,83	-3,56	528
294	5,97	-1,58	187	6,04	-2,80	221	5,89	-3,56	529

ANEXO B – Sondagens SPT

PERFIL GEOLOGICO		ENSAIO PENETROMETRICO			SPT	SPT	PROF. (m)	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" Queda de 75cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 kg	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	
		1º	2º	3º	Nº 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS				
1	-	-	-				1,00	SILTE ARENOSO COM MATÉRIA ORGÂNICA E PEDREGULHOS, MARROM		
2	2/15	2/15	2/15	4	4		1,51	SILTE ARGILOSO COM MATÉRIA ORGÂNICA, MARROM, MOLE		
3	2/15	2/15	3/15	4	5		2,49	SILTE ARGILOSO COM MATÉRIA ORGÂNICA, MARROM OLIVA CLARO, MOLE		
4	2/15	2/15	3/15	4	5		3,49	SILTE ARGILOSO, VERMELHO AMARELADO, MOLE		
5	3/15	3/15	4/15	6	7			SILTE ARGILOSO, VERMELHO AMARELADO, MÉDIO		
6	3/15	3/15	4/15	6	7					
7	4/15	4/15	6/15	8	10		6,48	SILTE ARENOSO COM CAULIM, CASTANHO AVERMELHADO, MEDIANAMENTE COMPACTO		
8	4/15	6/15	9/15	10	15					
9	5/15	6/15	10/15	11	16			SILTE ARENOSO COM CAULIM, VERMELHO AMARELADO, COMPACTO		
10	5/15	6/15	11/15	11	17		9,46			
11	6/15	8/15	13/15	14	21			SILTE ARENOSO COM CAULIM, AMARELO AVERMELHADO, COMPACTO		
12	8/15	15/15	16/15	23	31					
13	8/15	12/15	16/15	20	28		12,45	SILTE ARGILOSO COM CAULIM, AMARELO AVERMELHADO, COMPACTO		
14	6/15	9/15	15/15	15	24					
15	7/15	8/15	16/15	15	24		14,45	SILTE ARGILOSO COM CAULIM, AMARELO AVERMELHADO, DURO		
16	7/15	10/15	15/15	17	25					
17	7/15	12/15	15/15	19	27			SILTE ARENOSO COM CAULIM, VERMELHO AMARELADO, COMPACTO		
18	8/15	12/15	16/15	20	28		17,45			
19	8/15	12/15	17/15	20	29		18,45	SILTE ARENOSO COM CAULIM, CASTANHO AVERMELHADO, COMPACTO		
20	8/15	12/15	18/15	20	30		19,45			
							20,00	SILTE ARENOSO COM CAULIM, VERMELHO AMARELADO, COMPACTO		
PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA							LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA
INICIAL: - em -								-	-	-
FINAL: - em -								-	-	-
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 4								-	-	-

PERFIL GEOLOGICO		ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	PROF. (m)	AMOST.: TERZAGHI & PECK Ø 2" QUEDA DE 75cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 kg	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	
		1º	2º	3º	Nº 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS				
21	9	12	18	21	30					
22	9	12	20	21	32			SILTE ARENOSO COM CAULIM, VERMELHO AMARELADO, COMPACTO		
23	9	13	22	22	35					
24	10	13	22	23	35	23,45				
25	11	14	24	25	38			SILTE ARENOSO COM CAULIM, CASTANHO AVERMELHADO, COMPACTO		
26	12	15	24	27	39	25,45				
27	14	16	27	30	43	26,45		SILTE ARENOSO COM CAULIM, CASTANHO AVERMELHADO, MUITO COMPACTO		
28	18	22	28	40	50	27,41		SILTE ARENOSO, CASTANHO AVERMELHADO, MUITO COMPACTO		
29	15	15	15					FURO TERMINADO COM 27,41m Impenetrável ao amostrador		
30										
31										
32										
33										
34										
35										
36										
37										
38										
39										
40										
PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA							LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA
INICIAL: - em -								-	-	-
FINAL: - em -								-	-	-
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 4										

CLIENTE:

LOCAL:

Rua Albatroz, Bairro Costa e Silva, Joinville - SC

DATA:

05/08/13

Nº SONDAJEM:

COTA:

37,69

ESCALA:

1:100

FOLHA:

02

FURO:

SP-01

PERFIL GEOLOGICO		ENSAIO PENETROMETRICO			SPT	SPT	PROF. (m)	AMOST.: TERZAGHI & PECK				CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
		1°	2°	3°	N° 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS		Ø 2" Queda de 75cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 kg				
					10	20		30	40			
1	-	-	-			1,00					SILTE ARENOSO COM MATÉRIA ORGÂNICA E PEDREGULHOS, MARROM	
2	1/15	1/15	1/15	2	2	1,50					SILTE ARGILOSO COM MATÉRIA ORGÂNICA, MARROM, MUITO MOLE	
3	1/15	1/15	1/15	2	2	2,51					SILTE ARGILOSO COM MATÉRIA ORGÂNICA, MARROM OLIVA CLARO, MUITO MOLE	
4	1/15	2/15	2/15	3	4						SILTE ARGILOSO, VERMELHO AMARELADO, MOLE	
5	1/15	2/15	3/15	3	5	4,50					SILTE ARGILOSO, VERMELHO AMARELADO, MÉDIO	
6	2/15	3/15	4/15	5	7	5,49					SILTE ARGILOSO, VERMELHO AMARELADO, RIJO	
7	4/15	5/15	7/15	9	12	6,48					SILTE ARENOSO COM CAULIM, CASTANHO AVERMELHADO, MEDIANAMENTE COMPACTO	
8	4/15	6/15	8/15	10	14						SILTE ARENOSO COM CAULIM, CASTANHO AVERMELHADO, COMPACTO	
9	5/15	7/15	9/15	12	16	8,46					SILTE ARENOSO COM CAULIM, CASTANHO AVERMELHADO, COMPACTO	
10	7/15	10/15	14/15	17	24	9,45					SILTE ARENOSO COM CAULIM, VERMELHO AMARELADO, COMPACTO	
11	8/15	12/15	16/15	20	28						SILTE ARENOSO COM CAULIM, VERMELHO AMARELADO, COMPACTO	
12	11/15	15/15	20/15	26	35						SILTE ARENOSO COM CAULIM, AMARELO AVERMELHADO, COMPACTO	
13	11/15	16/15	21/15	27	37	12,45					SILTE ARENOSO COM CAULIM, AMARELO AVERMELHADO, COMPACTO	
14	12/15	17/15	22/15	29	39						SILTE ARGILOSO COM CAULIM, AMARELO AVERMELHADO, DURO	
15	12/15	17/15	23/15	29	40	14,45					SILTE ARGILOSO COM CAULIM, AMARELO AVERMELHADO, DURO	
16	14/15	20/15	26/15	34	46						SILTE ARGILOSO COM CAULIM, AMARELO AVERMELHADO, DURO	
17	15/15	22/15	29/15	37	51						SILTE ARGILOSO COM CAULIM, AMARELO AVERMELHADO, DURO	
18	17/15	25/15	33/15	42	58	17,40					SILTE ARGILOSO COM CAULIM, AMARELO AVERMELHADO, DURO	
19											FURO TERMINADO COM 17,4m Impenetrável ao amostrador	
20											FURO TERMINADO COM 17,4m Impenetrável ao amostrador	

PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA				LAVAGEM POR TEMPO	TEMPO	DE	PARA
INICIAL:	9,2	em	08/08/2013		-	-	-
FINAL:	9,2	em	09/08/2013		-	-	-
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO:				4	-	-	-

PERFIL GEOLOGICO		ENSAIO PENETROMÉTRICO			SPT	SPT	PROF. (m)	AMOST.: TERZAGHI & PECK				CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA			
		1°	2°	3°	N° 30cm INICIAIS	N 30cm FINAIS		Ø 2" Queda de 75cm Ø 1 3/8" PESO DE 65 kg							
									10	20	30		40		
1	-	-	-			1,00						SILTE ARENOSO COM MATÉRIA ORGÂNICA E PEDREGULHOS, MARROM			
2	1/15	1/15	2/15	2	3	1,52						SILTE ARGILOSO COM MATÉRIA ORGÂNICA, MARROM, MOLE			
3	1/15	1/15	2/15	2	3	2,50						SILTE ARGILOSO COM MATÉRIA ORGÂNICA, MARROM OLIVA CLARO, MOLE			
4	2/15	3/15	4/15	5	7							SILTE ARGILOSO, VERMELHO AMARELADO, MÉDIO			
5	3/15	4/15	5/15	7	9										
6	3/15	4/15	6/15	7	10	5,48						SILTE ARGILOSO, VERMELHO AMARELADO, RIJO			
7	5/15	7/15	10/15	12	17	6,47						SILTE ARENOSO COM CAULIM, CASTANHO AVERMELHADO, COMPACTO			
8	8/15	12/15	16/15	20	28	7,45						SILTE ARENOSO COM CAULIM, CASTANHO AVERMELHADO, MUITO COMPACTO			
9	14/15	20/15	26/15	34	46										
10	20/15	28/15	37/15	48	65	9,45						SILTE ARENOSO COM CAULIM, VERMELHO AMARELADO, MUITO COMPACTO			
11	16/15	24/15	31/15	40	55										
12	20/15	29/15	39/15	49	68	11,43						FURO TERMINADO COM 11,43m Impenetrável ao amostrador			
13															
14															
15															
16															
17															
18															
19															
20															
PROFUNDIDADE NO NÍVEL D'ÁGUA											LAVAGEM POR TEMPO		TEMPO	DE	PARA
INICIAL: 0,8 em 09/08/2013													-	-	-
FINAL: 0,8 em 10/08/2013													-	-	-
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 4													-	-	-

SP-03