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

Mateus Birck

BARRAGENS DE TERRA HOMOGÊNEA: UMA ANÁLISE CRÍTICA ENTRE OS PROJETOS EMPÍRICO E CIENTÍFICO

Porto Alegre
julho 2016

MATEUS BIRCK

BARRAGENS DE TERRA HOMOGÊNEA: UMA ANÁLISE CRÍTICA ENTRE OS PROJETOS EMPÍRICO E CIENTÍFICO

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

Orientador: Lucas Festugato

Porto Alegre

julho 2016

MATEUS BIRCK

BARRAGENS DE TERRA HOMOGÊNEA: UMA ANÁLISE CRÍTICA ENTRE OS PROJETOS EMPÍRICO E CIENTÍFICO

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da atividade de ensino Trabalho de Conclusão de Curso II - Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, julho de 2016

Prof. Lucas Festugato
Dr. pelo PPGEC/UFRGS
Orientador

Profa. Luciani Somensi Lorenzi
Dra. pela UFRGS
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
Dr. pela Concordia University, Concordia, Canadá

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)
Dr. pelo PPGEC/UFRGS

Eng.ª Mozara Benetti (UFRGS)
Mestra pelo PPGEC/UFRGS

Dedico este trabalho a meus pais, Sergio e Elisete, que sempre me apoiaram e, especialmente durante o período do meu Curso de Graduação, estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Lucas Festugato, orientador deste trabalho, pela imensa dedicação, paciência e apoio para que fosse possível obter êxito nesta empreitada. Superar etapas como essa se torna muito mais fácil quando feitas com a ajuda de um verdadeiro amigo.

Agradeço aos meus pais Sergio e Elisete, por serem sempre a base mais sólida da minha vida, fornecendo toda a força e incentivo necessários naqueles momentos em que tudo parecia obscuro e de difícil alcance. Sou muito grato pelo fato de existirem pessoas como eles que, independente de qualquer coisa, sempre acreditaram que todos os meus sonhos poderiam ser alcançados.

Agradeço a minha namorada Roxanne, quem mais de perto acompanhou esta caminhada, e foi testemunha de todas as alegrias e angústias surgidas no caminho. Acho que jamais conseguirei dar em troca todo o companheirismo e amor que recebi, mas espero te ter sempre ao meu lado para que eu possa pelo menos tentar retribuir.

Agradeço a minha irmã Maura, que ao longo da minha graduação acabou se tornando uma grande parceira, principalmente a partir do ano em que praticamente moramos juntos, sendo sempre uma palavra amiga em todos os momentos.

Agradeço a todo o pessoal do Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG), por todo o bom humor e auxílio prestado nos ensaios sem os quais este trabalho não seria possível.

Por fim, agradeço aos meus amigos de Caibaté e Porto Alegre por todos os bons momentos, inclusive aqueles que conheci dentro da UFRGS, que sabem tanto quanto eu que, no final das contas, todo o suor desprendido nesse percurso valeu a pena ao saborear essa conquista.

Por fim, agradeço a todos aquelas pessoas que, de alguma forma, foram importantes para que esse período de graduação fosse superado. Gratidão eterna a todos.

A ciência ainda não nos provou se a loucura é ou não o mais sublime da inteligência.

Edgar Allan Poe

RESUMO

Este trabalho versa sobre a comparação entre as características de uma barragem de terra homogênea já existente, dimensionada e construída de forma empírica, e um perfil hipotético de uma barragem feita do mesmo material, desenvolvida através da utilização de métodos científicos conhecidos, descritos teoricamente de forma sucinta, sendo a aplicação destes feita por meio de *software*. Tem como objetivo, dessa forma, a realização de uma análise crítica, sob diversos aspectos, entre ambas as situações. Quando esse objetivo é atingido, consequentemente também se obtém um guia para que, no futuro, barragens com os mesmos padrões construtivos possam ser dimensionadas. Para uma aproximação mais precisa das reais condições para a obtenção do perfil crítico da estrutura, é necessário que se conheçam algumas das principais características do solo componente da barragem. Essas características são quantificadas em ensaios de laboratório, assim como a relação destes parâmetros com aqueles utilizados como ponto de partida para a obtenção do perfil da barragem via *software*. Através do programa, quando aplicados os parâmetros do solo, tais como o coeficiente de condutividade hidráulica, o ângulo de atrito e a coesão, verificou-se que a barragem estudada possui dimensões limites em seu ponto mais crítico, com um fator de segurança de 1,144. Para barragens desse porte, onde não existem muitos riscos envolvidos em caso de ruptura, recomenda-se o uso de fatores de segurança próximos a 1,300. Para isso, algumas suposições foram feitas, como a extensão da base do talude de jusante e a inclusão de um dreno de pé, feito de areia e brita, provocando um rebaixamento na linha piezométrica da água no corpo da barragem e, consequentemente, um aumento do fator de segurança para 1,361. Além disso, estender o pé do talude fez com que a inclinação do talude fosse diminuída, o que também caminhou em favor da segurança. Além disso, foi analisada a estabilidade do talude de montante para o caso de esvaziamento rápido. Visto que esse valor ficou abaixo daquilo que se esperava (1,009), um novo dimensionamento foi feito com a diminuição do ângulo de inclinação desse talude através da extensão do comprimento da base da barragem, fazendo com que o fator de segurança encontrado ficasse em 1,383.

Palavras-chave: Barragem de terra. Fator de Segurança.
Utilização de dreno de pé. Dimensionamento de barragem.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Etapas da pesquisa 20

Figura 2 – Representação esquemática dos elementos básicos de uma pequena barragem de terra 24

Figura 3 – Representação de desarenador do tipo monge 24

Figura 4 – Método sueco ou das lamelas 27

Figura 5 – Lamela de Fellenius 28

Figura 6 – Lamela de Bishop 29

Figura 7 – Método de Morgenstern-Price – Forças aplicadas a uma fatia de solo 31

Figura 8 – Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo..... 34

Figura 9 – Limites de Atterberg dos solos 35

Figura 10 – Curva de compactação obtida em ensaio 36

Figura 11 – Curvas de compactação de diversos solos brasileiros 37

Figura 12 – Esquema da câmara de ensaio triaxial 40

Figura 13 – Fluxo não confinado ou gravitacional 41

Figura 14 – Esquema de permeâmetro de parede flexível 42

Figura 15 – Curva de distribuição granulométrica 45

Figura 16 – Amostra de solo no Aparelho de Casagrande 47

Figura 17 – Sulco feito na amostra próximo ao fechamento 47

Figura 18 – Representação gráfica para obtenção do Limite de Liquidez 48

Figura 19 – Execução do ensaio para obtenção do Limite de Plasticidade 49

Figura 20 – Amostra ensaiada e modelo utilizado como referência 49

Figura 21 – Índices de consistência da amostra 50

Figura 22 – Curva de compactação (teor de umidade x peso específico aparente seco) . 51

Figura 23 – Picnômetro contendo a amostra de solo e água 52

Figura 24 – Corpo de prova em preparo para o ensaio 54

Figura 25 – Execução do ensaio de permeabilidade hidráulica 56

Figura 26 – Ensaio triaxial em execução 57

Figura 27 – Tensão axial x Deformação axial 58

Figura 28 – Trajetória de carregamento (s’ x t) 59

Figura 29 – Imagem aérea do reservatório e localização da barragem de terra homogênea 61

Figura 30 – Vista lateral da barragem de terra homogênea 62

Figura 31 – Vista frontal da barragem de terra homogênea 62

Figura 32 – Representação do perfil da barragem de terra homogênea 63
Figura 33 – Linhas de fluxo da barragem em estudo 63
Figura 34 – Análise de estabilidade pelo método de Morgenstern-Price 64
Figura 35 – Análise do talude de montante para o caso de rebaixamento rápido do reservatório 65
Figura 36 – Perfil de barragem de terra proposto com uso de dreno e redução do ângulo de inclinação do talude 66
Figura 37 – Linhas de fluxo geradas após as alterações no perfil da barragem 67
Figura 38 – Análise da estabilidade do perfil proposto 68
Figura 39 – Análise da estabilidade do talude de montante após as modificações propostas 69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultado do ensaio de peneiramento 44
Tabela 2 – Número de golpes e teor de umidade W 48
Tabela 3 – Resultados obtidos no ensaio de compactação 51
Tabela 4 – Resultados do ensaio para obtenção do peso específico real dos grãos 53
Tabela 5 – Dados obtidos no ensaio triaxial 59
Tabela 6 – Ângulo de atrito e coesão 60

LISTA DE SIGLAS

ASTM – American Society for Testing and Materials

CC – Coeficiente de Curvatura

CD – Ensaio Consolidado Drenado

CID – Consolidado Isotropicamente e Drenado

CNU – Coeficiente de Não Uniformidade

CU – Ensaio Consolidado Não Drenado

FAO – Food and Agriculture Organization of the United Nations

IP – Índice de Plasticidade

LEGG – Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

UU – Ensaio Não Consolidado Não Drenado

LISTA DE SÍMBOLOS

k – coeficiente de condutividade hidráulica adimensional

F – coeficiente de segurança adimensional

s – resistência ao cisalhamento do solo (N/m^2)

τ – tensão cisalhante atuante (N/m^2)

c' – coesão (N)

N – força normal (N)

l – largura (m)

Φ' – ângulo de atrito (graus)

P – peso próprio da lamela (N)

θ – ângulo do centro imaginário do arco até o centro da base da lamela (graus)

dT – diferencial de tensão na base da lamela (N/m^2)

u – pressão neutra (Pa)

E – força vertical lateral à lamela (N)

X – força horizontal lateral à lamela (N)

dN – diferencial da força normal à base da lamela (N)

λ – fator de escala adimensional

υ – velocidade de queda das partículas (m/s)

γ_s – peso específico do solo (N/m^3)

γ_w – peso específico do fluido (N/m^3)

γ_d – peso específico aparente seco (N/m^3)

μ – viscosidade do fluido (Pa.s)

D – diâmetro da esfera (m)

P_s – peso seco da amostra (N)

V_s – volume dos grãos (m^3)

Q – vazão (m^3/s)

A – área do permeâmetro (m^2)

h – a carga que se dissipa na percolação (m)

L – distância ao longo da qual a carga se dissipa (m)

x – coordenada cartesiana (m)

y – coordenada cartesiana (m)

B – parâmetro de poropressão de Skempton

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 15
2 DIRETRIZES DA PESQUISA 17
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA 17
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA 17
2.2.1 Objetivo principal 17
2.2.2 Objetivos secundários 17
2.3 PRESSUPOSTOS 18
2.4 PREMISSA 18
2.5 DELIMITAÇÕES 18
2.6 LIMITAÇÕES 18
2.7 DELINEAMENTO 19
3 BARRAGENS DE TERRA HOMOGÊNEA 21
3.1 DISPOSIÇÕES GERAIS 21
3.2 ELEMENTOS DE UMA BARRAGEM DE TERRA 23
4 ESTABILIDADE DE TALUDES 25
4.1 LINHA DE RUPTURA 25
4.2 MÉTODOS DE EQUILÍBRIO-LIMITE 26
4.2.1 Método de Fellenius 27
4.2.2 Método de Bishop Simplificado 29
4.2.3 Método de Morgenstern-Price 30
5 ENSAIOS 33
5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO 33
5.1.1 Análise granulométrica 33
5.1.2 Índices de consistência (limites de Atterberg) 35
5.1.3 Ensaio normal de compactação 36
5.1.4 Peso específico real dos grãos 37
5.2 ENSAIOS TRIAXIAIS 39
5.3 ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA 41
6 PROGRAMA EXPERIMENTAL 43
6.1 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA 43
6.2 ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA 46
6.3 ENSAIO NORMAL DE COMPACTAÇÃO 50
6.4 PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS 52

6.5 ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA 53
6.6 ENSAIOS TRIAXIAIS 56
7 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA BARRAGEM 61
7.1 BARRAGEM EXISTENTE 61
7.2 OTIMIZAÇÃO DO PERFIL DA BARRAGEM EXISTENTE 65
8 CONCLUSÕES 70
REFERÊNCIAS 72

1 INTRODUÇÃO

Um dos grandes desafios do homem, ao longo da história, foi a necessidade de maximizar o controle que possui sobre os elementos naturais e os fenômenos provocados por eles. A contenção de cheias e métodos para melhor acúmulo e armazenamento de água são algumas das técnicas que já nos acompanham há muitos séculos.

Segundo Massad (2010, p. 177), dentre todos os métodos, as barragens de terra homogênea, em locais que exigem o armazenamento de água, apresentam-se, sem dúvidas, como um dos mais utilizados, dada a relativa simplicidade de elaboração de projeto e construção. Além disso, tais barragens têm como vantagem um custo final relativamente baixo, visto que não demandam tanta mão de obra e equipamentos quando comparadas a outros modelos, aliado a uma grande variedade e disponibilidade de material de empréstimo no Brasil.

No entanto, por conta desta simplicidade, tais barragens, ao contrário daquelas utilizadas em obras de maior porte (normalmente de concreto), acabam por serem construídas, muitas vezes, com pouquíssimo embasamento teórico-científico, baseando-se apenas em conhecimentos empíricos. Desta forma, muitos dos fatores que deveriam ser levados em conta no momento de dimensionar uma barragem de terra, tais como a granulometria do material utilizado e a capacidade de percolação da água através da estrutura, não o são. Essa desconsideração leva à utilização de estruturas superdimensionadas, ou seja, com excessivo uso de material e o consequente aumento do custo, ou, na pior das hipóteses, à construção de barragens com dimensões abaixo daquelas que a segurança exige, sob o risco de provocar grandes prejuízos financeiros e ambientais.

O que se buscou, aqui, foi verificar as características de uma pequena barragem de terra homogênea, localizada na zona rural do município de Caibaté, Rio Grande do Sul, construída levando-se em conta apenas conhecimentos práticos. Através do estudo de amostras de solo coletadas na barragem, foram encontrados valores para diferentes parâmetros do material utilizado para, a partir disso, lançando mão de teorias conhecidas e de métodos computacionais, encontrar o coeficiente de segurança ideal da nova estrutura proposta e compará-lo ao da barragem existente. Dessa forma, foi permitido concluir se a barragem, embora estável, foi construída através do uso de material de empréstimo em excesso ou se as

configurações originais apresentavam algum risco à segurança da estrutura por conta da utilização de um fator de segurança abaixo do mínimo necessário.

Após essa verificação, o que se buscou foi propor modificações no perfil crítico da estrutura, como meio de aproximar o fator de segurança a um valor adequado. As modificações propostas tentaram se limitar às menos complexas possíveis, visto que foram feitas visando suas aplicações reais na barragem em estudo.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: que análise pode-se fazer sobre o projeto empírico da barragem de terra homogênea estudada frente a um projeto cientificamente elaborado?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a análise crítica do projeto empírico da barragem de terra homogênea estudada frente ao projeto cientificamente elaborado.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

a) caracterizar o solo que constitui a barragem através de ensaios de laboratório;

b) definir a linha piezométrica e determinar a vazão de água percolada na seção transversal;

c) verificar a segurança da barragem na condição atual.

d) o traçado do perfil adequado da barragem de terra homogênea, utilizando critérios científicos que possibilitem o dimensionamento correto da estrutura, através da obtenção dos principais parâmetros do solo e do fator de segurança relacionado a eles.

2.3 PRESSUPOSTOS

É pressuposto do trabalho que todas as características do solo que constitui a barragem em estudo se mantêm constantes ao longo de todo o corpo da estrutura.

2.4 PREMISSA

O estudo segue a premissa de que muitas das barragens de terra homogênea são construídas sem que se levem em consideração parâmetros importantes do solo, ocasionando estruturas super ou subdimensionadas.

2.5 DELIMITAÇÕES

A delimitação do trabalho é que a barragem de terra homogênea em estudo está localizada no município de Caibaté, no estado do Rio Grande do Sul e, portanto, o material de empréstimo que a constitui possui as características do solo encontrado naquela região. Além disso, apenas as condições impostas no corpo da barragem foram analisadas, sendo desconsideradas, assim, as características de percolação da água nas fundações.

2.6 LIMITAÇÕES

O trabalho se limitou a encontrar apenas aqueles parâmetros necessários para o adequado dimensionamento da barragem. Tais parâmetros foram obtidos a partir dos seguintes ensaios:

a) de caracterização, responsáveis por fornecer a granulometria, os limites de consistência, as curvas de compactação e a massa específica real dos grãos;
b) triaxiais, através dos quais se encontrou o ângulo de atrito e a coesão;
c) de condutividade hidráulica, por onde se obteve o coeficiente de condutividade hidráulica k, que ajudou a descrever o comportamento da percolação da água através da estrutura.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

a) pesquisa bibliográfica;
b) obtenção das dimensões da barragem existente;
c) coleta de amostras do material constituinte da barragem;
d) ensaios para determinação dos principais parâmetros do solo;
e) cálculo do fator de segurança da barragem existente;
f) dimensionamento da estrutura considerada ideal;
g) análise comparativa e conclusões.

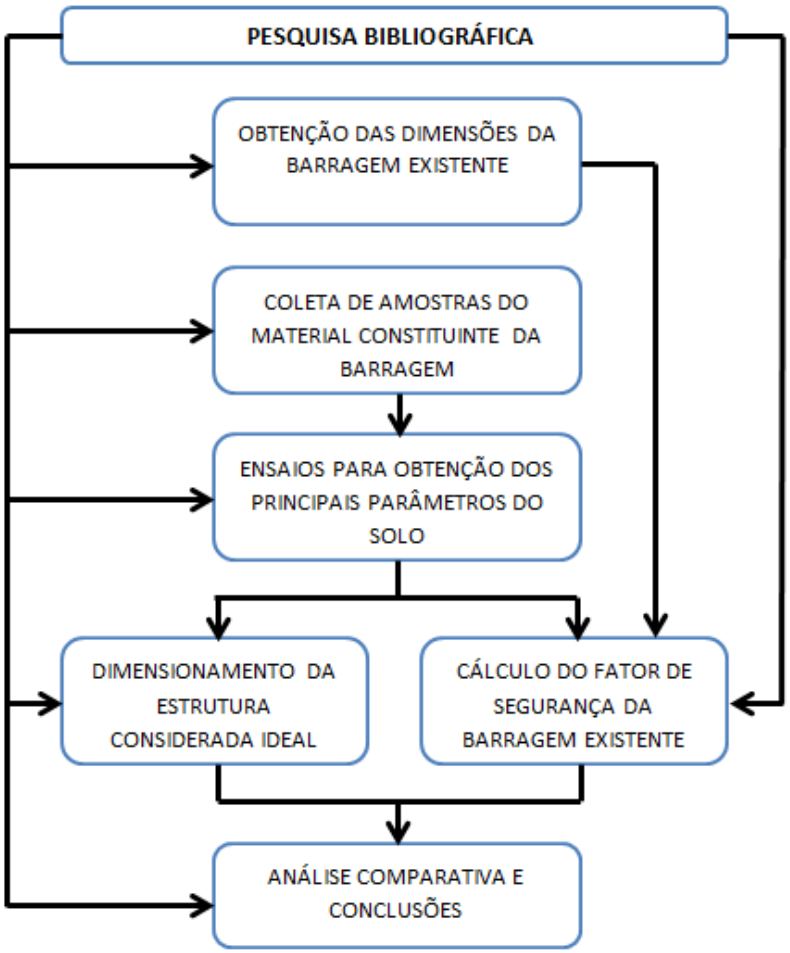
Primeiramente, um aprofundado conhecimento do conteúdo publicado a respeito do tema proposto se fez necessário, e foi através da **pesquisa bibliográfica** que isso se tornou possível. Dessa forma, todo o embasamento científico necessário para justificar o andamento do trabalho foi encontrado, tanto nas características qualitativas quanto quantitativas do objeto em estudo.

A **obtenção das dimensões da barragem existente** ocorreu através da utilização de uma trena, tanto para medir seu comprimento total, quanto para encontrar os tamanhos das linhas constituintes do perfil. A profundidade total da água pôde ser obtida com o uso de uma longa régua de madeira, submergida verticalmente até que tocasse o fundo do reservatório.

Na etapa de **coleta de amostras do material constituinte da barragem**, foi necessário que se escavasse o corpo da estrutura a uma profundidade razoável e em diversos pontos, com a intenção de se obter um solo homogêneo, livre de impurezas. Assim, buscou-se evitar que os posteriores ensaios fossem influenciados por um material que existe apenas superficialmente na barragem.

Os **ensaios para obtenção dos principais parâmetros do solo** foram realizados no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e serviram para definir as características do solo necessárias para que se conseguisse atingir o objetivo do trabalho.

Figura 1 – Etapas da pesquisa



(fonte: elaborada pelo autor)

Visto que já se conhecem as dimensões do perfil da estrutura em estudo, assim como os parâmetros obtidos em laboratório, chegou-se ao **cálculo do fator de segurança da barragem existente**, através do *software* GeoStudio 2007, utilizado na busca do perfil da estrutura considerada ideal.

Em sentido contrário a isso, a partir da disponibilidade dos principais parâmetros, o **dimensionamento da estrutura considerada ideal** foi permitido, uma vez que é através deles e do uso do método de estabilidade de Morgenstern-Price que o coeficiente de segurança ideal é encontrado. Com esses dados aplicados ao GeoStudio 2007, obteve-se o perfil otimizado da barragem.

Por fim, se fez necessária uma **análise comparativa e conclusões** a respeito dos coeficientes de segurança obtidos para os dois perfis em questão. Dessa forma, foi possível saber se a barragem de terra homogênea construída está bem dimensionada ou não.

3 BARRAGENS DE TERRA HOMOGÊNEA

Sabe-se que as barragens de terra, usualmente utilizadas desde as civilizações antigas, eram inicialmente homogêneas, por conta da simplicidade de transporte e compactação do material de empréstimo, sendo que essas ações eram feitas por animais ou homens. Foi em meados do século XIX que novos métodos construtivos foram desenvolvidos, através da utilização de enrocamento nas barragens, ou seja, núcleos constituídos por um segundo tipo de material, normalmente argila, a fim de se obter maior estanqueidade na estrutura (MASSAD, 2010, p. 173).

3.1 DISPOSIÇÕES GERAIS

Conforme descreve Marangon (2004, p. 5), as barragens de terra homogênea são aquelas cuja construção foi feita através da utilização de apenas um tipo de material de empréstimo. Por conta disso, há a necessidade de que os taludes possuam inclinações suaves, permitindo um maior controle sobre a estabilidade da barragem, assim como da busca por materiais mais impermeáveis, a fim de dificultar a percolação da água.

O Manual Sobre Pequenas Barragens de Terra (FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS, 2011, p. 13) faz algumas afirmações a respeito das vantagens relacionadas às barragens de terra:

> a) são utilizados materiais naturais locais;
>
> b) os procedimentos de projeto são simples;
>
> c) os requisitos para as fundações são menos exigentes do que para outro tipo de barragens. A base larga de uma barragem de terra distribui a carga nas fundações;
>
> d) barragens de terra resistem ao assentamento e movimentos melhor do que estruturas mais rígidas e podem ser mais adequadas para áreas onde os movimentos do solo são comuns.

No sentido contrário, o Manual Sobre Pequenas Barragens de Terra (FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS, 2011, p. 13), cita diversas desvantagens na utilização deste tipo de estrutura:

> a) uma barragem de terra é mais fácil de ser danificada ou destruída pela água corrente, passando sobre ou batendo contra ela. Assim, um descarregador/vertedor e proteção adequada a montante são essenciais para qualquer barragem;
>
> b) projetar e construir descarregadores/vertedores adequados é normalmente a parte tecnicamente mais difícil de qualquer trabalho de construção de uma barragem. [...];
>
> c) durante a construção, se não for adequadamente compactada, a barragem apresentará uma integridade estrutural fraca, apresentando pontos preferenciais de infiltração;
>
> d) as barragens de terra requerem manutenção contínua de forma a evitar erosão, crescimento de árvores, sedimentação, infiltração e danos provocados por insetos e animais.

De acordo com Massad (2010, p. 177), as barragens de terra homogênea, dada a disponibilidade de material e as condições de relevo e tipos de solo no Brasil, são as mais utilizadas. Além disso, o autor também afirma que a construção de barragens de terra é favorecida pelo fato de que podem ser construídas sobre solos mais moles, uma vez que permitem fundações mais deformáveis quando comparadas a barragens de concreto, por exemplo.

Massad (2010, p. 185) indica que "O projeto de uma barragem de terra deve pautar-se por dois princípios básicos: segurança e economia. Este último inclui os custos de manutenção da obra, durante a sua vida útil.".

Assim como em qualquer obra de engenharia, a segurança da estrutura, seja na execução ou utilização, é pilar fundamental para a elaboração de uma barragem de terra. Massad (2010, p. 185) afirma que:

> A segurança da barragem é princípio preponderante. [...] deve ser garantida quanto:
>
> a) ao transbordamento, que pode abrir brecha no corpo de barragens de terra e enrocamento;
>
> b) ao *piping* [...];
>
> c) à ruptura dos taludes artificiais, de montante e de jusante, e aos taludes naturais, das ombreiras adjacentes ao reservatório;
>
> d) ao efeito das ondas formadas pela ação dos ventos, atuantes na superfície dos reservatórios, e que vão se quebrar no talude de montante, podendo provocar sulcos de erosão;
>
> e) ao efeito erosivo das águas das chuvas sobre o talude de jusante.

3.2 ELEMENTOS DE UMA BARRAGEM DE TERRA

Carvalho (2011, p. 6) afirma que uma barragem, para ser considerada de grande porte, precisa ter altura maior que 15 metros. Além disso, perfis com altura entre 5 e 15 metros que comportem capacidades superiores a 3 milhões de m³ de água, também estão no grupo das grandes barragens.

O primeiro elemento da barragem é a crista, sendo esta o ponto de cota máxima da barragem. Sua altura deve ser a mesma do nível d'água, acrescido de uma determinada borda livre. Além disso, a crista deve possuir, mesmo para barragens de pequeno porte, valores superiores a 3 metros (CARVALHO, 2011, p. 86).

Outro elemento da barragem a ser considerado é a borda livre ou folga que, de acordo com Euclydes (2011), é a "Distância vertical entre o nível da água, quando a represa estiver cheia, e a crista do maciço ou do aterro. Normalmente, adota-se como mínimo, o valor de 1,0 metro.".

Conforme afirma Carvalho (2011, p. 104):

> O talude de montante é a parte do maciço que vai ficar diretamente em contato com a água do reservatório, o que vai exigir considerações especiais na fase de projeto, no cálculo de sua estabilidade, e cuidados especiais para sua manutenção durante a fase de operação do reservatório.

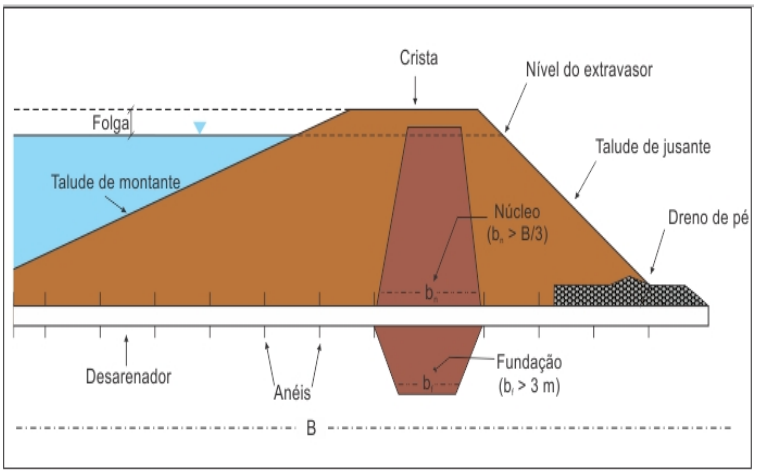
Segundo Euclydes (2011), os taludes do maciço:

> São as faces laterais e inclinadas, paralelas ao eixo do maciço sendo talude de montante o lado que fica em contato com a água, e jusante o do outro lado, sem contato com a água. O talude de montante deve ser mais inclinado que o de jusante, para permitir a maior estabilidade do aterro, devido ao decréscimo da componente horizontal da força, que tende a empurrar o maciço da barragem. Recomenda-se inclinações de 2,5:1 e 2:1 para os taludes de montante e jusante, respectivamente.

Ainda, como citado por Euclydes (2011), a base do maciço é "[...] a projeção da crista sobre a superfície do terreno; é a área do terreno sobre o qual se coloca o aterro.".

A figura 2 ilustra uma barragem de terra homogênea genérica e todos os itens que a compõem. Vale a pena ressaltar que muitos desses itens, como o núcleo, por exemplo, não estão presentes na barragem em estudo, visto que ela é homogênea e, portanto, não serão detalhados neste estudo.

Figura 2 – Representação esquemática dos elementos básicos de uma pequena barragem de terra



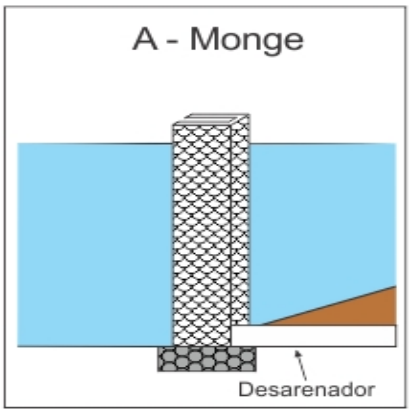
(fonte: EUCLYDES, 2011)

Euclydes (2011) descreve as fundações da seguinte forma:

> Construída transversalmente ao curso d'água e no eixo da barragem. Constitui-se em uma vala ou trincheira que é preenchida com terra de boa qualidade devidamente compactada. A realização de sondagens, necessária na fase de seleção do local de construção da barragem, possibilitará o desenho do perfil da seção transversal da área, que indicará a profundidade do núcleo impermeável.

Como citado por Euclydes (2011), o desarenador tem a função de esvaziar o reservatório, assim como permitir a saída de resíduos depositados no fundo da represa. A figura 4 ilustra o desarenador do tipo monge, idêntico ao existente na barragem em estudo. Vale a pena lembrar que a figura 3 é complementar à figura 2, sendo que é possível ver nesta, sob o corpo da barragem, todo o comprimento do desarenador.

Figura 3 – Representação de desarenador do tipo monge



(fonte: EUCLYDES, 2011)

4 ESTABILIDADE DE TALUDES

Os métodos de estabilidade servem de molde para a determinação de fatores de segurança próximos daqueles considerados ideais para obras de terra. O estudo da linha de ruptura serve como ponto de partida para aquilo que os Métodos de Equilíbrio-Limite aqui abordados buscam, ou seja, a determinação de um fator de segurança que melhor se aproxime daquilo que as formatações do talude, aliadas às características do material que o constituem, exigem.

4.1 LINHA DE RUPTURA

Segundo Silva (2011, p. 5):

> Os deslizamentos de um talude podem ser divididos em dois tipos: os escorregamentos por translação e os escorregamentos por rotação. Os primeiros ocorrem fundamentalmente quando um estrato mais resistente, subjacente à massa instável, se encontra a pouca profundidade e relativamente paralelo à superfície do talude. Os segundos são mais vulgares em solos homogêneos ou com características não muito distintas, em que a superfície de ruptura se define com forma curva ou praticamente circular em muitos casos. Quando no interior de um estrato existe uma camada relativamente fina, constituída por um material mais fraco, a superfície de deslizamento pode assumir uma configuração mista, isto é, circular nas extremidades e poligonal no contato com essa camada.

Massad (2010, p. 64) explica que “Evidentemente, não se conhece a posição da linha de ruptura ou da ‘linha crítica’, isto é, da linha a qual está associado o coeficiente de segurança mínimo, o que se consegue por tentativas.”.

Ainda, de acordo com Massad (2010, p. 186), no que se refere à estabilidade de uma barragem de terra homogênea, em condições consideradas adequadas (solo argiloso, baixa permeabilidade e fundações estáveis), existem três pontos críticos ao longo da utilização da estrutura:

a) a análise da inclinação do talude de jusante, assim que finalizada a obra;
b) durante a utilização da barragem, com a situação mais extrema, ou seja, o nível da água no nível máximo, onde considera-se como crítico também o talude de jusante, uma vez que o de montante está submerso;

c) quando do esvaziamento ou abaixamento brusco da represa, sendo, neste caso, o talude de montante o crítico, dada a baixa permeabilidade do solo compactado.

Além disso, Massad (2010, p. 73) lembra que algumas das causas que podem levar a barragem à ruptura estão diretamente ligadas às possíveis falhas de drenagem interna ou da deposição de resíduos nos filtros, ao longo do tempo.

4.2 MÉTODOS DE EQUILÍBRIO-LIMITE

Massad (2010, p. 63) é sucinto ao afirmar que "Os métodos para a análise da estabilidade de taludes, atualmente em uso, baseiam-se na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tomada como corpo rígido-plástico, na iminência de entrar em processo de escorregamento.".

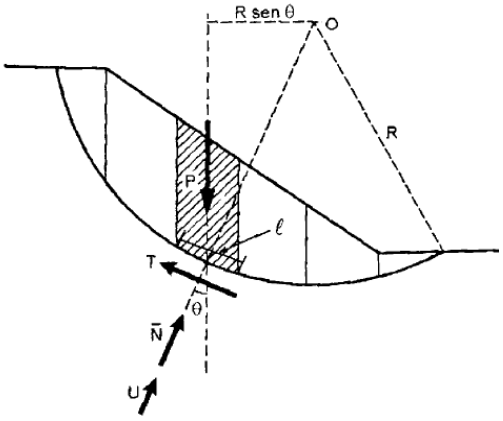
Ainda, de acordo com Massad (2010, p. 64), alguns pressupostos devem ser levados em conta no momento da aplicação dos Métodos de Equilíbrio-Limite:

a) o solo não se deforma antes de se romper, comportando-se como um material rígido-plástico;
b) são consideradas equações de equilíbrio estático para a verificação da estabilidade do talude;
c) considera-se constante, ao longo da suposta linha de ruptura, o coeficiente de segurança F.

O coeficiente de segurança F, que garantirá a estabilidade de um talude, é dado pela relação entre a resistência ao cisalhamento do solo **s** e, através das equações de equilíbrio, a tensão cisalhante atuante $\boldsymbol{\tau}$ (MASSAD, 2010, p. 64).

Três métodos de equilíbrio serão considerados: Fellenius, Bishop Simplificado e Morgenstern-Price, sendo a união deles chamada de método sueco. Para os dois primeiros métodos, considera-se que a linha de ruptura seja um arco de circunferência, aliado à subdivisão imaginária da massa de solo em lamelas, conforme mostra a figura 4 (MASSAD, 2010, p. 65).

Figura 4 – Método sueco ou das lamelas



(fonte: MASSAD, 2010)

Segundo Massad (2010, p. 67), para os métodos de Fellenius e Bishop Simplificado, o coeficiente de segurança pode ser determinado através da fórmula 1:

$$F = [\ \sum (c' \,.\, l + N \,.\, tg\Phi')\ ] \,/\, [\ \sum (P \,.\, sen\theta)\ ] \qquad \text{(fórmula 1)}$$

Onde:

c' = coesão;

N = força normal efetiva à lamela;

l = largura da lamela, paralela à base;

Φ’ = ângulo de resistência ao corte;

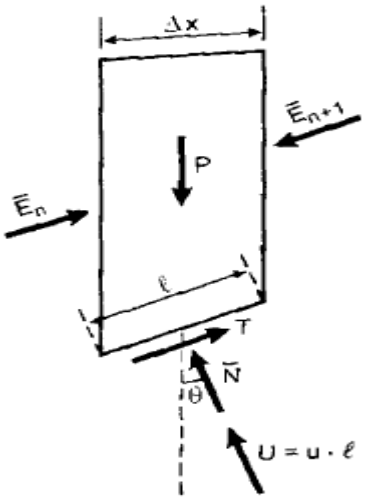
P = peso próprio da lamela;

θ = ângulo do centro imaginário do arco até o centro da base da lamela.

4.2.1 Método de Fellenius

De acordo com Massad (2010, p. 68), o método de Fellenius considera um equilíbrio de forças na direção normal à base da fatia considerada. Dessa forma, descobre-se o valor de N, sendo possível a aplicação da fórmula 1. A direção das forças para obtenção das equações de equilíbrio está demonstrada na figura 5.

Figura 5 – Lamela de Fellenius



(fonte: MASSAD, 2010)

Assim, como citado por Massad (2010, p. 68), a substituição das equações de equilíbrio na fórmula 1 gera a fórmula 2, a partir da qual obtém-se facilmente o coeficiente de segurança adequado para os parâmetros do solo considerados:

$$F = \sum[c' \,.\, l + (P \,.\, \cos\theta - u \,.\, \Delta x \,.\, \sec\theta) \,.\, tg\Phi'] \,/\, \sum (P \,.\, sen\theta) \qquad \text{(fórmula 2)}$$

Onde:

c' = coesão;

l = largura da lamela, paralela à base;

Φ' = ângulo de resistência ao corte;

P = peso próprio da lamela;

θ = ângulo do centro imaginário do arco até o centro da base da lamela;

u = pressão neutra;

Δx = largura da lamela, paralela ao topo.

Ainda, segundo Massad (2010, p. 68):

> O método de Fellenius pode levar a graves erros, pelo tratamento que dá às pressões neutras. A rigor, as forças resultantes das pressões neutras atuam também nas faces entre lamelas. Como são forças horizontais, elas têm componentes na direção da normal à base das lamelas, que é direção de equilíbrio das forças.

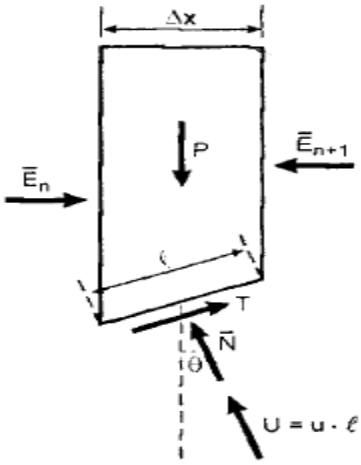
Como citado por Massad (2010, p. 69), “[...] o método de Fellenius continua sendo usado pela sua simplicidade. Ele é, em geral, mais conservativo do que os outros métodos mais rigorosos, como o de Bishop Simplificado [...]”.

4.2.2 Método de Bishop Simplificado

A diferença entre o método de Bishop Simplificado e o método de Fellenius é, basicamente, a consideração da direção das forças no momento do equacionamento para a obtenção do equilíbrio. Utilizando-se Bishop Simplificado, a direção vertical é a utilizada para o equilíbrio das forças (MASSAD, 2010, p. 69).

Na figura 6, estão demonstrados os elementos considerados no equilíbrio de forças para o método de Bishop simplificado. É importante salientar que esse equacionamento gerará um cálculo iterativo, cuja descrição será detalhada adiante.

Figura 6 – Lamela de Bishop



(fonte: MASSAD, 2010)

Como citado por Massad (2010, p. 69), a substituição das equações de equilíbrio geradas através da análise da lamela de Bishop na fórmula 1, geram a fórmula 3:

$$F=\sum\{c'.l+[(P-u.\Delta x-c'.\Delta x.tg\theta/F)/(cos\theta+tg\Phi'.sen\theta/F)].tg\Phi'\}/\sum(Psen\theta) \qquad \text{(fórmula 3)}$$

Onde:

c' = coesão;

l = largura da lamela, paralela à base;

Φ' = ângulo de resistência ao corte;

P = peso próprio da lamela;

θ = ângulo do centro imaginário do arco até o centro da base da lamela;

u = pressão neutra;

Δx = largura da lamela, paralela ao topo.

Massad (2010, p. 69-70) explica o método do cálculo iterativo do coeficiente de segurança obtido pela fórmula 3:

> [...] adota-se um valor inicial F_1, [...] extrai-se novo valor do coeficiente de segurança F_2, que é comparado ao inicial F_1. Para os problemas correntes, basta obter precisão decimal no valor de F. Se a precisão escolhida não foi atingida, repete-se o procedimento. Entra-se com F_2 na expressão [...], extrai-se novo valor do coeficiente de segurança F_3, e assim por diante, até obter a precisão desejada. Em geral, três ciclos de iteração são suficientes.

4.2.3 Método de Morgenstern-Price

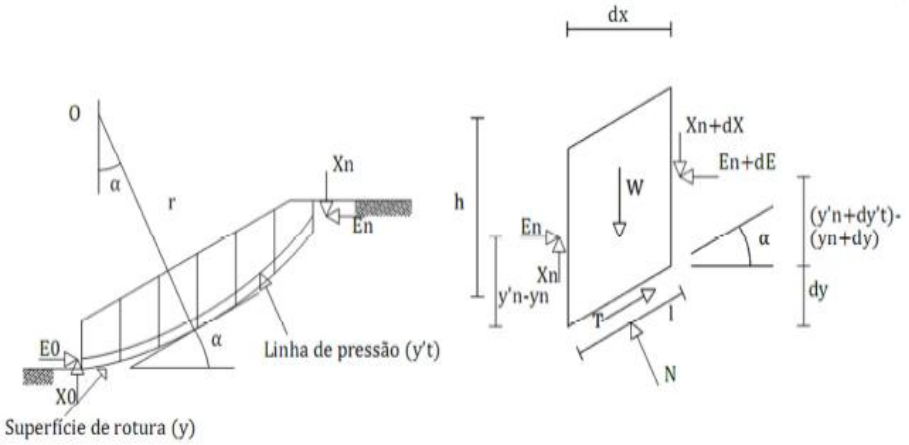
Segundo Freitas (2011, p. 15), o método de Morgenstern-Price:

> [...] consiste num método de análise de estabilidade de taludes no qual todas as condições de equilíbrio são satisfeitas e a superfície de rotura poderá tomar qualquer forma. É também uma aplicação do método das fatias, e exige cálculo computacional derivado do complexo processo iterativo.

Ainda, como afirmado por Freitas (2011, p. 15), "A condição para que não haja rotação da fatia é satisfeita se a soma dos momentos no centro da base da fatia for igual a zero [...]".

A figura 7 ilustra a superfície de rotura considerada no método de Morgenstern-Price, assim como o detalhamento de umas das lamelas, onde estão indicadas todas as forças levadas em consideração no equacionamento de equilíbrio.

Figura 7 – Método de Morgenstern-Price – Forças aplicadas a uma fatia do solo



(fonte: FREITAS, 2011)

De acordo com Freitas (2011, p. 16-17), o equilíbrio de forças para esse caso leva a duas equações. A primeira delas, que define dT (diferencial da tensão na base da lamela), segue o um critério conhecido como Mohr-Coulomb, representada na fórmula 4:

$$dT = (1/F) \cdot [c' \cdot \Delta x \cdot \sec\theta + dN \cdot \tan\Phi'] \qquad \text{(fórmula 4)}$$

Onde:

F = fator de segurança;

c' = coesão;

Φ' = ângulo de resistência ao corte;

θ = ângulo do centro imaginário do arco até o centro da base da lamela;

Δx = largura da lamela, paralela ao topo;

dN = diferencial da força normal à base da lamela.

A segunda equação, de acordo com Freitas (2011, p. 17), o equacionamento de equilíbrio gera uma equação diferencial, representada pela fórmula 5:

$$(c'/F).[1+(dy/dx)^2]+(\tan\Phi'/F).\{(dP/\Delta x)+(dX/\Delta x)-(dE/dx).(dy/dx)- u.[1+(dy/dx)^2]\}=(dE/dx)+(dX/dy).(dy/dx)+(dP/dx).(dy/dx) \qquad \text{(fórmula 5)}$$

Onde:
F = fator de segurança;
P = peso da lamela;
u = pressão neutra;
E = força vertical lateral à lamela;
X = força horizontal lateral à lamela;
c' = coesão;
Φ' = ângulo de resistência ao corte;
dN = diferencial da força normal à base da lamela.

Ainda, como afirmado por Freitas (2011, p. 17), existem duas equações e três incógnitas, tornando o sistema estaticamente indeterminado. Essa indeterminação surge pois pouco se conhece a respeito dos esforços internos do solo. Assim, os métodos de equilíbrio limite sugerem a apropriação de valores aproximados para incógnitas desconhecidas, tornando o sistema possível. Os valores desconhecidos que normalmente recebem essas determinações são E (força vertical, lateral à lamela) e X (força horizontal lateral à lamela).

Freitas (2011, p. 19) afirma que E e X se relacionam através da fórmula 6:

$$X = \lambda \cdot f(x) \cdot E \qquad \text{(fórmula 6)}$$

Onde:
λ = fator de escala;
X = força horizontal lateral à lamela;
E = força vertical lateral à lamela.

Conclusivamente, Freitas (2011, p. 19) salienta que "Se f(x) for especificado o problema será estaticamente determinado e poderão ser encontrados os valores para λ e F a partir de uma solução das equações diferenciais que satisfaça as condições de fronteira apropriadas.".

5 ENSAIOS

A fim de que se possa obter o perfil de uma barragem de terra homogênea, há a necessidade de que se conheçam os principais parâmetros do material que constitui o corpo da estrutura. Direta ou indiretamente, os métodos de Fellenius, Bishop Simplificado e Morgenstern-Price fazem uso desses parâmetros como meio de encontrar o coeficiente de segurança adequado para a construção. É, também, através do conhecimento das características do solo constituinte da barragem, que se descobrirá qual o fator de segurança da estrutura já existente, para, a partir disso, obter um perfil próximo daquilo que se imagina como sendo ideal para o tipo de material de empréstimo em utilização.

5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

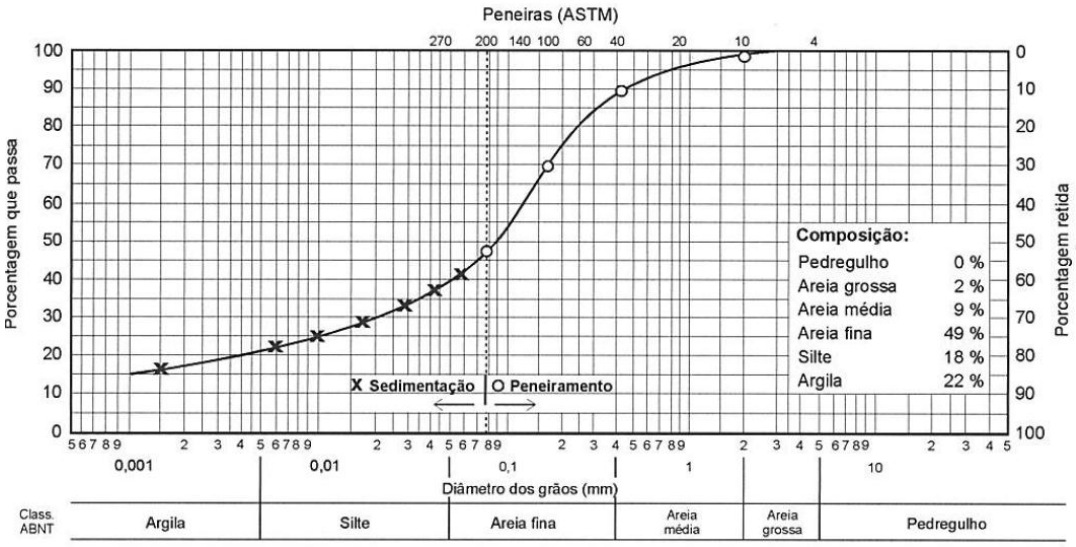
Kormann (1997, p. 2) descreve os ensaios de caracterização como aqueles "[...] que permitem descrever as características fundamentais do solo, tais como umidade, limites de consistência, peso específico dos grãos e granulometria.".

5.1.1 Análise granulométrica

A norma NBR 7181 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 1), através da qual o ensaio é prescrito, define a análise como sendo aquela feita através do peneiramento ou da soma do peneiramento e sedimentação.

De acordo com Pinto (2006, p. 22), a análise granulométrica é necessária para que se conheça o tamanho dos grãos de um solo, sendo duas as etapas do ensaio. Pelo peneiramento, relaciona-se o peso do material passante com o peso seco total da amostra, sendo essa porcentagem representada graficamente em escala logarítmica, em função da abertura da peneira, como mostra a figura 8. Também é através da abertura nominal da peneira que o diâmetro equivalente é dado. A limitação deste ensaio é dada pela abertura das malhas, uma vez que o diâmetro de interesse precisa ser maior que essa abertura.

Figura 8 – Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo



(fonte: PINTO, 2006)

Pinto (2006, p. 23) explica que, quando há a necessidade de se conhecer a porção mais fina do solo em estudo, é através do ensaio de sedimentação que isso é encontrado. A granulometria encontrada através desse ensaio também está representada na figura 8. Em linhas gerais, o teste segue o seguinte critério: coloca-se uma porção da amostra do material em água e relaciona-se, através do uso de um densímetro, as densidades inicial e atual em qualquer altura do frasco. Essa porcentagem encontrada representa a quantidade de grãos com diâmetro menor que o máximo verificado na amostra, sendo este determinado na fórmula 7, pela Lei de Stokes:

$$\upsilon = [(\gamma_s - \gamma_w) / 18\mu] \cdot D^2 \qquad \text{(fórmula 7)}$$

Onde:

υ = velocidade de queda das partículas;

γ_s = peso específico do material da esfera;

γ_w = peso específico do fluido;

μ = viscosidade do fluido;

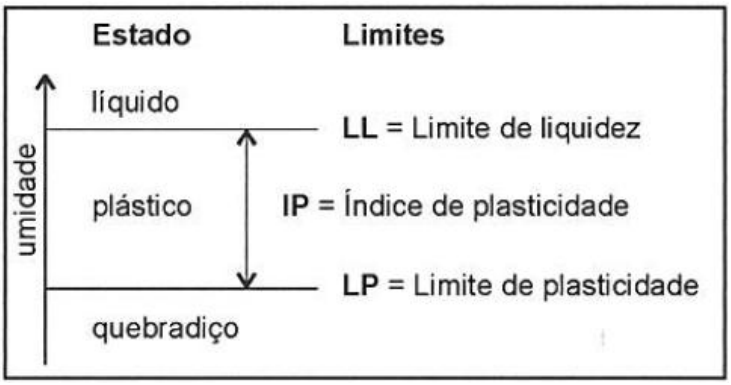
D = diâmetro da esfera

5.1.2 Índices de consistência (limites de Atterberg)

A parcela de finos na composição influencia de várias maneiras o comportamento desse solo. O teor de umidade a que esta fração de finos, argilosa, está sujeita, apresenta aspectos muito diferenciados, sendo que a composição mineralógica também possui influência (PINTO, 2006, p. 24-25).

De acordo com Pinto (2006, p. 25), devem ser considerados o limite de liquidez (LL), que é quando o solo deixa de ser plástico para se tornar líquido, e o limite de plasticidade (LP), que é quando o solo passa de plástico para quebradiço. O índice de plasticidade (IP), assim, é dado pela diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade, como ilustrado na figura 9.

Figura 9 – Limites de Atterberg dos solos



(fonte: PINTO, 2006)

Kormann (1997, p. 10), afirma:

> Convenciona-se o **limite de liquidez** (LL) de um solo como sendo o teor de umidade acima do qual o solo perde as características de plasticidade, passando a se comportar como um fluido viscoso. Na definição de Atterberg, o limite de liquidez representa a fronteira entre o 'estado plástico' e o 'estado líquido'.

O ensaio para obtenção do limite de liquidez, de acordo com Kormann (1997, p. 10), é feito através da utilização do aparelho de Casagrande. O aparelho trata-se de uma espécie de concha, onde se coloca a amostra de solo. Um sulco é feito na amostra, sendo o limite de liquidez aquele no qual o teor de umidade do solo demanda um número de 25 golpes para que o sulco se feche.

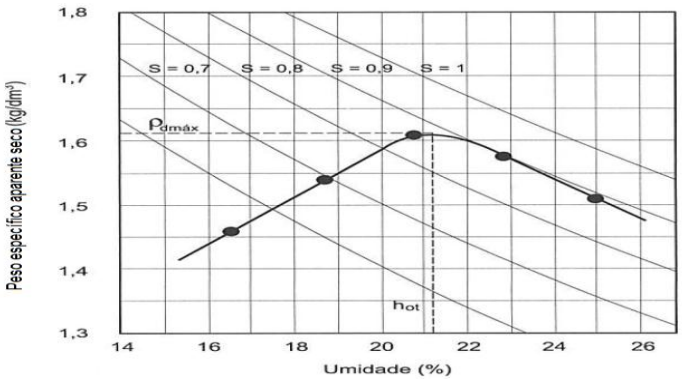
De acordo com Pinto (2006, p. 26), “O **Limite de Plasticidade** é definido como o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro de 3 mm de diâmetro, rolando-se o solo com a palma da mão.”. Ainda, segundo Pinto (2006, p. 26), com o limite de liquidez e o índice de plasticidade em mãos, assim como os teores de umidade que se relacionam com eles, é possível classificar o solo em questão, comparando os resultados com valores tabelados, que representam diferentes tipos de material terroso.

5.1.3 Ensaio normal de compactação

Sabe-se que o peso específico final de um material compactado aumenta, de acordo com a quantidade de água adicionada ao material. Consequentemente, a compactação desse material também fica facilitada. No entanto, é importante salientar que existe um teor de umidade ótimo, até o qual o solo demonstra esse comportamento, sendo que a partir desse ponto a densidade volta a diminuir (KORMANN, 1997, p. 23).

Pinto (2006, p. 78-79) descreve o método da seguinte forma: coloca-se a amostra em um cilindro de 1000 cm³, golpeando 26 vezes o solo com uma massa de 2,5 kg de uma altura de 30,5 cm. O processo é feito por três vezes, até que a amostra preencha por completo o volume do cilindro. Em seguida, determina-se a massa específica e a umidade da amostra, sendo que, a partir destes valores, é possível a obtenção da densidade seca. O ensaio é repetido até que se perceba que a densidade chegou a um patamar máximo e voltou a cair. Com esses dados em mãos, obtém-se a curva de compactação, como exemplificada através da figura 10. Estes procedimentos seguem as recomendações da NBR 7182.

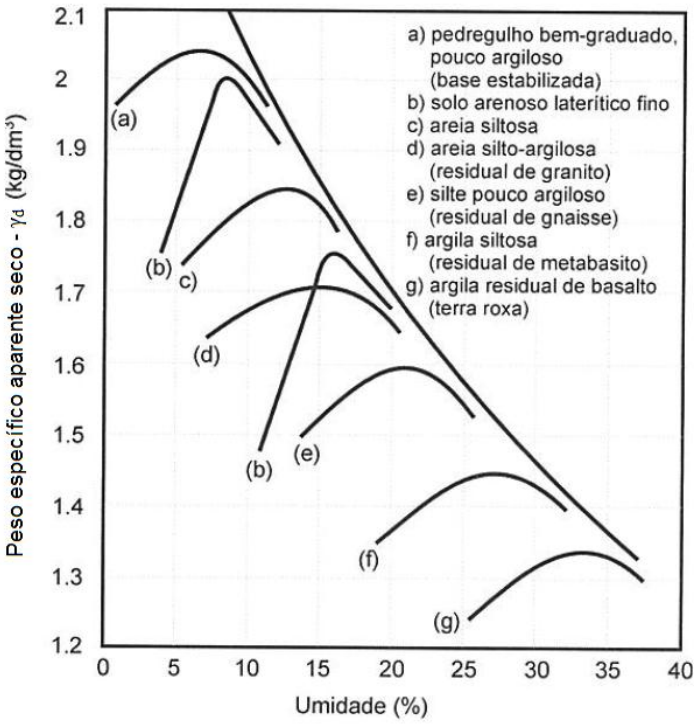
Figura 10 – Exemplo de curva de compactação obtida em ensaio



(fonte: PINTO, 2006)

Finalmente, Pinto (2006, p. 80) explica que, obtida a curva de compactação, é possível relacioná-la, através de seu comportamento, a uma família de curvas já existente e característica de um determinado tipo de solo, como exemplificado na figura 11. Posteriormente, o procedimento experimental detalhado, seus resultados e a análise destes serão apresentados.

Figura 11 – Curvas de compactação de diversos solos brasileiros



(fonte: PINTO, 2006)

5.1.4 Peso específico real dos grãos

Segundo Kormann (1997, p. 12), "O **peso específico real dos grãos** (γ_s) consiste na relação entre o peso e o volume de uma partícula individual de solo. Ou seja, no seu cálculo desconsidera-se completamente os vazios existentes no solo.".

Ainda, de acordo com Kormann (1997, p. 12), o material, quando colocado em um recipiente com água, desloca uma certa quantidade do líquido, e é este valor deslocado que é considerado no cálculo, sendo o recipiente um picnômetro, que possui volume conhecido. Desta forma, tem-se o peso específico real através da fórmula 8:

$$\gamma_s = P_s/V_s \qquad \text{(fórmula 8)}$$

Onde:

P_s = peso seco da amostra;

V_s = volume dos grãos.

Como será apresentado adiante, o resultado final do ensaio é encontrado de forma indireta, utilizando-se propriedades da água, principalmente no que diz respeito a sua massa específica em diferentes temperaturas. De acordo com a NBR 6508 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 5), utiliza-se a fórmula 9 para a obtenção do parâmetro buscado:

$$\delta = \{[M_1 \text{ x } 100/(100 + h)] / [M_1 \text{ x } 100/(100 + h)] + M_3 - M_2\} \text{ x } \delta_T \qquad \text{(fórmula 9)}$$

Onde:

δ = massa específica dos grãos do solo;

M_1 = massa do solo úmido;

M_2 = massa do picnômetro + solo + água, na temperatura T de ensaio;

M_3 = massa do picnômetro cheio de água até a marca de referência, na temperatura T de ensaio;

h = umidade inicial da amostra;

δ_T = massa específica da água, na temperatura T de ensaio.

5.2 ENSAIOS TRIAXIAIS

Segundo Pinto (2006, p. 260):

> A ruptura dos solos é quase sempre um fenômeno de cisalhamento, que acontece, por exemplo, quando uma sapata de fundação é carregada até a ruptura ou quando acontece o carregamento de um talude. Só em condições especiais ocorrem rupturas por tensões de tração. A resistência ao cisalhamento de um solo define-se como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura ocorrer.

Pinto (2006, p. 260-261) também afirma que:

> O ângulo de atrito também pode ser entendido como o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à superfície pode fazer com a normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento. Atingido esse ângulo, a componente tangencial é maior que a resistência ao deslizamento, que depende da componente normal [...].

O ângulo de atrito relaciona-se com as demais grandezas através da fórmula 9.

$$T = N \cdot \tan\Phi \qquad \text{(fórmula 9)}$$

Onde:

T = força horizontal necessária para fazer o corpo deslizar;

N = força vertical transmitida pelo corpo;

Φ = ângulo de atrito.

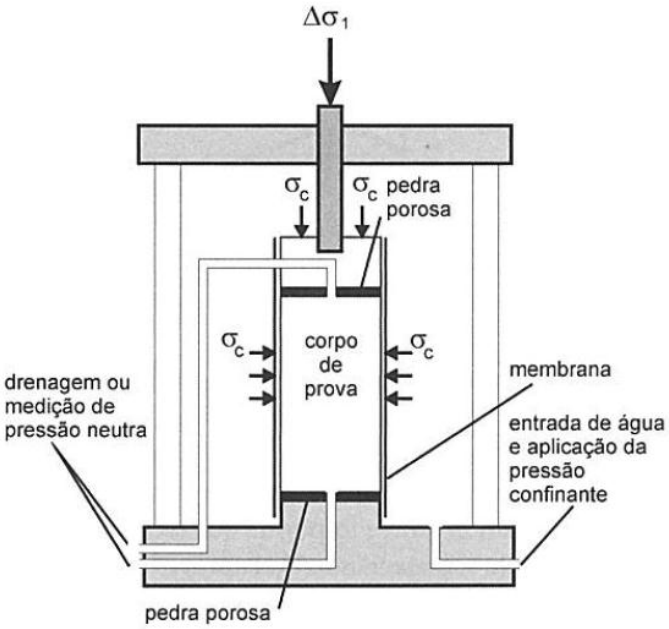
Embora a resistência ao cisalhamento do corpo é decorrente do atrito, em determinados solos, o fato de as partículas constituintes do material se atraírem quimicamente provoca uma resistência que independe da tensão normal, constituindo uma coesão real (PINTO, 2006, p. 262).

Dessa forma, como afirmado por Pinto (2006, p. 266), para a determinação tanto do ângulo de atrito quanto da coesão, aplica-se o ensaio de compressão triaxial, que "[...] consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico do solo.".

Ainda, de acordo com Pinto (2006, p. 266), o ensaio se resume à colocação de um corpo de prova numa câmara preenchida com água, onde estados de tensões são aplicados sobre ele. O

ensaio pode ser aplicado com a carga controlada ou com a deformação controlada, de acordo com o parâmetro requerido. A figura 12 ilustra o mecanismo utilizado.

Figura 12 – Esquema da câmara de ensaio triaxial



(fonte: PINTO, 2006)

Pinto (2006, p. 268) resume os ensaios triaxiais convencionais de três maneiras, que seguem:

a) ensaio consolidado drenado (CD), onde o corpo de prova é constantemente drenado, esperando-se assim, a partir da aplicação de carga, que a pressão neutra se torne nula, sendo possível concluir que as tensões totais são as aplicadas;
b) ensaio consolidado não drenado (CU), onde a pressão é aplicada e a pressão neutra se dissipa sem a retirada da água, sendo que, a partir disso, se obterá a resistência não drenada em função da tensão de adensamento;
c) ensaio não consolidado não drenado (UU), quando a pressão é aplicada e a drenagem não é feita, deixando o teor de umidade sempre constante, permitindo-se uma interpretação através das tensões totais.

Os resultados dos ensaios são representados através do círculo de Mohr, para, através de sua interpretação, encontrar os parâmetros buscados (PINTO, 2006, p. 267). Os ensaios triaxiais realizados para este estudo, assim como seus resultados, serão apresentados em detalhes posteriormente.

5.3 ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

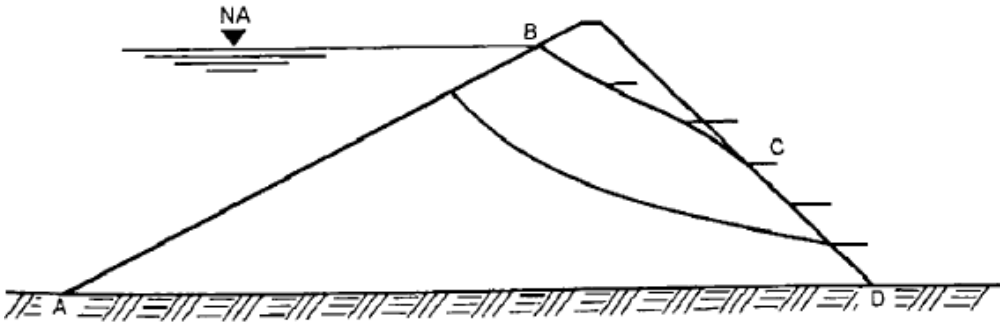
Para o caso em estudo, ou seja, um meio poroso por onde a água penetrará, duas hipóteses devem ser levadas em conta. A primeira delas diz respeito à estrutura do solo, devendo este ser considerado rígido, livre de deformações e do carregamento de partículas na movimentação da água. A segunda define o fluxo como sendo laminar, ou seja, as linhas de fluxo não se cruzam, seguindo a Lei de Darcy (MASSAD, 2010, p. 13).

Massad (2010, p. 15) afirma que:

> Há um número ilimitado de linhas de fluxo e equipotenciais; delas escolhem-se algumas, numa forma conveniente, para a representação da percolação. Em meios isotrópicos, as linhas de fluxo seguem caminhos de máximo gradiente (distância mínima); daí se conclui que as linhas de fluxo interceptam as equipotenciais, formando ângulos retos.

Na figura 13, é possível ver um exemplo de linhas equipotenciais através do perfil de uma barragem de terra, através de um fluxo não confinado.

Figura 13 – Fluxo não confinado ou gravitacional



(MASSAD, 2010)

Segundo Pinto (2006, p. 114), a Lei de Darcy relaciona os fatores geométricos com a vazão, sendo representada pela fórmula 10.

$$Q = k\,(h/L)\,A \qquad \text{(fórmula 10)}$$

Onde:

Q = vazão;

A = área do permeâmetro;

k = coeficiente de condutividade hidráulica;

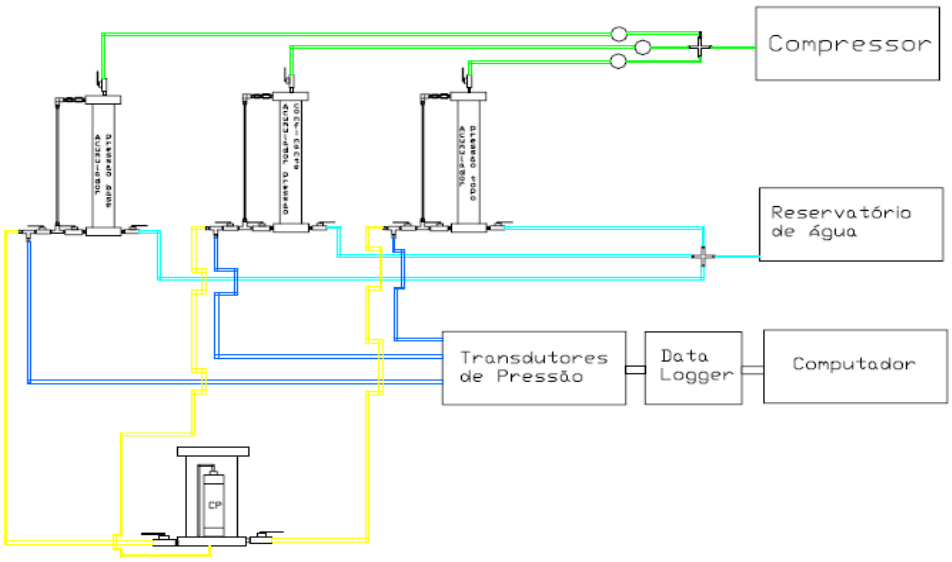
h = a carga que se dissipa na percolação;

L = distância ao longo da qual a carga se dissipa.

De acordo com Pinto (2006, p. 115), a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica k pode ser feita através da utilização do permeâmetro de carga constante, com dimensões conhecidas, por onde a água flui durante um certo tempo. Após esse tempo, mede-se o volume de água percolada para, através da Lei de Darcy, encontrar o coeficiente de permeabilidade.

Para este trabalho, o permeâmetro utilizado será o de parede flexível, que permite um maior controle das variáveis, entre elas as pressões envolvidas e volume d'água. O experimento será descrito em detalhes mais adiante. A figura 14 ilustra a configuração do experimento.

Figura 14 – Esquema de permeâmetro de parede flexível



(CRUZ, 2004)

6 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para a realização dos ensaios, todos executados no LEGG – Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental, foi necessária a obtenção de amostras do material que constitui a barragem. Com esse objetivo, escavou-se o corpo da barragem em cinco pontos diferentes, a uma profundidade aproximada de 50 cm, sendo de aproximadamente dois quilos o peso de cada amostra. Dessa forma, diminuiu-se a possibilidade de que os resultados fossem influenciados por possíveis contaminações superficiais, como outros materiais carregados pelo vento ou raízes de gramíneas. Além disso, mesmo que se saiba que o material de empréstimo é homogêneo ao longo de todo o corpo da estrutura, a coleta em diferentes pontos minimiza as chances de resultados errôneos por conta de alterações localizadas.

6.1 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

O ensaio de análise granulométrica, regido pela NBR 7181 e que serviu de guia para a realização dos procedimentos, tem como função, conforme citado no capitulo 5, caracterizar o solo em estudo de acordo com as características dos grãos que o constituem, isto é, avaliar de que forma a distribuição granulométrica favorece ou desfavorece o comportamento do material de empréstimo.

Antes do início do ensaio, a amostra foi devidamente seca e destorroada. A secagem foi feita naturalmente, isto é, sem a utilização de estufa, deixando-se o material ao sol. Após alcançada uma umidade próxima a zero, o solo foi destorroado, com a intenção de separar partículas independentes, porém aderidas umas as outras. Quanto melhor o destorroamento, mais precisos os resultados no momento do peneiramento.

O ensaio propriamente dito inicia-se com escolha das peneiras. De acordo com a NBR 7181 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 6), as peneiras a serem utilizadas, para o peneiramento grosso, isto é para os grãos de tamanho igual ou maior a 4,8mm, são aquelas com aberturas de 50 mm, 38 mm, 25 mm, 19 mm, 9,5 mm e 4,8 mm. Já para o peneiramento fino, utilizam-se as peneiras com aberturas de 1,2 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,25 mm, 0,15 mm e 0,075 mm. Contudo, nem todas as peneiras previstas pela NBR

7181 estavam disponíveis no local dos ensaios, sendo escolhidas peneiras com aberturas aproximadas daquelas necessárias para, por analogia, obter uma curva granulométrica coerente. Além disso, foi possível perceber, visualmente, que vários dos peneiramentos (aqueles para retenção de diâmetros grandes de grãos) eram dispensáveis, visto que os maiores grãos constituintes da amostra possuíam no máximo 20 mm.

Posto isto, dentre as peneiras disponíveis, as escolhidas foram aquelas com aberturas de 12,5 mm, 6,3 mm, 4,75 mm, 2,36 mm, 2 mm, 1,7 mm, 0,6 mm, 0,425 mm, 0,3 mm, 0,15 mm e 0,075 mm. A amostra, cujo peso inicial já se conhecia, foi peneirada manualmente, iniciando-se pela peneira com a maior abertura, avançando-se até aquela de menor abertura. A quantidade de solo retido em cada uma das peneiras foi pesada, sendo permitido, a partir disso, que se conhecessem as porcentagens correspondentes a cada um dos intervalos de tamanho de grão escolhidos. Na tabela 1 estão representados os resultados obtidos no ensaio de peneiramento.

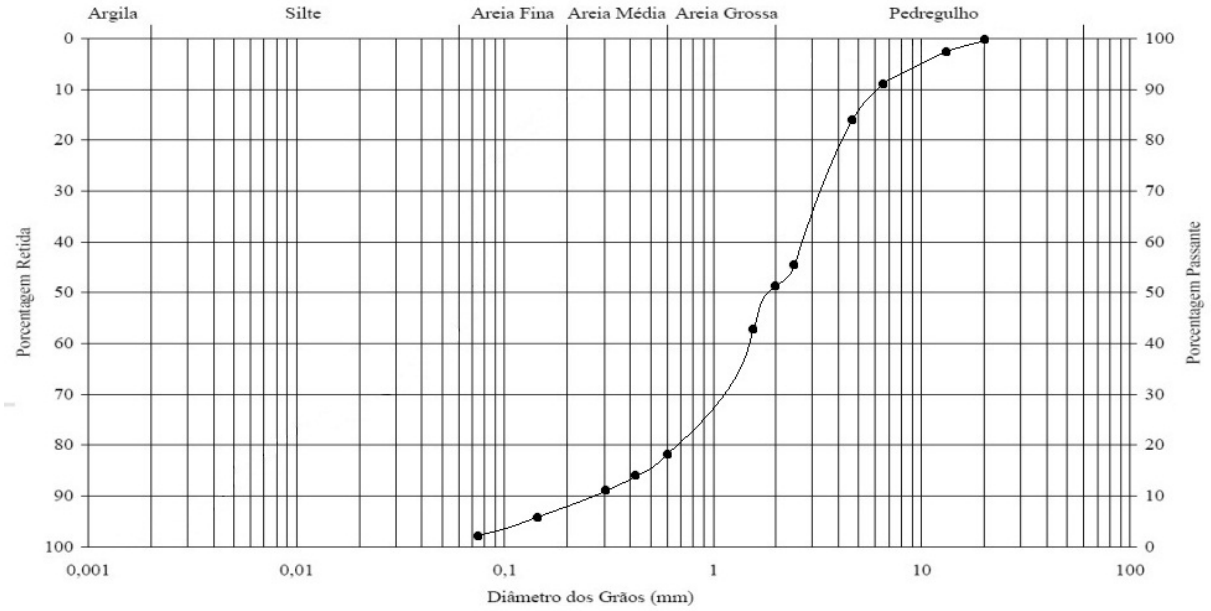
Tabela 1 – Resultado do ensaio de peneiramento

PESO AMOSTRA: 262,99 g			
PENEIRA (mm)	RETIDO (g)	RETIDO (%)	RETIDO ACUMULADO (%)
12,50	7,43	2,82	-
6,30	17,41	6,62	9,44
4,75	14,70	5,59	15,03
2,36	77,42	29,43	44,46
2,00	12,94	4,92	49,38
1,70	21,85	8,31	57,69
0,60	63,53	24,15	81,84
0,43	10,95	4,16	86,00
0,30	9,55	3,63	89,63
0,15	11,23	4,27	93,90
0,075	8,53	3,24	97,14
RESÍDUO	7,45	2,86	100,00

(fonte: elaborada pelo autor)

Obtidas as parcelas correspondentes a cada intervalo de diâmetro dos grãos, foi possível traçar a curva granulométrica referente ao material em estudo, representada na figura 15.

Figura 15 – Curva de distribuição granulométrica



(fonte: elaborada pelo autor)

Através da curva granulométrica, algumas conclusões importantes podem ser tiradas a respeito do solo que constitui a barragem de terra homogênea em estudo. Em primeiro lugar, é possível observar o baixo teor de grãos finos na composição do material, correspondendo a menos de 3% do peso total. Por conta dessa pequena quantidade de finos, acabou sendo dispensável a realização do ensaio de sedimentação, cuja função é justamente caracterizar essa parcela do solo. De acordo com Pinto (2006, p. 15-16):

> [...] a separação entre as frações silte e areia é frequentemente tomada como 0,075 mm, correspondente à abertura da peneira nº 200, que é a mais fina peneira correntemente usada nos laboratórios. O conjunto de silte e argila é denominado como a fração de finos do solo, enquanto o conjunto areia e pedregulho é denominado fração grossa ou grosseira do solo. Por outro lado, a fração argila é considerada, com frequência, como a fração abaixo do diâmetro de 0,002 mm, que corresponde ao tamanho mais próximo das partículas de construção mineralógica dos minerais-argila.

Algumas características da curva granulométrica são interessantes de serem analisadas. Como citado por Pinto (2006, p. 66), a determinação do Coeficiente de Não Uniformidade (CNU), que relaciona o diâmetro pelo qual passam 60% das partículas de solo e o diâmetro pelo qual passam 10% das partículas, é uma delas. Um solo mal graduado possui um CNU próximo da unidade, ao passo que quanto maior este valor, melhor a graduação do mesmo. Para o caso em estudo, o CNU encontrado é de aproximadamente 10, o que faz do material em estudo um solo bem graduado, já que representa uma boa amplitude dos grãos.

Ainda segundo Pinto (2006, p. 66), deve-se analisar outro valor característico do solo, conhecido como Coeficiente de Curvatura (CC), calculado através da Fórmula 10.

$$CC = D_{30}^2 / D_{10} \cdot D_{60} \qquad \text{(fórmula 10)}$$

Onde:
D_{30} = diâmetro pelo qual passam 30% das partículas;
D_{10} = diâmetro pelo qual passam 10% das partículas;
D_{60} = diâmetro pelo qual passam 60% das partículas.

Assim, descobriu-se que o CC é igual a 2,15, o que representa a progressão de uma curva granulométrica suave, apresentando mais um forte indício da boa graduação do solo. Pinto (2006, p. 65) explica que um solo bem graduado é aquele onde existem diversos diâmetros de grãos, o que é bom do ponto de vista da engenharia, visto que os grãos de tamanho menor preenchem os espaços deixados pelos grãos de maior tamanho, propiciando menor compressibilidade e maior resistência.

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação, o solo em questão aparenta ser uma areia bem graduada (SW), ao passo que, de acordo com o Sistema Rodoviário, no qual também se aplicam os Índices de Consistência, explicados a seguir, o material em estudo está classificado como uma areia em que os finos presentes constituem a característica secundária do solo (A 2-7).

6.2 ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA

Os Índices de Consistência, também chamados de Limites de Atterberg, são representados pelos valores percentuais característicos da umidade do solo para o Limite de Liquidez e para o Limite de Plasticidade, normatizados, respectivamente, pela NBR 6459 e pela NBR 7180. É por meio deles que torna-se possível encontrar o Índice de Plasticidade do material em análise.

Para a realização dos ensaios, primeiramente foi necessário preparar a amostra de solo. As recomendações para este preparo encontram-se na NBR 6457 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA

DE NORMAS TÉCNICAS, 1986, p. 4), e estabelecem que o material a ser utilizado, previamente seco, é aquele resultante da passagem na peneira com abertura de 0,425 mm.

Como já descrito no Capítulo 5, a obtenção do Limite de Liquidez é representado pelo teor de umidade no qual um sulco feito na amostra, acondicionada no Aparelho de Casagrande, se fecha com 25 golpes. A sequência experimental foi feita seguindo-se a NBR 6459. As figuras 16 e 17 ilustram a execução do ensaio.

Figura 16 – Amostra de solo no Aparelho de Casagrande

(fonte: foto do autor)

Figura 17 – Sulco feito na amostra próximo do fechamento

(fonte: foto do autor)

Para que uma exatidão maior fosse encontrada, mais pontos que relacionam número de golpes e teor de umidade foram obtidos, permitindo que se desenhasse uma reta aproximada, e através da equação dessa reta se encontrasse o teor de umidade correspondente aos 25 golpes. O primeiro ponto encontrado foi aquele em que o número de golpes para o completo fechamento do sulco foi de 34, relacionando esse valor ao teor de umidade fornecido, que nesse caso foi de 44,44%. Na medida em que se adicionava água, o número de golpes necessário diminuía, ao passo que o teor de umidade aumentava. Para a obtenção dos valores correspondentes de teor de umidade, amostras de solo de cada ponto encontrado foram levadas à estufa, relacionando os pesos secos e úmidos, posteriormente. Os valores encontrados estão representados através da tabela 2.

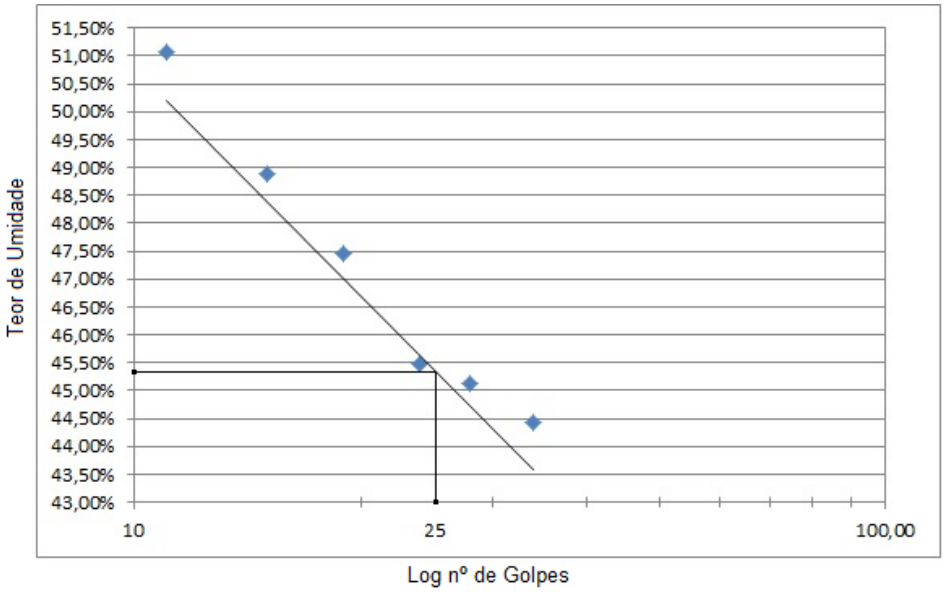
Tabela 2 – Número de golpes e teor de umidade W

Nº DE GOLPES	UMIDADE W (%)
34	44,44
28	45,12
24	45,48
19	47,64
15	48,90
11	51,08

(fonte: elaborada pelo autor)

A partir disso, foi possível traçar a reta característica da amostra e, através dela, encontrar a equação da reta que representa esses valores. Os pontos encontrados e a reta obtida são mostrados na figura 18.

Figura 18 – Representação gráfica para a obtenção do Limite de Liquidez



(fonte: elaborada pelo autor)

A partir do gráfico apresentado na figura 18, define-se o valor do Limite de Liquidez de 45%.

Para encontrar o valor do Limite de Plasticidade, que é o limite entre o estado quebradiço e plástico do solo, a NBR 7180 foi usada como referência. Como já explicado anteriormente, tratou-se, basicamente, de moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro, até o momento em que este cilindro começasse a apresentar pequenas fissuras. O teor de umidade deste cilindro é o

valor que representa o Limite de Plasticidade. Por ser um ensaio relativamente simples, optou-se por repeti-lo quatro vezes, sendo a média destes o valor procurado. A figura 19 mostra a execução do ensaio, quando se rola a amostra de solo sobre uma superfície plana até que esta alcance um diâmetro e comprimento semelhantes ao do modelo, começando a fissurar quando aproxima-se a esta semelhança, como mostrado na figura 20.

Figura 19 – Execução do ensaio para obtenção do Limite de Plasticidade

(fonte: foto do autor)

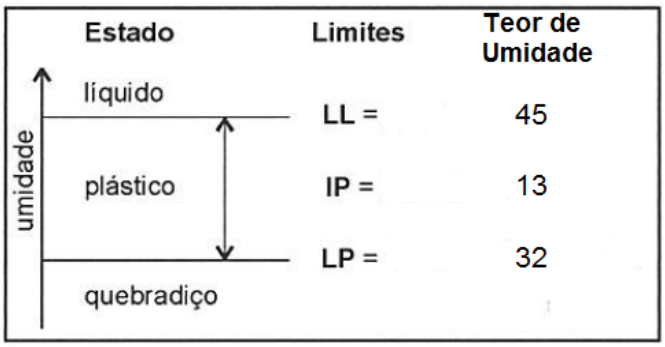
Figura 20 – Amostra ensaiada e modelo utilizado como referência

(fonte: foto do autor)

A representação da figura 20 é o ponto exato buscado no ensaio. Esta amostra de solo em formato cilíndrico foi pesada, levada à estufa e, após a secagem, verificou-se que o teor de umidade W para o material foi de 32%, sendo este o Limite de Plasticidade definido.

Finalmente, obtidos os valores do Limite de Liquidez e do Limite de Plasticidade, foi possível encontrar o Índice de Plasticidade, sendo este a diferença entre eles. Desta forma, pode-se concluir que o Índice de Plasticidade é igual a 13. Na figura 21, estão apresentados os resultados dos ensaios.

Figura 21 – Índices de consistência da amostra



(fonte: elaborada pelo autor)

Os resultados encontrados nos índices de consistência, somados aqueles vistos anteriormente nos ensaios de compactação, além do conhecimento prévio da origem do solo local, situado no Planalto Meridional da região sul do Brasil, surgido de lavas basálticas, levam à conclusão de que o material em análise trata-se de um Solo Residual de Basalto, como esperado.

6.3 ENSAIO NORMAL DE COMPACTAÇÃO

O Ensaio Normal de Compactação, também conhecido como Ensaio Proctor de Compactação, tem seus procedimentos normatizados pela NBR 7182, que serviu como guia para a realização do ensaio. Conforme prevê a NBR 7182 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1986, p. 7), o material a ser utilizado foi devidamente seco, destorroado e peneirado na peneira com abertura de 4,8 mm.

A execução do experimento, como já descrito no Capítulo 5, estabelece que a amostra seja colocada no molde cilíndrico de 1000 cm³ e compactada em três camadas distintas, sendo cada uma dessas compactações feita por meio de 26 golpes com o soquete de 2,5 kg. Para o primeiro ponto, foi estabelecido que o teor de umidade seria de 15%. Desta forma, pesou-se a amostra e acrescentou-se uma quantidade de água igual a 15% do total, misturando até que uma boa homogeneização fosse alcançada. Após a finalização da compactação, uma amostra do solo foi pesada e levada à estufa para que, posteriormente, se encontrasse com exatidão o teor de umidade do ponto buscado.

O ensaio prevê a obtenção de, no mínimo, cinco pontos para o desenho da curva que relaciona o teor de umidade da amostra com a densidade seca da mesma, sendo três pontos antes e dois depois da umidade ótima, ou seja, aquela onde a densidade apresentada é a maior. No caso do

solo em estudo, seis pontos foram encontrados. A tabela 3 apresenta os resultados encontrados.

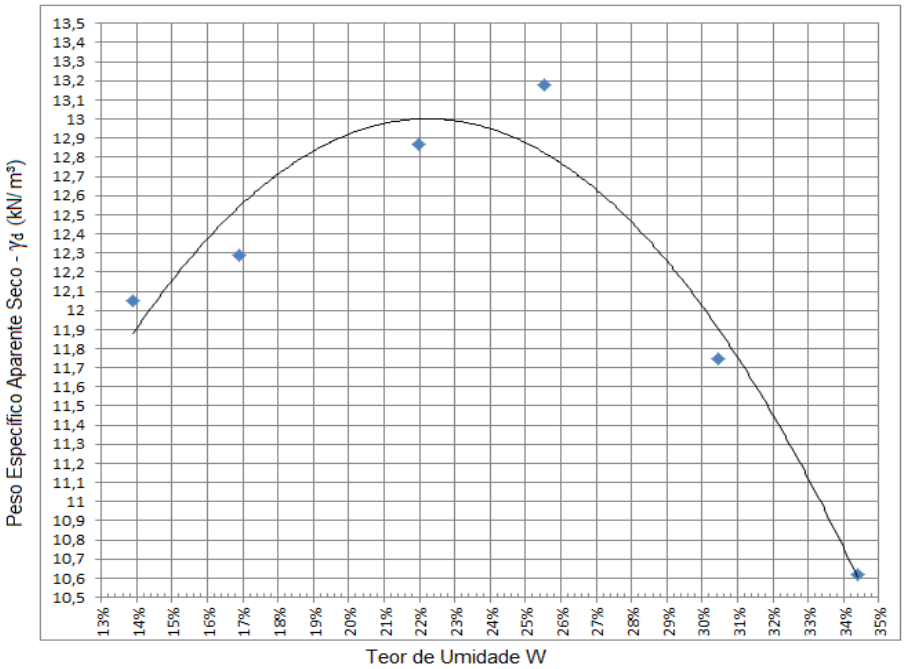
Tabela 3 – Resultados obtidos no ensaio de compactação

PONTO	MASSA SOLO ÚMIDO (kg)	TEOR DE UMIDADE (%)	PESO ESPECÍFICO AP. SECO (kN/m³)
1	1,400	13,89	12,05
2	1,480	16,92	12,29
3	1,650	21,99	12,87
4	1,770	25,53	13,18
5	1,690	30,46	11,75
6	1,620	34,39	10,62

(fonte: elaborada pelo autor)

Com os resultados disponíveis, foi possível encontrar a curva de compactação da amostra em estudo, sendo a umidade ótima aquela na qual a curva alcança o pico de densidade seca. Na figura 22 está ilustrada a curva de compactação do solo em questão.

Figura 22 – Curva de Compactação
(Teor de Umidade x Peso Específico Aparente Seco)



(fonte: elaborada pelo autor)

Analisando o gráfico, fica fácil verificar que a umidade ótima do material é de aproximadamente 22%, umidade esta que representa um peso específico aparente seco γ_d de

13,0 kN/m³. Esta é a densidade que serviu como ponto de referência para a moldagem dos corpos de prova para a realização dos ensaios de condutividade hidráulica e triaxial, que serão descritos adiante, nos itens 6.5 e 6.6.

6.4 PESO ESPECÍFICO REAL DOS GRÃOS

Segundo Kormann (1997, p. 12), o ensaio para a constatação do peso específico real dos grãos, padronizado pela NBR 6508, torna-se possível por conta do Princípio de Arquimedes, em que um certo volume de determinado material, quando imerso, desloca uma quantidade de água. O volume desse material é descoberto de forma indireta, relacionando-se o volume de água deslocado com o peso da mesma.

Primeiramente, seguiram-se os procedimentos previstos na NBR 6457, que vislumbra a preparação da amostra. Para tanto, determinada quantidade do solo foi seca, destorroada e passada na peneira 4,75 mm, sendo que 120 g deste material foram utilizados para o ensaio, sendo 60 g para cada uma das duas repetições.

Primeiramente, colocou-se a amostra, previamente imergida em água destilada por aproximadamente 12 horas, dentro do copo de dispersão por 15 minutos. Em seguida, esta amostra foi levada ao picnômetro calibrado, como pode ser visto na figura 23, sendo preenchido até cerca da metade de seu volume com água. Após isso, o recipiente foi colocado em banho-maria, aplicando-se vácuo de aproximadamente 88 kPa sobre o mesmo.

Figura 23 – Picnômetro contendo a amostra de solo e água

(fonte: foto do autor)

Finalmente, acrescentou-se água ao picnômetro até a marca de referência, pesando-se o conjunto em diferentes temperaturas. Desta forma, aplicando-se os valores obtidos à fórmula 9, prevista na NBR 6508 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 5), chegou-se aos valores do peso específico real dos grãos, como apresentado através da tabela 4.

Tabela 4 – Resultados do ensaio para obtenção do peso específico real dos grãos

PICNÔMETRO 01					
ENSAIO	**M1 - Massa de Solo Úmido (g)**	**M2 - Massa Pic + Solo (g)**	**Temperatura (°C)**	**M3 - Massa Pic + Água (g)**	**Massa Específica Real dos Grãos (kN/m³)**
1	60	667,30	34	628,43	28,42
2	60	668,26	22	630,50	26,99
3	60	669,04	16	630,40	28,10
				MÉDIA	**27,84**

(fonte: elaborado pelo autor)

Desta forma, chegou-se ao valor final para o peso específico real dos grãos γ_s de 27,84 kN/m³, sendo este resultado a média entre aqueles resultados considerados satisfatórios.

6.5 ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

De acordo com Daniel[1] (1994 apud CRUZ, 1994, p. 15):

> A permeabilidade é a propriedade que um solo apresenta de permitir o escoamento através dele, propriedade esta que varia de acordo com os diversos tipos de solos encontrados, tais como areia, argila, entre outros. Já a condutividade hidráulica depende invariavelmente da viscosidade do fluido permeante no solo, que por sua vez depende da temperatura.

O corpo de prova utilizado foi moldado com base em alguns dos parâmetros obtidos em ensaios anteriores. O teor de umidade utilizado na moldagem foi o ótimo, ou seja, 22%, ao passo que a densidade seca utilizada no cálculo da dosagem foi aquela resultante dessa umidade, sendo de 13,0 kN/m³. As dimensões do corpo de prova cilíndrico são de 10 cm de

[1].DANIEL, D. E. State of the art: Laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soils, In: **HYDRAULIC CONDUCTIVITY AND WASTE CONTAMINANT TRANSPORT IN SOIL**, 1994, Philadelphia. ASTM STP 1142, ASTM, 1994. P. 30-78.

altura por 5 cm de diâmetro, representando um volume de 196,35 cm³. Dessa forma, a moldagem do corpo de prova foi feita utilizando-se 259,77 g de solo, passado na peneira 4,8 mm, acrescentando-se 63,9 ml de água, sendo esta dosagem dividida em três camadas de compactação normal. A figura 24 mostra o corpo de prova utilizado no ensaio, já posicionado na base do permeâmetro.

Figura 24 – Corpo de prova em preparo para o ensaio

(fonte: foto do autor)

Para a execução do Ensaio de Condutividade Hidráulica, utilizou-se o permeâmetro de parede flexível, cuja montagem e procedimentos experimentais seguem os procedimentos previstos na norma Americana ASTM D 5084/90. O ensaio foi dividido em três fases: percolação, saturação e, finalmente, a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica.

De acordo com Cruz (2004, p. 56), a percolação tem como função eliminar as bolhas de ar contidas nos vazios da amostra, facilitando a execução da fase de saturação. Aplica-se uma contra-pressão e uma tensão de confinamento, com uma tensão efetiva de 10 kPa na direção da base para o topo da amostra, percolando-se um volume total de duas vezes o volumes de vazios. Para o caso em estudo, o volume de vazios encontrado foi de 102,91 cm³, sendo percolados, dessa maneira, 205,82 cm³ ao final do processo.

A fase seguinte foi a de saturação, sendo utilizado, para seu controle, o parâmetro B de Skempton, que é obtido através da relação entre as diferenças de incrementos de contra-

pressão aplicadas do topo para a base do corpo de prova e as diferenças de incrementos de tensão confinante. Com relação à sequência de procedimento, Cruz (2004, p. 56) explica que:

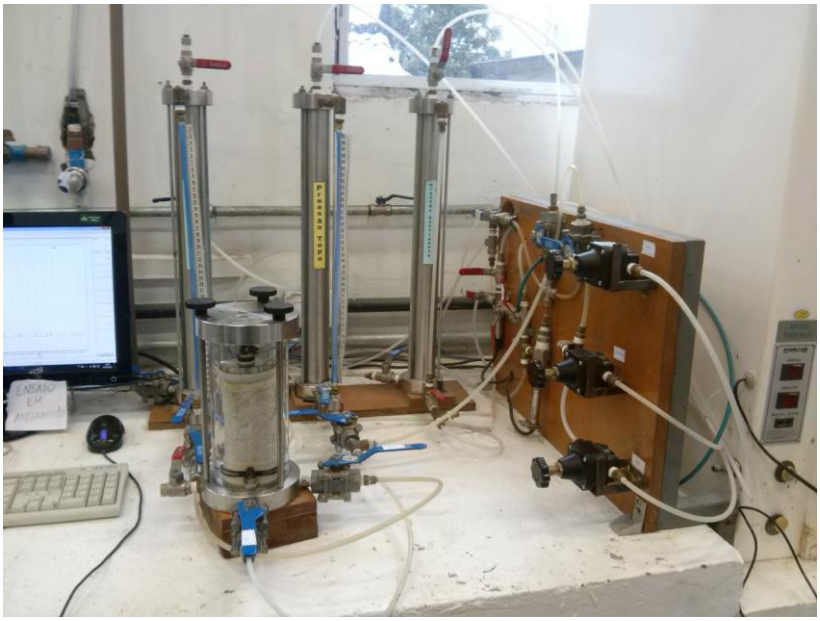
> Os incrementos de TC eram aplicados ao mesmo tempo, abrindo-se a válvula da tensão confinante um pouco antes da contra-pressão (aplicada no topo do corpo de prova). O novo incremento era aplicado somente depois que a contra-pressão que foi aplicada no topo do corpo de prova atingisse a base do corpo de prova, ou seja, somente depois que a pressão estivesse equalizada por todo o corpo de prova. A tensão confinante máxima utilizada depende da capacidade do equipamento da tensão efetiva do ensaio. A contra-pressão deve ser de no mínimo 200 kPa para que as bolhas de ar sejam dissolvidas na água. A saturação foi monitorada pelo parâmetro B.

O objetivo dessa etapa é obter um parâmetro B o mais perto do valor 1 possível, que seria uma situação em que todas as bolhas de ar existentes nos vazios da amostra foram dissolvidas. No entanto, para uma situação real isso não acontece, sendo que, para a amostra em estudo, o valor obtido foi de 0,74, quando a tensão confinante aplicada já chegava aos 500 kPa, próximo ao limite do equipamento.

Depois de concluída a saturação, partiu-se para a obtenção do coeficiente de permeabilidade k, que é determinado utilizando-se a Lei de Darcy (fórmula 10). De acordo com Cruz (2004, p. 57), aplicando-se uma carga hidráulica constante, consegue-se determinar a vazão Q pela diferença de nível dos acumuladores de aplicação da tensão de base e topo, ao passo que a carga hidráulica h é determinada pela diferença das tensões da base e topo, ambas conhecidas, representando um gradiente hidráulico próximo a 10 kPa. A cada dez minutos, as leituras eram feitas, até o momento em que as variações das alturas na régua de leitura fossem iguais para um mesmo período de tempo. Ao final do processo, chegou-se a um coeficiente de condutividade hidráulica k de $2{,}71 \times 10^{-7}$ m/s, o que caracteriza o material como possuindo uma permeabilidade adequada para o desempenho que se busca. Além disso, tal valor está bastante próximo daquele encontrado no estudo feito por Dieter et al. (2008, p. 29), quando um material de origem semelhante foi ensaiado, estando na ordem de 10^{-7}, sendo classificado como de baixa permeabilidade.

O ensaio em andamento é apresentado na figura 25. Ao fundo estão os acumuladores graduados, na direta aparecem os reguladores de pressão, enquanto na frente está a câmara de parede flexível onde a amostra foi posicionada para o experimento. A aquisição de dados é feita por um conversor analógico/digital (*datalogger*).

Figura 25 – Execução do ensaio de condutividade hidráulica



(fonte: foto do autor)

6.6 ENSAIOS TRIAXIAIS

Os Ensaios Triaxiais têm como uma de suas funções determinar tanto o ângulo de atrito Φ' quanto a coesão c', necessários para a determinação de dados importantes no dimensionamento de uma barragem, tal como o fator de segurança. Seus procedimentos, não normatizados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, foram feitos com base nos princípios descritos por Bishop & Henkel (1962).

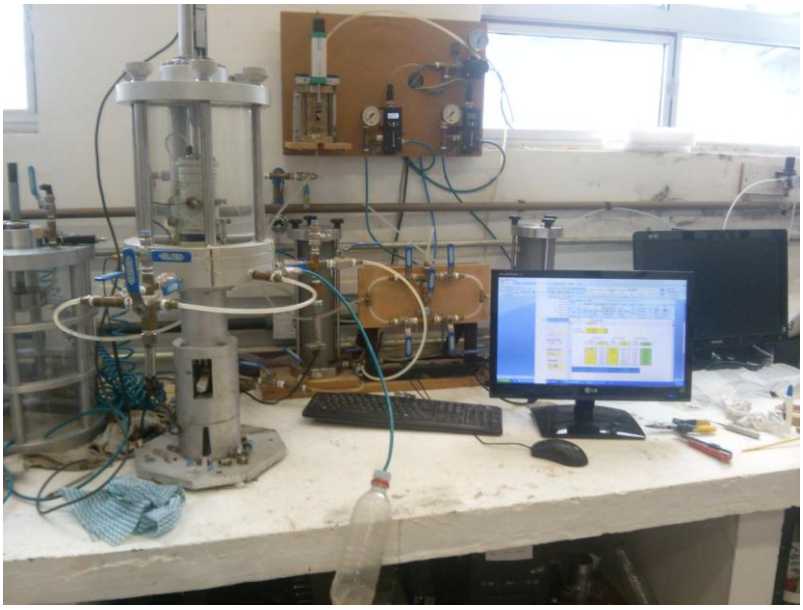
O corpo de prova, moldado com características idênticas ao utilizado no ensaio de condutividade hidráulica descrito anteriormente, passou por ensaios do tipo CID, consolidados isotropicamente e drenados. A prensa a ser utilizada é do tipo Bishop-Wesley, sendo que a amostra, revestida pela membrana, foi colocada na câmara triaxial, fixando-se os sensores de efeito Hall na mesma, sendo os responsáveis pela determinação das deformações internas.

A primeira etapa executada foi a de percolação, da base para o topo do corpo de prova, até um total de duas vezes o volume total de vazios da amostra. Em seguida, realizou-se a saturação, como forma de dissolver as bolhas de ar contidas no material estudado. A saturação é concluída quando o parâmetro B de Skempton alcança um valor próximo a 1. Finalizada a

saturação iniciou-se o adensamento, aplicando-se uma tensão confinante de acordo com a tensão inicial requerida. Após o adensamento, foi possível obter a variação volumétrica do corpo de prova, sendo permitida a obtenção do índice de vazios. O carregamento para a fase de cisalhamento se manteve a uma velocidade constante de 0,015 mm/min.

As variações volumétricas foram verificadas através de um medidor externo tipo Imperial College, cujos valores gerados são interpretados de acordo com as curvas de calibração do aparelho. Para as deformações axiais, dois medidores foram utilizados, sendo um deles um transdutor de deslocamento linear posicionado externamente e o outro um sensor de efeito Hall acoplado ao corpo de prova. Além disso, um sensor de efeito Hall para a detecção das deformações radiais também foi instalado na amostra. A figura 26 mostra o ensaio em andamento, sendo que o corpo de prova ensaiado encontra-se na câmara à esquerda da imagem.

Figura 26 – Ensaio triaxial em execução



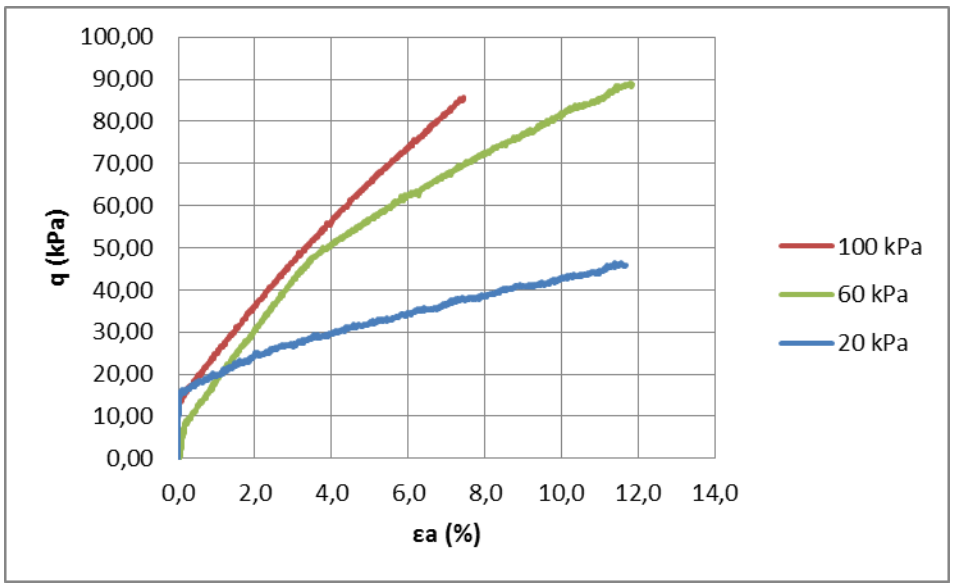
(fonte: foto do autor)

O ensaio triaxial prevê, para a obtenção de seus resultados, que o procedimento seja repetido por três vezes, sendo diferentes as tensões efetivas para cada um deles. No caso em estudo, o ensaio foi feito para tensões efetivas de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa. O *software* utilizado, através do qual são verificadas as leituras do ensaio, gerou, ao final do processo, uma planilha com todos os valores lidos pelos sensores. Os dados contidos na planilha gerada são

apresentados em Volts, sendo traduzidos para as unidades buscadas através das constantes de calibração de cada sensor.

Primeiramente, utilizando a planilha de cálculo adaptada às características do solo e do equipamento, chegou-se ao gráfico que relaciona as tensões aplicadas sobre o corpo de prova com as deformações decorrentes dessas tensões, como mostra a figura 27. É importante notar que, para a tensão de 100 kPa, o ensaio apresentou dados incoerentes quando a amostra alcançou uma deformação próxima a 8%. Isso pode ter sido causado, dentre outros fatores, pelo rompimento da membrana que revestia o corpo de prova.

Figura 27 – Tensão Axial x Deformação Axial



(fonte: elaborada pelo autor)

Para este estudo, estabeleceu-se uma deformação εa de 11%, sendo este um valor adequado, visto se tratar de uma barragem construída com compactação normal. Como já citado, estabeleceu-se três tensões efetivas de ensaio, referente à diferença entre tensão confinante e contra-pressão, mantida constante durante o processo, enquanto incrementos de deslocamento eram distribuídos sobre o corpo de prova, axialmente, de forma constante. Utilizando estes valores, chegou-se aos dados da tabela 5. Cabe ressaltar que os valores para 100 kPa não estão demonstrados na tabela 5, pois não possuem leituras razoáveis para a deformação escolhida como base.

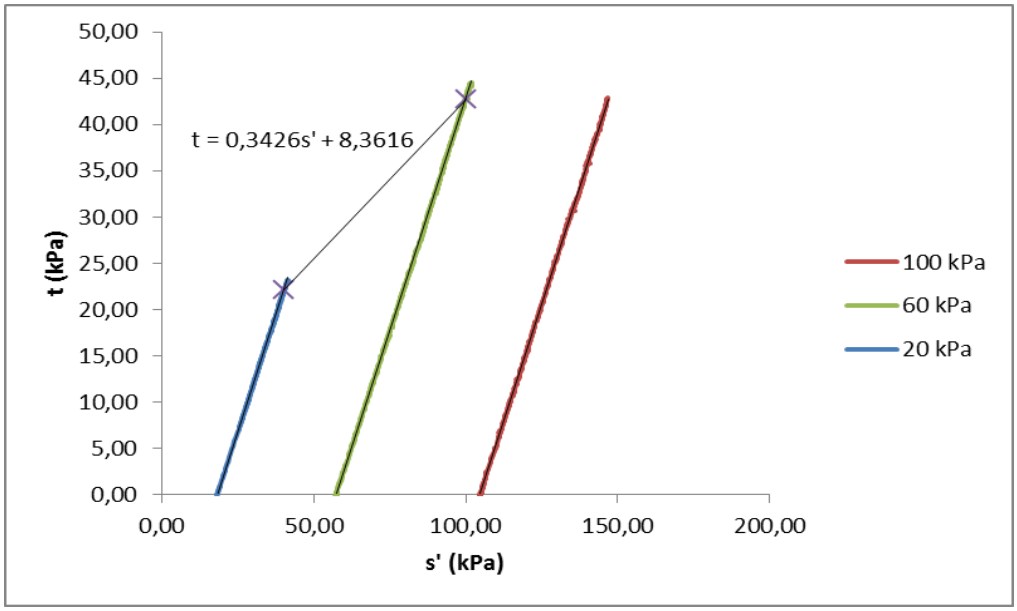
Tabela 5 – Dados obtidos no Ensaio Triaxial

	s' (kPa)	t (kPa)
20 kPa	40,15	22,12
60 kPa	100,17	42,68

(fonte: elaborado pelo autor)

Na tabela anterior, estão apresentados os valores obtidos para alguns dos parâmetros do carregamento no momento em que a amostra alcançou uma deformação próxima a 11%. O valor representado por s' representa o centro do Círculo de Mohr neste instante, ao passo que t é o valor correspondente ao raio. Tanto s' quanto t são encontrados através de relações entre a tensão efetiva de ensaio e o carregamento axial no momento da leitura. Para cada uma das leituras feitas, um Círculo de Mohr foi obtido, sendo que a inclinação da reta que tangencia ao mesmo tempo esses círculos, correspondentes a cada uma das tensões efetivas de ensaio, representa o ângulo de atrito Φ'. Na figura 28, estão representadas as retas que unem os círculos (não representados) de cada um dos ensaios, assim como a reta que une os pontos de maior t. Como não foi possível obter o valor máximo para a tensão efetiva de ensaio de 100 kPa, o mesmo não foi empregado para esta análise.

Figura 28 – Trajetória do carregamento (s' x t)



(fonte: elaborado pelo autor)

Através do ângulo α’ e de a’, que é igual ao valor onde esta reta que une os valores máximos de t corta o eixo das ordenadas, foi possível, finalmente, encontrar o valor referente à coesão c’ do solo. Os resultados para o ângulo de atrito Φ’ e da coesão c’ estão apresentados na tabela 6. São estes os valores utilizados na determinação do fator de segurança do talude da barragem de terra homogênea em estudo.

Tabela 6 – Ângulo de atrito e coesão.

Φ' (º)	c' (kPa)
20	8,90

(fonte: elaborado pelo autor)

O valor encontrado para o ângulo de atrito é considerado adequado para o solo ensaiado. Confirmando isso, pode-se citar o estudo realizado por Dimer et al. (2008, p. 28), em que uma amostra de solo com origem e características semelhantes ao da barragem foi coletada no município de Ijuí e, através do ensaio de cisalhamento direto, apresentou valores bastante próximos aos obtidos para o material aqui estudado.

7 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA BARRAGEM

Ao término da obtenção de todos os parâmetros necessários através dos ensaios, permite-se elaborar os perfis de barragem requeridos, sendo utilizado, para esse fim, o *software* GeoStudio 2007. Esse programa possui diversas funcionalidades, dentre as quais o SLOPE/W, através do qual pode-se encontrar detalhes como o fator de segurança do talude em estudo aplicando-se as características do solo ensaiado, e o SEEP/W, onde as características de percolação da água ao longo do corpo da barragem são encontradas, pela utilização do coeficiente de condutividade hidráulica k.

7.1 BARRAGEM EXISTENTE

A barragem de terra homogênea foco deste estudo está localizada no município de Caibaté, Rio Grande do Sul, às margens da ERS-536, que dá acesso à cidade, e sua construção deu-se no ano de 2011, possuindo um comprimento de aproximadamente 120 metros. O reservatório onde a barragem foi estruturada possui aproximadamente 4 ha de área alagada quando na capacidade máxima, e foi feito com destino à piscicultura. A figura 29 apresenta uma imagem aérea do reservatório, e a linha em destaque assinala a localização da barragem.

Figura 29 – Imagem aérea do reservatório e localização da barragem de terra homogênea

(fonte: Google Earth, 2012)

As figuras 30 e 31 mostram a barragem e o reservatório completamente cheio. Como já citado, Massad (2010, p. 186) afirma que os três pontos críticos existentes na utilização de uma barragem são no final de construção, na utilização e no esvaziamento rápido. Para este estudo, apenas as análises da barragem durante sua utilização e para a situação de esvaziamento rápido foram feitas. Pode-se observar que a estrutura encontra-se quase que completamente coberta por vegetação, porém esse fato não tem influência sobre os resultados.

Figura 30 – Vista lateral da barragem de terra homogênea

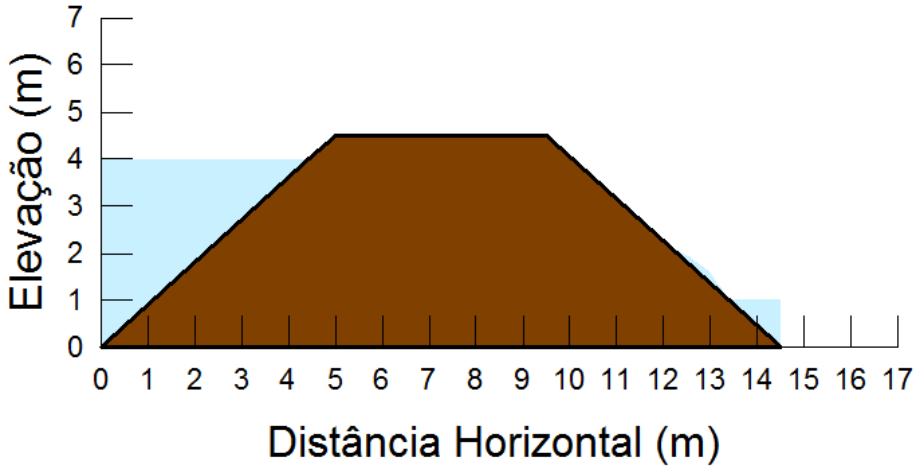
(fonte: foto do autor)

Figura 31 – Vista frontal da barragem de terra homogênea

(fonte: foto do autor)

Com relação ao corpo da barragem, cabe dizer que, das extremidades para o ponto central da estrutura, as alturas aumentam de forma bastante suave, segundo um ângulo de aproximadamente 4,5º. No ponto crítico, ou seja, no ponto onde a profundidade de água é maior, a barragem possui uma altura de 4,5 m, com uma crista de 4,3 m. Tanto o talude de jusante quanto o de montante possuem uma inclinação de 42º ou 1,10:1. Além disso, a água alcança uma altura de 4 metros na capacidade máxima do reservatório, junto ao pé do desarenador do tipo monge. O perfil da barragem está ilustrado na figura 32.

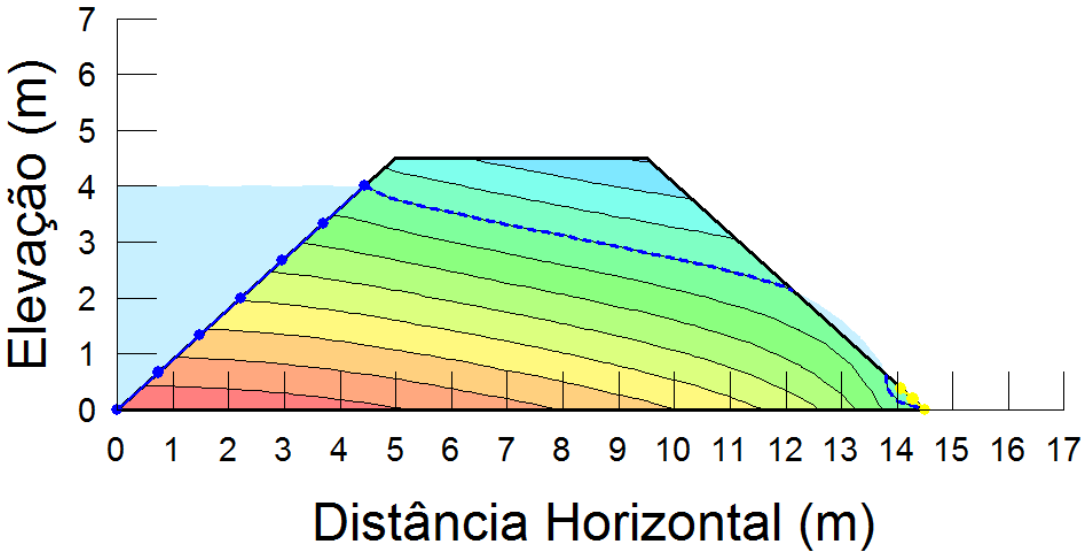
Figura 32 – Representação do perfil da barragem de terra homogênea



(fonte: elaborada pelo autor)

Para efetuar a análise da estabilidade do perfil da barragem existente, primeiramente foi necessário entender o comportamento da condutividade hidráulica no corpo da estrutura. Com o auxílio do SEEP/W e caracterizando o solo de empréstimo com o seu coeficiente de condutividade hidráulica k, chegou-se ao traçado das linhas de fluxo ao longo da barragem, como mostra a figura 33. A linha azul tracejada é a linha de saturação, ou seja, aquela que separa a parte considerada saturada da parte não saturada do meio em investigação, possuindo pressão neutra u nula ao longo de seu comprimento.

Figura 33 – Linhas de fluxo da barragem em estudo

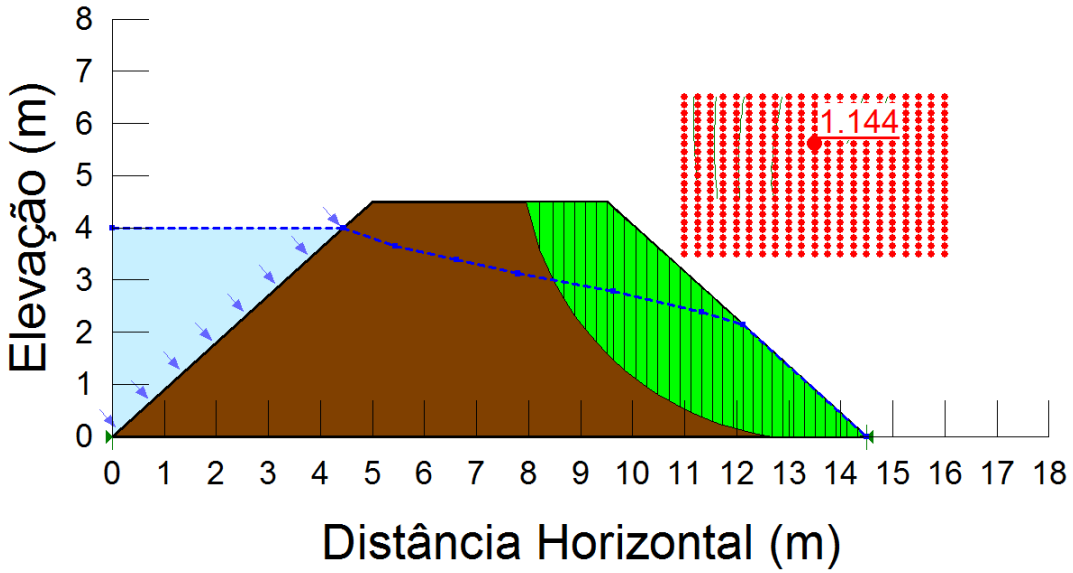


(fonte: elaborada pelo autor)

A vazão apresentada pela seção transversal do corpo da barragem também é calculada pelo SEEP/W. Para a situação proposta, esse valor total ficou em $2{,}3 \times 10^{-7}$ m³/s, sendo considerado este um valor adequado. Caso a vazão apresentasse um valor considerado alto (valores na casa de 10^{-3} m/s), o que seria um problema, a melhor solução seria remodelar a barragem através da construção um núcleo central com material impermeável.

Em seguida, com auxílio do SLOPE/W, pode-se, finalmente, verificar se as dimensões da barragem de terra já construída estão a favor da segurança. O *software* usa o método de Morgenstern-Price para a realização da análise. Traçou-se o perfil da barragem, assim como a linha de saturação (piezométrica) obtida na análise da condutividade hidráulica. Somado a isso, também foram inseridos os valores referentes ao ângulo de atrito e coesão, obtidos nos ensaios triaxiais. Posto isso, o fator de segurança crítico calculado foi de 1,144, o que representa uma segurança aquém da necessária. Cabe ressaltar que, para barragens desse porte, na qual não existem grandes riscos envolvidos em caso de ruptura, um fator de segurança adequado deve ficar entre 1,300 e 1,400, como indicam Carvalho e Paschoalin Filho (2005, p. 55). A figura 34 apresenta o resultado da análise da estabilidade do talude.

Figura 34 – Análise de estabilidade pelo método de Morgenstern-Price



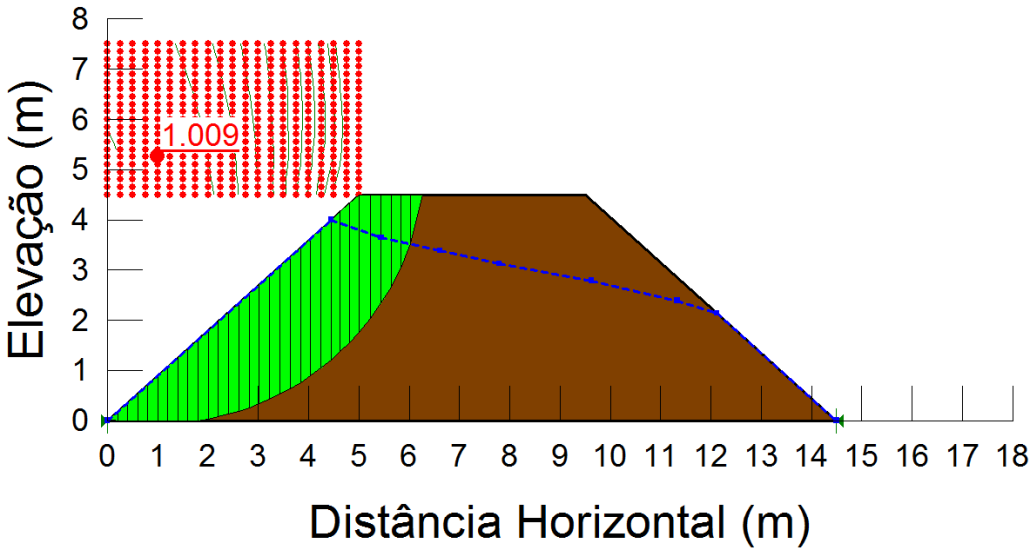
(fonte: elaborada pelo autor)

Os pontos vermelhos representam todos os raios imaginários das linhas circulares de ruptura analisadas. Assim, o ponto vermelho em destaque representa o centro imaginário do semicírculo gerado pela linha ruptura do talude, delimitando a região de cor verde. É possível

notar que o corte levado em consideração está dividido em lamelas, sendo estas analisadas individualmente, para a aplicação do método de cálculo utilizado pelo programa.

Como já citado, um dos pontos críticos da barragem a serem analisados é para o caso de rebaixamento rápido do reservatório, quando é o talude de montante aquele que deve ser analisado. Para esta situação, o ideal é que se consiga um fator de segurança de aproximadamente 1,400. No entanto, pelo método de Morgenstern-Price, o fator de segurança crítico foi de 1,009, ficando muito abaixo daquele necessário. A figura 35 mostra a análise para esta situação.

Figura 35 – Análise do talude de montante para o caso de rebaixamento rápido do reservatório



(fonte: elaborado pelo autor)

7.2 OTIMIZAÇÃO DO PERFIL DA BARRAGEM EXISTENTE

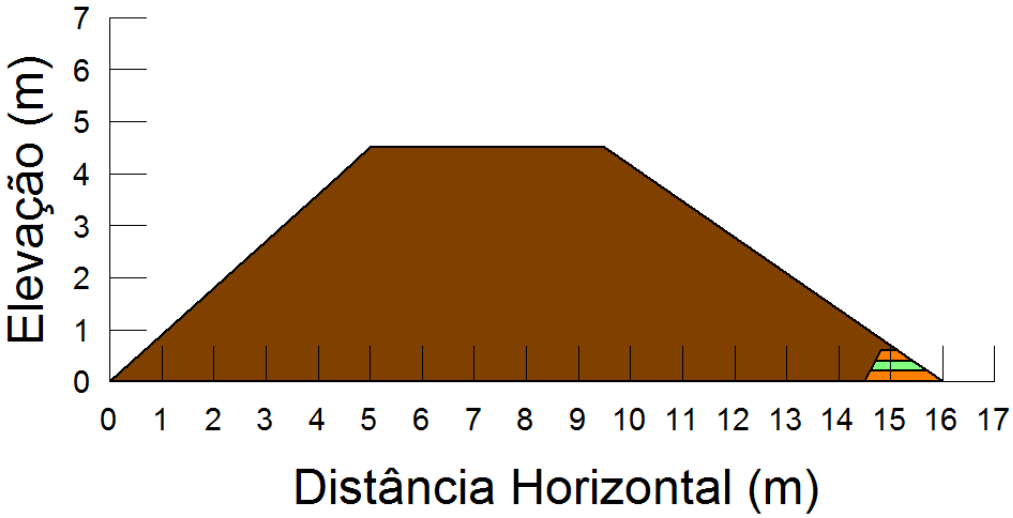
Finalizada a análise do perfil crítico da barragem de terra homogênea, é possível, partindo da situação atual, propor alterações para que os valores calculados do fator de segurança fiquem mais próximos daquilo que se busca. Complementarmente a isso, foi importante que se verificasse, *in situ*, algumas das particularidades da estrutura.

Dentre as características verificadas, uma delas foi a ausência de um dreno ao pé do talude de jusante. Euclydes (2011) afirma que:

> Para a linha de saturação manter-se abaixo do pé de uma barragem de terra, isto é, dentro de seu corpo, ou para reduzir a subpressão hidráulica, pode-se recorrer ao uso de drenos, colocados, geralmente, no terço final do talude de jusante, ou mesmo construindo-se um enrocamento de pedras no final deste (dreno de pé). Os drenos devem ser construídos de modo que as águas de infiltração possam sair sem causar erosão no aterro, funcionando como filtros inversos. As camadas periféricas devem ser de areia grossa e cascalho miúdo, aumentando-se o tamanho do material à medida que se caminha para o centro.

Assim sendo, a primeira medida tomada para que se conseguisse um rebaixamento da linha piezométrica para alcançar os resultados mais adequados na análise da estabilidade, foi propor a instalação de um dreno de pé. Este dreno foi dimensionado com base de 1,5 m, e é composto por uma camada de brita média central, estando entre duas camadas de areia fina, que funcionam como filtro. Dessa forma, o talude de jusante teve sua base aumentada, fazendo com que possua uma nova inclinação, visto que o talude de montante e a crista não sofreram modificações. A nova inclinação, desta forma, é de aproximadamente 1,5:1. A figura 36 mostra a nova configuração da barragem de terra, com destaque para o dreno de pé, composto pelas duas camadas de areia fina e uma de brita.

Figura 36 – Perfil de barragem de terra proposta com uso de dreno e redução do ângulo de inclinação do talude

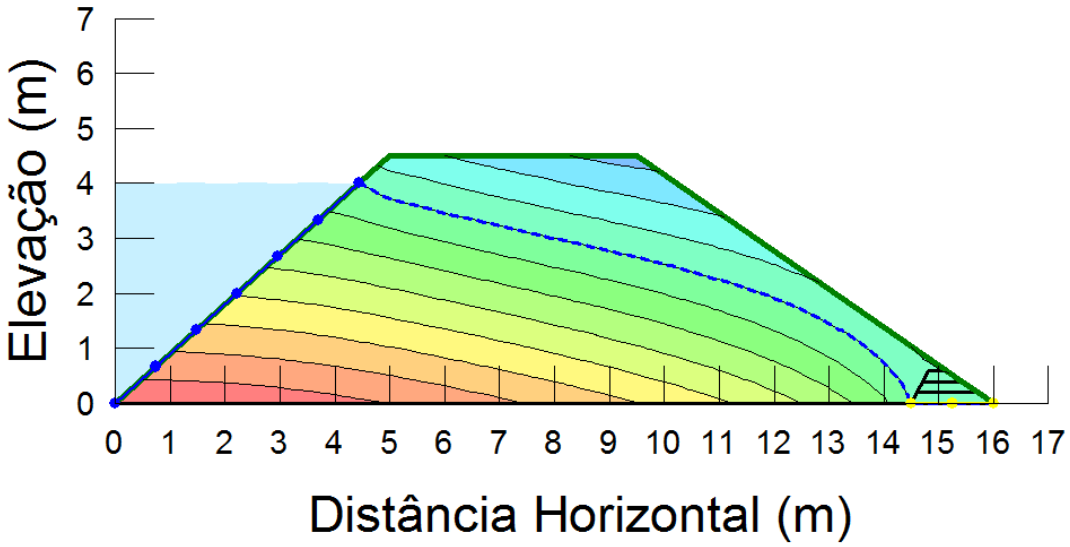


(fonte: elaborado pelo autor)

Aplicadas as novas características do solo componente da barragem, tais como os coeficientes de permeabilidade k da areia fina (0,1 m/s) e da brita (1 m/s), foi possível gerar o novo comportamento de fluxo da água ao longo do corpo da estrutura. Assim, pode-se perceber uma mudança brusca no traçado da nova linha de saturação da barragem. Ao contrário da

linha original, que terminava tocando o talude de jusante, o que favorece a ocorrência de *piping*, como citado por Massad (2010, p. 195), a linha gerada depois das modificações termina na base da estrutura. As novas linhas de fluxo encontradas estão representadas na figura 37.

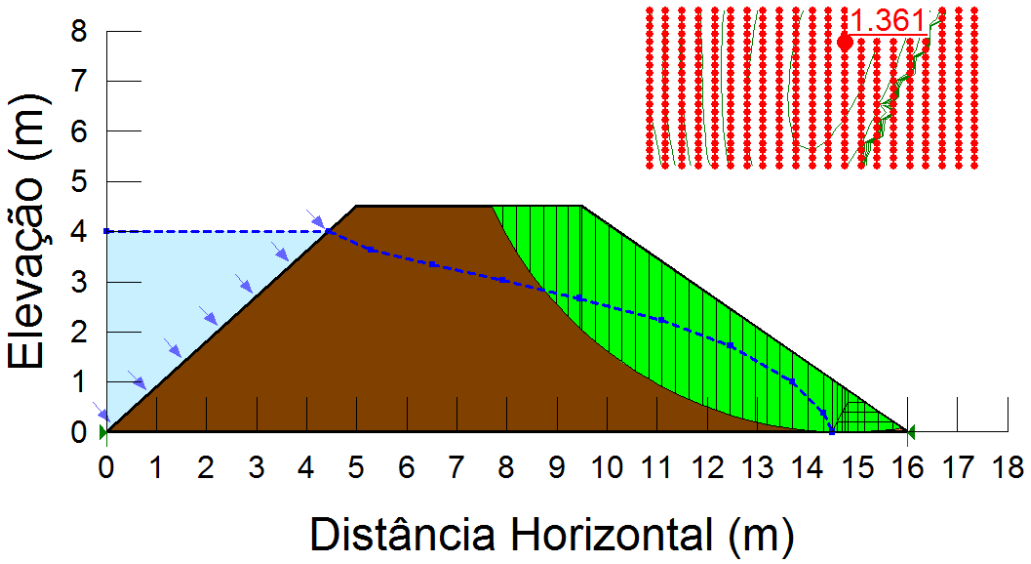
Figura 37 – Linhas de fluxo geradas após as alterações no perfil da barragem



(fonte: elaborado pelo autor)

Como no caso do perfil original da barragem, o próximo passo foi aplicar no SLOPE/W as novas dimensões propostas. Para o cálculo do novo fator de segurança do talude de jusante, esperou-se que as novas configurações aproximassem o valor daquele esperado. A linha piezométrica induzida pelo uso do dreno de pé, cujas características dos materiais componentes também foram acrescentadas no *software*, muito embora pouco influenciem na estabilidade por conta da pequena dimensão, além da suavização na inclinação do talude, provocaram um aumento do fator de segurança crítico do talude de jusante da barragem. Após as modificações, pelo método de Morgenstern-Price, o novo fator de segurança encontrado foi de 1,361, ficando dentro daquele intervalo considerado ideal para barragens desse tipo. A análise da estabilidade do perfil com as mudanças propostas está apresentada na figura 38.

Figura 38 – Análise da estabilidade do perfil proposto

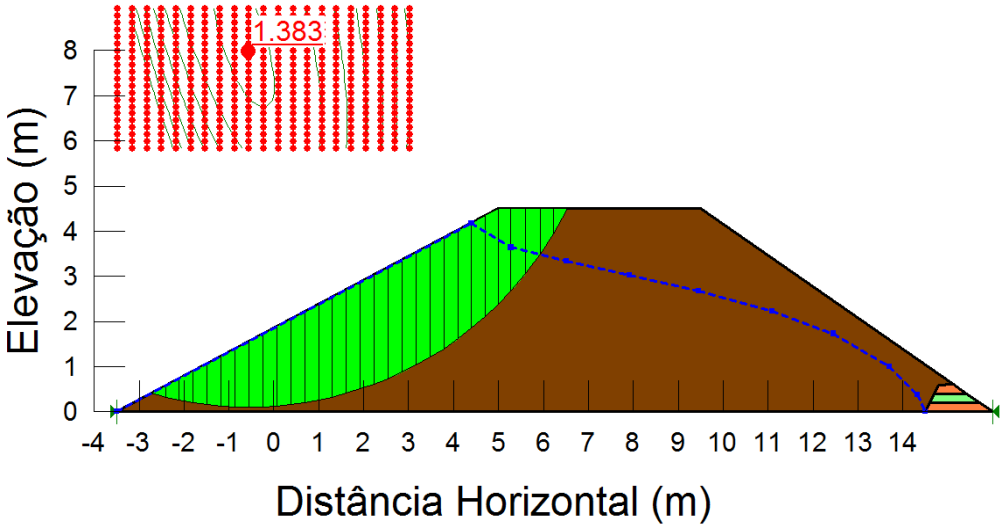


(fonte: elaborada pelo autor)

Finalmente, restou o ajuste do talude de montante para que seu fator de segurança atenda o valor mínimo requerido, que é de aproximadamente 1,400. Com essa finalidade, propôs-se um aumento da base desse talude em 3,5 metros. Dessa forma, o talude passou a ter uma inclinação de aproximadamente 1,9:1 ou 27,5º, quando anteriormente era de 1,1:1 ou 42º. Vale a pena lembrar que a previsão do fator de segurança crítico para o talude de montante é necessária para uma situação em que o reservatório sofra um rebaixamento rápido. Para o reservatório em estudo, a proposta de modificação deste talude, caso se queira, pode ser executada, visto que o mesmo foi esvaziado recentemente.

A figura 39 mostra a versão final do perfil da barragem de terra proposto, com as alterações feitas tanto no talude de montante quanto no de jusante. Também está representado o centro do raio imaginário para a linha de ruptura crítica do talude de montante, com a indicação do fator de segurança correspondente. Assim, pelo método de Morgenstern-Price, o fator de segurança crítico para o talude de montante encontrado ficou em 1,383, ficando bastante próximo de 1,400, que é o valor considerado ideal.

Figura 39 – Análise da estabilidade do talude de montante após as modificações propostas



(fonte: elaborada pelo autor)

8 CONCLUSÕES

As barragens de terra, embora demandem menos mão-de-obra e material, que existe em grande quantidade e, consequentemente, possui menor custo, necessitam de um dimensionamento que cumpra rigorosamente os requisitos mínimos de segurança. Visto se tratarem de obras relativamente mais simples, acabam tendo suas condições, ao longo da vida útil, menos monitoradas que barragens de concreto armado, por exemplo. Além disso, quando comparadas a barragens de outros materiais, são estruturas que possuem menor resistência a intempéries, como as causadas pelo vento e principalmente pelas chuvas, capazes de provocar erosão em estruturas mal dimensionadas e/ou mal compactadas.

Dessa forma, algumas análises interessantes podem ser feitas na comparação entre o perfil inicial e o proposto. Com relação à barragem de terra estudada, existiam indícios de que seu dimensionamento estava incorreto, uma vez que seus taludes, tanto de montante quanto de jusante, possuem ângulos de inclinação maiores do que aqueles previstos pela literatura para atender aos critérios de estabilidade. O talude de jusante, cuja verificação de segurança é feita para a situação de pleno uso do reservatório, foi ajustado através de um aumento da base do montante em 1,5 metros, o que representou um acréscimo de área do perfil da barragem de 3,375 m².

Em contrapartida, o talude de montante teve sua estabilidade verificada para uma situação hipotética de rebaixamento rápido do reservatório. Originalmente, este talude possui a mesma inclinação do talude de jusante, de aproximadamente 1,1:1 Conforme prevê a literatura, ele precisa ter uma inclinação maior que o talude oposto. Dessa forma, a base da barragem foi aumentada em 3,5 metros em direção ao talude de montante, o que representou um aumento da área no perfil em 7,875 m². A necessidade de que o talude de montante tenha maior inclinação que o de jusante se verificou pelo fato de que, embora com ângulos bastante diferentes (27,5º para o de montante e 33,5º para o de jusante), seus respectivos fatores de segurança possuem valores parecidos. Ao final dos ajustes dos dois taludes, o corte no corpo da barragem que possui originalmente 42,75 m² sofreu um acréscimo de área total de 11,25 m², ficando com 54 m². Relacionando a área adicionada ao volume de solo total existente na barragem, isso representa um aumento de aproximadamente 27% do material total utilizado.

Além das modificações nas dimensões da barragem, as análises mostraram que a ausência do dreno, elemento importantíssimo em construções desse tipo, causa uma forte influência na linha de saturação que atravessa o perfil da barragem. Sem o dreno, esta linha tem seu ponto final no talude de jusante, o que vai contra as condições adequadas de segurança exigidas. Somado a isso, quando esta linha atinge essas condições, favorece a ocorrência da regressão tubular progressiva (*piping*), podendo causar o rompimento do talude. Após a análise do talude no SEEP/W com a utilização de um dreno composto por areia e brita, a linha de saturação sofreu um rebaixamento, além de possuir seu ponto final na base do montante, o que favorece a segurança. Caso se construa um dreno de pé na barragem estudada, levando-se em consideração que a barragem possui 120 metros de comprimento, isso representaria o uso de aproximadamente 43,92 m³ de areia e 21,96 m³ de brita, sendo, assim, considerada uma medida barata frente ao relativo baixo custo desses materiais.

Vale a pena lembrar, mais uma vez, que as alterações experimentadas como melhorias no perfil existente levaram em conta a possibilidade de que pudessem ser aplicadas na prática na barragem. Dessa forma, outros recursos que são normalmente utilizados em estruturas desse tipo, como o uso de um núcleo central, utilizado para auxiliar no combate à erosão e regular a altura da linha de saturação, não foram testados, já que se tornaria inviável aplicá-lo numa barragem já finalizada, o que exigiria muita movimentação de material e mão-de-obra, ocasionando gastos excessivos. Dessa forma, pode-se sugerir, para estudos futuros, que se investigue o comportamento da estabilidade de uma barragem semelhante com uso de núcleos com diferentes materiais. Junto a isso, outra sugestão para análises posteriores seria incluir o solo de fundação nos cálculos de estabilidade. Para tanto, é necessário que se coletem amostras do material que a constitui e que se sigam os mesmos passos dos ensaios descritos neste trabalho.

O que fica, por fim, é a afirmação de que, quando se opta pela construção de uma barragem de terra homogênea, a segurança deve ser sempre a principal prioridade, independente do uso que se dê a ela. Muitas vezes, por conta de sua simplicidade, muitas das exigências para o bom dimensionamento de uma estrutura desse tipo acabam sendo negligenciadas por puro desconhecimento, quando, na maioria das vezes, as soluções são fáceis e possuem relativo baixo custo. Conhecer o comportamento do material de empréstimo e entender os riscos envolvidos são, assim, o primeiro passo para evitar que prejuízos provenientes do rompimento destas estruturas venham a ocorrer.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. : **D 5084**: Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter. Philadelphia, 1990. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.459**: solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6.508**: grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7.180**: solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7.182**: solo: ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 6.457**: amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 7.181**: solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

BISHOP, A. W.; HENCKEL, D. J. **The measurements of soil properties in triaxial test**. London: Edward Arnold, 2 ed., 1962.

CARVALHO, D. de; PASCHOALIN FILHO, J. A. **Estudo da estabilidade de pequenas barragens de terra compactadas em três teores de umidade**. Exacta. v. 2, p. 55-68. São Paulo: Uninove, 2004. Disponível em: <http://www.morettiengenharia.com.br/txt/pub/Estu100622150312.pdf>. Acesso em 27 mai. 2016.

CARVALHO, D. de. **Barragens:** uma introdução para graduandos. Campinas: Unicamp, 2011. Paginação irregular. Disponível em: <http://www.fec.unicamp.br/~persio/Apostila_Barragens_FEAGR_2011.pdf>. Acesso em: 27 mai. 2016.

CRUZ, R. C. **Condutividade hidráulica em solos contaminados encapsulados**. 2004. 95 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

DIEMER, F.; RAMBO, D.; SPECHT, L. P.; POZZOBON, C. E. **Teoria e Prática na Engenharia Civil:** Propriedades geotécnicas do solo residual de basalto da região de Ijuí/RS. n. 12, p. 25-36. Ijuí, RS. UNIJUÍ, 2008. Disponível em: <http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art3_N12.pdf>. Acesso em: 22 jun. 2016.

EUCLYDES, H. P. **Atlas digital das águas de Minas:** uma ferramenta para o planejamento e gestão dos recursos hídricos. 3 ed. Viçosa, MG: UFV, 2011. Não paginado. Disponível em: <http://www.atlasdasaguas.ufv.br/exemplos_aplicativos/roteiro_dimensionamento_barragens.html>. Acesso em: 27 mai. 2016.

FOOD AND AGRICULTURE ORGANIZATION OF THE UNITED NATIONS. **Manual sobre pequenas barragens de terra:** guia para localização, projeto e construção. Roma: FAO, 2011. Disponível em: <http://www.fao.org/docrep/014/ba0081p/ba0081p.pdf>. Acesso em: 27 mai. 2016.

FREITAS, M. A. C. **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia**. 2011. 146 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2011. Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/61387/1/000148648.pdf>. Acesso em: 27 mai. 2016.

GOOGLE. **Google Earth**. Version 7.0.2.8415. 2012. Disponível em: <https://www.google.com/earth/>. Acesso em: 27 mai. 2016.

KORMANN, A. C. M. **Ensaios de compactação e caracterização.** Curitiba: UFPR, 1997. Disponível em: <http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/e/e1/Apostila1.pdf>. Acesso em: 27 mai. 2016.

MARANGON, M. **Barragens de terra e enrocamento**. Juiz de Fora: UFJF, 2004. Apostila da disciplina Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra. Disponível em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_unid05.pdf>. Acesso em 27 mai. 2016.

MASSAD, F. **Obras de terra:** curso básico de Geotecnia. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SILVA, J. P. M. da. **Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes**. 2011. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2011. Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/62106/1/000149997.pdf>. Acesso em 27 mai. 2016.