



FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS
CURSO: ENGENHARIA CIVIL

Cecília Lira de Carvalho Kalume
MATRÍCULA: 2125912/4

**TEMA: Análise de Estabilidade dos Taludes de uma Barragem Homogênea
Utilizando os Softwares Geostudio e Geo5**

Brasília
2017

Cecília Lira de Carvalho Kalume

**TEMA: Análise de Estabilidade dos Taludes de uma Barragem Homogênea
Utilizando os Softwares Geostudio e Geo5.**

Trabalho de Curso (TC) apresentado
como um dos requisitos para a
conclusão do curso de Engenharia Civil
do UniCEUB– Centro Universitário de
Brasília

Orientador: Eng^o Civil Julián Asdrúbal
Buriticá García, M.Sc.

Brasília
2017

Cecília Lira de Carvalho Kalume

TEMA: Análise de Estabilidade dos Taludes de uma Barragem Homogênea Utilizando os Softwares Geostudio e Geo5.

Trabalho de Curso (TC) apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB– Centro Universitário de Brasília

Orientador: Eng^o Civil Julián Asdrúbal Buriticá García, M.Sc.

Brasília, 2017.

Banca Examinadora

Eng^o.Civil: Julián Asdrúbal Buriticá García, M.Sc
Orientador

Eng^o. Civil: Jairo Furtado Nogueira, M.Sc.
Examinador Interno

Eng^o. Civil: Nelson Padrón Sanchez, M.Sc.
Examinador Externo

RESUMO

O presente trabalho destina-se a analisar a estabilidade dos taludes de uma barragem homogênea, construída com material, areia-argilosa, compactado na umidade ótima, realizando simulações numéricas nos programas Geostudio e Geo5. Foram obtidos Fatores de Segurança Mínimos nas diferentes fases de projeto através dos dois programas para comparação dos resultados. O método de equilíbrio limite utilizado foi o Método de Morgenstern & Price, disponível nessas ferramentas. Quanto aos parâmetros dos materiais do corpo da barragem foram obtidos a partir de ensaios realizados com o solo típico do distrito federal compactado na umidade ótima, o solo foi retirado nas proximidades Campus do UniCEUB Asa Norte, amostras estas que eram deformadas. Quanto às propriedades dos materiais do filtro e fundação, foram retirados da literatura técnica. Os parâmetros utilizados nas simulações numéricas foram permeabilidade, peso específico natural, ângulo de atrito e coesão. A seção escolhida foi a geometria Barragem de Cachoeira da Porteira, barragem de terra homogênea localizada na Região Amazônica, no rio Trombetas, a 350 km de Santarém, a barragem foi escolhida devido à semelhança do solo da região com o solo do Distrito Federal, ambos lateríticos.

Palavras-chave: estabilidade de taludes, barragem de terra, fator de segurança.

ABSTRACT

The hereby project-work is intended to analyze the stability of a homogeneous dam's inclination settled on a sandy-clay material compacted in great humidity like, with the support of Geostudio and Geo5 engineering softwares to simulate the measurements and calculations. There will be noted minimum safety facts of the project's phases by those two softwares to compare results. The slope stability's analyses' method used, was the Morgenstern & Price, available on those tools. As for the material parameters, the soil type was deformed and the sample was collected around UniCEUB (Asa norte unity) campus. As for the properties of the foundation and filter materials, were gathered on literature. The criteria used on the numeric simulations were permeability, specific natural weight, angle friction and cohesion. This dam project's geometry is based on the dam of Cachoeira da Porteira, located on Amazonia area at Tombretas river, 350km away from Santarém. It was the chosen one due to soil similarity compared with Distrito Federal area, as both are lateritic.

Keywords: slope stability, earth dam, factor of safety.

SUMÁRIO

SUMÁRIO.....	6
ÍNDICE DE FIGURAS	9
ÍNDICE DE TABELAS	11
ÍNDICE DE ABREVIações.....	13
ÍNDICE DE SÍMBOLOS	14
1. INTRODUÇÃO.....	15
2. OBJETIVOS.....	18
2.1 Objetivo geral	18
2.2 Objetivos específicos	18
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
3.1.1 Finalidades das Barragens	19
3.1.2 Tipos de Barragens quanto aos Materiais	21
3.1.3 Classificação quanto ao Tipo de Seção.....	22
3.2 Compactação de Solo.....	23
3.2.1 Compactação no Campo.....	25
3.2.2 Equipamentos de Compactação em Campo	25
3.3 Fluxo da Água em Meios Porosos	28
3.3.1 Coeficiente de permeabilidade em laboratório	29
a) Permeâmetro de Carga Constante	29
b) Permeâmetro de Carga Variável.....	30
3.3.2 Permeabilidade em Solos Compactados.....	32
3.4 Rede de Fluxo	33
3.5 Resistência ao Cisalhamento dos Solos Compactados	33
3.6 Análise de Estabilidade de Talude.....	35
3.6.1 Etapas de Análise de Estabilidade de Talude	35

3.6.2	Fator de Segurança em Barragem	36
3.6.3	Métodos de Análises de Estabilidades de Taludes.....	36
a)	Método de Fellenius.....	37
b)	Método de Bishop Simplificado	38
c)	Método de Morgenstern &Price.....	39
4.0	MATERIAIS E MÉTODOS	41
4.1	Análises da estabilidade dos taludes e programas utilizados	41
4.1.1.	Software Geostudio.....	41
4.1.2.	Software Geo5	42
4.2	Definição da Seção Típica da Barragem	43
4.3	Solo utilizado no corpo da barragem.....	43
4.3.1	Ensaio de Caracterização do Solo	44
a)	Ensaio de Granulometria sem defloculante	45
b)	Ensaio de Granulometria com defloculante	47
d)	Limite de Liquidez e Plasticidade.....	51
4.3.2.	Ensaio de Compactação	52
4.3.3.	Ensaio de Cisalhamento direto	54
4.3.4.	Ensaio de permeabilidade à carga variável	56
4.4	Materiais utilizados no filtro e na fundação da barragem.....	56
4.5.	Etapas de análises	59
4.5.1	Final de Construção.....	59
4.5.2	Regime Permanente de Operação	59
4.5.3	Rebaixamento Rápido	59
5.0	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	60
5.1	Rede de Fluxo da Barragem	60
5.2	Análise de Estabilidade de Talude Software Geostudio (SLOPE/W).....	62
5.2.1	Final de Construção	62
a)	Final de Construção a Montante	62
b)	Final de Construção a Jusante.....	62
5.2.2	Regime Permanente de Operação	63
a)	Regime de Operação a Jusante	63

5.2.3	Rebaixamento Rápido	63
a)	Rebaixamento Rápido a Montante.....	63
5.3	Condições de contorno Geo5	66
5.4	Análise de Estabilidade de Talude Software Geo5	67
5.4.1	Final de Construção	67
a)	Final de Construção a Montante	67
b)	Final de Construção a Jusante.....	67
5.4.2	Regime Permanente de Operação	68
a)	Regime de operação a Jusante	68
5.2.3	Rebaixamento Rápido	68
a)	Rebaixamento Rápido a Montante.....	68
5.5	Comparação de Fatores de Segurança Mínimo entre os Programas.....	69
6.0	CONCLUSÃO.	71
7.0	SUGESTÃO PARA PESQUISAS FUTURAS.....	72
8.0	BIBLIOGRAFIA.....	73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Bacia Hidrográfica Região de Quixadá-CE	15
Figura 2 – Arranjo Geral das Barragens do Açude Cedro	16
Figura 3 - Funcionamento de Barragem de Regularização	19
Figura 4 - Amortecimento de Onda de cheia.....	20
Figura 5 – Reservatório com Múltiplas Finalidades	21
Figura 6- Seção de Barragem Homogênea.....	23
Figura 7 – Barragem Zonada, Barragem de São Simão, Brasil	23
Figura 8- Diagrama de Proctor	24
Figura 9-Rolo Compactador Liso.....	26
Figura 10-Rolo Compactador de Pneus	27
Figura 11- Rolo compactador Pé de Carneiro	27
Figura 12- Esquema de Permeâmetro de Carga Constante	30
Figura 13- Esquema de Permeâmetro com Carga Variável	31
Figura 14- Efeito da compactação na permeabilidade dos solos argilosos	32
Figura 15- Influência da Umidade no Comportamento Tensão-deformação de Solos Compactados	33
Figura 16- Influência da Energia de Compactação na Envoltória de Resistência ao Cisalhamento	34
Figura 17-Método Sueco ou das Lamelas.....	37
Figura 18-Lamela de Fellenius	37
Figura 19-Lamela de Bishop	38
Figura 20-Forças atuantes em uma lamela pelo Método de Morgenstern & Price	39

Figura 21- Seção Transversal Aproximada da Barragem Escolhida	43
Figura 22- Curva Granulométrica com e sem defloculante	51
Figura 23- Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade	52
Figura 24-Curva de compactação	54
Figura 25- Rede de Fluxo e Vazão.....	60
Figura 26- Poropressões	61
Figura 27- Gradiente Máximo.....	61
Figura 28-Fator de Segurança no Final de Construção a Montante.....	62
Figura 29- Fator de Segurança no Final de Construção a Jusante	62
Figura 30-Fator de Segurança Regime de Operação a Jusante	63
Figura 31-Fator de Segurança Rebaixamento Rápido a Montante Primeiro Dia.....	64
Figura 32 - Fator de Segurança Rebaixamento Rápido a Montante Terceiro Dia.....	64
Figura 33- Fator de Segurança Rebaixamento Rápido a Montante Sétimo Dia.....	65
Figura 34- Fator de Segurança Rebaixamento Rápido a Montante Décimo Quinto Dia	65
Figura 35- Fator de Segurança Rebaixamento Rápido a Montante Trigésimo Dia ...	65
Figura 36- Fator de Segurança Rebaixamento Rápido a Montante Sexagésimo Dia	66
Figura 37- Traçado Manual da Linha Freática.....	66
Figura 38-Fator de Segurança no Final de Construção a Montante (Geo5)	67
Figura 39- Fator de Segurança no Final de Construção a Jusante (Geo5)	67
Figura 40- Fator de Segurança no Regime de Operação a Jusante (Geo5).....	68
Figura 41- Fator de Segurança no Rebaixamento Rápido a Montante (Geo5)	69

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1-Parâmetros de Equipamentos de Compactação	28
Tabela 2-Fatores de Segurança Mínimos	36
Tabela 3- Umidade higroscópica e Massa específica dos grãos (sem defloculante)	45
Tabela 4- Peneiramento Grosso e Fino da amostra.....	45
Tabela 5- Dados referentes à Sedimentação (sem defloculante).....	46
Tabela 6- Porcentagens do material que constitui a amostra.....	47
Tabela 7-Umidade higroscópica e Massa Específica dos grãos (com defloculante).	48
Tabela 8-Peneiramento Grosso e Fino da amostra (com defloculante)	48
Tabela 9-Dados referentes a sedimentação (com defloculante)	49
Tabela 10- Porcentagens do material que constitui a amostra (com defloculante) ...	50
Tabela 11-Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade.....	51
Tabela 12- Medidas dos cilindros utilizados no ensaio	53
Tabela 13- Umidade de compactação Proctor Normal.....	53
Tabela 14- Parâmetros efetivos para o solo em duas umidades de compactação ...	55
Tabela 15- Parâmetros de Resistência do Solo	55
Tabela 16-Parâmetros utilizados.....	55
Tabela 17- Peso específico de solos arenosos	56
Tabela 18-Parâmetros de Resistência e de deformabilidade em Função do SPT	57
Tabela 19- Peso Específico Relativo de Minerais Comuns.....	57
Tabela 20- Resistência típica ao cisalhamento da rocha intacta.....	58
Tabela 21- Peso específico, coesão e ângulo de atrito.....	58
Tabela 22- Coeficientes de Permeabilidade.....	58

Tabela 23- Fatores de Segurança Obtidos70

ÍNDICE DE ABREVIações

ABNT.....	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CCV.....	Concreto Convencional Vibrado
CCR.....	Concreto Compactado Por Rolo
CE.....	Ceará
FSmín.....	Fator de Segurança Mínimo
ICOLD.....	International Commission on Large Dams
N.A.J.....	Nível de Água a Jusante
N.A.M.....	Nível de Água a Montante
NBR.....	Norma Brasileira

ÍNDICE DE SÍMBOLOS

cm.....	Centímetro
cm ²	Centímetro quadrado
cm ³	Centímetro cúbico
°C.....	Graus Celsius
g.....	Gramas
g/cm ³	Gramas por centímetro cúbico
km.....	Quilometros
km ²	Quilometros quadrados
km/h.....	Quilometro por hora
KN/m ²	Quilo Newton por metro quadrado
KN/m ³	Quilo Newton por metro cúbico
kPa.....	Quilo Pascal
mm.....	Milímetro
m/sec.....	Metro por segundo
s.....	Segundo
%.....	Por Cento
“.....	Polegada

1. INTRODUÇÃO

Um dos fatores predominantes para o surgimento das barragens no Brasil foi a inclemência das secas, ocorridas principalmente na região do Nordeste. Em 1877, na citada região houve uma das piores secas já enfrentadas, teve a duração de 3 anos. Em função disso nos anos de 1880, o governo imperial resolveu realizar o estudo da melhor área para construção de uma barragem, feito pelo engenheiro Jules Revy.

O barramento levou o nome de Açude Cedro, localizada na cidade de Quixadá-CE, a cerca de 160 km de Fortaleza. A bacia hidrográfica tem uma área de 224 km².

Figura 1 – Bacia Hidrográfica Região de Quixadá-CE

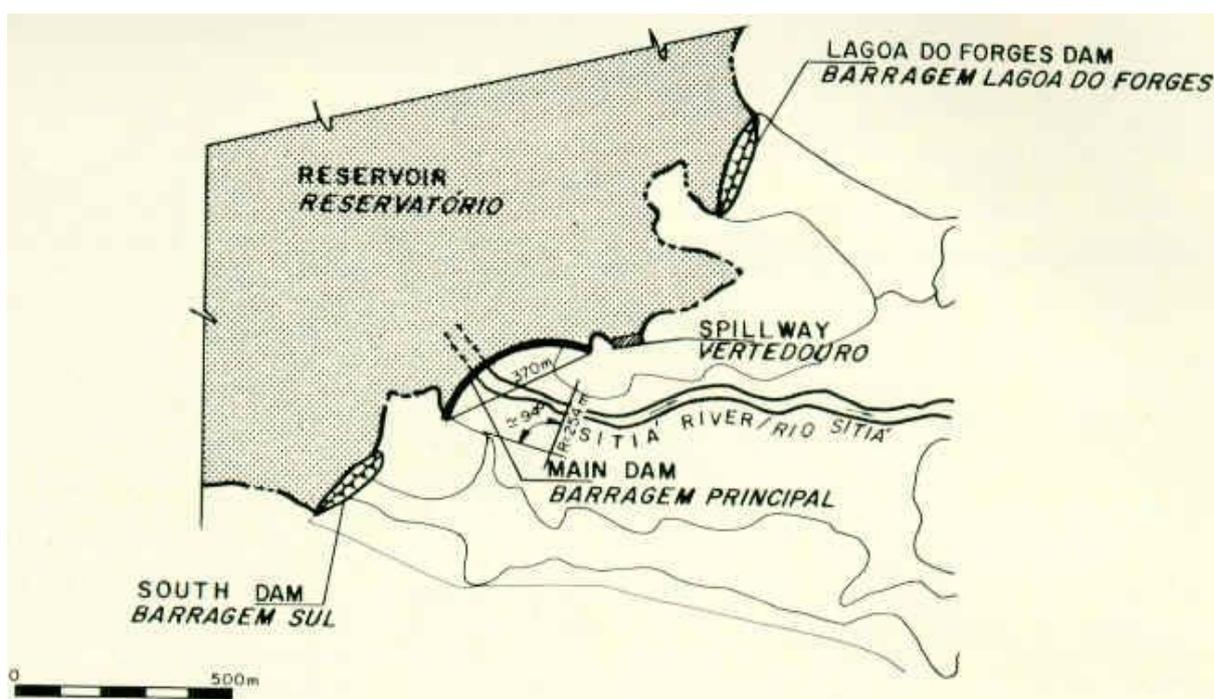


Fonte – <http://www.dnocs.gov.br/barragens/cedro/cedro.htm>

Com esse estudo, o referido engenheiro deu início a execução do primeiro projeto da barragem, em 1882. Já, em 1889, o engenheiro Ulrico Mursa, da Comissão de Açudes e Irrigação, assume a obra, realiza novos estudos e faz uma modificação do projeto, que ao ser aprovado pelo Governo Imperial, retoma a construção da nova barragem em 15 de novembro de 1890. A citada obra só foi inaugurada em 1906, sob direção do engenheiro Bernardo Piquet Carneiro.

Foram executadas mais quatro barragens para a composição do Açude Cedro, sendo duas de alvenaria de pedra, a barragem principal, em arco, e a barragem vertedouro. E duas de solo, homogêneas.

Figura 2 – Arranjo Geral das Barragens do Açude Cedro



Fonte – <http://www.dnocs.gov.br/barragens/cedro/cedro.htm>

Assim sendo a partir de então, a percepção do homem sobre os recursos naturais da Terra vem sendo modificada, já que se observou que estes são limitados. Nas duas últimas décadas, a utilização desses recursos está mais prudente e otimizada, reduzindo a perda ao mínimo.

Nesse panorama, são desenvolvidos vários estudos para implantação de barragens, onde primeiro é analisada toda Bacia Hidrográfica e relacionada a todos os possíveis usos de água.

No Brasil, este planejamento integrado de uso da bacia vem sendo utilizado a mais ou menos vinte anos, na ótica energética e a dez anos, com múltiplas funções.



As principais funções das barragens são de abastecimento humano, irrigação, controle de cheias, regularização de vazões, geração de energia elétrica, mineração, controle de rejeitos, navegação, piscicultura, paisagismo e urbanismo.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Analisar a estabilidade dos taludes de uma barragem nas etapas final de construção, regime de operação e rebaixamento rápido, utilizando duas ferramentas numéricas.

2.2 Objetivos específicos

- Realizar uma revisão bibliográfica detalhada sobre barragens, solos compactados e estabilidade de taludes
- Analisar os dados de determinação de parâmetros de resistência para o solo do Distrito Federal de Silva (2016), García (2013) e León (2017).
- Comparar os fatores de segurança obtidos através do módulo Slope/W do Software Geostudio e do módulo Estabilidade de Talude do Software Geo5.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Barragens

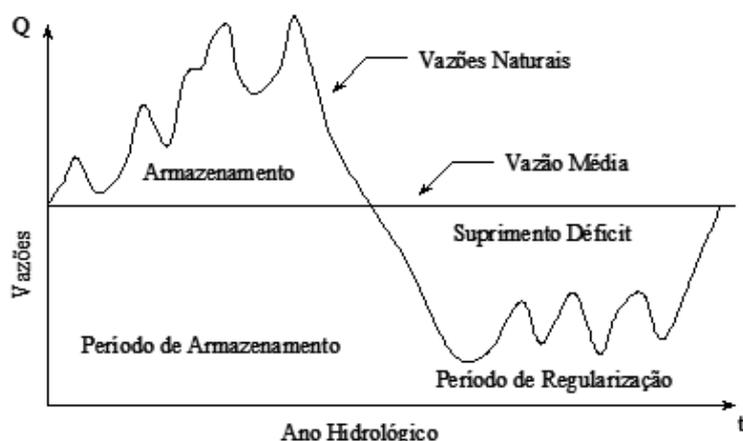
Segundo a International Commission on Large Dams (ICOLD), barragens são barreiras artificiais com a finalidade de armazenar ou controlar água, ou qualquer outro líquido, rejeitos e detritos. Podem variar em tamanho, em material e em função. Podem ser de concreto, aterro, enrocamento, solo ou mistas, e quanto a função, geralmente são utilizadas para fornecimento de água, de energia hidroelétrica, controle de cheias, irrigação e mais diversas funções.

3.1.1 Finalidades das Barragens

Em princípio com relação aos objetivos, as barragens podem ser divididas em dois tipos: Barragens de Regularização (Figura 3) e Barragens de Retenção (Figura 4) ou Contenção (ASSIS, 2003) e (COSTA, 2012).

Barragens de Regularização tem a finalidade armazenar a água no período de afluência e com isso garante que no período de déficit, as vazões efluentes sejam maiores que as naturais, ou seja, a barragem de regularização tem a função de regularizar o regime hidrológico de um rio (ASSIS, 2003).

Figura 3 - Funcionamento de Barragem de Regularização



Fonte: Assis (2003)

Para Costa (2012), as Barragens de Contenção têm a função de reter água de forma temporária ou acumular sedimentos ou resíduos industriais ou rejeitos de mineração. No caso da retenção de água, esse tipo de barragem tem a finalidade de amortecer ondas de enchentes, evitando inundações a jusante. Neste caso, a onda de cheia armazenada temporariamente e posteriormente liberada, de modo que não cause danos a jusante. Já as de contenção de carga mista e sólida evitam que o material retido, danifique o leito dos cursos a jusante, tanto fisicamente por assoreamento, quanto quimicamente, quando tais materiais possuem carga tóxica poluente.

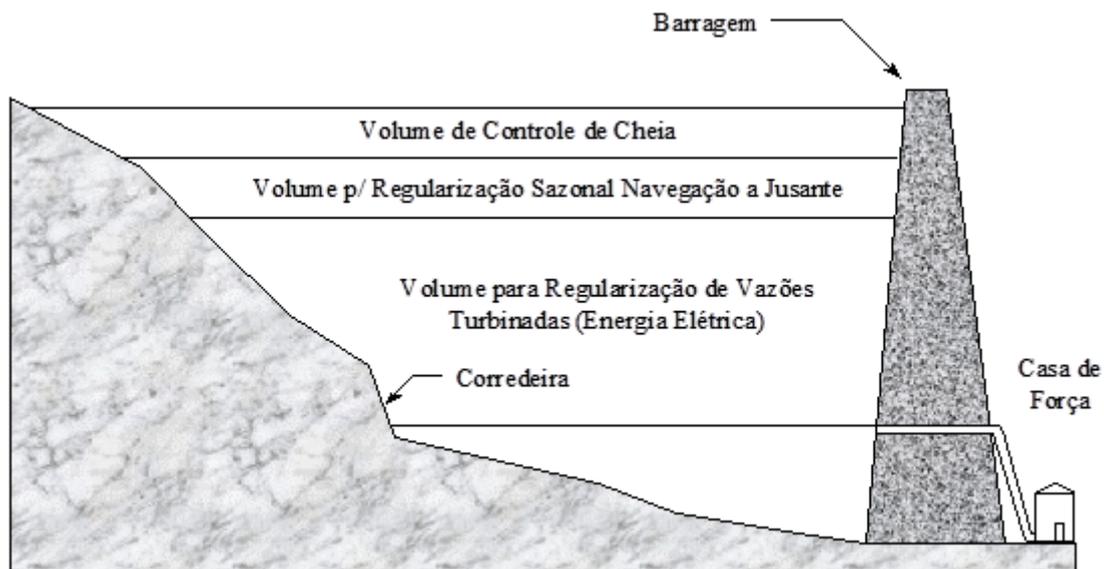
Figura 4 - Amortecimento de Onda de cheia



Fonte: Assis (2003)

Essas barragens, tanto de regularização quanto de retenção, podem ter vários usos como para geração de energia, controle de cheias e navegação. (ASSIS,2003) Veja na Figura 5.

Figura 5 – Reservatório com Múltiplas Finalidades



Fonte: Assis (2003)

3.1.2 Tipos de Barragens quanto aos Materiais

As barragens também podem ser classificadas de acordo com o material de construção, como barragens convencionais e não convencionais, as primeiras são de concreto, barragem de terra e enrocamento ou mistas (COSTA, 2012).

As barragens de concreto são estruturas construídas inteiramente de concreto, em rocha sã. Existem diferentes tipos de barragens de concreto, como barragem de concreto por Gravidade, em Arco, de Contrafortes e as de Gravidade Aliviada. As técnicas mais usadas na construção das barragens de concreto são Concreto Convencional Vibrado-CCV, Concreto Ciclópico ou Concreto Compactado Por Rolo-CCR (CIRILO,2003).

Segundo Cruz (1996), em barragens de terra nos últimos 30 anos (1960-1990), muito se evoluiu a respeito do uso de qualquer material de empréstimo, com limitação

apenas para solos com excesso de mica. Essa atitude tornou viável a construção de diversas barragens de terra.

A escolha das barragens de terra e de enrocamento são ditadas pelos materiais disponíveis no local da construção, o que as tornam mais viáveis e econômicas. Essa escolha também é ditada pelo tempo de construção, pois para as de enrocamento as condições climáticas não influenciarão na execução, já nas de terra é fundamental execução em tempos de estiagem (ASSIS, 2003).

As barragens de enrocamento podem ser de dois tipos, com face impermeável (concreto, asfalto e outros) ou com núcleo impermeável.

Cruz (1996) afirma que “é no projeto básico que são feitas as grandes economias de um empreendimento”. Com razão, faz-se necessário o maior número de detalhamento possível do local do empreendimento, tanto para a escolha de material como para arranjo e seção.

Por esse motivo são fatores de grande importância na escolha do tipo de material utilizado na barragem: disponibilidade do material próximo à construção da barragem, natureza da fundação, condições climáticas etc. (CRUZ,1996).

3.1.3 Classificação quanto ao Tipo de Seção

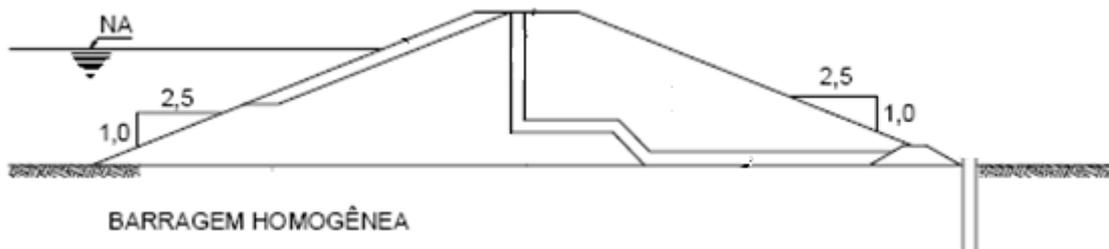
Segundo Assis (2003) e Costa (2012), as barragens podem ser classificadas como homogêneas e zonadas quanto ao tipo de seção.

Segundo Assis (2003, p.15):

Designação simplificada quando há predominância de um único material, pois, na realidade, não existe barragem homogênea. A existência de mais de um material deve-se à necessidade de drenagem interna e de proteção externa dos taludes.

A figura 6 apresenta uma barragem homogênea.

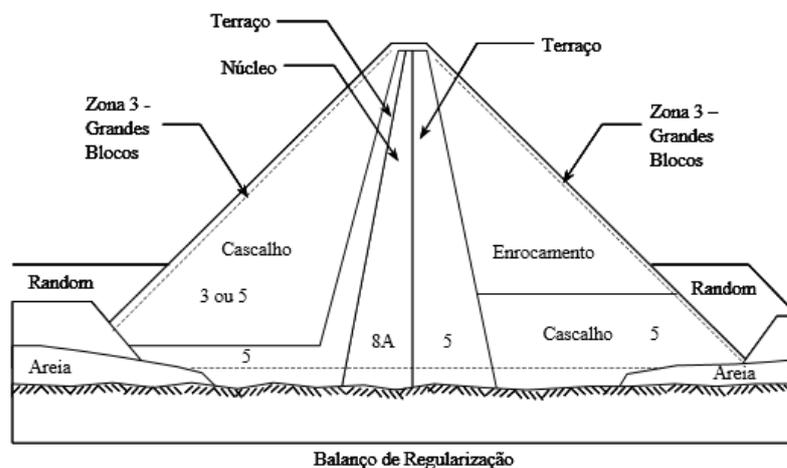
Figura 6- Seção de Barragem Homogênea



Fonte – <https://www.estudegratis.com.br/questoes-de-concurso/materia/engenharia-civil/assunto/projeto-e-execucao-de-barragens/2> Acesso: 14/06/2017, Horário: 14:19

Barragem zonada ou mista é assim denominada por apresentar diferentes tipos de materiais ao longo da seção transversal. As mais comuns são terra/enrocamento, terra/concreto e enrocamento/concreto (COSTA, 2012). A figura 7 é um exemplo de barragem zonada.

Figura 7 – Barragem Zonada, Barragem de São Simão, Brasil



Fonte: Assis (2003)

3.2 Compactação de Solo

É difícil assegurar que uma barreira de solo em condições naturais forme uma barreira impermeável. Em vista disso, a engenharia geotécnica buscou uma solução

ideal, a compactação dos solos, para melhorar desempenho desse material (Alonso, 2005).

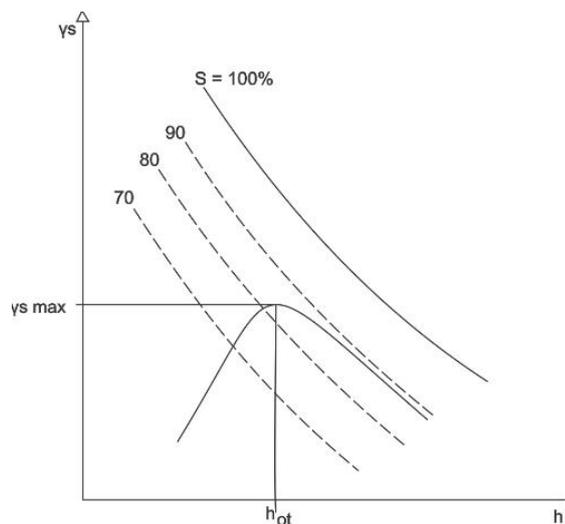
Segundo Massad (2010) a compactação do solo é qualquer redução do índice de vazios, por processos mecânicos, com o objetivo de homogeneização do solo e melhoramento de suas propriedades. Para Pinto (2006), a compactação do solo é a densificação por equipamentos mecânicos, como rolo compactador ou até soquetes manuais.

As propriedades melhoradas com a compactação, para Craig (1987) e Massad (2010), são aumento da resistência ao cisalhamento, diminuição dos recalques e das erosões, redução da deformabilidade e permeabilidade do solo.

As utilizações de solos compactados nas obras civis são em aterros compactados, na construção de barragens de terra, de estradas ou implantação de loteamentos; solo de apoio de fundações diretas; terraplenos dos muros de arrimo etc. (MASSAD, 2010).

O crédito da técnica de compactação é do engenheiro norte-americano Proctor, que notou que em um solo pouco úmido as partículas tinham muito atrito e no solo muito úmido a água funciona como um lubrificante e as partículas do solo deslizam. Então focou no conceito de umidade ótima e peso específico seco máximo e padronizou o ensaio da curva de Proctor na Figura 8.

Figura 8- Diagrama de Proctor



Fonte: Massad, 2010

Ainda na Segunda Guerra com os bombardeios, as pistas dos aeroportos precisavam de aterros com maiores resistências, o que se conseguiu com equipamentos mais pesados, isso levou a introdução nos laboratórios da Energia de Proctor Modificada, onde vê-se que com maior energia, maior a massa específica seca e menor a umidade ótima. Quanto a essa energia de compactação, existem três graus, Proctor Normal, Intermediário e Modificado. (MASSAD, 2010)

3.2.1 Compactação no Campo

Segundo Pinto (2006), a compactação em campo compreende etapas que vão desde a escolha da área de empréstimo à compactação propriamente dita, são elas e seus conceitos:

- Escolha da área de empréstimo

É um problema técnico-econômico, onde deve ser levado em conta a distância de transporte, volume do material, tipo do solo e a umidade natural do solo, para que não tenha muito gasto no acerto da umidade.

- Transporte e espalhamento de solo

Após o transporte o solo é espalhado em camadas com a espessura adequada para seu equipamento de compactação.

- Acerto da umidade e homogeneização

Acontece por irrigação ou aeração de acordo com a especificação do projetista. A homogeneização é por processo mecânico, para distribuir bem a umidade.

- Compactação propriamente dita

Após esses processos, a compactação é executada com equipamentos escolhidos a partir do tipo do solo.

3.2.2 Equipamentos de Compactação em Campo

A escolha do equipamento de compactação correto é fundamental para um bom resultado do processo. Existem vários tipos de equipamentos e também vários fatores que influenciam na escolha deles (Das, 2011). A divisão mais usual de equipamentos de compactação é feita de acordo com a maneira como estes equipamentos

transmitem a energia ao solo, podendo ser de compactação por pressão, por impacto ou por vibração (BRITO, 2006).

Os equipamentos mais usados de rolo são rolo compactador liso (tambor liso), de pneus de borracha, pé de carneiro e vibratório (DAS, 2011).

Para Das (2011), o rolo compactador liso (Figura 9) é indicado para aterros de solo arenoso e argiloso, a pressão gerada pelo rolo é de 310 a 380 KN/m², fornecem cobertura de 100% sob rodas. Quando utilizados em camadas mais espessas, não geram peso específico alto. Este equipamento tem energia de compactação por pressão (BRITO, 2006).

Figura 9-Rolo Compactador Liso



Fonte: Site Mercado de Máquinas. (Acesso: 27/05/17-17:33)

O rolo compactador de pneus de borracha (Figura 10), de acordo com Das (2011), é mais eficiente em muitos aspectos que o rolo liso, composto por uma carga pesada de fileiras de pneus. Os pneus ficam proximamente espaçados (de quatro a seis por fileira). Sua pressão de contato pode variar de 600 a 700KN/m² e produz uma cobertura de 70 a 80% em média. Também compacta solos arenosos e argilosos. A compactação ocorre pela pressão e amassamento do solo.

Figura 10-Rolo Compactador de Pneus



Fonte: Site Mercado de Máquinas (Acesso: 27/05/2017-17:41)

Esses dois tipos de cilindros só são eficazes em zonas muito superficiais do aterro. Outra desvantagem é que as superfícies de acabamento obtidas são muito lisas, o que dificulta a ligação entre camadas (BRITO, 2006).

O rolo compactador pé de carneiro (Figura 11) possui um rolo com vários dentes, a área de cada dente mede cerca de 25 a 85 cm², é mais eficaz em solo argiloso e a pressão sob o dente é de 1400 a 7000KN/m²(DAS, 2011).

Figura 11- Rolo compactador Pé de Carneiro



Fonte: Acervo pessoal

O rolo compactador vibratório é composto por um dispositivo vibratório que é acoplado nos demais rolos, e tem muita eficiência em solos granulares (DAS, 2011). Para Caputo (2015) o vibrador é especialmente recomendável para solos granulares (arenosos ou pedregulhosos).

Pode-se conferir na Tabela 1 parâmetros de equipamentos de compactação.

Tabela 1-Parâmetros de Equipamentos de Compactação

Tipo	Solo	Modo de compactar	Parâmetros dos equipamentos			
			e (cm)	N	v (km/h)	p ou P
Rolo pé de carneiro	Argila ou silte	De baixo para cima	20 a 25	8 a 10	≤ 4	2000 a 3000 kPa
Rolo pneumático	Silte, areia com finos	De cima para baixo	30 a 40	4 a 6	4 a 6	500 a 700 kPa
Rolo vibratório	Material granular	Vibração	60 a 100	2 a 4	≥ 8	50 a 100 kPa

Legenda
e= Espessura da camada de solo solto
N= Número de passadas do rolo compactador
v= Velocidade do rolo compactador
p= Pressão na pata ou no pneu
P= Peso do rolo vibratório

Fonte: Massad (2010)

3.3 Fluxo da Água em Meios Porosos

A permeabilidade e a condutividade são fatores que estão diretamente ligados ao índice de vazios. Pode-se afirmar que solos mais densos são menos permeáveis que solos porosos (CRUZ, 1996). Os vazios existentes formam os possíveis caminhos de percolação de fluxo. (PINTO, 2006)

Para Das (2011), a permeabilidade faz com que a água consiga fluir no interior do solo, fluindo de pontos com alta energia para os de baixa energia. O estudo do fluxo da água é muito importante para estudo da estabilidade de taludes de barragens.

Segundo Pinto (2006), os solos lateríticos são encontrados na natureza com alto índice de vazios, resultando em uma baixa capacidade de suporte. Quando compactado, esse solo eleva sua capacidade de suporte e apresenta contração com a diminuição da umidade e não expande com o aumento da umidade.

A especificação do coeficiente de permeabilidade é o principal aspecto para avaliação de fluxo, quando aplicada a diversas obras como barragens, rebaixamento de nível de água subterrâneo, estabilidade de encosta etc. O valor deste coeficiente pode ser encontrado em laboratório ou em campo. Em laboratório são utilizados Permeâmetro de Carga Variável e o Permeâmetro de Carga Constante, já em campo é comum utilização de Matsuo, Permeâmetro de Guelph, Infiltrômetro, Permeâmetro de campo tipo Philip-Dunne, Slug Test e Poço. (Rodriguez, 2015; Weiss, 2015; Teixeira,2015; Branco,2015).

3.3.1 Coeficiente de permeabilidade em laboratório

A determinação do coeficiente de permeabilidade em laboratório pode ser pelo permeâmetro de carga constante e pelo permeâmetro de carga variável. (PINTO, 2006)

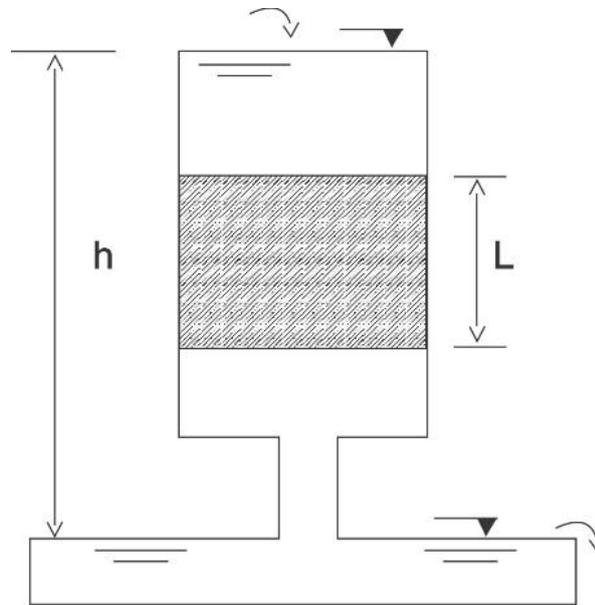
Para coeficientes de permeabilidade muito baixos, a determinação pelo permeâmetro de carga constante é pouco precisa, então utiliza-se o permeâmetro de carga variável. Ou seja, utiliza-se o de carga constante para solos granulares e o de variável para solos finos (PINTO, 2006).

a) Permeâmetro de Carga Constante

Segundo Pinto (2006) o de carga constante (Figura 12), o procedimento realizado é uma repetição do de Darcy. Onde, mantém-se a carga (h) por um tempo, mede-se a quantidade de água percolada. Isso possibilita o cálculo da vazão(Q). Com o conhecimento da vazão e da geometria, pode-se calcular o coeficiente de permeabilidade (k).

$$k = \frac{Q}{i * A}$$

Figura 12- Esquema de Permeâmetro de Carga Constante



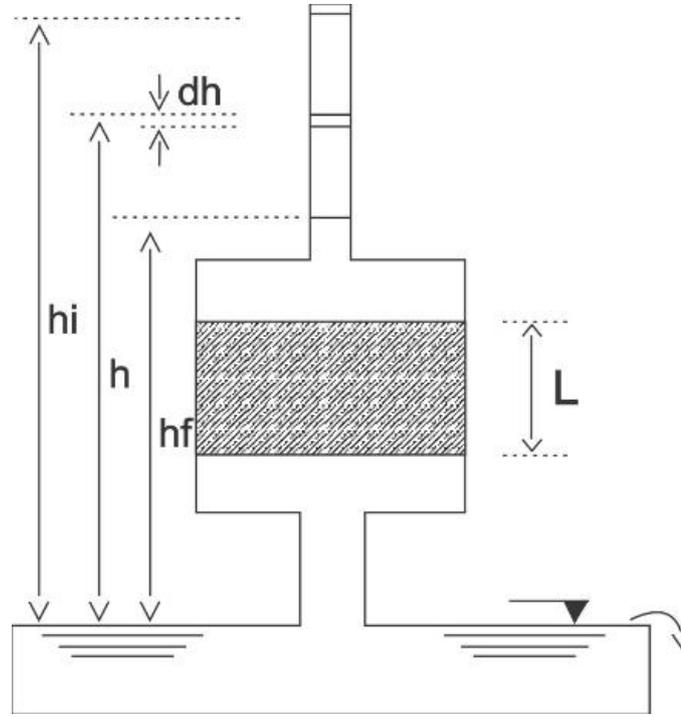
Fonte: Pinto (2006)

b) Permeâmetro de Carga Variável

Já no permeâmetro de carga variável (Figura 13), o cálculo do coeficiente de permeabilidade é feito verificando o tempo que a água leva para passar da bureta superior pra inferior. A altura inicial é h_i e a final é h_f , o tempo t , a carga h e o gradiente hidráulico i é (h/L) .

$$Q = k * \left(\frac{h}{L}\right) * A$$

Figura 13- Esquema de Permeâmetro com Carga Variável



Fonte: Pinto (2006)

A vazão também pode ser calculada pela equação $Q = \frac{-a \cdot dh}{dt}$, onde a é a área da bureta e $a \cdot dh$ é o volume que escoou no tempo dt , já o sinal, é negativo pois h diminui com o tempo. Ao igualar as vazões tem-se:

$$-a \cdot \frac{dh}{dt} = k \cdot \left(\frac{h}{L}\right) \cdot A$$

Onde: $\left(\frac{dh}{h}\right) = -k \cdot \frac{A}{a \cdot L} \cdot dt$, que integrada da condição inicial ($h=hi$, $t=0$) à condição final ($h=hf$, $t=tf$), conduz a:

$$\ln\left(\frac{hf}{hi}\right) = -k \cdot \frac{A}{a \cdot L} \cdot t$$

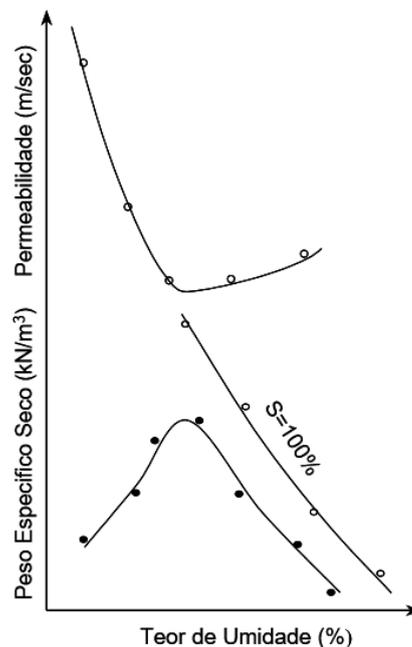
E a fórmula usada abaixo, fornecerá o coeficiente de permeabilidade.

$$k = 2,3 \cdot \frac{a \cdot L}{A \cdot t} \cdot \log\left(\frac{hi}{hf}\right)$$

3.3.2 Permeabilidade em Solos Compactados

Para Lambe (1958), a permeabilidade em solos compactados é muito influenciada pela estrutura do solo, a qual pode ser retratada pelo grau de orientação das partículas (dispersa ou floclada) como mostra a Figura 14. No ramo seco, o aumento do teor de umidade provoca uma redução acentuada do coeficiente de permeabilidade. No ramo úmido, o aumento do teor de umidade causa somente um pequeno aumento da permeabilidade.

Figura 14- Efeito da compactação na permeabilidade dos solos argilosos



Fonte: Lambe (1958)

Essa reação pode ser explicada devido a formação de agregações com grandes de vazios (poros inter-agregações) causados pela compactação de solos finos no ramo seco, onde a água percola facilmente; no ramo úmido, as agregações tendem a se desfazer, ou estão muito próximas e a água tende a percolar pelos poros e inter-agregações. Assim, no ponto ótimo ou acima dele, a permeabilidade é menor que no ramo seco.

3.4 Rede de Fluxo

Quanto ao fluxo da água, quando este corre sempre em uma mesma direção como nos permeâmetros 3.3.1, diz-se que esse fluxo é unidimensional (PINTO, 2006).

Quando a água se conduz em qualquer direção, o fluxo é tridimensional. Um exemplo é a migração da água para um poço (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), quando as partículas de água se movem em caminhos curvos, mas contidas em planos paralelos, o fluxo é bidimensional. Em razão da sequente ocorrência desse fluxo em obras de engenharia e de sua importância na estabilidade das barragens, esse fluxo recebe uma atenção especial.

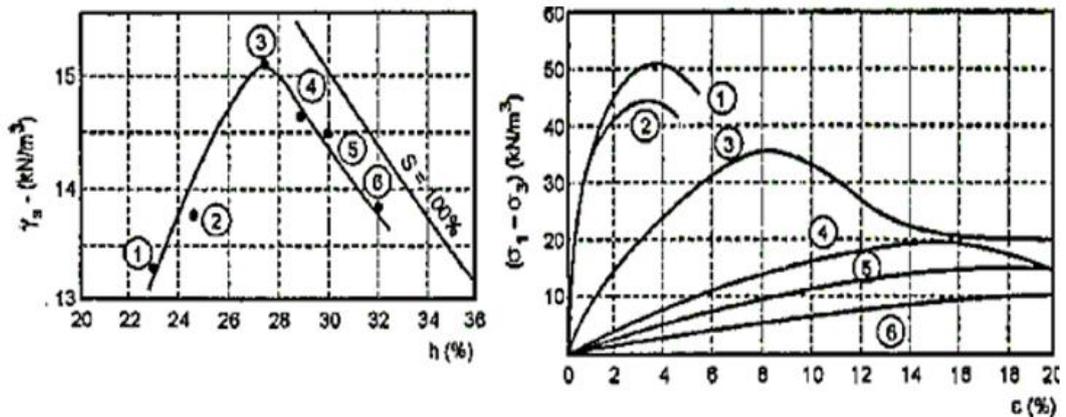
As redes de fluxo bidimensionais são formadas por linhas equipotenciais e linhas de fluxo, a primeira é definida como regiões que possuem a mesma perda de carga, a segunda se define como linhas espaçadas igualmente que determinam canais de iguais vazões, por onde a água se desloca da montante à jusante. (BITTENCOURT, 2012).

3.5 Resistência ao Cisalhamento dos Solos Compactados

A resistência ao cisalhamento normalmente é definida como a resistência que o solo oferece para ocorrer uma nova deformação. Quando submetido a forças externas, o solo reage de diferentes modos, de acordo com as características da tensão, como ocorre sua distribuição, orientação e magnitude. Cada modo corresponde a uma nova relação tensão-deformação, que pode envolver a compactação, falhas com dilatação e/ou fluxo plástico com mudança de volume. (Secco, 2003)

A resistência ao cisalhamento do solo vem da tensão normal efetiva, aplicada no plano de cisalhamento e do grau de orientação das partículas. A tensão normal efetiva é função da poropressão, sendo esta a função do índice de vazios, do grau de orientação e da estrutura do solo (Pinto, 2000). Para mostrar o comportamento de solos compactados Lambe & Whitman (1979) referenciam ensaios realizados por Seed & Chan (1959), que mostram a influência da umidade de compactação, no comportamento tensão-deformação em amostras de caulim, como é visto na Figura 15.

Figura 15- Influência da Umidade no Comportamento Tensão-deformação de Solos Compactados

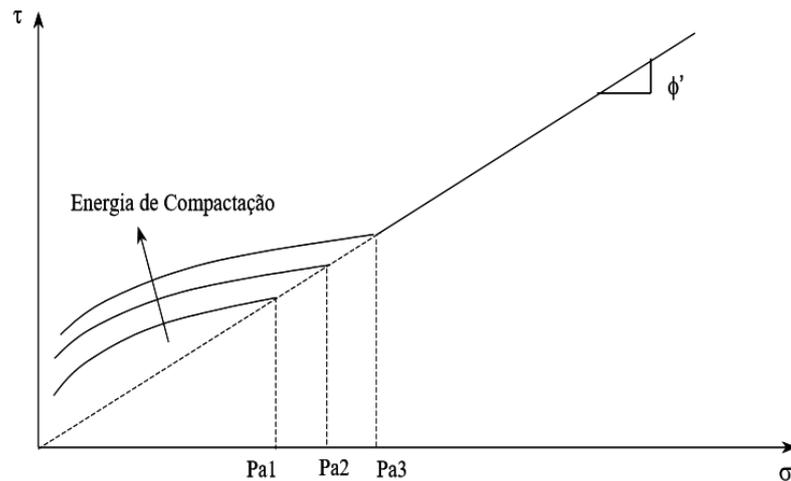


Fonte: Lambe & Whitman (1979)

Os solos compactados em ramo seco possuem maiores resistências de pico que os solos compactados em ramo úmido. E ainda, a ruptura é frágil para os primeiros e é plástica para o solo úmido. Este comportamento se explica devido as diferentes estruturas do solo, quando compactados e conseqüentemente, as poropressões, desenvolvidas durante os ensaios triaxiais, que são maiores no ramo úmido. Certos solos compactados muito secos podem manifestar estrutura colapsível e, ao submergir resultam em deformações bruscas e trincas (MASSAD, 2010).

Quando aumenta a energia de compactação, aumenta a pressão de pré-adensamento e, a resistência do solo no segmento pré-adensado, conforme na Figura 16 (ASSIS, 2003).

Figura 16- Influência da Energia de Compactação na Envoltória de Resistência ao Cisalhamento



Fonte: Assis (2003)

3.6 Análise de Estabilidade de Talude

A estabilidade dos taludes, seja na construção civil, ou em encostas naturais é um problema assíduo nas engenharias civil e geotécnica. Comumente é considerado um aspecto controlador de projetos, que vem apresentado em forma de coeficiente de segurança mínimo especificado em projeto (GERSCOVICH, 2012).

3.6.1 Etapas de Análise de Estabilidade de Talude

Segundo García (2013), a análise da estabilidade de taludes em barragens é feita nos seguintes períodos:

- Final da construção onde o maciço ainda não adensou, logo o comportamento é não adensado e não drenado.
- Fase de enchimento que também ainda não ocorreu adensamento do maciço, e apresenta o mesmo comportamento não adensado e não drenado.
- Regime de operação no qual já houve adensamento do maciço e a rede de fluxo foi definida.
- Rebaixamento rápido em que o maciço adensou.

3.6.2 Fator de Segurança em Barragem

A análise da estabilidade do barramento é de total importância, nesta são verificados os fatores de segurança mínimos (FS_{mín}) dos taludes nas etapas de final de construção, regime de enchimento, regime de operação e rebaixamento rápido (GARCÍA, 2013).

Na literatura são encontrados fatores de segurança mínimos em todas as etapas, como mostra a Tabela 2, esses fatores devem ser levados em conta em projetos de barragens (ASSIS, 2003).

Tabela 2-Fatores de Segurança Mínimos

Fases de Projeto	Talude	Fator de Segurança
Final de Construção	Montante	1,3
	Jusante	1,3
Primeiro Enchimento	Montante	1,25 a 1,3
	Jusante	---
Regime de Operação	Montante	---
	Jusante	1,5
Rebaixamento Rápido	Montante	1,1 a 1,3
	Jusante	---

Fonte: Assis (2003)

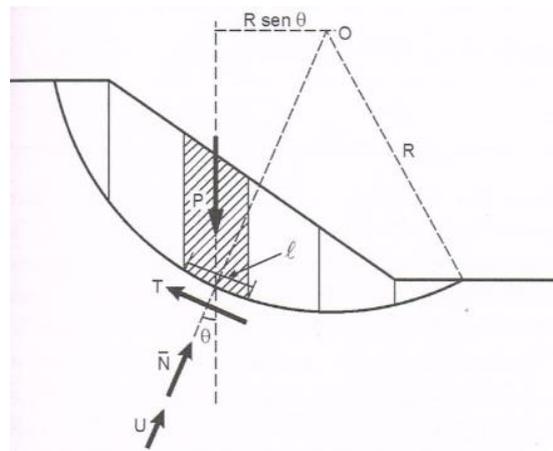
3.6.3 Métodos de Análises de Estabilidades de Taludes

Os métodos de análise de estabilidade de taludes são baseados no pressuposto de que há equilíbrio numa massa de solo, tomado como corpo rígido-plástico, na iminência de entrar em processo de escorregamento. Por esse motivo a denominação de método de equilíbrio limite (MASSAD, 2010).

Segundo Massad (2010) a observação desses escorregamentos naturais fez com que as análises tomassem a massa de solo com um todo (Método do Círculo de Atrito), ou subdividido em lamelas (Método Sueco), ou em cunhas (Métodos das Cunhas).

Os suecos observaram e constataram que as linhas de ruptura eram circulares e que o escorregamento acontecia de forma que a massa de solo instável se fragmentava em fatias (ou lamelas), com faces verticais como mostra a Figura 17.

Figura 17-Método Sueco ou das Lamelas



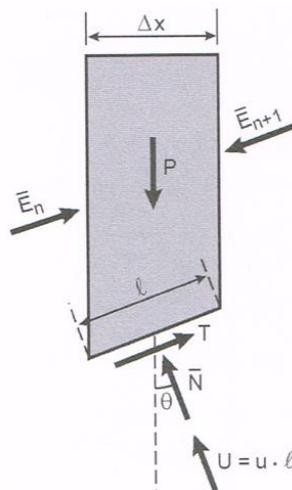
Fonte: Massad (2010)

Existem diversas variantes do Método Sueco como o método de Fellenius, Bishop/Bishop Simplificado, Morgenstern-Price, Janbu, Spencer etc. Para Massad (2010), o método de Morgenstern & Price é considerado mais rigoroso que Fellenius e Bishop.

a) Método de Fellenius

Para Massad (2010), no Método de Fellenius as forças E_n e E_{n+1} que atuam nas faces verticais das lamelas são paralelas a base das lamelas como mostra a Figura 18.

Figura 18-Lamela de Fellenius



Fonte: Massad (2010)

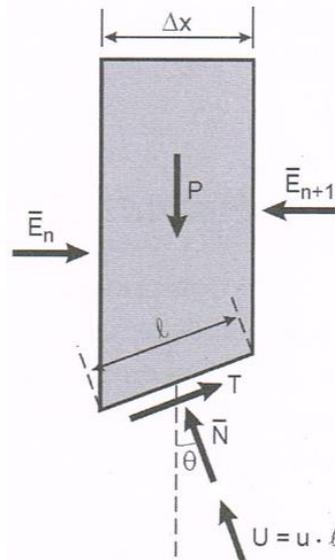
A partir dessa percepção a fórmula do coeficiente de segurança F é:

$$F = \frac{\sum [c' * l + (P * \cos\theta - u * \Delta x * \sec\theta) * \operatorname{tg}\phi']}{\sum (P * \operatorname{sen}\theta)}$$

b) Método de Bishop Simplificado

Segundo Massad (2010), a diferença do método de Bishop simplificado para o de Fellenius é que as forças que atuam na superfície vertical das lamelas são horizontais, como mostra a Figura-19.

Figura 19-Lamela de Bishop



Fonte: Massad (2010)

A expressão que determina o coeficiente de segurança F pelo método de Bishop Simplificado é:

$$F = \sum \left[c' * l + \frac{P - u * \Delta x - c' * \Delta x * \frac{\operatorname{tg}\theta}{F}}{\cos\theta + \operatorname{tg}\phi' * \operatorname{sen}\theta / F} * \operatorname{tg}\phi' \right] / \sum (P * \operatorname{sen}\theta)$$

O método de Bishop Simplificado tem resultados mais próximos dos métodos mais rigorosos que o de Fellenius.

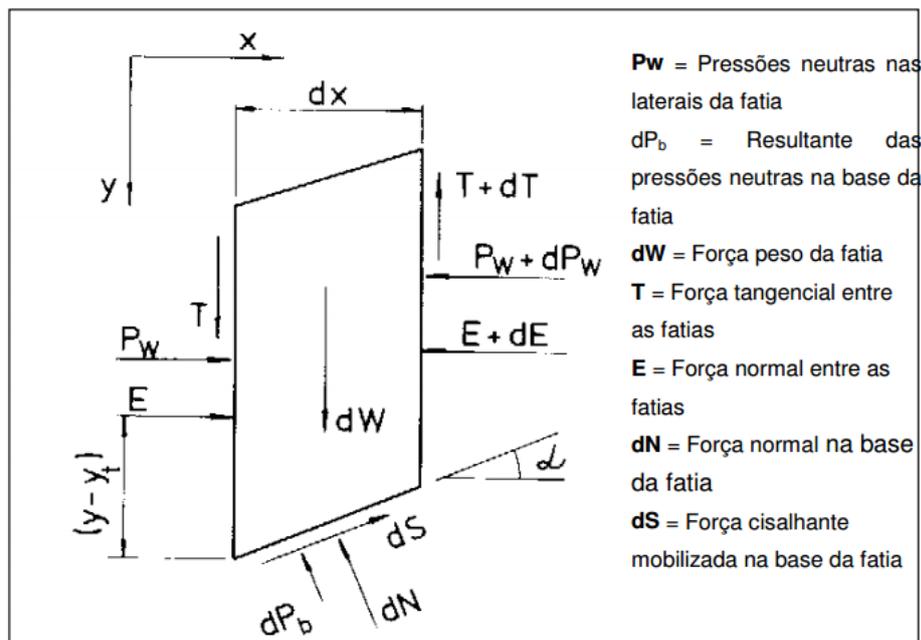
Para Whitman e Bayley (1967), esse método apresenta problemas quando a superfície de ruptura possui uma inclinação mais acentuada próxima ao pé do talude.

c) Método de Morgenstern & Price

A direção da resultante das forças entre as fatias é definida utilizando a função arbitrária $f(x)$. Essa parcela é necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e momentos calculados (Campos, 1985).

O método de Morgenstern & Price é rigoroso, aplicado a qualquer superfície de ruptura. As condições de estabilidade são ao mesmo tempo equilíbrio de forças e momentos. A massa de solo instável é dividida em lamelas infinitesimais, necessitando de ajuda de um computador nos cálculos. Na figura abaixo estão representadas as forças atuantes nas lamelas (Fabrício, 2006).

Figura 20-Forças atuantes em uma lamela pelo Método de Morgenstern & Price



Fonte: Fabrício (2006)

Perante a indeterminação do problema, a solução admitida é a relação entre as forças E e T , dada na seguinte equação.

$$T = \lambda * f(x) * E$$

Onde λ é uma constante determinada por processo iterativo e $f(x)$ facultam-se a função arco de seno, pois pouco interfere no resultado do fator de segurança, segundo Morgenstern & Price (1965). Todavia outras funções podem ser aplicadas como: constante, arco de seno incompleto, trapezoidal e outras.

O método de análise de Morgenstern-Price (1965), considerado por Massad (2010) um método mais rigoroso que o método de Fellenius e Bishop.

4.0 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesse item foram descritas as informações dos materiais utilizados e apresentado a metodologia do trabalho que consistiu na realização de análises de estabilidade de taludes em uma barragem de terra com seção homogênea utilizando o método de equilíbrio limite Morgenstern & Price através de duas ferramentas numéricas, o programa GeoStudio e programa Geo5, visando obter os fatores de segurança mínimos aceitáveis por norma. Além disso, também foram apresentados brevemente os *softwares*.

4.1 Análises da estabilidade dos taludes e programas utilizados

Para realização das simulações numéricas, foram escolhidos dois programas, que permitem a análise da estabilidade dos taludes da barragem pelo Método de Morgenstern & Price (1965). Esse método foi o escolhido por ser considerado rigoroso.

Os módulos utilizados foram o módulo SEEP/W e SLOPE/W do pacote Geostudio da Geoslope International Ltda, e o módulo Slope do programa Geo5 da Fine Civil Engineering Software, ambos utilizados para obtenção dos Fatores de Segurança Mínimos, com o objetivo de verificar qual software foi mais conservador em relação ao fator de segurança mínimo.

4.1.1. Software Geostudio

O programa GeoStudio é um *software* de elementos finitos composto por oito módulos para a modelagem numérica de diferentes problemas geotécnicos em regime estacionário ou transiente.

Nesta pesquisa foram utilizados dois módulos. A estabilidade de taludes e percolação, as análises numéricas de percolação foram feitas no software SEEP/W, as análises de estabilidade de taludes no software SLOPE/W, ambos do pacote GeoStudio da Geoslope International Ltda. O software é manipulado em Microsoft Windows e tem uma interface amigável.

O programa utiliza o método dos elementos finitos, que consiste na divisão do domínio do problema em subdomínios ou elementos, no qual o comportamento pode ser formulado em função da geometria e das propriedades, associadas somente em alguns pontos (nós), por onde interagem entre si.

A distribuição da variável que se deseja conhecer no interior de cada elemento é aproximada por uma função de interpolação, obtendo-se um sistema de equações de cada elemento, esse sistema de equações é escrito em forma de matriz, é conhecida como matriz de comportamento do elemento. Associando-se o sistema de equações do elemento ao sistema dos elementos adjacentes, tem-se o sistema global de equações para o problema, que é resolvido com a introdução das condições de contorno do problema, assim, obtém-se os valores da variável desejada em cada nó da malha.

4.1.2. Software Geo5

O software Geo5 possui vários módulos que tratam de Análise de Estabilidade, Projeto de Escavações, Muros e Gabiões, Fundações Rasas, Fundações Profundas, Assentamentos, Túneis e Poços, Estratigrafia e Ensaio de Campo.

Tem como diferencial permitir comparações entre métodos analíticos e o MEF. Métodos analíticos permitem projetar e verificar estruturas de maneira rápida e eficiente. O modelo de análise pode ser facilmente convertido para o programa MEF, onde a estrutura é verificada utilizando o método de elementos finitos. A comparação de duas soluções contribui para o aumento da segurança e da eficiência do projeto.

Outros diferenciais são: contém um banco de dados constituído por diversas normas e padrões mundiais e gera um relatório de saída claro, que pode ser ajustado de acordo com as necessidades do usuário.

O Geo5 contém vários programas que analisam a estabilidade de solos, rochas, barragens, aterros construídos recentemente e verificam a estabilidade global de muros de arrimo, são eles: Estabilidade de Taludes, Estabilidade de Rochas, Muro de Solo Reforçado, Talude Grampeado, MEF, MEF Fluxo de Água e Estaca anti-deslizante.

O módulo utilizado no presente trabalho foi Estabilidade de Taludes que também permite a análise de estabilidade através de diferentes métodos de equilíbrio limite, entre eles o Método de Morgenstern & Price.

Para entrada nesses softwares foi escolhida uma seção de barragem e utilizados parâmetros obtidos a partir de ensaios apresentados na literatura para o solo típico do Distrito Federal compactado.

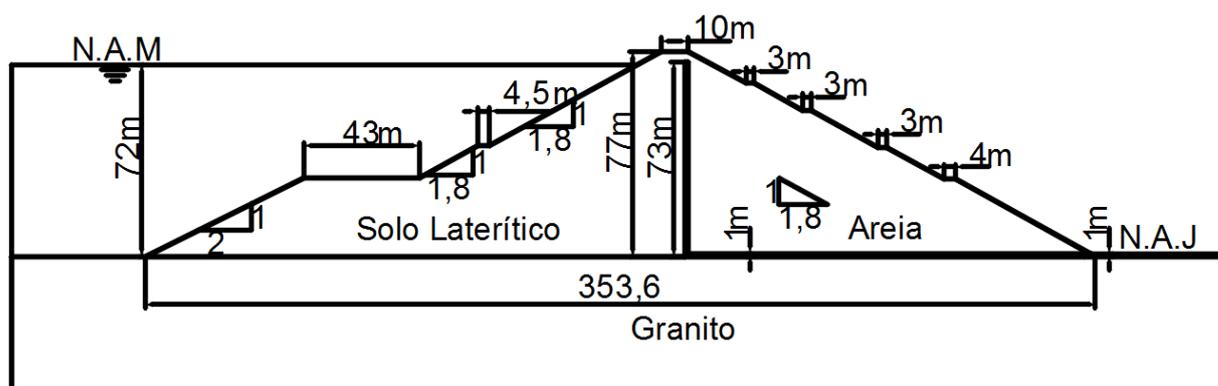
4.2 Definição da Seção Típica da Barragem

Foi escolhida a seção (Figura 21) da Barragem de Cachoeira da Porteira, barragem localizada na Região Amazônica, no rio Trombetas, a 350 km de Santarém.

Essa barragem foi escolhida devido à semelhança do solo da região com o solo do Distrito Federal, ambos lateríticos. Além disso, a fundação dessa barragem é de granito, o que facilita o processo de simulações numéricas analisando somente o corpo da barragem com o material compactado objeto da pesquisa.

A barragem é de terra, homogênea, com filtro vertical e com taludes variando a inclinação (horizontal: vertical) de 2:1 e 1,8:1, no talude de montante e 1,8:1 no talude de jusante. A barragem apresenta altura máxima de 77 metros construída com bermas para aumentar os fatores de segurança, e o material de fundação é um granito considerado de boa qualidade.

Figura 21- Seção Transversal Aproximada da Barragem Escolhida



4.3 Solo utilizado no corpo da barragem

O solo utilizado no trabalho foi coletado nas proximidades da instituição de ensino UniCEUB, Brasília- Distrito Federal, ensaiado por Silva (2016). As amostras foram retiradas de um poço de aproximadamente 1 m de profundidade e 1 m de diâmetro, eram amostras deformadas.

Em seguida foi realizado o ensaio de compactação para definir o teor de umidade ótima do solo compactado e foram realizados ensaios de caracterização física e ensaios de resistência (cisalhamento direto). Todos os ensaios foram realizados a partir das amostras deformadas coletadas e corpos de prova compactados, com a finalidade de classificar o solo e conhecer suas propriedades.

Também foram utilizados parâmetros geotécnicos apresentados por Léon (2017) e García (2013), com amostras retiradas da mesma região, deformadas e compactadas na umidade ótima. Desses ensaios foram retirados os parâmetros de resistência e permeabilidade do solo.

4.3.1 Ensaio de Caracterização do Solo

A classificação tátil visual da amostra apontava para um solo com características argilosas e siltosas com pouca umidade e cor marrom avermelhada sem presença de pedregulho. Silva 2016 realizou ensaios de análise granulométrica, por peneiramento e sedimentação com e sem o uso do defloculante, limites de consistência e umidade natural. A umidade natural do solo no momento da coleta foi de 25% aproximadamente.

Os ensaios de caracterização do solo foram realizados segundo as normas para determinação do peso específico natural do solo, massa específica dos grãos, granulometria e limites de consistência:

- NBR 6457/86 - Amostra do solo - Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização;
- NBR 6508/84 – Densidade real dos grãos;
- NBR 7181/84 - Solo - Análise granulométrica.
- NBR 6459/84 - Solo - Limite de liquidez;
- NBR 7180/84 - Solo - Limite de plasticidade;

Nos resultados dos ensaios de granulometria por sedimentação, houve diferença em relação a curva granulométrica sem defloculante que mostra o nível de agregação dos solos lateríticos de Brasília.

a) Ensaio de Granulometria sem defloculante

A Tabela 3 apresenta a umidade higroscópica do material seco ao ar, percebe-se foi de aproximadamente 0,28% (Silva, 2016). A densidade relativa dos grãos foi de 2,74, valor este considerado normal e comum.

Tabela 3- Umidade higroscópica e Massa específica dos grãos (sem defloculante)

Umidade higroscópica				Massa específica dos grãos # 2mm			
				Ensaio com picnômetro:			A
Capsula N°	13	17	31	Picnômetro N°	1	2	11
tara (g)	13,60	12,90	12,82	Temperatura (°C)	21,5	21,5	21,7
tara + SH (g)	85,82	89,63	76,23	Pic. + água (g)	669,83	694,46	703,70
tara + SS (g)	85,62	89,40	76,06	Pic. + água + solo(g)	701,52	726,23	735,42
Umidade (%)	0,28	0,30	0,27	G (g/cm3)	2,74	2,75	2,74
		w (%):	0,28			G_s:	2,74

Massa da amostra seca ao ar M_t (g) = **1000**

Massa total da amostra seca M_s (g) = **997,20**

Fonte: Silva (2016)

Os resultados do ensaio de granulometria por peneiramento são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4- Peneiramento Grosso e Fino da amostra

Peneiramento Grosso				
Peneira	Abertura(mm)	Solo retido(g)	Solo retido acumulado(g)	% de material que passa
2"	50,8	0,00	0,00	100,0000
1 1/2"	38,1	0,00	0,00	100,0000
1"	25,4	0,00	0,00	100,0000
3/4"	19,1	0,00	0,00	100,0000
3/8"	9,5	0,00	0,00	100,0000
4	4,76	0,85	0,85	99,9148
10	2,00	4,75	5,60	99,4384

Peneiramento Fino				
Peneira	Abertura(mm)	Solo retido(g)	Solo retido acumulado(g)	% de material que passa
16	1,19	0,54	0,54	98,7
30	0,59	2,67	3,21	94,9
40	0,42	4,68	7,89	88,2
60	0,25	16,15	24,04	65,2
100	0,149	23,01	47,05	32,4
200	0,074	12,16	59,21	15,1

Fonte: Silva (2016)

O peneiramento grosso é realizado no material retido na peneira #10 (2,00mm), já para o peneiramento fino, são usadas peneiras com menores espaçamentos, onde foi percebido, no ensaio realizado que o material passou nas peneiras grossas e foi aos poucos ficando retido nas peneiras finas.

Para identificação das partículas mais finas do solo foi realizado o ensaio de sedimentação apresentado na Tabela 5.

Tabela 5- Dados referentes à Sedimentação (sem defloculante)

SEDIMENTAÇÃO							
Massa do material úmido submetido à sedimentação M_h (g) =					70	Densímetro n°:	59884/08
tempo	tempo (s)	temp. (°C)	L (g/cm ³)	Ld (g/cm ³)	a (cm)	QS (%)	d (mm)
30 s	30	27,0	1,0010	0,9970	15,2	9,0	0,0676
1 min.	60	27,0	1,0000	0,9970	15,4	6,7	0,0480
2 min.	120	27,0	0,9990	0,9970	15,5	4,5	0,0341
4 min.	240	25,0	0,9997	0,9976	14,7	4,7	0,0240
8 min.	480	25,2	0,9997	0,9975	14,7	4,9	0,0170
15 min.	900	25,4	0,9990	0,9975	14,8	3,4	0,0124
30 min.	1800	25,2	0,9990	0,9975	14,8	3,3	0,0088
1 h	3600	25,3	0,9985	0,9975	14,9	2,2	0,0062
2 h	7200	26,0	0,9985	0,9973	14,9	2,7	0,0044
4 h	14400	26,0	0,9983	0,9973	15,0	2,3	0,0031
8 h	28800	27,7	0,9980	0,9968	15,0	2,7	0,0021
24 h	86400	24,7	0,9989	0,9977	14,9	2,7	0,0013

Fonte: Silva (2016)

O ensaio de sedimentação foi utilizado para determinar a granulometria de solos que possuem quantidades significativas de de materiais finos passando na peneira número 200, como as argilas e siltes. É um ensaio de caracterização, que juntamente com o ensaio de peneiramento compõem a Análise Granulométrica dos solos.

A Tabela 6 apresenta as porcentagens dos materiais que constituem as amostras. A maior parte da amostra é composta por areia, 4,5% de areia grossa, 46,0% de areia média e 40,9% de areia fina, o resto da amostra é composta de silte e argila, com respectivamente 5,4% e 2,7%.

Tabela 6- Porcentagens do material que constitui a amostra

d (mm)	% mat. passa	% mat.ret.	MATERIAL*	% do material
50,80	100,0	0,0	20,0<Pedregulho grosso<60,0	0,0
38,10	100,0	0,0		
25,40	100,0	0,0		
19,10	100,0	0,0	6,0<Pedregulho médio<20,0	0,1
9,52	100,0	0,0		
4,76	99,9	0,1	2,0<Pedregulho fino<6,0	0,5
2,00	99,4	0,6		
1,190	98,7	1,3	0,6<Areia grossa<2,0	4,5
0,590	94,9	5,1	0,2<Areia média<0,6	46,0
0,420	88,2	11,8		
0,250	65,2	34,8		
0,149	32,4	67,6	0,06< Areia fina <0,2	40,9
0,074	15,1	84,9		
0,0676	9,0	91,0		
0,0480	6,7	93,3		
0,0341	4,5	95,5	0,002 < Silte < 0,06	5,4
0,0240	4,7	95,3		
0,0170	4,9	95,1		
0,0124	3,4	96,6		
0,0088	3,3	96,7		
0,0062	2,2	97,8		
0,0044	2,7	97,3		
0,0031	2,3	97,7		
0,0021	2,7	97,3		
0,0013	2,7	97,3		
* ABNT - NBR 6502, Rochas e Solos - setembro 1995 (unidade em mm)				100,0

Fonte: Silva (2016)

b) Ensaio de Granulometria com defloculante

Os resultados do ensaio de granulometria com o uso do defloculante são apresentados na Tabela 7, Tabela 8 e Tabela 9.

Tabela 7-Umididade higroscópica e Massa Específica dos grãos (com defloculante)

Umidade higroscópica				Massa específica dos grãos # 2mm			
				Ensaio com picnômetro:		A	B
Capsula N°	13	17	31	Picnômetro N°	1	2	11
tara (g)	13,60	12,90	12,82	Temperatura (°C)	21,5	21,5	21,7
tara + SH (g)	85,82	89,63	76,23	Pic. + água (g)	669,83	694,46	703,70
tara + SS (g)	85,62	89,40	76,06	Pic. + água + solo(g)	701,52	726,23	735,42
Umidade (%)	0,28	0,30	0,27	G (g/cm3)	2,74	2,75	2,74
		w (%):	0,28			G_s:	2,74

Massa da amostra seca ao ar M_t (g) = **1000**

Massa total da amostra seca M_s (g) = **997,20**

Fonte: Silva (2016)

Tabela 8-Peneiramento Grosso e Fino da amostra (com defloculante)

Peneiramento Grosso				
Peneira	Abertura(mm)	Solo retido(g)	Solo retido acumulado(g)	% de material que passa
2"	50,8	0,00	0,00	100,0000
1 1/2"	38,1	0,00	0,00	100,0000
1"	25,4	0,00	0,00	100,0000
3/4"	19,1	0,00	0,00	100,0000
3/8"	9,5	0,00	0,00	100,0000
4	4,76	0,85	0,85	99,9148
10	2,00	4,75	5,60	99,4384

Peneiramento Fino				
Peneira	Abertura (mm)	Solo retido (g)	Solo retido acumulado (g)	% de material que passa
16	1,19	0,3	0,3	99
30	0,59	1,34	1,64	97,1
40	0,42	2,03	3,67	94,2
60	0,25	8,57	12,24	82
100	0,149	17,02	29,26	57,8
200	0,074	12,07	41,33	40,6

Fonte: Silva (2016)

Nos resultados obtidos observou-se que o material passante no peneiramento grosso continuou o mesmo, porém, com o defloculante muito mais partículas passaram no peneiramento fino, isso é explicado por o defloculante faz com que as partículas se desagreguem mostrando a verdadeira distribuição granulométrica do material estudado.

Para identificação das partículas mais finas do solo foi realizado o ensaio com defloculante apresentado na Tabela 9.

Tabela 9-Dados referentes a sedimentação (com defloculante)

SEDIMENTAÇÃO							
Massa do material úmido submetido à sedimentação M_h (g)					70	Densímetro n°:	59884/08
tempo	tempo (s)	temp. (°C)	L (g/cm ³)	Ld (g/cm ³)	a (cm)	QS (%)	d (mm)
30 s	30	26,0	1,0200	1,0048	12,2	34,2	0,0612
1 min.	60	26,0	1,0180	1,0048	12,5	29,7	0,0438
2 min.	120	26,0	1,0170	1,0048	12,7	27,4	0,0312
4 min.	240	26,0	1,0162	1,0048	12,1	25,6	0,0215
8 min.	480	26,1	1,0160	1,0047	12,1	25,2	0,0152
15 min.	900	26,0	1,0155	1,0048	12,2	24,1	0,0112
30 min.	1800	26,0	1,0150	1,0048	12,3	22,9	0,0079
1 h	3600	25,9	1,0147	1,0048	12,3	22,2	0,0056
2 h	7200	25,8	1,0130	1,0048	12,6	18,4	0,0040
4 h	14400	26,4	1,0130	1,0047	12,6	18,6	0,0028
8 h	28800	27,6	1,0128	1,0044	12,6	18,7	0,0020
24 h	86400	24,6	1,0120	1,0050	12,8	15,6	0,0012

Fonte: Silva (2016)

Desse modo observou-se que os diâmetros apresentados na Tabela 9 foram menores que os apresentados na Tabela 5, isso também é explicado pela ação do defloculante.

As porcentagens de argila e silte aumentaram significativamente o que é mais coerente com a análise tátil e visual do solo típico do Distrito Federal.

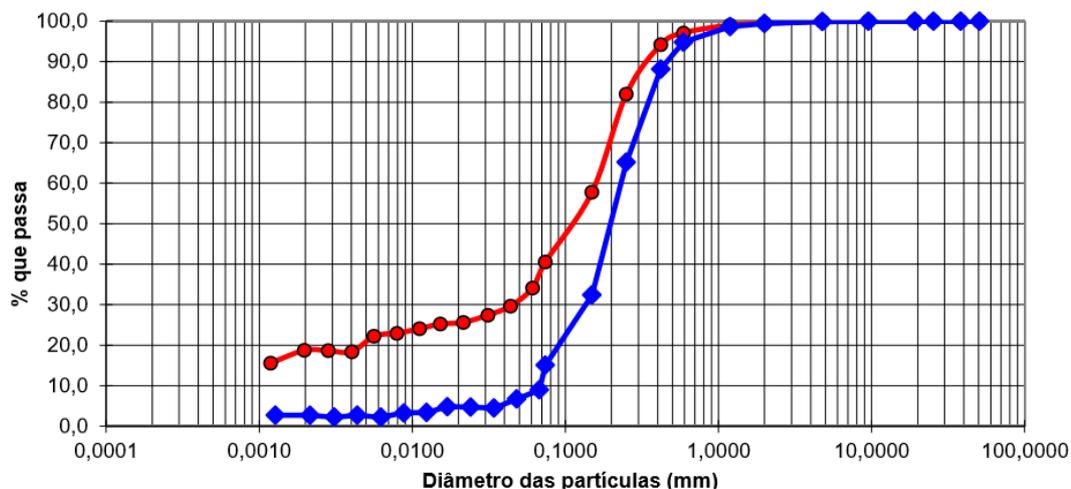
Tabela 10- Porcentagens do material que constitui a amostra (com defloculante)

d (mm)	% mat. passa	% mat.ret.	MATERIAL*	% do material
50,80	100,0	0,0	20,0<Pedregulho grosso<60,0	0,0
38,10	100,0	0,0		
25,40	100,0	0,0		
19,10	100,0	0,0	6,0<Pedregulho médio<20,0	0,1
9,52	100,0	0,0		
4,76	99,9	0,1	2,0<Pedregulho fino<6,0	0,5
2,00	99,4	0,6		
1,190	99,0	1,0	0,6<Areia grossa<2,0	2,3
0,590	97,1	2,9	0,2<Areia média<0,6	27,1
0,420	94,2	5,8		
0,250	82,0	18,0		
0,149	57,8	42,2	0,06< Areia fina <0,2	36,1
0,074	40,6	59,4		
0,0612	34,2	65,8		
0,0438	29,7	70,3	0,002 < Silte < 0,06	15,0
0,0312	27,4	72,6		
0,0215	25,6	74,4		
0,0152	25,2	74,8		
0,0112	24,1	75,9		
0,0079	22,9	77,1		
0,0056	22,2	77,8		
0,0040	18,4	81,6		
0,0028	18,6	81,4		
0,0020	18,7	81,3		
0,0012	15,6	84,4	Argila < 0,002	18,8
* ABNT - NBR 6502, Rochas e Solos - setembro 1995 (unidade em mm)				100,0

Fonte: Silva (2016)

O defloculante age nas partículas do solo desagregando os aglomerados de solo e mostrando a real porcentagem de finos que constitui o material. Na Tabela 10 de materiais que constitui a amostra com defloculante é possível observar que o solo em estudo é constituído por 27,1% de areia média, 36,1% de areia fina e 18,8% de argila, logo o solo é Areia-argilosa. Observou-se que resultado é diferente do obtido no ensaio sem defloculante. Para uma melhor visualização dos resultados se apresenta na Figura 22 a curva granulométrica com e sem defloculante.

Figura 22- Curva Granulométrica com e sem defloculante



Fonte: Silva (2016)

Na Figura 22 há diferença entre as curvas granulométricas, apontando um aumento considerável de materiais finos que passam na peneira.

d) Limite de Liquidez e Plasticidade

Os resultados dos limites de consistência se apresentam na Tabela 11 e na Figura 23. O limite de liquidez foi calculado como 46% e o limite de plasticidade de 34%.

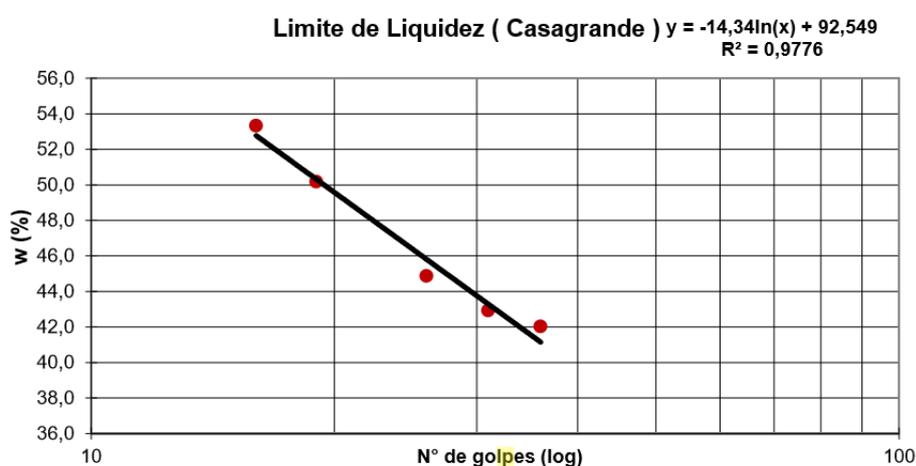
Tabela 11-Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade

LIMITE DE LIQUIDEZ					
N° da capsula	8	1	4	10	7
N° de golpes	36	31	26	19	16
tara (g)	17,73	19,40	18,71	19,08	24,22
tara + SH (g)	35,84	33,05	33,40	31,56	40,09
tara + SS (g)	30,48	28,95	28,85	27,39	34,57
Umidade (%)	42,04	42,93	44,87	50,18	53,33
				WL (%):	46,39
LIMITE DE PLASTICIDADE					
N° da capsula	84	112	109	57	66
tara (g)	5,86	5,34	5,84	5,60	5,69
tara + SH (g)	7,61	7,18	7,89	7,66	7,65
tara + SS (g)	7,15	6,71	7,38	7,13	7,15
Umidade (%)	35,7	34,3	33,1	34,6	34,2
				WP(%):	34,39

ÍNDICE DE PLASTICIDADE (%):	12,0
------------------------------------	-------------

Fonte: Silva (2016)

Figura 23- Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade



Fonte: Silva (2016)

O material apresenta um Índice de Plasticidade igual a 12, que é equivalente a uma plasticidade média.

4.3.2. Ensaio de Compactação

Foi realizado ensaio de compactação com energia de Proctor Normal, que no Brasil, foi normatizado pela ABNT NBR 7182/86. A partir de este ensaio foi obtido o peso específico natural do solo do corpo da barragem, parâmetro que será utilizado nos softwares para análise de estabilidade de talude. Com este ensaio foi definida a umidade ótima de compactação e peso específico seco máximo.

Na Tabela 12 foram apresentados os cilindros usados para realização do ensaio, na Tabela 13- Umidade de compactação Proctor Normal, foram gerados os pesos específicos em cada umidade de compactação, possibilitando a geração da Figura 24, que retrata a curva de compactação, a partir dela foi retirado o valor do peso específico e umidade ótima, possibilitando o cálculo do peso específico natural.

Tabela 12- Medidas dos cilindros utilizados no ensaio

Molde N	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Volume (cm ³)	Peso (g)
<i>HSN 03</i>	11,35	15,23	2067,63	4734,7
<i>HSN 09</i>	11,41	15,22	2075,83	4596,4
<i>7</i>	11,43	15,19	2071,28	4698,8
<i>18</i>	11,4	15,2	2068,56	4740,5
<i>3</i>	11,42	15,21	2074,92	4666,2

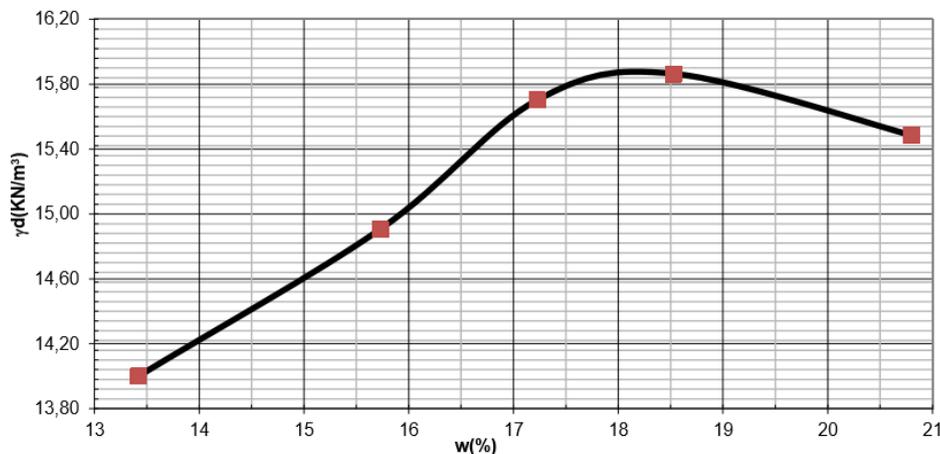
Fonte: Silva (2016)

Tabela 13- Umidade de compactação Proctor Normal

Amostra Compactada	cap. n°	Ph + T	Ps + T	T	Umidade	Umidade	$\gamma_d(kN/m^3)$
HNS03 8082,9	12	81,68	73,68	13,52	13,30	13,42	14,00
	D2	87,96	79,49	17,02	13,56		
	H105	88,27	79,72	15,98	13,41		
HSN09 8247,9	50	83,31	73,97	13,99	15,57	15,73	14,91
	17	76,18	67,46	12,79	15,95		
	1002	77,94	69,58	16,21	15,66		
7 8586,6	21	87,56	76,82	14,45	17,22	17,23	15,70
	24	78,76	69,15	13,17	17,17		
	1001	87,95	77,07	14,16	17,29		
18 8665,1	D4	86,64	75,62	15,92	18,46	18,53	15,86
	41	77,07	66,98	12,95	18,67		
	H102	97,48	84,78	15,96	18,45		
3 8623,9	43	102,96	87,45	13,50	20,97	20,80	15,49
	32	94,40	80,75	14,37	20,56		
	D1	103,29	88,20	15,85	20,86		

Fonte: Silva (2016)

Figura 24-Curva de compactação



Fonte: Silva (2016)

Para as análises do software foi necessário utilizar o peso específico natural do solo que foi encontrado a partir da fórmula:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{nat}}{1 + W}$$

Como resultado final foi obtido para Umidade ótima (18,2%) $\gamma_d = 15,85 \text{ kN/m}^3$. $\gamma_{nat} = 18,73 \text{ kN/m}^3$.

4.3.3. Ensaio de Cisalhamento direto

A realização do ensaio de cisalhamento foi necessária para encontrar as características do solo, no que se refere à resistência ao cisalhamento, ângulo de atrito e coesão das partículas do solo, a fim de utilizar estes dados na simulação da seção do talude nos *softwares*.

Os ensaios foram realizados por García (2013) e León (2017), com solo típico do Distrito Federal compactado com energia Proctor Normal e cisalhado na condição de saturação em ensaios triaxiais tipo Cu e tipo CD.

Segundo García (2013), o material compactado na umidade ótima apresenta os seguintes parâmetros da Tabela 14.

Tabela 14- Parâmetros efetivos para o solo em duas umidades de compactação

PARÂMETROS EFETIVOS		
	ϕ' ($^{\circ}$)	c' (kPa)
w ótima	27,0	48
w ótima +2%	26,0	30

Fonte: García (2013)

Segundo Léon (2017), que analisou vários ensaios triaxiais realizados em amostras compactadas saturadas, os parâmetros de resistência do solo superficial do Distrito Federal compactados na umidade ótima são os da Tabela 15.

Tabela 15- Parâmetros de Resistência do Solo

Parâmetros do solo melhorado	
Peso específico compactado, γ_n	18,6 kN/m ³
Módulo de elasticidade do solo, E_{sm}	60 MPa
Coesão drenada do solo melhorado, c_{sm}	80 kPa
Ângulo de atrito, ϕ_{sm}	38 $^{\circ}$
Coefficiente de Poisson, μ_{sm}	0,25
Índice de vazios, e	0,40

Fonte: Léon, 2017

Desta forma analisando todos os resultados dos ensaios em amostras compactadas na umidade ótima com energia Proctor Normal na condição de umidade natural e saturadas, para efeitos práticos adotou-se os parâmetros médios apresentados na Tabela 16.

Tabela 16-Parâmetros utilizados

Material	Peso específico (γ)	Coesão (c')	Ângulo de atrito (ϕ)
Aterro	18,6 kN/m ³	20 kPa	30 $^{\circ}$

4.3.4. Ensaio de permeabilidade à carga variável

Houve necessidade também do coeficiente de permeabilidade (k) para realização da análise da rede de fluxo SEEP/W, o parâmetro foi retirado de García (2013), quem fez ensaios de permeabilidade a carga variável.

O ensaio de permeabilidade a carga variável foi realizado seguindo as prescrições da seguiram as prescrições da NBR 14545 (ABNT, 2000). Foi realizado em um corpo de prova compactado com energia Proctor Normal e uma umidade ótima que foi retirado em um local próximo ao UniCEUB.

A permeabilidade encontrada para o solo ensaiado compactado em umidade ótima um $k = 1,05 \times 10^{-09} \text{m/s}$.

4.4 Materiais utilizados no filtro e na fundação da barragem

Para o filtro da barragem, foi utilizado um solo arenoso, e na fundação rocha, granito conforme a seção escolhida. As propriedades do solo arenoso e do granito foram obtidas na literatura. Essas propriedades são: peso específico (γ), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ). Estas serão necessárias para análise pelo software SLOPE/W e coeficiente de permeabilidade (k) este será necessário para o SEEP/W.

O peso específico do filtro (areia) foi retirado da Tabela 17.

Tabela 17- Peso específico de solos arenosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta	17	19	20
9 - 18	Medianamente compacta	18	20	21
19 - 40	Compacta			
> 40	Muito compacta			

Fonte: Godoy (1972)

Para Godoy (1983) a estimativa do ângulo de atrito (ϕ), vem da correlação empírica com o índice de resistência à penetração (N) do SPT:

$$\phi = 28^\circ + 4 * N$$

A partir dessa equação foi calculado o ângulo de atrito do filtro da barragem.

Para obtenção da coesão (c'), foi utilizada a Tabela 18, onde foi percebido que a coesão para uma areia pura seria zero.

Tabela 18-Parâmetros de Resistência e de deformabilidade em Função do SPT

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ °	E (t/m ²)	v
Fofa	1,6	0	25 - 30	100 - 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35	500 - 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40	1400 - 4000	
Compacta	2,0	0	40 - 45	4000 - 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	

Já para o granito da fundação, o peso específico natural foi assumido como 27kN/m³. Baseado na densidade relativa dos grãos apresentada na Tabela 19.

Tabela 19- Peso Específico Relativo de Minerais Comuns

Mineral	Peso Específico, Gs
Quartzo	2,65
Caulinita	2,6
Ilita	2,8
Montmorilonita	2,65-2,8
Haloisita	2,0-2,55
Feldspato potássico	2,57
Feldspato sódico e cálcico	2,62-2,76
Clorita	2,6-2,9
Biotita	2,8-3,2
Muscovita	2,76-3,1
Hornblenda	3,0-3,47
Limonita	3,6-4,0
Olivina	3,27-3,7

Fonte: Das (2011)

Os parâmetros de coesão e atrito foram retirados da Tabela 20.

Tabela 20- Resistência típica ao cisalhamento da rocha intacta

Origem	Tipo de Rocha	Resistência ao Cisalhamento	
		Coesão (Mpa)	Ângulo de Atrito
Sedimentar-menos rígida	Arenito(triássico), carvão, giz, xisto, calcário (triássico)	1-20	25-35
Sedimentar-rígida	Calcário, calcário dolomítico, grauvaque, arenito (carbonífero), calcário	10-30	35-45
Metamórficas- não foliada	Quartzito, mármore, gneis	20-40	30-40
Metamórficas- não foliada	Xisto, ardósia, filito	10-30	25-35
Igneas- acido	Granito	30-50	45-55
Igneas- básico	Basalto	30-50	30-40

Fonte: Look, 2014

Na Tabela 21 estão todos os parâmetros necessários para análise SLOPE/W.

Tabela 21- Peso específico, coesão e ângulo de atrito.

Materiais	Peso específico (γ)	Coesão (c')	Ângulo de atrito (ϕ)
Filtro	20kN/m ³	0 kPa	33°
Fundação	27kN/m ³	40 kPa	45°

Os parâmetros de permeabilidade (Tabela 22) são retirados de Cruz, 1996.

Tabela 22- Coeficientes de Permeabilidade

Materiais	Coeficiente de permeabilidade (k)
Filtro	1x10 ⁻⁴ m/s
Fundação	1x10 ⁻¹⁰ m/s

Colhidos todos esses parâmetros, foi possível a análise da estabilidade de talude da barragem.

4.5. Etapas de análises

Foram analisadas as etapas críticas de uma barragem, a etapa de final de construção, regime de operação e rebaixamento rápido.

4.5.1 Final de Construção

Foi a primeira etapa a ser analisada, sem considerar carga hidráulica, pois ainda não se definiu fluxo. Nessa análise foram apresentadas as superfícies de ruptura, a montante e jusante nos *softwares* SLOPE/W do pacote GeoStudio da *Geoslope International Ltda* e Geo5 da *Fine Civil Engineering Software*, com o intuito de comparar os fatores de segurança mínimos.

4.5.2 Regime Permanente de Operação

Nessa análise a rede de fluxo foi importada do *software* SEEP/W para análise da estabilidade de talude pelo SLOPE/W, ambos do pacote GeoStudio da *Geoslope International Ltda*. Também foi feita análise da estabilidade de talude no programa Estabilidade de Talude da Geo5 da *Fine Civil Engineering Software*, para comparação dos fatores de segurança mínimo obtidos.

4.5.3 Rebaixamento Rápido

A análise dessa etapa foi realizada somente no talude a montante da barragem. Também foram utilizados os programas SLOPE/W e Estabilidade de Talude, com a finalidade de comparar os fatores de segurança mínimos gerados.

A etapa de rebaixamento se considera a mais crítica para barragens homogêneas construídas com material fino, pois durante o rebaixamento o maciço compactado não consegue drenar a água nem dissipar as poropressões o que gera uma redução brusca do fator de segurança.

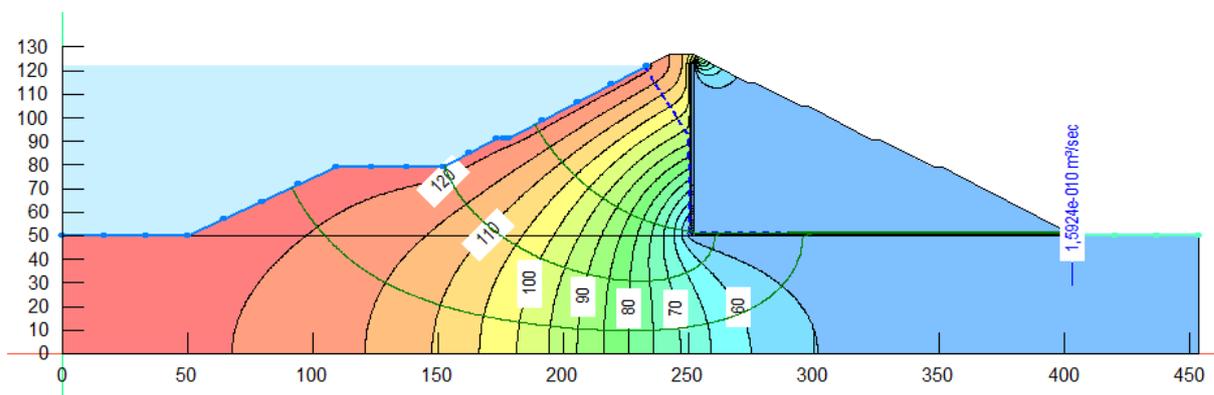
5.0 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo serão exibidos, todas as análises executadas nos *softwares*, com o fator de segurança mínimo de cada etapa estudada, pelas duas ferramentas numéricas para comparação dos resultados.

5.1 Rede de Fluxo da Barragem

A rede de fluxo foi obtida através do programa SEEP/W, as linhas de fluxo, linhas equipotenciais e vazão máxima na saída do filtro se apresentam na Figura 25.

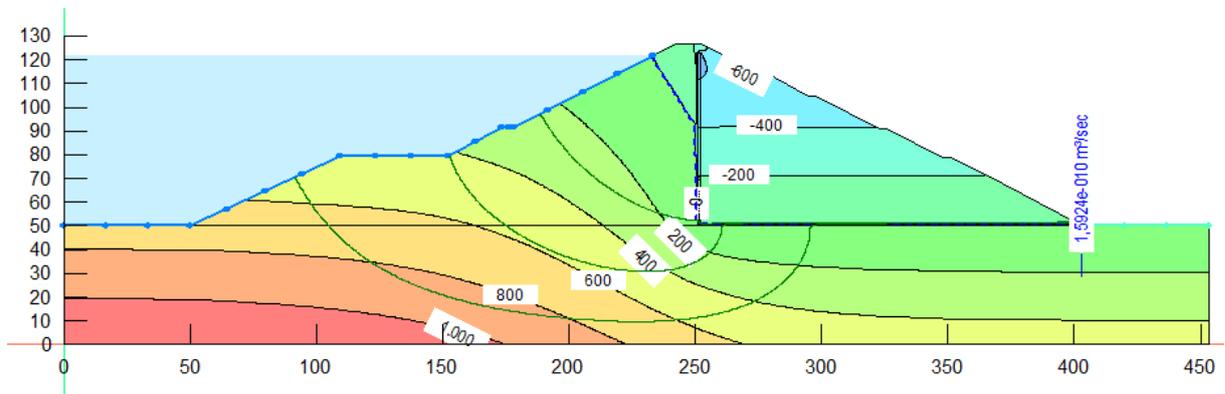
Figura 25- Rede de Fluxo e Vazão



Observou-se que a vazão máxima na saída do filtro vertical é de $1,5924 \times 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s}$ que é uma vazão mínima devido a natureza impermeável do material do barramento. As perdas de carga estão sendo representadas pelas linhas equipotenciais com uma queda de 5 em 5 metros.

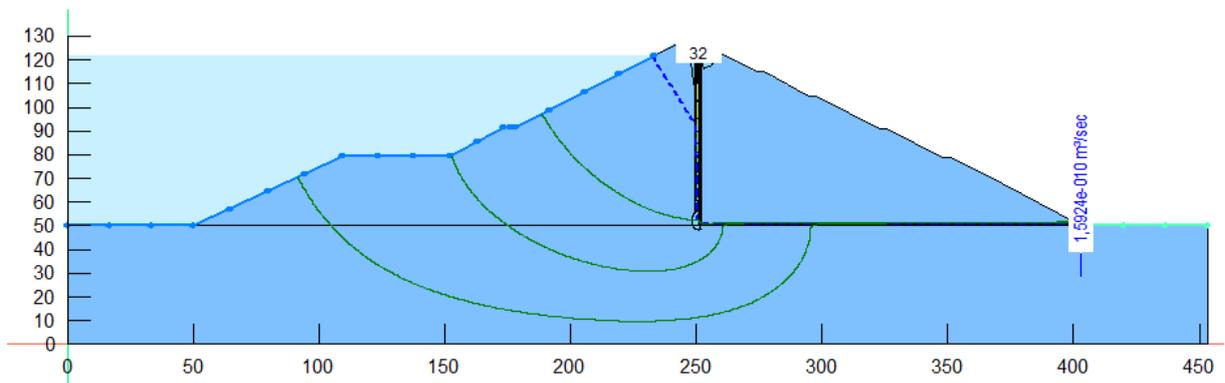
Na Figura 26 são representadas as diferentes porpressões na fase de operação com o nível do reservatório operando no nível normal.

Figura 26- Poropressões



Na Figura 27 é apresentado o gradiente máximo na fase de operação.

Figura 27- Gradiente Máximo



Pode-se observar que o gradiente máximo é de 32 atuando em um ponto pequeno na ponta do filtro, o gradiente é muito alto devido à diferença significativa de coeficientes de permeabilidade do material compactado e do filtro o que gera um aumento da velocidade de percolação.

Após a determinação das linhas freáticas e, conseqüentemente, da porção saturada das seções hipotéticas estudadas, procedeu-se às análises de estabilidade dos taludes.

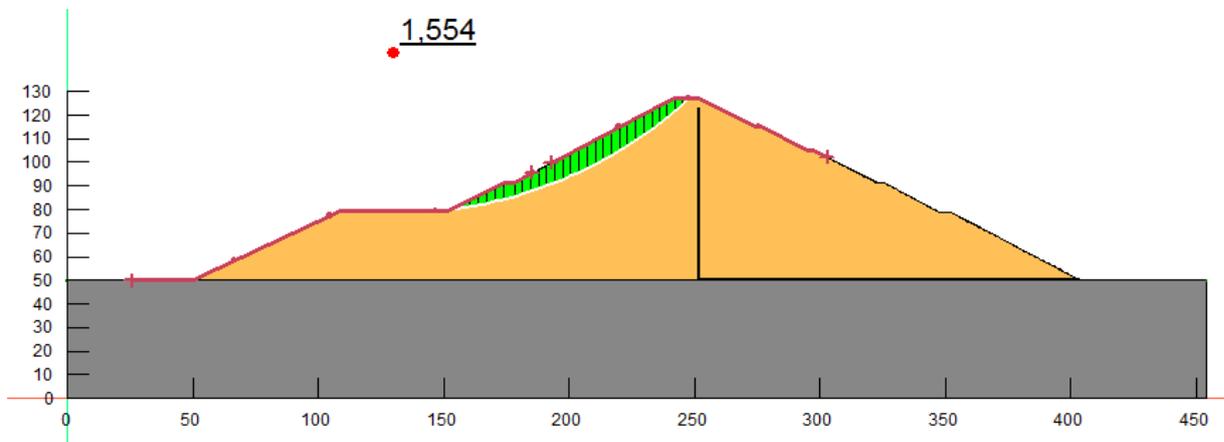
5.2 Análise de Estabilidade de Talude Software Geostudio (SLOPE/W)

5.2.1 Final de Construção

É a primeira etapa a ser analisada, nela não é considerada rede de fluxo. Na Figura 28 e Figura 29 observa-se que são apresentadas as superfícies de ruptura, a montante e jusante com os seus respectivos fatores de segurança mínimos.

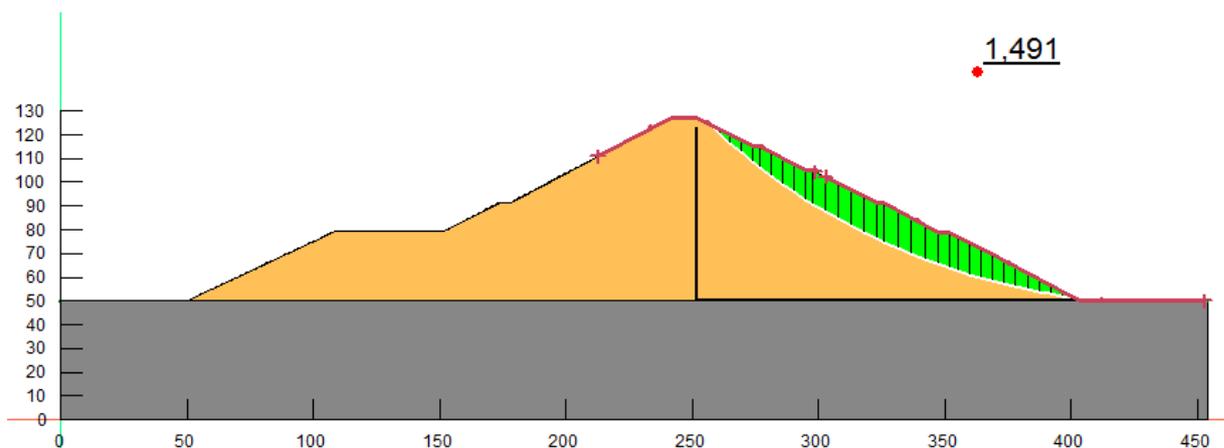
a) Final de Construção a Montante

Figura 28-Fator de Segurança no Final de Construção a Montante



b) Final de Construção a Jusante

Figura 29- Fator de Segurança no Final de Construção a Jusante



As Figuras 28 e 29 apresentam $FS_{mín}$ de Montante e Jusante respectivamente 1,554 e 1,491 maiores que os permitidos. Ou seja, esta etapa não é crítica para a estabilidade da barragem com essa configuração geométrica.

5.2.2 Regime Permanente de Operação

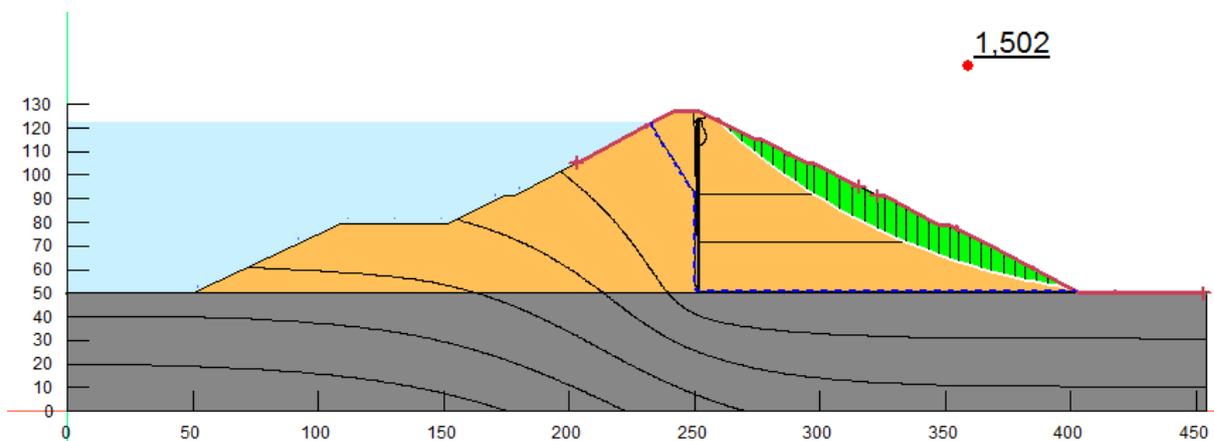
Nessa análise a rede de fluxo formada no SEEP/W será importada para o SLOPE/W, pois já há rede de fluxo nessa fase. Esta análise será executada apenas no talude de jusante, pois a água funciona como um fator estabilizador para o talude de montante. A análise tem o mesmo intuito de gerar o fator de segurança mínimo.

a) Regime de Operação a Jusante

O $FS_{mín}$ da etapa de operação é de 1,502, como mostra a Figura 30, sendo superior ao mínimo recomendado na literatura técnica.

Na etapa de operação, só é avaliado o talude de jusante, pois a montante a água atua como um elemento estabilizador, então os fatores de segurança vão ser sempre superiores aos de jusante.

Figura 30-Fator de Segurança Regime de Operação a Jusante



5.2.3 Rebaixamento Rápido

a) Rebaixamento Rápido a Montante

O rebaixamento rápido se considera uma etapa crítica para qualquer barragem, pois dependendo do material compactado, o nível de água desce tão rápido que o material não consegue drenar nem dissipar as poropressões.

Para este projeto foi assumido um rebaixamento rápido acontecendo em 15 dias, onde o nível da água passa da cota 122 para a cota 51 em 15 dias só.

Nas Figuras 31, 32, 33, 34, 35 e 36, serão apresentados os $FS_{mín}$ a montante da barragem, na fase do rebaixamento rápido em 1, 3, 7, 15, 30 e 60 dias.

Figura 31-Fator de Segurança Rebaixamento Rápido a Montante Primeiro Dia

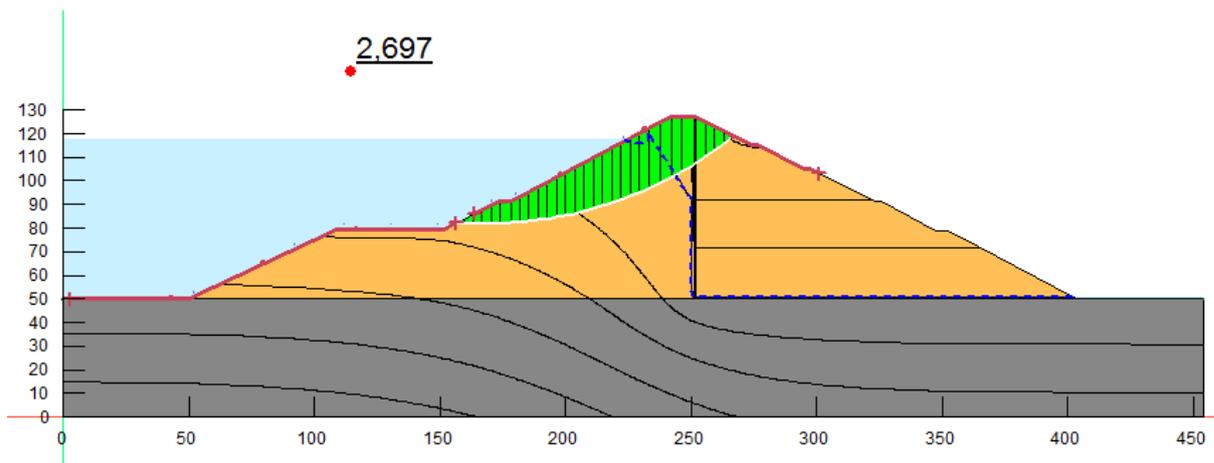


Figura 32 - Fator de Segurança Rebaixamento Rápido a Montante Terceiro Dia

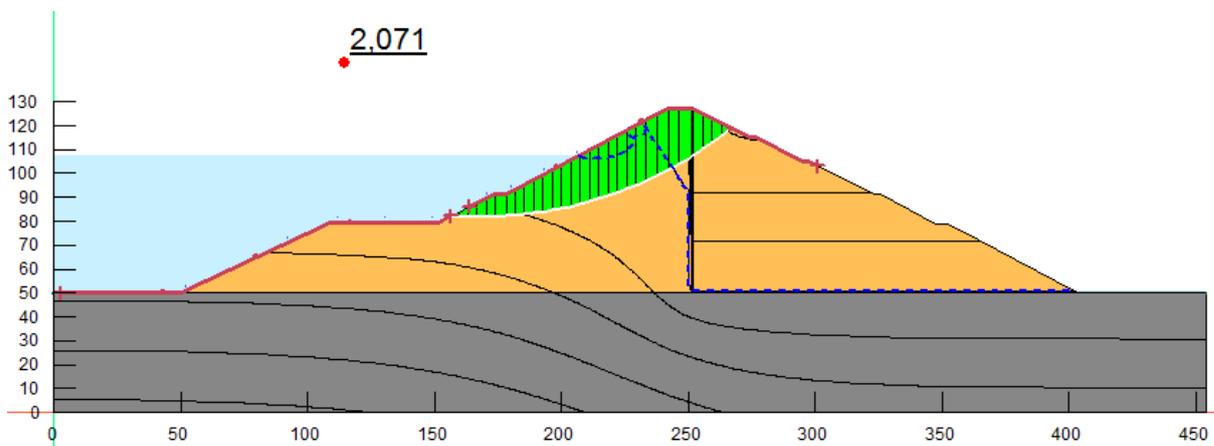


Figura 33- Fator de Segurança Rebaixamento Rápido a Montante Sétimo Dia

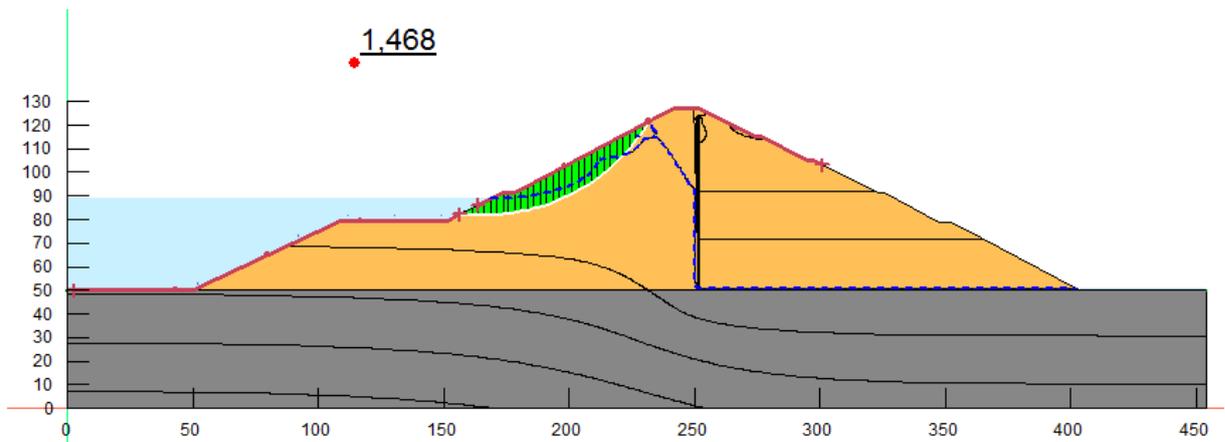


Figura 34- Fator de Segurança Rebaixamento Rápido a Montante Décimo Quinto Dia

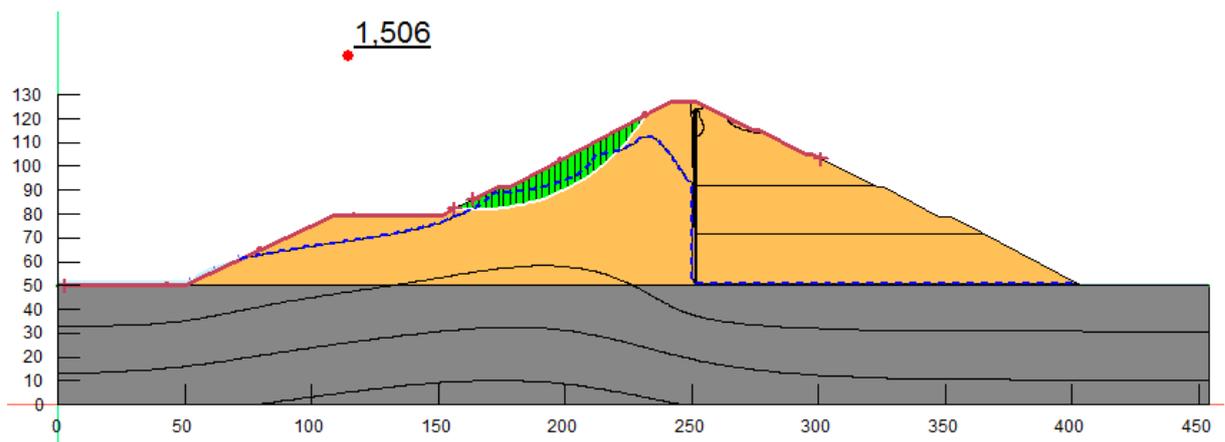


Figura 35- Fator de Segurança Rebaixamento Rápido a Montante Trigésimo Dia

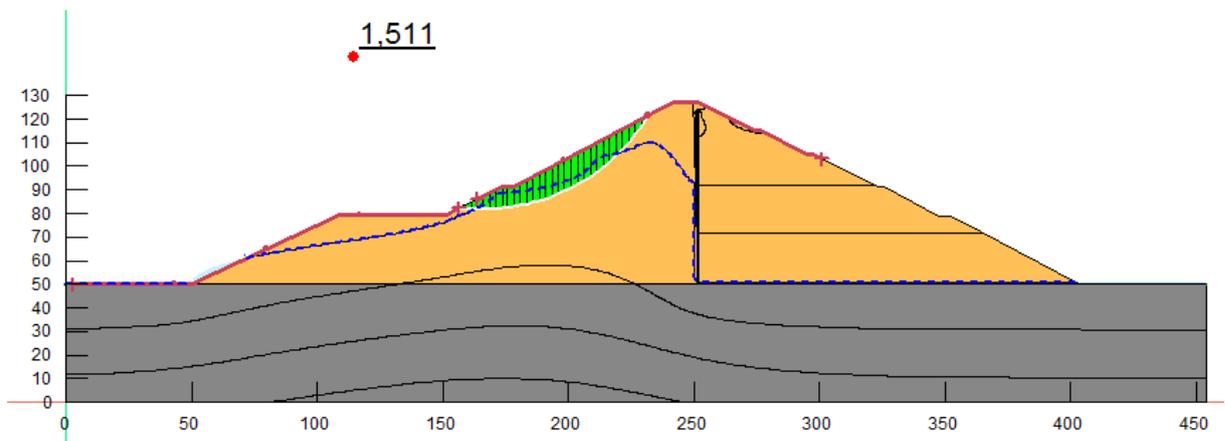
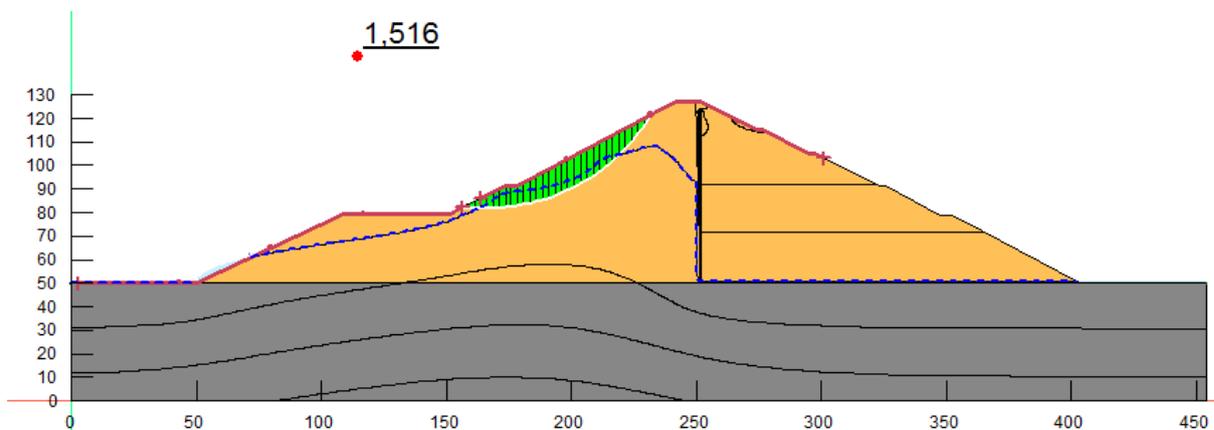


Figura 36- Fator de Segurança Rebaixamento Rápido a Montante Sexagésimo Dia



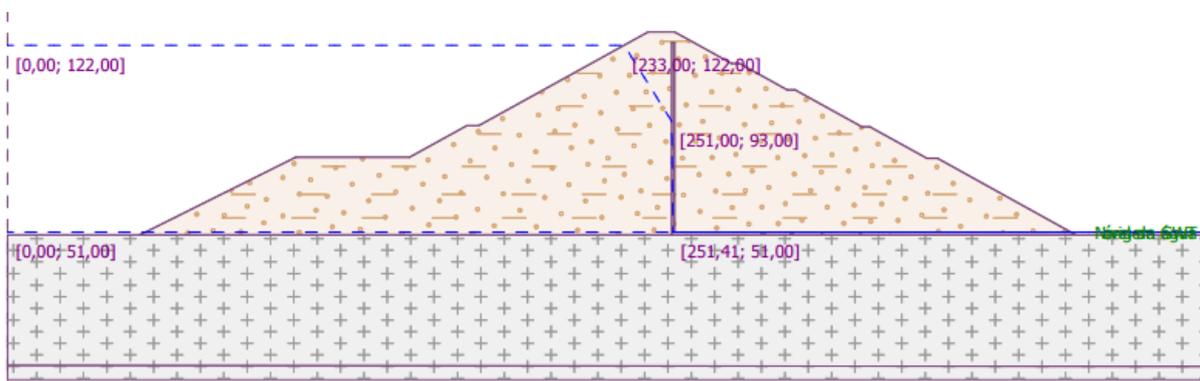
O menor fator obtido, 1,468 na Figura 33, é superior ao usual, conferindo à esta etapa estabilidade.

A linha freática fica suspensa por que o material é muito impermeável e não consegue drenar, nem dissipar as poropressões, por isso o material apresenta os menores fatores de segurança após 7, 15, 30 e 60 dias. A partir do dia 60 o fator de segurança tende a aumentar e voltar ao valor inicial.

5.3 Condições de contorno Geo5

Devido a rede de fluxo do programa não poder ser importada tanto para análise de operação como para análise de rebaixamento rápido, será realizado o traçado manual da linha freática a partir dos dados obtidos no *software* SEEP/W.

Figura 37- Traçado Manual da Linha Freática



A linha superior descontínua em azul mostra o nível do reservatório durante a fase de operação e a linha inferior mostra o nível do reservatório atingido após 15 dias de rebaixamento.

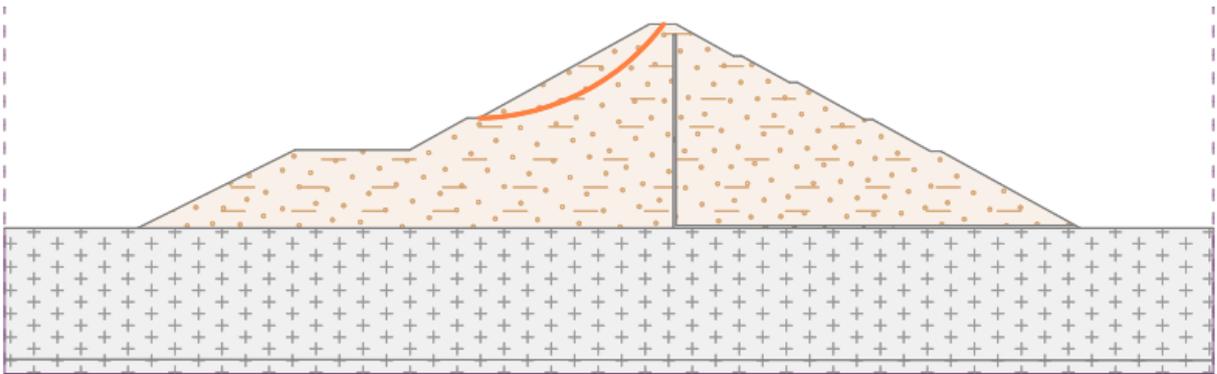
5.4 Análise de Estabilidade de Talude Software Geo5

5.4.1 Final de Construção

Na Figura 38 e 39, são apresentadas as superfícies de ruptura a montante e jusante com os seus respectivos fatores de segurança mínimos.

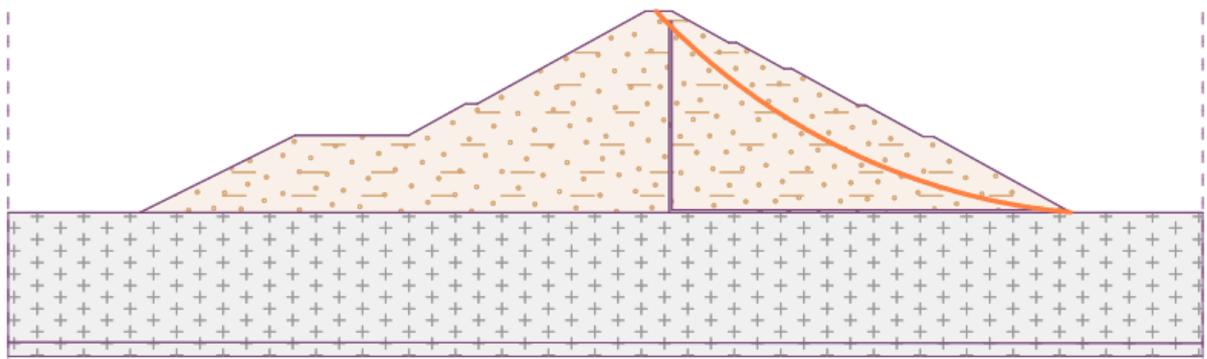
a) Final de Construção a Montante

Figura 38-Fator de Segurança no Final de Construção a Montante (Geo5)



b) Final de Construção a Jusante

Figura 39- Fator de Segurança no Final de Construção a Jusante (Geo5)



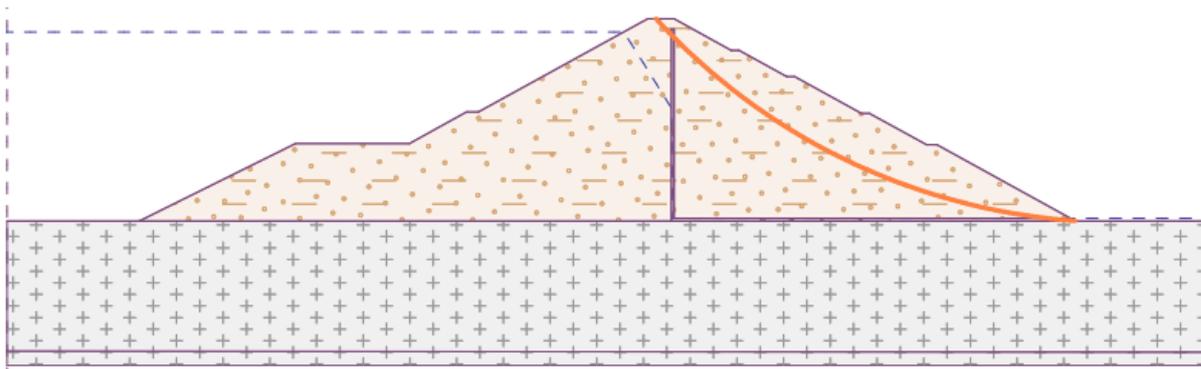
As Figuras 38 e 39 apresentam $FS_{mín}$ de Montante e Jusante de 1,54 e 1,45 respectivamente, sendo maiores que os usuais. Portanto, esta etapa não é crítica para a estabilidade da barragem. Os resultados completos das análises se apresentam nos anexos do documento. É possível observar que as superfícies de ruptura são semelhantes nos dois programas analisados.

5.4.2 Regime Permanente de Operação

Nessa análise já foi considerada a rede de fluxo traçada manualmente. A análise será executada apenas no talude de jusante, pois da mesma forma, a água funciona como um fator estabilizador no talude de montante.

a) Regime de operação a Jusante

Figura 40- Fator de Segurança no Regime de Operação a Jusante (Geo5)



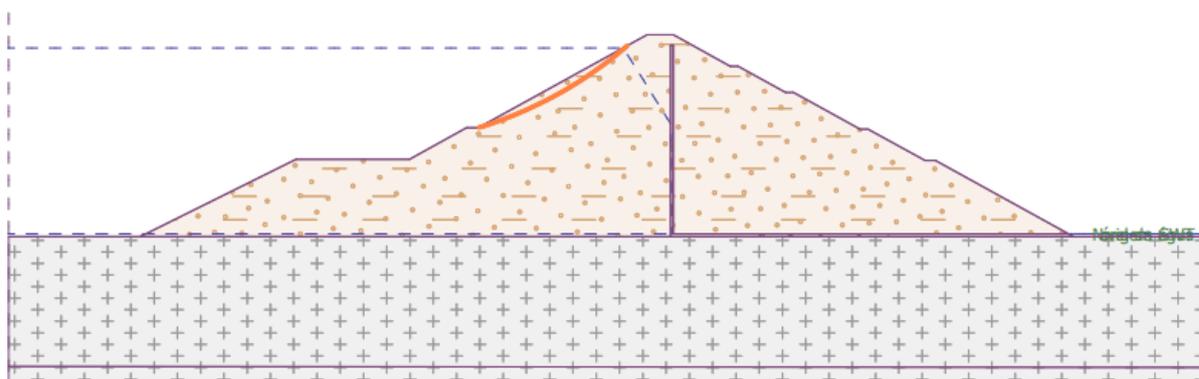
O $FS_{mín}$ gerado foi de 1,44, sendo menor que o usual, esta etapa apresenta riscos quanto a estabilidade do talude de jusante.

5.2.3 Rebaixamento Rápido

a) Rebaixamento Rápido a Montante

Na Figura 41, será apresentado o $FS_{mín}$ a montante da barragem, na fase do rebaixamento rápido, após 15 dias de rebaixamento.

Figura 41- Fator de Segurança no Rebaixamento Rápido a Montante (Geo5)



O resultado do $FS_{mín}$ da análise dessa etapa foi 1,59, sendo maior que o usual, garantido a estabilidade desse talude.

5.5 Comparação de Fatores de Segurança Mínimo entre os Programas

O $FS_{mín}$ gerado no talude de montante no final de construção da barragem no programa Geostudio foi de 1,554, 0,91% maior em relação ao Geo5, que foi de 1,54. Já no talude de jusante, o $FS_{mín}$ no Geostudio foi 1,491, 2,82% maior que o do Geo5, que foi de 1,45. Observou-se que os fatores são maiores que os usuais, ambos 1,3, apresentados na Tabela 2, de Assis (2003).

Na fase de operação, o talude de jusante apresentou $FS_{mín}$ no Geostudio de 1,502, sendo maior que o do Geo5, 1,44, em 4,30%. Nesse caso o fator de segurança obtido no Geo5 foi inferior ao desejado, 1,5, de acordo com a Tabela 2.

Na fase de rebaixamento rápido, a montante, foram comparados os fatores de segurança obtidos em torno do sétimo dia, que no Geostudio foi 1,468 e no Geo5, 1,59. Ambos fatores são maiores que o usual, que neste caso varia de 1,1 a 1,3.

A Tabela 23 apresenta os resultados dos fatores de segurança obtidos nos programas.

Tabela 23- Fatores de Segurança Obtidos

Etapas de Análise	Fatores de Segurança Mínimos		
	Geostudio	Geo5	Assis (2003)
Final de Construção a Montante	1,554	1,54	1,3
Final de Construção a Jusante	1,491	1,45	1,3
Regime de Operação a Jusante	1,502	1,44	1,5
Rebaixamento Rápido a Montante	1,468	1,59	1,1-1,3

De uma forma geral os resultados obtidos são semelhantes para os dois programas utilizados, o *software* GeoStudio se mostrou mais favorável para este tipo de projeto, pois todos os módulos do programa podem trabalhar juntos importando e exportando informação das diferentes análises.

6.0 CONCLUSÃO

Percebeu-se que os fatores de segurança mínimos foram maiores que os usuais recomendados na literatura técnica, com exceção apenas da fase de regime de operação permanente a jusante no programa Geo5, isso quer dizer que para este programa o talude não tem o nível de segurança desejado.

O programa Geostudio se mostrou menos conservador que o Geo5 na maioria das análises realizadas, por esse motivo apresentou fatores de segurança maiores.

O programa Geostudio gerou um fator de segurança 0,9% maior comparado ao Geo5 na fase de final de construção a jusante e 2,82% a montante. Na fase de regime de operação a jusante o fator de segurança gerado no Geo5 foi inferior em 4,16% em relação ao usual, e 4,3% em relação ao Geostudio.

Quanto a fase de rebaixamento rápido a montante, a comparação foi realizada entre os menores fatores de segurança gerados, que significou um percentual de 12,92% no Geostudio e 22,30% no Geo5.

Observou-se também um aumento do fator de segurança da fase final de construção a jusante em relação à regime de operação a jusante

Comparando os dois programas, pode se concluir que o *software* GeoStudio apresentou mais vantagens para este tipo de análises, devido a que existe uma interação entre todos os módulos podendo realizar análises acopladas de fluxo, estabilidade de taludes e tensão deformação.

7.0 SUGESTÃO PARA PESQUISAS FUTURAS

- Realizar análises de estabilidade probabilísticas e comparar com as análises determinísticas, para levar em consideração a variação das propriedades geotécnicas utilizadas.

- Determinar todas as propriedades geotécnicas dos materiais a partir de ensaios laboratoriais.

- Realizar as análises de tensão deformação da barragem, avaliando pontos de plastificação, tensões e deslocamentos horizontais e verticais.

- Gerar a linha freática e as condições de fluxo a partir do módulo MEF do programa Geo5.

8.0 BIBLIOGRAFIA

ABNT. (1984-a). NBR 6508. Grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da massa específica. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.

ABNT. (1984-c). NBR 6459. Solo - Determinação do limite de liquidez. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.

ABNT. (1984-d). NBR 7180. Solo - Determinação do limite de plasticidade. ABNT, Rio de Janeiro, RJ

ABNT. (1986-b). NBR 7182. Solo – Ensaio de compactação. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.

ABNT. (2000). NBR 14545. Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.

ABNT. (1986-a). NBR 6457. Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. ABNT, São Paulo, SP.

ALONSO, T.P. (2005). Condutividade hidráulica de solos compactados em ensaios com permeômetros de parede flexível. Dissertação de mestrado, Escola de engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

ASSIS. André P. Apostila de Barragens. Universidade de Brasília – Unb, Brasília, 2003

AÇUDE Cedro. B. da IFOCS. Fortaleza, I (I): 14 - 6, jan. 1934.

BITTENCOURT, Douglas M. A. Fluxo Bidimensionais em Solos. Pontifícia Universidade Católica do Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil 2012.

BRITO, Andrea Maria de Almeida Cristino de. (2006) Compactação de Aterros de Barragens. Dissertação de Mestrado, UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA, INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO- IST, Lisboa-Portugal

CAPUTO, Homero Pinto, Mecânica dos Solos e suas Aplicações. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

CIRILO, J. A.; COELHO, M. M. L. P.; MASCARENHAS, F. C. B.(Org). Hidráulica Aplicada. 2. ed.. Porto Alegre:ABRH, 2003. p. 474-511

COSTA, Walter Duarte. Geologia de Barragens. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

CRUZ, Paulo Teixeira da. 100 Barragens Brasileiras: Casos históricos, materiais de

construção, projeto. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

DAS, Braja M. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 7 ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

FABRÍCIO, João Vicente Falabela (2006) Análise Probabilísticas de Taludes e Contensões. Dissertação de Mestrado, PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO DE JANEIRO - PUC-RIO, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil

GARCÍA, Julián Asdrubal Buritica (2013) Análise de Comportamento de Barragens Construídas com Núcleos Argilosos Compactados no Ramo Super Úmido. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília-UNB, Brasília, Distrito Federal, Brasil

GERSCOVICH, Denise M. S. Estabilidade de taludes. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

Geo-slopeinternational. (2012). Seepage modeling with SEEP/W, an engineering methodology. Disponível em: <<http://downloads.geo-slope.com/geostudioresources/8/0/6/books/seep%20modeling.pdf?v=8.0.7.6129>>. Acesso em: 30 maio. 2017. 14:28

Geo-slopeinternational. (2012). Stability modeling with SLOPE/W, an engineering methodology. Disponível em: <<http://downloads.geo-slope.com/geostudioresources/8/0/6/books/slope%20modeling.pdf?v=8.0.7.6129>>. Acesso em: 30 maio. 2017. 15:10

Geo 5. Principais Características do Geo5. Disponível em: <<http://www.finesoftware.com.br/software-para-geotecnia/caracteristicas/>>. Acesso em: 30 maio. 2017. 16:38.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1979). Mecânica de solos, Limusa, México, México, 582 p

LAMBE, T.W. (1958) "The engineering behavior of compacted clay." J. Soil Mech. Found. Eng, ASCE, 84(8), 1-35.

LÉON, Raimundo Francisco Pérez (2017), Inclusões rígidas para recalques nos solos colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília-UNB, Faculdade de Tecnologia, Brasília, Distrito Federal, Brasil

LOOK, Burt G. 2014. Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, 2 ed. p. 119.

MACÊDO, Maria Vilalba Alves de. Características físicas e técnicas dos açudes

públicos do Estado do Ceará Ministério do Interior, Departamento Nacional de Obras Contra as Secas, Fortaleza- Ceará, 1977.

MASSAD, Façal. Obras de Terra: curso básico de Geotecnia. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MORGENSTERN, NR e Price, VE 1965. A análise da estabilidade das superfícies deslizantes gerais. Geotechnique, 15 (1): 79-93.

Permeabilidade de Solo Laterítico. Disponível em: <<http://www.uel.br/revistas/uel/index.php/semexatas/article/download/13577/17141>>.

Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 36, n. 2, p. 18, jul./dez. 2015
Acesso: 28/05/2017.

PINTO, Carlos de Sousa. Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RIO DE JANEIRO, Secretaria Municipal de Obras. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (GEORIO). Manual Técnico de Encostas: Análise e Investigação. 2 ed. Rio de Janeiro, 2000.

Rolo compactador Caterpillar CS-56 Disponível em: <<https://www.mercadomaquinas.com.br/site2/index.cfm?action=verDetalhe&anuncio=152503-rolo-compactador-caterpillar-cs-56-2008-rio-de-janeiro-rj&ca=07389C1E-D1A8-499E-B4B4-53094E2CFEF3>> Acesso: 27/05/2017- 17:33

SECCO, Deonir (2003) Estados de Compactação e suas Implicações no Comportamento mecânico e na produtividade de culturas em dois Latossolos sob Plantio Direto, Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Rio Grande do Sul, Brasil