



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Didoney Fernandes Vilhete

**RETROANÁLISE DA RUPTURA DO TALUDE DE MONTANTE DA
BARRAGEM DO AÇU NO FINAL DO PERÍODO CONSTRUTIVO**

**Natal
2017**

Didoney Fernandes Vilhete

**RETROANÁLISE DA RUPTURA DO TALUDE DE MONTANTE DA
BARRAGEM DO AÇU NO FINAL DO PERÍODO CONSTRUTIVO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Jr

Co-orientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

Natal

2017

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Vilhete, Didoney Fernandes.

Retroanálise da ruptura do talude de montante da Barragem do Açú no final do período construtivo / Didoney Fernandes Vilhete. - 2017.

92 f.: il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Natal, RN, 2017.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior.

Coorientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto.

1. Barragens - Investigação de ruptura - Dissertação. 2. Análise computacional - Dissertação. 3. Estabilidade de taludes - Dissertação. 4. Resistência ao cisalhamento - Dissertação. 5. Análise probabilística - Dissertação. 6. Simulação de Monte Carlo - Dissertação. I. Santos Junior, Olavo Francisco dos. II. Freitas Neto, Osvaldo de. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 627.8

DIDONEY FERNANDES VILHETE

**RETROANÁLISE DA RUPTURA DO TALUDE DE MONTANTE DA
BARRAGEM DO AÇU NO FINAL DO PERÍODO CONSTRUTIVO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação, em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior – Orientador

Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto – Co-orientador

Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra – Examinador Externo (UEPB)

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho – Examinador Externo (UFC)

Natal, 08 de agosto de 2017.

RETROANÁLISE DA RUPTURA DO TALUDE DE MONTANTE DA BARRAGEM DO AÇU NO FINAL DO PERÍODO CONSTRUTIVO

Didoney Fernandes Vilhete

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Jr

Co-orientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

RESUMO

Os riscos associados à ruptura de barragens são elevados. Problemas de instabilidade envolvendo estas estruturas trazem consequências catastróficas à sociedade. A barragem do Açú, é uma obra geotécnica de significativa notoriedade e importância no Nordeste, principalmente no estado do Rio Grande do Norte. É a maior barragem do estado e ganhou destaque na literatura nacional e internacional com o rompimento do talude de montante no final do período construtivo. Em casos de ruptura, a retroanálise é uma técnica confiável para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos de forma a contribuir para que se evite casos semelhantes. A partir da avaliação de dados de resistência disponíveis no meio acadêmico, este trabalho teve como objetivo retroanalisar a ruptura ocorrida para obter os parâmetros médios de resistência ao cisalhamento do material argiloso preto que constituía o núcleo da barragem do Açú antes do acidente ocorrido. Na primeira etapa do trabalho foram realizadas análises de estabilidade do talude de montante da barragem e na segunda etapa a retroanálise determinística e probabilística. Essas análises foram realizadas no *software* Slide 7.0 pertencente à plataforma RocScience. Os resultados mostraram que o talude romperia com os parâmetros de resistência da argila siltosa preta na condição saturada, com valores de probabilidade de ruptura variando de 60 a 97% entre os métodos de equilíbrio limite utilizados nas análises. Também foi possível definir os possíveis parâmetros médios de resistência ao

cisalhamento da argila siltosa preta e estabelecer as causas de ruptura da barragem. Os valores da coesão e do ângulo de atrito, no instante de ruptura, obtidos na retroanálise determinística para a argila siltosa preta foram $c_u=47,1$ kPa e $\phi_u=0^\circ$. Na retroanálise probabilística os valores da coesão e do ângulo de atrito obtidos foram $c_u=33,8$ kPa e $\phi_u=3,1^\circ$, com uma probabilidade de ruptura de 52,7%. Com isso, conclui-se que a ruptura do talude de montante da barragem do Açú ocorreu por causa de erros na fase de projeto e de construção da barragem acompanhado pela perda de resistência do solo devido aos excessos de poropressões gerados durante a construção.

Palavras-chave: Análise computacional, investigação de ruptura, estabilidade de taludes, resistência ao cisalhamento, análise probabilística, simulação de Monte Carlo.

BACK ANALYSIS OF AÇU DAM UPSTREAM SLOPE FAILURE AT THE END OF THE CONSTRUCTION PERIOD

Didoney Fernandes Vilhete

Adviser: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Jr

Co-adviser: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

ABSTRACT

Risks associated to dam failure are very high. Problems of instability involving these structures bring catastrophic consequences to the social community. The Açu dam is a geotechnical work with significant importance in the Northeast, mainly in Rio Grande do Norte state. It is the largest dam of the state and has gained prominence in national and international literature with the slice of the upstream slope at the end of its construction period. In cases of failure, back analysis is a reliable technique used to calculate the shear strength parameters of the soil in order to avoid similar cases to happen. Considering the evaluation of strength data available in the academic environment, this work had as purpose to analyze the failure occurred in order to obtain the average shear strength parameters of the black clayey material that constituted the Açu dam core before the accident. In the first stage of this work the slope stability of the dam was analyzed and in the second stage the deterministic and probabilistic back analysis was performed. These analyzes were performed in Slide 7.0 from Rocscience platform. The results showed that the slope would fail with strength parameters of the black silty clay in the saturated condition, with values of probability of failure ranging from 60 to 97% between the equilibrium limit methods used in the analyzes. It was also possible to define the possible average shear strength values of black silty clay and to establish the causes of the dam failure. The cohesion and the friction angle values obtained at the instant of failure in the deterministic back analysis

for black silty clay were $c_u=47.1$ kPa and $\phi_u=0^\circ$. For the probabilistic back analysis the cohesion and the friction angle values obtained were $c_u=33,8$ kPa and $\phi_u=3,1^\circ$, with a probability of failure of 52,7%. Therefore, it is concluded that the Açu dam upstream slope failure occurred because of errors in the design and construction phase of the dam accompanied by the loss of soil strength due to the excess of poropressures generated during the construction.

Key words: Computational analysis, failures investigation, slope stability, shear strength, probabilistic analysis, Monte Carlo simulation.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, Pedro e Maria, por todo apoio e confiança depositada em mim, aos meus irmãos e a toda minha família.

AGRADECIMENTOS

Expresso primeiramente os meus sinceros agradecimentos a Deus, por ter me guiado e me concedido saúde durante todo o período do mestrado e por ter colocado pessoas certas no meu caminho.

Aos meus pais Pedro e Maria, que batalharam diariamente para financiar os meus estudos fora do país e sempre me encorajaram para que eu tivesse forças para continuar. A minha companheira Thuany pelo amor, compreensão e paciência, e por estar sempre ao meu lado. Vocês têm todo o meu amor e gratidão.

Ao meu orientador, Professor Olavo, pela disponibilidade e interesse em ajudar. Obrigado professor por todas as orientações, pela dedicação, humildade e paciência em compartilhar o conhecimento.

Ao meu co-orientador, Professor Osvaldo, que durante o mestrado sempre me ajudou e me incentivou, principalmente com o software utilizado na pesquisa. Obrigado pelos incentivos e pelos conhecimentos compartilhados.

Ao professor André Assis por ter disponibilizado o material que contribuiu bastante para o entendimento de métodos estatísticos. Muito obrigado professor pela rapidez com que respondeu o meu e-mail.

Aos meus colegas de curso, muito obrigado pelo companheirismo, desejo sucessos a todos vocês. Não esquecendo também dos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRN, especialmente o Anderson, pelas ajudas prestadas.

Agradeço a todos os professores e funcionários do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRN que de forma direta ou indireta contribuíram com a execução deste trabalho.

E a todos aqueles que de uma maneira ou de outra, contribuíram para a realização deste trabalho, de modo especial à toda minha família.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

| | |
|--|----|
| CAPÍTULO 1 | 1 |
| INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 – Considerações iniciais | 1 |
| 1.2 – Objetivos da pesquisa | 3 |
| 1.2.1 – Objetivo geral | 3 |
| 1.2.2 – Objetivos específicos:..... | 3 |
| 1.3 – Estrutura da dissertação | 4 |
| CAPÍTULO 2 | 5 |
| FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA | 5 |
| 2.1 – Estabilidade de talude em barragens | 5 |
| 2.1.1 – Métodos de equilíbrio limite..... | 8 |
| 2.1.1.1 – Método de Fellenius | 9 |
| 2.1.1.2 – Método de Bishop Simplificado | 10 |
| 2.1.1.3 – Método de Janbu Simplificado | 11 |
| 2.1.1.4 – Método de Janbu Generalizado | 12 |
| 2.1.1.5 – Método de Spencer | 13 |
| 2.1.1.6 – Método de Morgenstern-Price | 14 |
| 2.1.1.7 – Método de Sarma..... | 15 |
| 2.1.1.8 – Considerações finais sobre os métodos de equilíbrio limite | 15 |
| 2.2 – Tipos de abordagens nas análises de estabilidade | 17 |
| 2.2.1 – Abordagem determinística..... | 17 |
| 2.2.2 – Abordagem probabilística..... | 18 |
| 2.2.2.1 – Tendência central..... | 19 |
| 2.2.2.2 – Dispersão | 19 |
| 2.3 – Métodos probabilísticos aplicados na geotecnia | 20 |
| 2.3.1 – Método de Monte Carlo..... | 20 |
| 2.4 – Seleção entre análises drenadas e não drenadas | 22 |

| | |
|--|----|
| 2.5 – Retroanálise | 24 |
| 2.5.1 – Fatores que influenciam na interpretação da retroanálise | 25 |
| 2.5.2 – Métodos aplicados na retroanálise..... | 26 |
| 2.5.2.1 – Métodos determinísticos..... | 27 |
| 2.5.2.2 – Métodos probabilísticos..... | 30 |
| 2.5.3 – Casos de retroanálise em taludes | 32 |
| 2.5.3.1 – Retroanálise da ruptura do talude na Rodovia Engenheiro Thales de L. Peixoto em São Paulo (2001) | 32 |
| 2.5.3.2 – Retroanálise da ruptura do talude de Kargar no Irão (2009) | 33 |
| 2.5.3.3 – Retroanálise da ruptura do talude de mineração a céu aberto na China (2013) | 35 |
| CAPÍTULO 3 | 37 |
| BARRAGEM DO AÇU | 37 |
| 3.1 – Considerações iniciais | 37 |
| 3.2 – Descrição geral da barragem | 37 |
| 3.3 – Aspectos geológicos e geotécnicos..... | 40 |
| 3.4 – Aspectos construtivos e descrição do acidente..... | 41 |
| CAPÍTULO 4 | 51 |
| RESULTADOS E ANÁLISES | 51 |
| 4.1 – Considerações preliminares | 51 |
| 4.2 – Propriedades geotécnicas dos solos..... | 51 |
| 4.3 – Análises de estabilidade do talude de montante da barragem do Açu | 54 |
| 4.3.1 – Resultados obtidos no Caso 1 | 55 |
| 4.3.2 – Resultados obtidos no Caso 2..... | 56 |
| 4.3.3 – Resultados obtidos nos Casos 3 e 4..... | 58 |
| 4.3.4 – Análise probabilística do talude de montante da seção máxima da barragem central | 60 |
| 4.3.4.1 – Resultados obtidos nos Casos 5 e 6..... | 60 |
| 4.3.4.2 – Resultados obtidos nos Casos 7 e 8..... | 63 |
| 4.3.5 – Análise dos resultados | 66 |
| 4.4 – Retroanálise do talude de montante da barragem do Açu | 68 |
| 4.4.1 – Retroanálise determinística da barragem..... | 69 |

| | |
|--|----|
| 4.4.2 - Retroanálise probabilística pelo método de Monte Carlo | 71 |
| 4.4.3 – Análise dos resultados | 72 |
| CAPÍTULO 5 | 74 |
| CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES | 74 |
| 5.1 – Conclusões..... | 74 |
| 5.2 – Recomendações para pesquisas futuras..... | 75 |
| REFERÊNCIAS | 76 |
| APÊNDICE..... | 80 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| FIGURA 2.1 – VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA COM O TEMPO. | 6 |
| FIGURA 2.2 – FORÇAS ATUANTES EM UMA FATIA GENÉRICA. | 9 |
| FIGURA 2.3 – ESQUEMA DE FATIA GENÉRICA UTILIZADA PELO MÉTODO DE FELLENIUS. | 10 |
| FIGURA 2.4 – ESQUEMA DE FATIA GENÉRICA UTILIZADA PELO MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO. | 11 |
| FIGURA 2.5 – ESQUEMA DE FATIA GENÉRICA UTILIZADA PELO MÉTODO DE JANBU GENERALIZADO. | 12 |
| FIGURA 2.6 – ESQUEMA DE FATIA GENÉRICA E ESFORÇOS UTILIZADOS PELO MÉTODO DE SPENCER. | 13 |
| FIGURA 2.7 – ESQUEMA DE FATIA GENÉRICA E ESFORÇOS UTILIZADOS PELO MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE. | 14 |
| FIGURA 2.8 – ESQUEMA GERAL DA SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO. | 21 |
| FIGURA 2.9 – COMBINAÇÕES DE c' E ϕ' QUE RESULTAM EM F.S. UNITÁRIO. (WESLEY & LEELARATNAM, 2001) | 27 |
| FIGURA 2.10 – FATOR DE SEGURANÇA $\times TG\phi'$ A PARTIR DAS DUAS HIPÓTESES INICIAIS. (WESLEY E LEELARATNAM, 2001) | 28 |
| FIGURA 2.11 – SEÇÃO TRANSVERSAL MODELADA. (CALLE & VILAR, 2001) | 32 |
| FIGURA 2.12 – SEÇÃO TRANSVERSAL RETROANALISADA. (ADAPTADO DE SHARIFZADEH ET AL., 2010) | 34 |
| FIGURA 2.13 – SEÇÃO TRANSVERSAL MODELADA. (ADAPTADO DE ZHANG ET AL., 2013) | 36 |
| FIGURA 3.1 – BACIA DO RIO PIRANHAS-AÇU E LOCALIZAÇÃO DA BARRAGEM. (ADAPTADO DE ROCHA (2003)) | 38 |
| FIGURA 3.2 – SEÇÃO TIPO DA BARRAGEM CENTRAL. (ROCHA, 2003). | 42 |
| FIGURA 3.3 – CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM CENTRAL E INÍCIO DA ESCAVAÇÃO DO CUT OFF. (ROCHA, 2003) | 43 |
| FIGURA 3.4 – SEÇÃO TIPO PROPOSTA PELA CONSULTORA. (ROCHA, 2003) | 45 |
| FIGURA 3.5 – SEÇÃO TIPO MODIFICADA (CONCEPÇÃO FINAL). (ROCHA, 2003) | 46 |
| FIGURA 3.6 – VISTA AÉREA DO TALUDE ROMPIDO. (ROCHA, 2003) | 47 |
| FIGURA 3.7 – SUPERFÍCIE DE RUPTURA ENCONTRADA APÓS O ACIDENTE. (ADAPTADO DE ROCHA, 2003) | 48 |

| | |
|--|----|
| FIGURA 3.8 – SEÇÃO TIPO DA BARRAGEM CENTRAL CONSTRUÍDA APÓS A RUPTURA. (ROCHA, 2003)..... | 50 |
| FIGURA 4.1 – ENVOLTÓRIA MÉDIA DE RESISTÊNCIA DA ARGILA SILTOSA PRETA OBTIDA EM ENSAIOS APÓS A RUPTURA. (DE MELLO, 1982)..... | 52 |
| FIGURA 4.2 – ENVOLTÓRIA MÉDIA DE RESISTÊNCIA DO SOLO NA CONDIÇÃO SATURADA. (MORAIS, 2017)..... | 54 |
| FIGURA 4.3 – SUPERFÍCIE DE RUPTURA CRÍTICA OBTIDA PELO MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO, CASO 1..... | 56 |
| FIGURA 4.4 – SUPERFÍCIE DE RUPTURA CRÍTICA OBTIDA PELO MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO, CASO 2..... | 57 |
| FIGURA 4.5 – SUPERFÍCIE DE RUPTURA ENCONTRADA NOS ESTUDOS REALIZADOS APÓS O ACIDENTE, CASOS 3 E 4. | 58 |
| FIGURA 4.6 – SUPERFÍCIE DE RUPTURA CRÍTICA DA SEÇÃO PELA ABORDAGEM DETERMINÍSTICA, CASO 5. | 61 |
| FIGURA 4.7 – SUPERFÍCIE DE RUPTURA CRÍTICA DA SEÇÃO PELA ABORDAGEM DETERMINÍSTICA, CASO 6. | 61 |
| FIGURA 4.8 – SUPERFÍCIE DE RUPTURA CRÍTICA PROBABILÍSTICA, CASO 7..... | 65 |
| FIGURA 4.9 – SUPERFÍCIE DE RUPTURA CRÍTICA PROBABILÍSTICA, CASO 8..... | 65 |
| FIGURA 4.10 – SEÇÃO RETROANALISADA DA BARRAGEM DO AÇU. | 68 |
| FIGURA 4.11 – COESÃO VERSUS ÂNGULO DE ATRITO..... | 70 |
| FIGURA 4.12 – FATOR DE SEGURANÇA VERSUS ÂNGULO DE ATRITO. | 70 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| TABELA 2.1 – RESUMO DO SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DE VARNES (1978) ATUALIZADO. (HUNGR ET AL., 2013) | 7 |
| TABELA 2.2 – CONDIÇÕES DE EQUILÍBRIO ESTÁTICO, FORMA DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA E PREMISSAS ADOTADAS EM CADA MÉTODO. | 16 |
| TABELA 2.3 – DIFERENÇAS ENTRE A ABORDAGEM DETERMINÍSTICA E PROBABILÍSTICA..... | 18 |
| TABELA 2.4 – PARÂMETROS DE CONFIABILIDADE PARA A DISTRIBUIÇÃO NORMAL. (ASSIS ET AL., 2012)..... | 31 |
| TABELA 2.5 – COEFICIENTE DE VARIAÇÃO PADRÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS. (ASSIS ET AL., 2012)..... | 31 |
| TABELA 2.6 – PROPRIEDADES DOS MATERIAIS. (SHARIFZADEH ET AL., 2010) | 34 |
| TABELA 3.1 – DADOS GEOMÉTRICOS DA BARRAGEM DO AÇU E DE SUAS ESTRUTURAS AUXILIARES. (ROCHA, 2003) | 39 |
| TABELA 3.2 – PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS. (ROCHA, 2003) | 41 |
| TABELA 4.1 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS ADOTADOS NO PROJETO DA BARRAGEM DO AÇU. (DE MELLO, 1982)..... | 52 |
| TABELA 4.2 – PARÂMETROS GEOTÉCNICOS TOTAIS DA ARGILA SILTOSA PRETA. | 54 |
| TABELA 4.3 – F.S. CRÍTICOS OBTIDOS PARA O TALUDE DE MONTANTE DA BARRAGEM DO AÇU, CASO 1. | 56 |
| TABELA 4.4 – F.S. CRÍTICOS OBTIDOS PARA O TALUDE DE MONTANTE DA BARRAGEM DO AÇU, CASO 2. | 57 |
| TABELA 4.5 – F.S. OBTIDOS PARA A SUPERFÍCIE DE RUPTURA ENCONTRADA, CASO 3. | 59 |
| TABELA 4.6 – F.S. OBTIDOS PARA A SUPERFÍCIE DE RUPTURA ENCONTRADA, CASO 4. | 59 |
| TABELA 4.7 – MÉDIA DOS FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS DO CASO 1 AO CASO 4..... | 59 |
| TABELA 4.8 – PARÂMETROS GEOTÉCNICOS CONSIDERADOS NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE. . | 60 |
| TABELA 4.9 – FATORES DE SEGURANÇA CRÍTICOS OBTIDOS PARA A SEÇÃO, CASO 5. | 62 |
| TABELA 4.10 – FATORES DE SEGURANÇA CRÍTICOS OBTIDOS PARA A SEÇÃO, CASO 6. | 62 |
| TABELA 4.11 – DADOS ESTATÍSTICOS UTILIZADOS NA ANÁLISE PROBABILÍSTICA, CASO 7. | 64 |
| TABELA 4.12 – DADOS ESTATÍSTICOS UTILIZADOS NA ANÁLISE PROBABILÍSTICA, CASO 8. | 64 |
| TABELA 4.13 – RESULTADOS PROBABILÍSTICOS, CASO 7..... | 66 |
| TABELA 4.14 – RESULTADOS PROBABILÍSTICOS, CASO 8..... | 66 |
| TABELA 4.15 – DADOS DE ENTRADA UTILIZADOS NA RETROANÁLISE..... | 71 |

TABELA 4.16 – RESULTADOS DA RETROANÁLISE PROBABILÍSTICA DA BARRAGEM DO AÇU. 72

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

c' – Coesão efetiva

CD – Ensaio triaxial consolidado drenado

CU – Ensaio triaxial consolidado não drenado

dE – Variação da força normal na interface entre fatias

DNOCS – Departamento Nacional de Obras Contra as Secas

ds – Resistência na base

dU – variação da poropressão no contorno entre fatias

dW – Variação do peso da fatia

dX – Variação da força tangencial ou cisalhante na interface entre fatias

E – Força de interação normal aplicada na interface entre fatias

$f(x)$ – Função arbitrária

F.S. – Fator de Segurança

N – Tensão normal mobilizada na base das fatias

N' - Tensão efetiva normal mobilizada na base das fatias

P.F. – Probabilidade de Ruptura

Q – Resultante das forças de interação atuantes na fatia

Q_1 e Q_2 – Resultante das forças de interação atuantes no lado da fatia

S – Tensão cisalhante mobilizada na base da fatia

U – Poropressão

U – Poropressão no contorno entre fatias

UU – Ensaio triaxial não consolidado não drenado

V:H – Vertical : Horizontal

W – Peso próprio da fatia

X – Força tangencial aplicada na interface entre fatias

α – Inclinação da base de uma fatia

β – Inclinação do talude

θ – Inclinação da resultante das forças de interação

λ – Parâmetro escalar

σ – Tensão normal aplicada na base da fatia

σ – Tensão normal ou tensão total

σ' – Tensão efetiva

ϕ' – Ângulo de atrito efetivo dos solos

γ – Peso específico

τ – Tensão cisalhante

Capítulo 1

Introdução

1.1 – Considerações iniciais

Barragens são obras de engenharia de grande importância para a sociedade. Estas estruturas representam, na maioria das vezes, a solução para problemas econômicos, sociais ou ambientais. Dentre as principais funções, destaca-se o armazenamento de grande quantidade de água para posterior abastecimento, irrigação e geração de energia, controle de enchentes, dentre outras.

O Nordeste brasileiro, especialmente a região semiárida, enfrenta sérios problemas de falta de água. Por isso, muitas barragens de terra foram construídas com o objetivo de mitigar as intensas secas que ocorrem com elevada frequência. São, na maioria, barragens de pequeno porte, com altura inferior a 15 metros.

Nesta perspectiva, foi criado, em 1919, a Inspetoria Federal de Obras contra as Secas (IFOCS) que em 1945 se tornou o Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS), que se tornou a entidade pioneira na construção de barragens na região. A construção dessas barragens promoveu o desenvolvimento econômico e social da região. Grande parte são barragens de terra, sendo poucas de enrocamento ou de concreto.

Apesar do grande número de aspectos positivos, as barragens possuem risco potencial elevado. A sua ruptura pode trazer consequências catastróficas à sociedade. O número crescente de acidentes com barragens no Brasil nos últimos anos causa preocupações e buscas pelas razões desses acontecimentos.

Barragens de pequeno porte construídas por proprietários rurais, muitas vezes sem estudos técnicos nem projetos de engenharia, são extremamente vulneráveis se analisadas do ponto de vista geotécnico, geológico e hidráulico. Em caso de ruptura existem riscos de perda de vidas humanas, danos a propriedades e ao meio ambiente. Ainda assim, muitos acidentes ocorrem nas barragens de grande porte construídas pelo setor público e privado. A maioria deles ocorrem devido a falhas humanas provocando danos muitas vezes irreparáveis à sociedade.

A barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves, também usualmente chamada de barragem do Açú, é a maior do estado do Rio Grande do Norte e a segunda maior do Nordeste. Trata-se de uma barragem com altura máxima de 40 metros e comprimento de cerca de 2.440 metros. Em dezembro de 1981 ocorreu o acidente no talude de montante da barragem central, ainda na fase de construção. Na ocasião, faltavam apenas 5 metros para o maciço atingir a altura final de projeto. Após o acidente ela foi reconstruída e funciona satisfatoriamente até os dias de hoje.

Acidentes dessa natureza não são comuns em construção de barragens de terra. Por isso, a barragem do Açú ganhou destaque na literatura nacional e internacional. De Mello (1982) e Penman (1985) foram os primeiros a tratar da ruptura da barragem.

A engenharia de barragens de terra tem se desenvolvido bastante, buscando identificar e solucionar problemas. De maneira geral são criados modelos que podem ser expandidos para casos semelhantes. Estes modelos incorporam uma série de hipóteses que possibilitam prever o comportamento da estrutura a ser construída.

Os principais métodos para determinação dos parâmetros de resistência das barragens de terra são os ensaios de campo e de laboratório. Entretanto, em casos de ruptura, a aplicação de técnicas de retroanálise complementada com esses ensaios permitem a melhor interpretação do acidente e a obtenção dos parâmetros médios de resistência ao cisalhamento na superfície de ruptura dos deslizamentos. Existem casos na literatura onde empregou-se a técnica de retroanálise para se obter uma estimativa rápida desses parâmetros. Dentre estes casos, vale citar os trabalhos desenvolvidos por Sladen *et al.* (1985), Ahrendt (2005), Gomes & Barros (2005), Yu *et al.* (2007), Jesus & Vilar (2008), Hussain (2010), Zhang *et al.* (2010).

Em caso de ruptura, a retroanálise é um dos métodos práticos para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos. As propriedades de resistência obtidas com a retroanálise de situação de campo, em princípio, podem ser mais realistas do que aquelas obtidas por ensaios de laboratório. Por isso, é importante estudos que desenvolvam métodos que auxiliam a técnica de retroanálise. (Wesley & Leelaratnam, 2001)

Analisar o acidente ocorrido com a barragem de Açú é importante, pois além de reunir informações relativas à ruptura, os condicionantes que levaram a ocorrência do deslizamento do talude de montante serão conhecidos. Com isso, contribui-se para o aprendizado e, conseqüentemente, o aperfeiçoamento de projetos futuros de barragens de terra.

Poucos trabalhos científicos relatam a retroanálise de ruptura de taludes de barragens durante o período construtivo. O acidente ocorrido na época com a barragem do Açú foi pouco explorado, do ponto de vista científico, no que diz respeito às causas da ruptura e às análises de estabilidade. Silva Filho & Futai (2006) estudaram o deslizamento ocorrido na barragem. Entretanto o estudo se concentrou em reavaliar qualitativamente as condições de estabilidade da barragem e definir a superfície de ruptura através de análises de tensão-deformação no *software* Phase2 da plataforma RocScience. Com isso, identificou-se a necessidade de retroanalisar a ruptura para resgatar informações relevantes que contribuirão de forma positiva para que se evitem casos semelhantes.

1.2 – Objetivos da pesquisa

1.2.1 – Objetivo geral

Usar a técnica de retroanálise para obter os parâmetros médios de resistência ao cisalhamento do material argiloso preto que constituía o núcleo da barragem do Açú por onde se desenvolveu a superfície de ruptura.

1.2.2 – Objetivos específicos:

- Analisar a estabilidade do talude de montante da barragem do Açú.
- Utilizar a abordagem probabilística para calcular a probabilidade de ruptura do talude.
- Descrever o acidente ocorrido na obra no final da construção.
- Identificar e compreender os mecanismos e condicionantes que levaram à ruptura do talude.
- Verificar se os parâmetros de resistência utilizados no projeto se aproximam dos valores obtidos da retroanálise.

Este trabalho faz parte de um projeto de pesquisa maior sobre a barragem do Açú antes e após o acidente. No grupo de pesquisa da área de geotecnia “Usos do solo e Meio Ambiente” ligado ao programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e ao Departamento de Engenharia Civil da UFRN foram desenvolvidas três dissertações de mestrado e dois trabalhos de conclusão de curso sobre a barragem do Açú. Os trabalhos desenvolvidos foram: Rocha (2003); Oliveira (2014); Freire (2016); Souza (2017) e Moraes (2017).

1.3 – Estrutura da dissertação

Esta dissertação foi organizada em cinco capítulos. O primeiro capítulo apresenta uma breve introdução para contextualização do problema, justificativas do trabalho e os objetivos.

O segundo capítulo trata sobre a fundamentação teórica referente às análises de estabilidade de taludes e retroanálise. São apresentados os métodos de análises de estabilidade determinísticos e probabilísticos bem como as técnicas determinísticas e probabilísticas para retroanálise.

No capítulo três é feita a descrição geral da barragem do Açú. São apresentadas informações sobre o projeto da barragem e o acidente ocorrido durante o período construtivo. Foram sintetizadas Informações disponíveis nos trabalhos desenvolvidos por De Mello (1982); Penman (1985); Sandroni (1986) e Rocha (2003).

O quarto capítulo apresenta as análises de estabilidade e as retroanálises realizadas no talude de montante da barragem do Açú, bem como os resultados e a discussão dos dados obtidos.

O último capítulo expõe as conclusões obtidas das análises dos resultados e oferece sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo 2

Fundamentação teórica

2.1 – Estabilidade de talude em barragens

A engenharia geotécnica tem enfrentado problemas com relação à segurança envolvendo taludes. A avaliação da estabilidade de taludes é indispensável para o êxito de obras de engenharia como barragens, estradas, canais, fundações, túneis, escavações em mineração, dentre outros. Para a maior segurança durante a construção de uma barragem é necessário saber se os taludes de montante e de jusante estarão estáveis na execução de uma determinada geometria projetada e se permanecerão estáveis após a construção da mesma, durante o funcionamento, para que se possa evitar uma possível ruptura.

A análise de estabilidade de taludes tem como objetivo avaliar a possibilidade de ocorrência de deslizamentos de massas de solo nos taludes naturais ou construídos (Gerscovich, 2012). No caso de barragens, esta análise visa encontrar a solução ótima, ou seja, definir a melhor seção da barragem de forma a escolher a configuração mais econômica, levando em conta a segurança e os custos associados a esses tipos de obras, para que o fator de segurança garanta a estabilidade.

Gerscovich (2012) descreve a ruptura de um talude como um processo que se caracteriza pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Existe uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento que perde suas características durante o processo de ruptura, formando assim a zona cisalhada. Primeiro forma-se a zona cisalhada e, em seguida, surge a superfície de cisalhamento.

As características de resistência de solos de taludes são definidas principalmente pela coesão e pelo ângulo de atrito interno, que são parâmetros determinantes na resistência ao cisalhamento do solo. Nessa perspectiva, quando se atinge essa resistência, devido a fatores climáticos, geológicos e antrópicos, deflagra-se o processo de ruptura do talude. A depender dos fatores condicionantes que atuam no talude, podem-se ter variações do fator de segurança com o tempo, Figura 2.1. É muito comum na prática observar taludes que se mantiveram

estáveis por muitos anos e em um determinado momento ou situação ter suas condições de estabilidade alteradas, e sofrerem processos de movimentação.

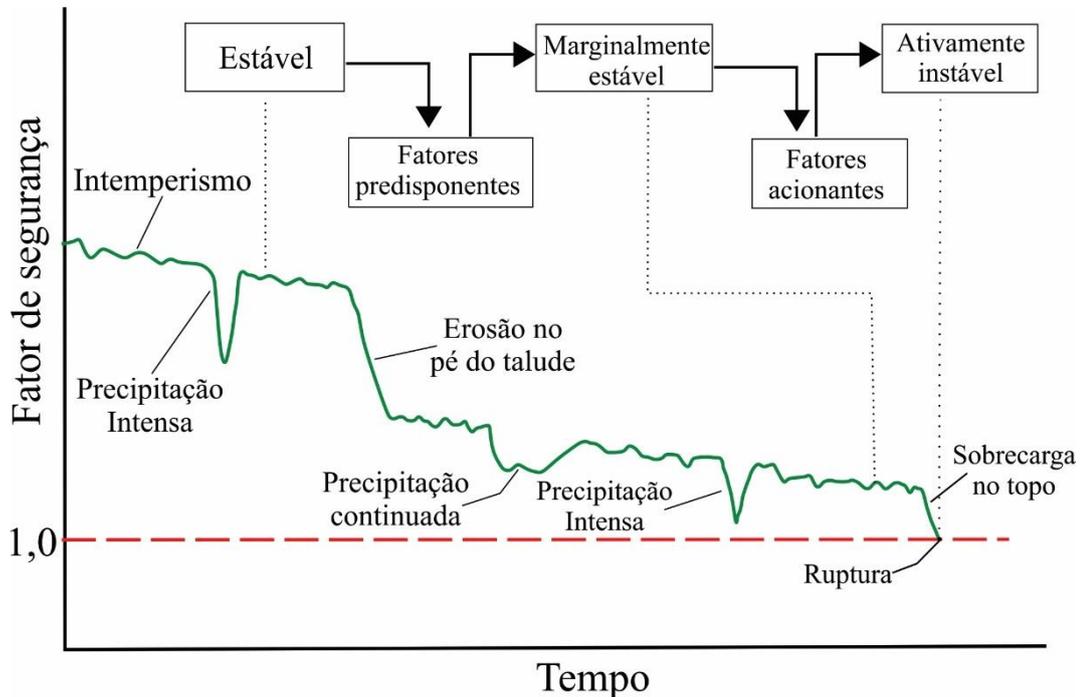


Figura 2.1 – Variação do fator de segurança com o tempo.

Movimento de massa é definido como qualquer deslocamento de determinado volume de solo ou rocha sobre determinadas condições, que ao perder a capacidade de equilíbrio entra em movimento. Em geral, na literatura esses movimentos são tratados como processos associados a problemas de instabilidade de encostas e são diferenciados em função da velocidade e da forma de ruptura. De acordo com Augusto Filho & Virgili (1998), a maioria das classificações propostas se baseiam em critérios básicos como velocidade, direção e recorrência dos deslocamentos, natureza do material instabilizado, estrutura do material e conteúdo de água, geometria da massa movimentada e a modalidade de deformação do movimento.

Os tipos de movimentos de massa de maciços terrosos ou rochosos, nem sempre se apresentam bem caracterizados e definidos. Sabe-se que existe uma extensa bibliografia com diferentes sistemas de classificação dos movimentos de massa propostos por vários autores. No entanto, o sistema de classificação de Varnes (1978) foi o que realmente se consagrou no meio científico, sendo o mais utilizado internacionalmente. De acordo com Varnes (1978), os

movimentos de massas em encostas são classificados em quedas, tombamentos, deslizamentos, escoamentos e movimentos complexos. No Brasil, Augusto Filho (1992) propôs um sistema válido para as condições locais.

A classificação de Varnes (1978) foi posteriormente revisada por Hungr *et al.* (2013) que propuseram uma atualização do sistema de classificação dos movimentos. Na Tabela 2.1 é apresentado um resumo da classificação de Varnes (1978) com as modificações feitas por Hungr *et al.* (2013).

Tabela 2.1 – Resumo do sistema de classificação de Varnes (1978) atualizado. (Hungr *et al.*, 2013)

| Tipo de Movimento | Rocha | Detritos | Terra |
|----------------------------|---|----------------------------|---|
| Queda | De Rocha | De Detritos | De Terra |
| Tombamento | De Rocha | De Detritos | De Terra |
| Deslizamento Rotacional | Abatimento de Rocha | Abatimento de Detritos | Abatimento de Terra |
| Deslizamento Translacional | De Rocha | De Detritos | De Terra |
| Expansões Laterais | De Rocha | - | De Terra |
| Escoamentos | Rastejo de Rocha | De Talus | De Areia Seca |
| | | De Detritos | De Areia Úmida |
| | | Avalanche de Detrito | De Argila Sensível |
| | | - | De Terra |
| | | Rastejo de solo | Rápido de Terra |
| | | Fluxão de Solo | De Loess |
| Complexos | Deslizamento de Rocha-Avalanche de Detritos | Abaulamento, vale saliente | Abatimento de Terra-Escoamento de Terra |

Nas barragens de terra analisam-se instabilidades associadas aos deslizamentos, visto que são as mais comuns e com consequências catastróficas. Esse tipo de movimento deflagra-se pela superfície de menor resistência e a forma da superfície de ruptura varia de acordo com a geometria da seção transversal da barragem e com a resistência do material envolvido.

A necessidade de se obter uma grandeza ou um índice que determinasse a estabilidade dos taludes fez surgir vários métodos de análise de estabilidade. De acordo com Augusto Filho e Virgili (1998), os métodos de análise de estabilidade de taludes são divididos da seguinte forma:

- Métodos analíticos: baseados na teoria do equilíbrio limite que expressam a estabilidade de um talude por um fator de segurança (F.S.) ou probabilidade de ruptura (P.F., *Probability of Failure*), e nos modelos numéricos de tensão deformação fundamentados nas relações existentes entre as tensões atuantes e as deformações sofridas pelos materiais que compõem o talude.
- Métodos experimentais: empregam modelos físicos em diferentes escalas.
- Métodos observacionais: baseados na experiência de análises de rupturas anteriores através de retroanálises, ábacos de projetos, dentre outros.

2.1.1 – Métodos de equilíbrio limite

As análises de estabilidade de taludes geralmente são realizadas por métodos baseados na teoria do equilíbrio limite. A teoria consiste na determinação do equilíbrio de uma massa de solo. A massa de solo pode ser delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou composta, que pode passar acima ou abaixo do pé do talude. O equilíbrio limite é a condição em que as forças ou momentos que resistem ao deslizamento são balanceadas por aquelas que tendem a produzir o deslizamento. Então, o fator de segurança, que é a razão entre estas forças ou momentos, será igual a um em situação de equilíbrio limite, e caso este valor seja maior que um, pode-se dizer que o talude está estável. Os métodos de equilíbrio limite têm como principal objetivo comparar a resistência ao cisalhamento do material com o esforço mobilizado nas superfícies. Baseiam-se na hipótese de que o solo se comporta como um material rígido plástico, ou seja, rompe bruscamente, sem se deformar. Além disso, os métodos admitem a condição estática das massas de solo, o que permite a aplicação das equações de equilíbrio estático.

Esses métodos continuam populares devido a simplicidade e ao reduzido número de parâmetros que os mesmos requerem. Geralmente os parâmetros requeridos são: a geometria do talude, a topografia, a geologia, cargas estáticas e dinâmicas, parâmetros geotécnicos e condições hidrogeológicas. No entanto, esses métodos não levam em conta o comportamento tensão vs deformação do solo e os fatores de segurança são considerados constantes ao longo da superfície de ruptura. (Baba *et al.*, 2012)

Conforme Nash (1987), para taludes com superfícies de ruptura composta, os métodos para análises de estabilidade baseados na teoria de equilíbrio limite utilizam o método das fatias, que subdivide a potencial superfície de ruptura em pequenas fatias de modo que a sua base possa ser comparável a uma linha reta, sendo cada fatia afetada por um sistema de forças. A Figura 2.2 representa as forças atuantes em uma fatia genérica, onde “W” é o peso, “N” a

resultante da força normal à base da fatia, “U” a resultante da poropressão na base da fatia, “S” a resultante da força tangencial na base da fatia e “E” e “X” as componentes das forças normal e tangencial de interação entre as fatias. O método permite que o talude apresente superfície irregular, que o solo seja heterogêneo e possibilita incluir a distribuição de poropressão.

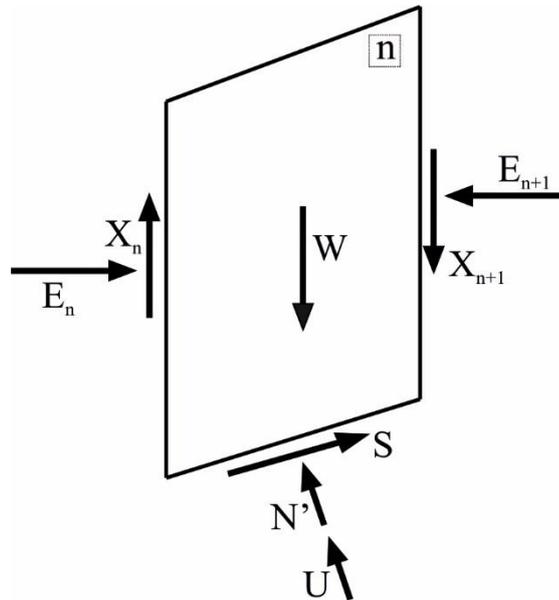


Figura 2.2 – Forças atuantes em uma fatia genérica.

De acordo com as hipóteses feitas sobre os esforços entre as fatias e as equações de equilíbrio (equilíbrio das forças e/ou momentos) consideradas, muitos métodos foram propostos. Esses métodos fornecem na maioria dos casos resultados bastante próximos e as diferenças entre os valores do fator de segurança obtidos são geralmente menores que 6%. (Duncan, 1996)

Existem diversos métodos para análise de estabilidade de taludes baseados no equilíbrio limite. Nash (1987) cita os principais, destacando as respectivas hipóteses adotadas.

2.1.1.1 – Método de Fellenius

O método de Fellenius, também conhecido como método Ordinário, método Sueco ou das Fatias, foi o primeiro desenvolvido e apresentado na literatura. O método considera a superfície de ruptura como sendo circular e divide a massa deslizante em fatias. É o mais simples dos métodos visto que despreza todas as forças de interação entre as fatias. O método

de Fellenius permite o cálculo do fator de segurança à mão, visto que não necessita de iterações, o que o torna atrativo, especialmente para fins didáticos.

O peso em cada fatia é decomposto nas direções normal e tangencial à superfície de ruptura, como esquematizado na Figura 2.3, e o fator de segurança é calculado pelo equilíbrio de momentos.

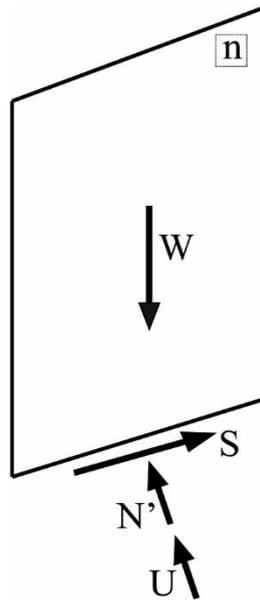


Figura 2.3 – Esquema de fatia genérica utilizada pelo método de Fellenius.

A equação 2.1 é utilizada para o cálculo do fator de segurança pelo método de Fellenius.

$$F.S. = \frac{\sum (c' + N \operatorname{tg}\phi')}{\sum W_i \operatorname{sen}\alpha} \quad (2.1)$$

Nessa equação, “c” é a coesão; “l” a largura da base da fatia; “N” a força normal na base ($W \cos\alpha$); “ ϕ ” é o ângulo de atrito interno do solo; “W” o peso da fatia; e “ α ” a inclinação da base da fatia.

O método de Fellenius é conservativo, ou seja, tende a fornecer baixos valores do fator de segurança. Em círculos muito profundos e com elevados valores de poropressão o método tende a fornecer valores pouco confiáveis.

2.1.1.2 – Método de Bishop Simplificado

Desenvolvido na década de 1955, o método de Bishop Simplificado considera uma superfície de ruptura circular e divide a massa deslizante em fatias. O método inclui os esforços

normais de interação, mas ignora os esforços cisalhantes entre fatias. Ele considera a resultante das forças interlamelares horizontal, entretanto considera as forças cisalhantes entre lamelas como nulas, Figura 2.4.

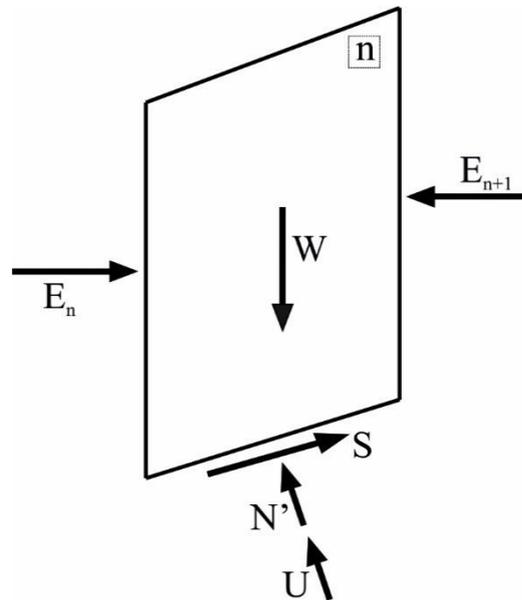


Figura 2.4 – Esquema de fatia genérica utilizada pelo método de Bishop simplificado.

O peso em cada fatia é decomposto nas direções vertical e horizontal à superfície de ruptura, obtendo-se o valor da força normal. A equação para o cálculo do fator de segurança pelo método de Bishop Simplificado é apresentada como:

$$F.S. = \frac{1}{\sum W_i \text{sen} \alpha} \sum \left([c' b + (W - ub) \text{tg} \phi'] \frac{1}{m_\alpha} \right) \quad (2.2)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left\{ 1 + \frac{\text{tg} \phi' \text{tg} \alpha}{F.S.} \right\} \quad (2.3)$$

A solução do método se dá de forma iterativa. Normalmente faz-se uma estimativa inicial do valor do fator de segurança, que é utilizado para o cálculo do novo fator de segurança. A convergência do processo é relativamente rápida e ocorre quando o valor do último F.S. calculado é aproximadamente igual ao valor anterior dentro de uma tolerância especificada. Em geral, utiliza-se o valor do F.S. obtido pelo método de Fellenius como estimativa inicial.

2.1.1.3 – Método de Janbu Simplificado

Assim como o método de Bishop Simplificado, o método Janbu Simplificado ignora os esforços cisalhantes entre fatias. Ele considera uma superfície de ruptura qualquer e considera

a resultante horizontal das forças interlamelares. O método de Janbu Simplificado considera as forças cisalhantes entre lamelas como nulas e o cálculo do fator de segurança é feito por meio do equilíbrio de forças horizontais, e não de momentos.

2.1.1.4 – Método de Janbu Generalizado

O método de Janbu Generalizado admite qualquer formato de superfícies de ruptura, e satisfaz todas as equações de equilíbrio. No método generalizado de Janbu a massa de solo é subdividida em fatias infinitesimais, o equilíbrio de forças e momentos é feito em cada fatia, e a resultante das forças interlamelares é determinada por uma linha de empuxo assumida.

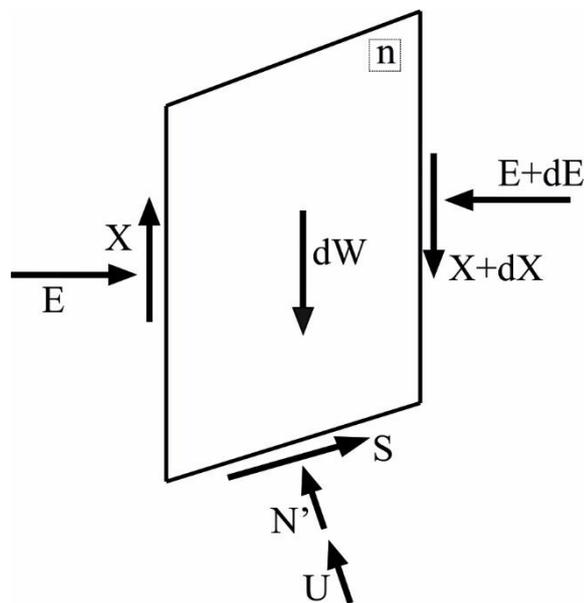


Figura 2.5 – Esquema de fatia genérica utilizada pelo método de Janbu Generalizado.

Utilizando o equilíbrio das forças horizontais como critério de estabilidade para toda a massa, o fator de segurança é definido como:

$$F.S. = \frac{\sum b \left[c' + \left(\frac{W+dX}{b} \right) \text{tg}\phi' \right]}{dE + \sum [dx(W+dX)\text{tg}\alpha]} \frac{1}{n_\alpha} \quad (2.4)$$

Onde n_α é dado por:

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha \left(1 + \text{tg}\alpha \frac{\text{tg}\phi'}{F.S.} \right) \quad (2.5)$$

Analogamente ao observado nos outros métodos de estabilidade, o fator de segurança também é calculado de forma iterativa, uma vez que aparece em ambos os lados da equação.

2.1.1.5 – Método de Spencer

O método de Spencer considera uma superfície de ruptura circular, sendo introduzida em 1967 a ruptura por uma superfície qualquer. O método de Spencer é considerado rigoroso, pois o mesmo satisfaz todas as equações de equilíbrio e não despreza as forças interlamelares. Os esforços de interação entre as fatias são representados por uma resultante Q , de inclinação θ , que é aplicada na base da fatia, no ponto de atuação da força normal, como ilustrado na Figura 2.6. Assumindo que X e E têm uma inclinação constante, pode-se estabelecer que:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{X_1}{E_1} = \frac{X_2}{E_2} = \dots = \frac{X_n}{E_n} \quad (2.6)$$

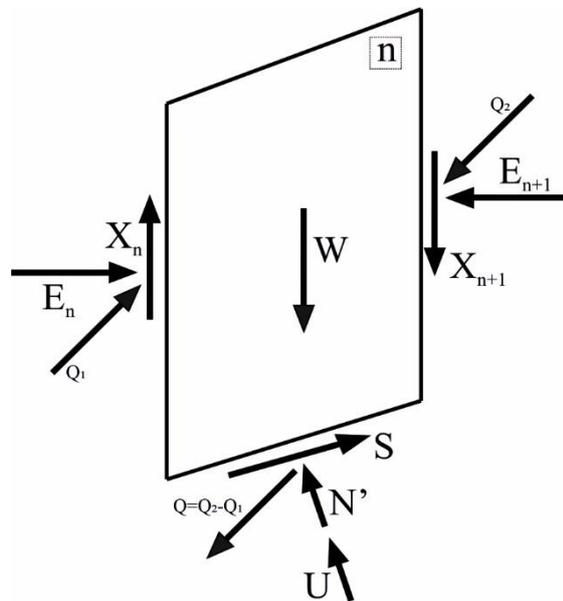


Figura 2.6 – Esquema de fatia genérica e esforços utilizados pelo Método de Spencer.

Com as equações de equilíbrio de forças nas direções paralelas e normais à base da fatia, chega-se a equação da resultante Q , cuja magnitude depende das características geométricas e dos parâmetros geotécnicos de cada fatia, bem como do valor adotado para a inclinação θ .

$$Q = \frac{\frac{c'b}{F.S.} \sec\alpha + \frac{\operatorname{tg}\phi'}{F.S.} (W \cos\alpha - ub \sec\alpha) - W \operatorname{sen}\alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left\{ 1 + \frac{\operatorname{tg}\phi'}{F.S.} \operatorname{tg}(\alpha - \theta) \right\}} \quad (2.7)$$

A expressão da resultante Q também incorpora o fator de segurança em ambos os lados da equação. Então, analogamente ao método de Bishop simplificado, é necessário utilizar um processo iterativo para o cálculo do F.S. final. São arbitrados valores de θ até que se obtenha o

valor deste ângulo que iguale os dois fatores de segurança. Ou seja, busca-se o valor de θ que satisfaça tanto o equilíbrio de momentos, quanto o equilíbrio de forças.

2.1.1.6 – Método de Morgenstern-Price

O método de Morgenstern-Price considera ambos os esforços, normal e cisalhante entre as fatias. É o método mais geral de equilíbrio limite para uma superfície de ruptura qualquer. A direção da resultante das forças interlamelares é determinada pelo uso de uma função pré-determinada $f(x)$ e o fator de segurança é obtido através do equilíbrio de forças e de momentos.

A massa de solo é subdividida em fatias infinitesimais e os esforços atuantes em cada fatia estão representados na Figura 2.7.

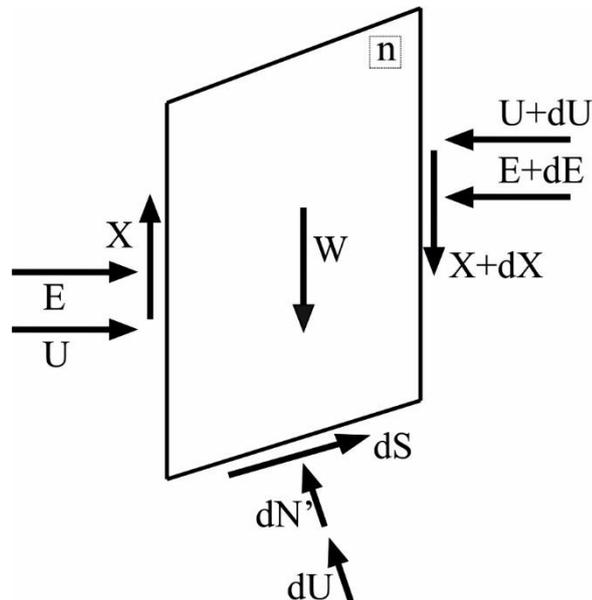


Figura 2.7 – Esquema de fatia genérica e esforços utilizados pelo Método de Morgenstern-Price.

Para tornar o problema estaticamente determinado, Morgenstern-Price assume que a relação entre as forças E e X varia segundo uma função, ao longo da superfície de ruptura:

$$X = \lambda f(x)E \text{ ou } \operatorname{tg}\theta = \frac{X}{E} = \lambda f(x) \quad (2.8)$$

Onde λ é um parâmetro escalar determinado a partir da solução de cálculo do fator de segurança e $f(x)$ uma função arbitrária onde a sua escolha depende de como a inclinação das forças entre fatias varia no talude.

O F.S. é obtido através do equilíbrio de forças e de momentos. O método é solucionado iterativamente assumindo valores para o F.S. e λ para o cálculo de $E(x)$ e $M(x)$ em cada fatia. O processo iterativo é repetido até que as condições nos contornos sejam satisfeitas. Nos contornos ($x=0$ e $x=n$), os valores de E e M deverão ser nulos. Faz-se necessário o uso de computadores para a utilização do método. Uma vez que o resultado depende da hipótese adotada para λ , é necessário ter conhecimento prévio da função adotada.

2.1.1.7 – Método de Sarma

O método de Sarma considera a massa deslizante dividida em fatias e que a resistência interna entre as fatias é mobilizada. Pode ser empregado em análises cujas fatias sejam não verticais. Para relacionar as forças de interações entre blocos o método utiliza a equação seguinte:

$$Q = c' h + N \operatorname{tg} \phi' \quad (2.9)$$

Onde “Q” é a força cortante e “N” é a força normal entre fatias, c' é a coesão do solo, h é a altura da fatia, e ϕ' é o ângulo de atrito do solo.

O método de Sarma distingue-se dos outros métodos que utilizam funções pré-determinadas. Neste método os esforços de interação são determinados em função das propriedades do solo.

2.1.1.8 – Considerações finais sobre os métodos de equilíbrio limite

Os métodos de equilíbrio limite se diferenciam entre si e cada um possui formulação própria para determinar os esforços de interação entre as fatias e calcular o fator de segurança. Por este motivo, e devido as hipóteses simplificadoras adotadas em cada método, existe uma ligeira diferença entre os valores do fator de segurança calculados por eles. As características geométricas do talude, o tipo de superfície de ruptura e eventuais esforços aplicados, influenciam na escolha do método a ser aplicado nas análises de estabilidade de um projeto.

A Tabela 2.2 resume as premissas gerais adotadas em cada método abordado, as formas possíveis das superfícies de ruptura e as condições de equilíbrio estático que são satisfeitas pelos métodos, sejam elas para o cálculo dos fatores de segurança ou dos esforços entre as fatias.

Tabela 2.2 – Condições de equilíbrio estático, forma da superfície de ruptura e premissas adotadas em cada método.

| Métodos | Equilíbrio de Forças | | Equilíbrio de Momentos | Forma da Superfície de Ruptura | Premissas Adotadas |
|---------------------|----------------------|--------------------|------------------------|--------------------------------|--|
| | Direção Vertical | Direção Horizontal | | | |
| Fellenius | Sim | Não | Sim | Circular | Forças entre fatias ignoradas |
| Bishop Simplificado | Sim | Não | Sim | Circular | Força cisalhante de interação entre fatias ignorada |
| Janbu Simplificado | Não | Sim | Não | Qualquer | Força cisalhante entre fatias ignorada |
| Janbu Generalizado | Sim | Sim | Sim | Qualquer | A resultante das forças entre fatias é determinada por uma linha de empuxo assumida |
| Spencer | Sim | Sim | Sim | Qualquer | Inclinação da resultante das forças entre fatias constante |
| Morgenstern-Price | Sim | Sim | Sim | Qualquer | A direção da resultante das forças de interação é determinada por uma função arbitrada |
| Sarma | Sim | Sim | Sim | Qualquer | A direção da resultante das forças entre fatias pode não ser vertical e é calculada em função da força normal e dos parâmetros do solo |

2.2 – Tipos de abordagens nas análises de estabilidade

Sabe-se que existem inúmeras incertezas envolvidas na avaliação da estabilidade de taludes, principalmente no que diz respeito à confiabilidade e quantidade de dados utilizados. Diversos fatores contribuem para essas incertezas sendo a variabilidade dos parâmetros dos solos, mudanças nas condições do ambiente, simplificações e aproximações adotadas em modelos geotécnicos e falhas humanas no projeto e construção os mais citados (El-Ramly *et al.*, 2002). As análises de estabilidade convencionais, ditas determinísticas, não quantificam essas incertezas de forma explícita e dependem de parâmetros e projetos conservadores para lidar com as condições de incerteza. Analisar o papel da incerteza requer a implementação de métodos e conceitos de probabilidade.

2.2.1 – Abordagem determinística

Nas análises determinísticas, admite-se que os valores dos parâmetros dos solos são fixos e conhecidos sem levar em conta a variabilidade espacial das características do material. Esses parâmetros são obtidos através da realização de ensaios de laboratório e/ou de campo. Geralmente, adota-se a média dos resultados obtidos dos ensaios considerando os valores como constantes, ou seja, utiliza-se uma estimativa para cada parâmetro de entrada. Nessa abordagem as análises de estabilidade de taludes são quantitativas e expressas sob a forma de um coeficiente de segurança (fator de segurança), que pode ser determinado por equilíbrio de forças:

$$FS = \frac{\sum F_{resist}}{\sum F_{atu}} \quad (2.10)$$

Equilíbrio de momentos:

$$FS = \frac{\sum M_{resist}}{\sum M_{atu}} \quad (2.11)$$

A abordagem determinística é amplamente aceita na prática profissional, porém entende-se que na natureza as propriedades dos materiais são muito variáveis, o que contraria a ideia de que o erro estimado tende a ser igual a zero. Portanto, é comum casos de taludes considerados estáveis, romperem.

Considerando a variabilidade de alguns parâmetros de resistência do solo, pode-se realizar análises de sensibilidade, também conhecida como análises paramétricas. Nessa análise, variam-se alguns parâmetros dentro da sua faixa de valores e observa-se a sua

influência no resultado do fator de segurança. Esse tipo de análise não leva em conta a frequência de ocorrência dos dados levantados. Por isso, existe a abordagem probabilística.

2.2.2 – Abordagem probabilística

Assim como nas análises determinísticas, a abordagem probabilística é realizada normalmente por meio dos métodos de equilíbrio limite. Contudo, esta abordagem considera a variação dos parâmetros de projeto e é capaz de quantificar várias origens de incerteza. Diferentes tipos de incertezas afetam de forma sistemática a previsão do fator de segurança de taludes. Por exemplo, a variabilidade dos parâmetros geotécnicos. Os parâmetros da resistência ao cisalhamento e da poropressão não são considerados nas análises determinísticas, porém são incluídos nas análises probabilísticas.

Durante as últimas décadas têm-se desenvolvido estudos da influência das incertezas sobre os cálculos determinísticos, com a possibilidade de quantificar o risco de insucesso associado a um projeto geotécnico. A abordagem probabilística reconhece as incertezas nos parâmetros de entrada e nos modelos de previsão. Os parâmetros de entrada são tratados como variáveis aleatórias, sendo assim, é imprescindível o conhecimento das teorias de probabilidade e estatística para a análise desses dados. A Tabela 2.3 apresenta a diferença entre as duas abordagens, determinísticas e probabilística na análise de estabilidade.

Tabela 2.3 – Diferenças entre a abordagem determinística e probabilística.

| Abordagem Determinística | Abordagem Probabilística |
|--|--|
| Os valores dos parâmetros de entrada de projeto são considerados constantes para todas as variáveis | Alguns parâmetros de projetos são assumidos como variáveis aleatórias |
| O resultado do F.S. calculado é único | O resultado do F.S. calculado é uma distribuição de probabilidade |
| O resultado do F.S. calculado é comparado com o seu valor crítico, observando uma tolerância (margem de segurança) | Pela distribuição de probabilidade calcula-se o resultado mais provável do F.S. e a probabilidade de falha do talude |

Diante disso, pode-se afirmar que a análise de estabilidade de forma probabilística complementa a análise de estabilidade determinística, fornecendo a possibilidade de se obter uma distribuição probabilística dos valores do fator de segurança, como por exemplo, a probabilidade de ocorrência de ruptura de taludes.

Baecher (2003) afirma que as estatísticas das características de uma distribuição são úteis para os cálculos de probabilidade ou para definição de critérios. Existem muitas estatísticas que podem ser calculadas a partir de um conjunto de dados, mas as mais utilizadas estão relacionadas com medidas de tendência central e com medidas de dispersão dos dados.

2.2.2.1 – Tendência central

As medidas comuns de tendência central são a média, a mediana e a moda. A média é a média aritmética de um conjunto de dados, a mediana é o valor no qual metade das observações são menores e metade maiores, e a moda é o valor mais frequente. A média de um conjunto de “n” dados $x = \{x_1, \dots, x_n\}$, denominado “ \bar{X} ”, é a média aritmética:

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.12)$$

2.2.2.2 – Dispersão

As medidas comuns de dispersão são o desvio padrão, a variância, e o coeficiente de variação da distribuição da frequência. O desvio padrão é o valor da raiz quadrada média da diferença entre os dados e a média, e a variação é a dispersão entre os valores máximos e mínimos. O desvio padrão de um conjunto de dados $x = \{x_1, \dots, x_n\}$, denominado “s”, é:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (2.13)$$

Onde “ \bar{X} ” é a média dos dados. O coeficiente de variação de um conjunto de dados é definido como o desvio padrão dividido pela média dos dados, na qual expressa a dispersão relativa.

$$CV = \frac{s}{\bar{X}} \quad (2.14)$$

A variância de um conjunto de dados, denominado “Var”, é o quadrado do desvio padrão.

$$\text{Var} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2 \quad (2.15)$$

Em muitos cálculos estatísticos a variância é uma medida mais conveniente do que o desvio padrão.

De acordo com Ang & Tang (1975), a análise probabilística consiste na previsão do comportamento de uma determinada experiência. Sendo que experiência é um processo aleatório, físico, controlado por um mecanismo de casualidade, sorte ou azar. A probabilidade

se refere a possibilidade de ocorrência de um evento em meio de outros eventos possíveis de acontecerem, isto é, a existência de mais de uma possibilidade de ocorrência.

2.3 – Métodos probabilísticos aplicados na geotecnia

Os métodos probabilísticos avaliam a distribuição de probabilidade de uma variável dependente “y”, definida por uma função matemática qualquer, baseado no conhecimento das distribuições estatísticas das variáveis independentes “x_i”. Estas variáveis independentes são parâmetros da função matemática que define a referida variável dependente. Para problemas de estabilidade de talude a variável dependente seria o fator de segurança e as independentes seriam a coesão e o ângulo de atrito. Para além de fornecer o fator de segurança, esses métodos preveem a probabilidade de ocorrer a ruptura de um talude, utilizando modelos para quantificar as incertezas.

Existem diversos métodos probabilísticos na literatura aplicados em problemas de estabilidade de taludes. Dentre eles os mais utilizados para análise de estabilidade é o Método de Monte Carlo (MMC), o Método de Aproximação de Primeira Ordem da Variância (FOSM) e o Método dos Pontos de Estimativa de Rosenblueth (PEM). (Assis *et al.*, 2012)

2.3.1 – Método de Monte Carlo

O Método de Monte Carlo é muito utilizado em análises de estabilidade de talude pela sua precisão e facilidade de implementação em programas computacionais. O objetivo do método é encontrar uma solução numérica aproximada da distribuição de probabilidade da variável dependente “y”, definida por uma função (equação 2.16), através de amostras aleatórias de valores das variáveis independentes “x_i” e sucessivas análises da referida função.

$$y = f(x_i) \rightarrow y = f(x_1, \dots, x_n) \quad (2.16)$$

Para cada amostra de valores aleatórios dos parâmetros independentes gerados faz-se uma análise da função e um valor da variável dependente é obtido. Repetindo esse procedimento “N” vezes tem-se uma amostra de valores discretos da variável dependente. O conjunto de valores obtidos da variável dependente é tratado como amostra, e desta forma, calcula-se a média, o desvio padrão e a variância dos dados, constrói-se o histograma de frequências e se obtém a distribuição probabilística que melhor se ajusta à variável. Em seguida, calcula-se a probabilidade de falha considerando o valor crítico da variável.

$$p_f = \frac{N_f}{N} \quad (2.17)$$

Onde “ N_f ” é o número de simulações de Monte Carlo que geraram valores da variável dependente dentro do critério de falha e N o número total de simulações de Monte Carlo. No caso de estabilidade de taludes, o valor encontrado para a probabilidade de ruptura representa as chances de ocorrer a ruptura do talude pela superfície crítica encontrada na análise.

O Método de Monte Carlo é uma técnica de amostragem, por isso os seus resultados estão sujeitos a erros. Os erros diminuem com o aumento do número de elementos da amostra. Quando o número de simulações tende ao infinito, a solução tende para a solução exata. Por essa razão, o método exige um número grande de análises para chegar a uma solução adequada. Os valores aleatórios das variáveis independentes podem ser gerados por meio de *softwares* e têm como dados os seus valores médios, os desvios padrão e a forma de distribuição.

A Figura 2.8 apresenta o esquema geral de uma simulação de Monte Carlo para estimar a distribuição de probabilidade de uma variável dependente em função de outras variáveis aleatórias regidas por uma função matemática. Fazendo analogia aos problemas de estabilidade de taludes, as variáveis independentes seriam a coesão “ c ” e o ângulo de atrito “ ϕ ”, e a variável dependente o fator de segurança.

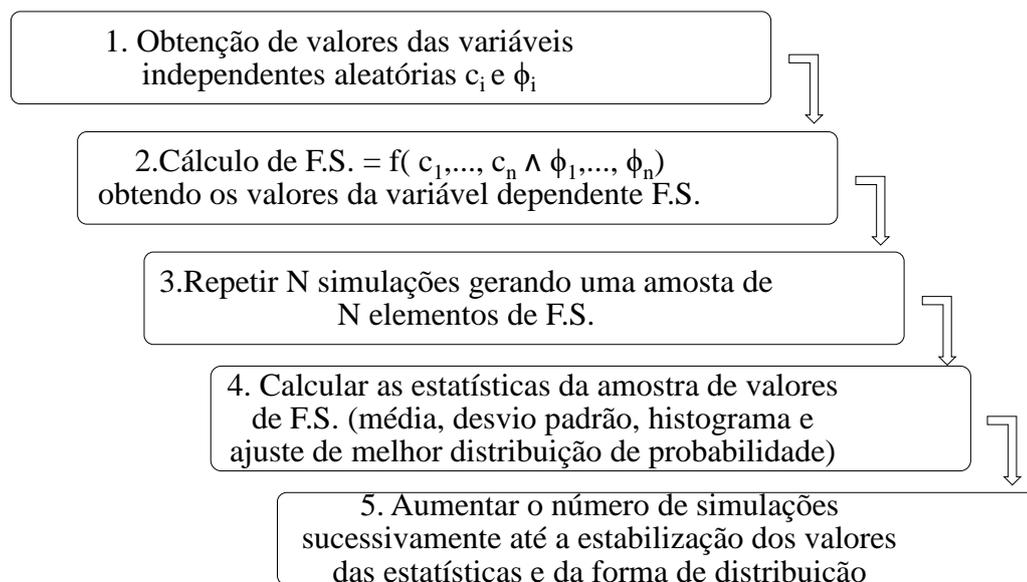


Figura 2.8 – Esquema geral da simulação de Monte Carlo.

2.4 – Seleção entre análises drenadas e não drenadas

Nas análises de estabilidade de taludes é sempre importante entender as condições de drenagem da barragem. Com isso o problema em análise será formulado corretamente e as escolhas dos parâmetros de resistência a serem utilizados nas análises também.

Análises de estabilidade de taludes de barragens são frequentemente realizadas em diferentes estágios de projeto, como por exemplo, no final de construção (curto prazo) e estabilidade a longo prazo. Para cada um destes estágios deve-se escolher entre análises em termos de tensões totais e análises em termos de tensões efetivas.

A escolha de análises a curto (*short term*) ou a longo prazo (*long term*) depende do tipo de solo que compõe o talude. Para solos argilosos, análises a longo prazo e condição drenada significam a mesma coisa. Os dois termos se referem à condição onde foi atingido o equilíbrio para a drenagem, ou seja, não existe excesso de poropressão devido ao carregamento externo. Quando se estabelecem análises a longo prazo, tanto os solos argilosos como os arenosos são analisados em termos de tensões efetivas. As poropressões medidas ou estimadas são especificadas para ambos os materiais. No entanto, nas análises a curto prazo, é mais apropriado utilizar tensões efetivas para solos arenosos e para solos argilosos, relativamente impermeáveis, é sempre válido realizar análises com tensões totais.

De acordo com Duncan *et al.* (2014), condição drenada é aquela onde mudanças no carregamento são pequenas o suficiente ou demoram tempo suficiente, para que o solo atinja o estado de equilíbrio e não exista excesso de poropressão causado pelo carregamento. Uma análise de estabilidade para condição drenada é modelada utilizando parâmetros efetivos de resistência. Por outro lado, a condição não drenada é aquela onde mudanças no carregamento ocorrem rapidamente, de maneira que a água não pode fluir dentro do solo. Para esta análise, utilizam-se parâmetros totais de resistência.

Chowdhury (2010) relata que análises em termos de tensões totais são realizadas com parâmetros totais de resistência ao cisalhamento baseados nos ensaios não drenados realizados com carregamentos que representam corretamente as condições de campo. As poropressões são desconhecidas. Por sua vez, análises em termos de tensões efetivas são realizadas com parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento baseados nos ensaios drenados, ou não drenados com medição de poropressão. Entretanto, é necessário conhecer as poropressões geradas no campo.

Estimar poropressões no campo com o avanço da construção é difícil, o que faz disto uma razão importante para se adotar análises em termos de tensões totais. Embora as análises em tensões totais aparentam ser simples, os parâmetros de resistência devem ser medidos e escolhidos com muito cuidado. As condições nos ensaios de laboratório realizados devem corresponder às condições de consolidação que existem no campo seguida pelo cisalhamento sob condições de drenagem que podem ser aplicadas. Essas condições nem sempre são fáceis de escolher.

De forma geral, mudanças na poropressão provocam mudanças na resistência ao cisalhamento do solo. Para uma análise de estabilidade de taludes confiável é necessário fazer uma boa estimativa das poropressões geradas durante a construção de barragens. Normalmente os valores máximos de poropressões se desenvolvem ao final da construção. Porém, podem surgir condições críticas de estabilidade para os taludes nas etapas intermediárias de construção. O primeiro passo para a solução de problemas de estabilidade sob condições não drenadas é determinar as poropressões geradas.

O uso de coeficientes de poropressão para estimar a estabilidade de barragens de terra construída sobre uma camada de argila mole foi descrito por Bishop (1954) e Skempton (1954). Skempton (1954) introduziu o parâmetro \bar{B} que expressa a poropressão como função da tensão principal maior σ_1 , e examina a influência da variação da tensão principal maior na poropressão. A expressão da variação da poropressão definida por Skempton (1954) é dada por:

$$\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} \quad (2.18)$$

Onde Δu é o incremento na poropressão; $\Delta \sigma_1$ o incremento da tensão principal maior e \bar{B} é o coeficiente geral de poropressão.

Por outro lado, a expressão do parâmetro \bar{B} sugerido por Bishop (1954), é dado por:

$$\bar{B} = B \left[1 - (1-A) \left(1 - \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} \right) \right] \quad (2.19)$$

Onde A e B são os parâmetros de poropressão de Skempton e $\Delta \sigma_3$ o incremento da tensão principal menor.

Em barragens de terra o parâmetro \bar{B} é utilizado para estimar a poropressão construtiva dos materiais, com incremento de tensões principais devido à construção do aterro. Nas análises de estabilidade de taludes para projetos de barragens é mais conveniente expressar a poropressão construtiva “u” em qualquer ponto da barragem. Para este fim, Bishop &

Morgenstern (1960) introduziram o parâmetro r_u , que representa com maior precisão a geração de poropressões construtivas. A expressão do parâmetro r_u é dada por:

$$r_u = \frac{u}{\gamma h} \quad (2.20)$$

Onde h é a profundidade do ponto na massa de solo e γ é a massa específica no solo. As soluções gerais se baseiam na condição de que o parâmetro r_u é constante ao longo da seção transversal do talude.

2.5 – Retroanálise

A ruptura de taludes por deslizamento fornece informações úteis sobre a sua condição no momento da ruptura, assim como uma oportunidade de validar o método de análise de estabilidade adotado no projeto. O fator de segurança em toda a superfície de ruptura é considerado unitário (1,0) no momento da ruptura. (Duncan & Wright, 2005)

Com base nestas informações e utilizando um método de análise apropriado é possível desenvolver um modelo do talude no instante em que ele rompeu. Tal modelo incorpora requisitos como o peso específico do solo, as propriedades de resistência ao cisalhamento, condições de nível de água, poropressão, método de análise e o mecanismo de ruptura. Este modelo auxilia na melhor compreensão do mecanismo de ruptura do talude e pode ser utilizado como base para a análise de medidas corretivas.

De acordo com Duncan & Wright (2005), a retroanálise de ruptura fornece parâmetros de resistência ao cisalhamento (c e ϕ) para taludes de materiais com envoltória de ruptura linear, desde que todos os outros parâmetros sejam conhecidos. Retroanalisar um talude rompido é a tentativa de estabelecer as condições que existiam no momento de ruptura, ou seja, qual era a condição de poropressão ou a resistência mobilizada.

A técnica é considerada rápida e de baixo custo, e a sua importância se baseia no fato de que os parâmetros definidos por ela substituem, em parte, ensaios tradicionais e são mais representativos de todo o maciço (Ahrendt, 2005). Utilizando a retroanálise, fatores importantes que não podem ser bem representados em ensaios de laboratório, como a heterogeneidade do solo, a influência de trincas e a estrutura do solo na resistência ao cisalhamento podem ser incorporados à técnica. É importante enfatizar que assim como todas as técnicas de análise de taludes, a retroanálise também demanda a utilização de informações geotécnicas confiáveis. De

nada adianta o uso de métodos de análise confiáveis quando o problema e as propriedades dos materiais envolvidos não são bem conhecidas.

2.5.1 – Fatores que influenciam na interpretação da retroanálise

Apesar de a retroanálise geralmente produzir uma estimativa de resistência ao cisalhamento, existem incertezas associadas a ela. Deschamps & Yankey (2006) discutiram as limitações da técnica mostrando fatores que podem interferir na interpretação da resistência ao cisalhamento. Hipóteses adotadas na retroanálise podem influenciar a interpretação da resistência ao cisalhamento. O fato que deve ser entendido é que uma hipótese conservativa na escolha de parâmetros de projeto leva a interpretações não conservativas da resistência retroanalizada, causando a superestimação da mesma.

De acordo com Deschamps & Yankey (2006), os fatores que tornam complexo a utilização da retroanálise são:

1. em casos de perfis heterogêneos, a resistência relativa dos materiais que o compõem impacta na interpretação da resistência do material em análise. Geralmente, a retroanálise é realizada para a camada do material menos resistente, ou dos materiais envolvidos na ruptura. No entanto, para retroanalisar com precisão a resistência do material desejado, a resistência de todos os outros materiais do perfil deve ser conhecida;

2. na retroanálise de resistência de um maciço, a superfície de ruptura adotada na análise deve ser a mesma encontrada em campo. Assim, pode-se de fato obter a resistência ao cisalhamento do maciço no instante de ruptura. Após a ruptura do talude, estudos geotécnicos devem ser realizados para localizar a superfície de ruptura. Assim, a posição e o formato da superfície deslizante pode ser encontrada de maneira confiável. Retroanalisar uma superfície duvidosa, que não corresponde à superfície de ruptura, pode induzir a interpretações falhas, visto que a superfície de ruptura produz uma resistência retroanalizada diferente;

3. outra incerteza na retroanálise é a existência ou não de trinca de tração na região onde se desenvolveu a superfície de ruptura, sua profundidade, e se a mesma estava cheia de água. Para materiais com resistência não drenada relativamente alta, a existência de trincas de tração influencia significativamente a estabilidade interpretada, e por isso, a resistência retroanalizada;

4. para determinar a resistência em termos de tensões efetivas é necessário conhecer a poropressão. Por vezes existem dados piezométricos antes da ruptura em alguns locais. Entretanto, é comum não haver disponíveis medições de poropressão no instante da ruptura,

sendo na maioria das vezes estimadas. De qualquer forma, o não conhecimento da distribuição real da poropressão operacional na ruptura, incluindo o excesso de poropressões induzidas pelo cisalhamento, afeta a interpretação da retroanálise;

5. em geral, todos os taludes têm uma componente tridimensional. Desconsiderar essa componente leva à superestimação da resistência retroanalizada. No entanto, os efeitos dessa componente tridimensional na estabilidade podem variar bastante e dificilmente são contabilizados;

6. a ruptura progressiva em materiais deformáveis também afeta a interpretação da resistência. A resistência retroanalizada pode ser útil para taludes similares com a mesma estratigrafia. Entretanto, esta resistência pode ser enganosa se for obtida de uma geometria ou trajetória de tensão diferente de aquela provocada pelo carregamento no instante da ruptura;

7. a resistência ao cisalhamento calculada pelo critério de Mohr-Coulomb é definida por uma coesão e um ângulo de atrito. Esses parâmetros só podem ser determinados de forma individual no caso da existência de dados suficientes disponíveis para a análise.

Alguns fatores foram igualmente discutidos por Hussain (2010), onde incertezas como a geometria do talude, as propriedades dos materiais envolvidos, a posição da linha freática e a poropressão presente no momento da ruptura, o efeito da precipitação, a localização da superfície de ruptura, e a existência de trincas de tração influenciam na interpretação dos resultados obtidos pela retroanálise.

2.5.2 – Métodos aplicados na retroanálise

Os métodos utilizados na retroanálise podem ser classificados em dois grupos: métodos determinísticos e métodos probabilísticos.

Nos determinísticos, geralmente, o modelo de estabilidade de talude é assumido como preciso e o propósito da retroanálise é encontrar um conjunto de parâmetros que resultaria na ruptura do talude. Os valores dos parâmetros são considerados constantes, sem analisar a variabilidade espacial das características do solo. Por sua vez, no método probabilístico é reconhecido que o modelo de estabilidade de talude pode não ser perfeitamente preciso e numerosas combinações de parâmetros de estabilidade podem resultar na ruptura do talude. (Zhang *et al.*, 2010)

A modelagem probabilística reconhece as incertezas nos parâmetros de entrada e nos modelos de previsão da resistência. Para retroanalisar conjuntos de parâmetros incertos de

estabilidade de taludes simultaneamente, a retroanálise pode ser implementada pela abordagem probabilística, na qual estes parâmetros são modelados como variáveis aleatórias e suas distribuições são melhoradas com base nas informações observadas na ruptura.

Existe uma variedade de métodos disponíveis na literatura para a realização da retroanálise de ruptura de um talude. Dentre eles, cita-se o método determinístico de tentativa e erro, que combina valores de parâmetros de resistência até obter $F.S.=1$; as análises paramétricas, que consideram as variáveis de forma individual; as análises probabilísticas, que consideram duas variáveis, correlacionando-as; e existem também os métodos probabilísticos avançados que analisam de forma simultânea múltiplos parâmetros.

2.5.2.1 – Métodos determinísticos

Wesley & Leelaratnam (2001) propõem um método determinístico de retroanálise onde curvas $c' \times \text{tg} \phi'$ são geradas para duas situações: talude que sofreu uma ruptura simples e talude intacto. Análises de estabilidades convencionais são realizadas, utilizando o método de Bishop, o que possibilita a obtenção de um conjunto de valores de c' e ϕ' que satisfaçam o critério de que o fator de segurança seja igual à unidade nas duas situações. A Figura 2.9 mostra ambas as curvas.

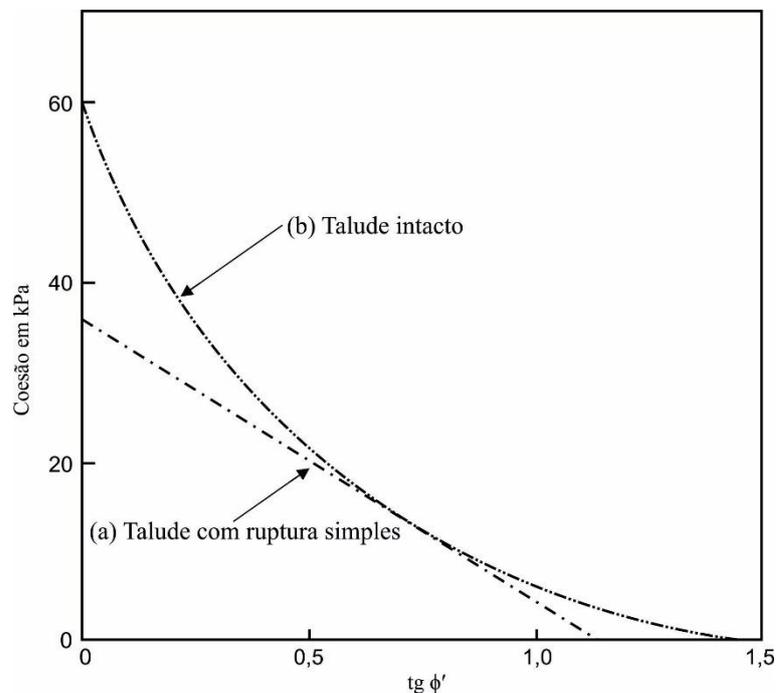


Figura 2.9 – Combinações de c' e ϕ' que resultam em F.S. unitário. (Wesley & Leelaratnam, 2001)

Definidas as curvas para as duas situações, a segunda etapa do método é ignorar a ruptura, e através de análises de estabilidade obter as superfícies de ruptura do talude nas duas condições. Utilizar os parâmetros empregados para gerar a curva $c' \times \text{tg} \phi'$ na situação de talude com ruptura simples para obter as superfícies de ruptura do talude intacto. Do mesmo modo, utilizar os parâmetros empregados para gerar a curva $c' \times \text{tg} \phi'$ na situação de talude intacto para obter as superfícies do talude que sofreu ruptura simples. A parte final do método consiste em traçar as curvas fator de segurança $\times \text{tg} \phi'$. O valor dos parâmetros médios de resistência da superfície de ruptura é obtido pela convergência das duas curvas para o valor unitário. Assim, o ponto onde estas duas curvas resultar no fator de segurança igual a unidade (1,0) define o verdadeiro valor de c' e ϕ' , Figura 2.10.

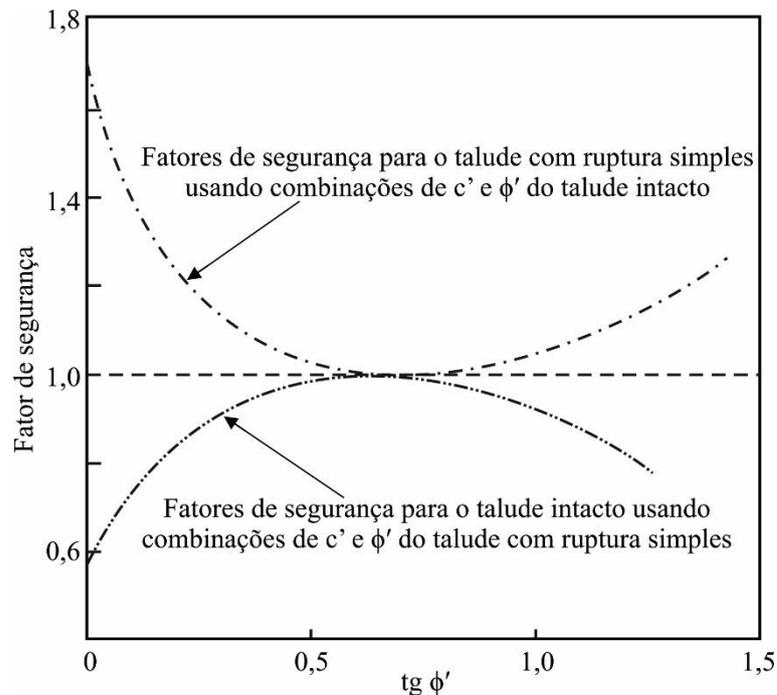


Figura 2.10 – Fator de segurança $\times \text{tg} \phi'$ a partir das duas hipóteses iniciais. (Wesley e Leelaratnam, 2001)

Ao longo dos anos, autores aprimoraram a técnica (Gomes & Barros, 2005; Jesus & Vilar, 2008). Procurou-se desenvolver metodologias capazes de identificar qual dos pares de parâmetros da curva $c' \times \text{tg} \phi'$ melhor representam os parâmetros médios de resistência do talude no momento da ruptura e que pudessem ser implantadas nos *softwares* de análises de estabilidade.

Gomes & Barros (2005) apresentam um método semelhante ao desenvolvido por Wesley & Leelaratnam (2001) e o implementam no *software* IPT-ESTAB1 – Análise de Estabilidade de Taludes em Solo. No método é determinado os prováveis pares de valores de coesão e ângulo de atrito que definem a resistência mobilizada do talude por meio dos seguintes passos:

1. a partir de um determinado método de análise de estabilidade gera-se a curva $c'=f(\phi')$ fixando o fator de segurança igual à unidade;
2. com a geometria inicial do talude e as mesmas condições de poropressão antes da ruptura, realiza-se análises de estabilidade e obtém-se superfícies de ruptura críticas para cada par de parâmetros da curva $c'=f(\phi')$;
3. representar graficamente a curva $c'=f(\phi')$ e a curva fator de segurança crítico $\times \phi'$;
4. entre os fatores de segurança críticos escolher aquele que mais se aproxima do valor unitário.

Por sua vez, Jesus & Vilar (2008) fazem algumas modificações no método proposto por Gomes & Barros (2005) e apontam os seguintes passos para se obter os parâmetros de resistência mobilizada do talude no momento da ruptura:

1. realizar análises de estabilidade com o centro do círculo mantido fixo e variando o raio da superfície de ruptura para cada par de valores definidos na curva $c'=f(\phi')$;
2. desta análise, resulta um par de c' e ϕ' associado a um fator de segurança. Traçar a curva fator de segurança crítico $\times \phi'$;
3. o valor mais provável do ângulo de atrito na superfície de ruptura é aquele que apresentar o fator de segurança mais próximo do unitário;
4. definido o valor do ângulo de atrito, retorna-se à curva $c'=f(\phi')$ para obter o valor da coesão correspondente.

Para a implementação do método, utilizou-se o programa de análise de estabilidade de talude Slope/W e o de análise de fluxo bidimensional Seep/w, ambos pertencentes à plataforma GeoStudio.

2.5.2.2 – Métodos probabilísticos

A filosofia que rege os métodos probabilísticos de retroanálise é diferente dos determinísticos. Os métodos probabilísticos reconhecem a existência de combinações de parâmetros que levariam o talude à ruptura. No entanto, estes métodos tratam das incertezas associadas à determinação destes parâmetros e considera a probabilidade de ocorrência dos mesmos. A probabilidade de ocorrência desses parâmetros pode ser quantificada pela distribuição de probabilidade. A grande vantagem dos métodos probabilísticos é que permitem incorporar informações na técnica de retroanálise, e são capazes de retroanalisar simultaneamente vários parâmetros de análise de estabilidade de taludes. (Zhang *et al.*, 2010)

Existem na literatura algumas abordagens probabilísticas que executam a técnica de retroanálise utilizando o Método dos Mínimos Quadrados, Método de Amostragem por Hipercubo Latino, Simulação de Monte Carlo, dentre outros.

O Método de Monte Carlo é considerado uma simulação aleatória ou um método estatístico experimental. O mesmo pode ser utilizado para determinar a probabilidade de ruptura de um talude. Fazendo uso da simulação de Monte Carlo nas análises de confiabilidade, o valor de “ ϕ ” é gerado aleatoriamente e os valores de “ c ” correspondentes são determinados através da solução das equações de equilíbrio limite. Em seguida, a probabilidade de ruptura pode ser calculada. O número de simulações é o ponto chave da simulação de Monte Carlo.

O número de interações é o número de vezes necessário para que a distribuição de probabilidade do fator de segurança esteja estabilizada. Segundo Assis *et al.*, (2012), o número de simulações requerido pelo método de Monte Carlo pode ser determinado pela equação 2.21 e depende do nível de confiança $(1-\alpha)$.

$$N = \left(\frac{Z_{\alpha/2}^2}{4\alpha^2} \right)^n \quad (2.21)$$

Onde, “ N ” é o número de simulações de Monte Carlo para certo nível de confiança; “ $Z_{\alpha/2}$ ” o parâmetro de confiabilidade (número de desvios padrão) obtido da Tabela 2.4; “ α ” a tolerância (erro) admitida na aproximação de Monte Carlo e “ n ” o número de variáveis aleatórias independentes que afetam a variável dependente.

Tabela 2.4 – Parâmetros de confiabilidade para a distribuição normal. (Assis *et al.*, 2012)

| Nível de Confiança (1- α) (%) | Parâmetro de Confiabilidade $Z_{\alpha/2}$ |
|---------------------------------------|--|
| 90 | 1,64 |
| 95 | 1,96 |
| 95,45 | 2,00 |
| 98 | 2,33 |
| 99 | 2,58 |
| 99,5 | 2,81 |
| 99,73 | 3,00 |
| 99,9 | 3,29 |
| 99,99 | 3,89 |
| 99,994 | 4,00 |

A coesão e o ângulo de atrito são os parâmetros de resistência que apresentam maior variabilidade dos dados. Esta variabilidade é muito grande. O ideal seria um número suficiente de ensaios que representasse a variabilidade desses parâmetros. Normalmente isso não é feito em função do tempo e dos custos envolvidos.

A variância padrão universal dos principais parâmetros geotécnicos vem sendo discutida por alguns pesquisadores como Harr (1984); Kulhawy (1992); Ribeiro (2008) e Assis *et al.* (2012), representando a variabilidade dos mesmos e definindo o coeficiente de variação padrão, Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Coeficiente de variação padrão de parâmetros geotécnicos. (Assis *et al.*, 2012)

| Parâmetro | Coeficiente de Variação Padrão (%) | Faixa de Coeficiente de Variação (%) |
|------------------|------------------------------------|--------------------------------------|
| Peso Específico | 3 | 2 a 8 |
| Coesão | 40 | 20 a 80 |
| Ângulo de Atrito | 10 | 4 a 20 |

Essa metodologia vem sendo utilizada para estimar o desvio padrão dos parâmetros de resistência quando não se tem ensaios suficientes ou quando não é possível realizar um grande número de ensaios, ou até mesmo quando os ensaios não representam a variabilidade dos parâmetros. As variáveis aleatórias independentes que mais contribuem com variação do fator de segurança é a coesão e o ângulo de atrito. Para estas variáveis adota-se uma distribuição

normal, visto que na natureza esses parâmetros tendem a ter uma distribuição estatística normal ou lognormal (Assis *et al.*, 2012).

Mais informações a respeito da simulação de Monte Carlo estão presentes no item 2.3.1 deste capítulo.

2.5.3 – Casos de retroanálise em taludes

A ideia adotada na técnica de retroanálise é a base de estudo de diversos casos de taludes que sofreram acidentes. Diante disso, é importante apresentar alguns casos de retroanálise realizadas, sobretudo em regiões de solos residuais tropicais. Existem casos interessantes de retroanálise, publicados na literatura, sendo alguns realizados no Brasil. Alguns destes casos são apresentados a seguir.

2.5.3.1 – Retroanálise da ruptura do talude na Rodovia Engenheiro Thales de L. Peixoto em São Paulo (2001)

Calle & Vilar (2001) apresentam um trabalho onde analisam a ruptura do talude de corte da Rodovia Engenheiro Thales de L. Peixoto – SP 318, km 261, com o auxílio dos programas Seep/W e Slope/W. O talude modelado é composto de areia argilosa marrom (solo coluvionar laterítico) com aproximadamente 15 metros de altura e 64° de inclinação. Na crista do talude existe uma fenda de tração com 2,6 metros de profundidade. A Figura 2.11 mostra a seção transversal modelada por Calle & Vilar (2001).

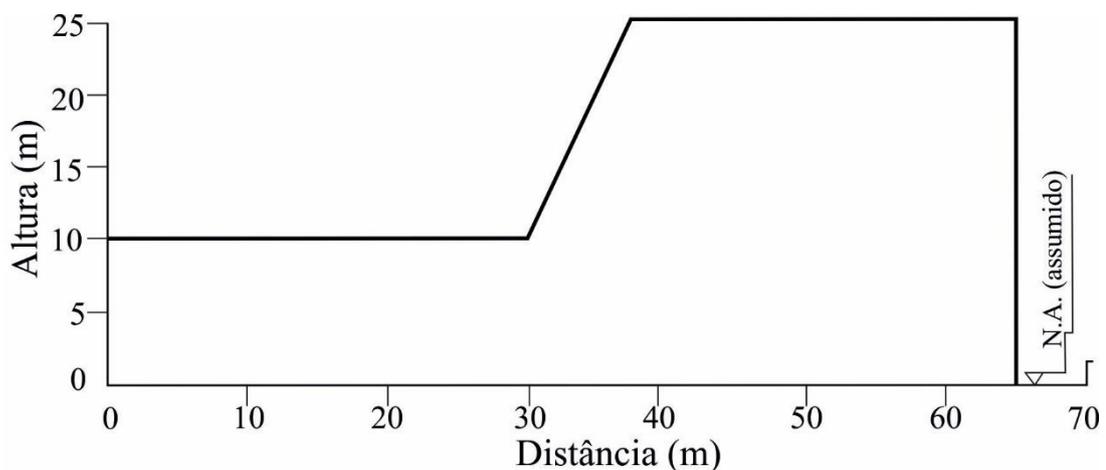


Figura 2.11 – Seção transversal modelada. (Calle & Vilar, 2001)

Foram realizadas investigações de campo e de laboratório, com ensaios de compressão triaxial consolidado drenado (CD) e não consolidado não drenado (UU). A partir dos ensaios se obteve os parâmetros de resistência do solo, listados abaixo:

Ensaio CD com corpo de prova saturado: $c=0$ kPa e $\phi=35^\circ$ para o solo de topo; $c=37$ kPa e $\phi=26^\circ$ para o solo da base.

Ensaio UU com corpo de prova na umidade natural: $c=11$ kPa e $\phi=22^\circ$ para o solo de topo; $c=69$ kPa e $\phi=24^\circ$ para o solo da base.

As análises de estabilidade do talude foram realizadas considerando os resultados do ensaio UU e a fenda de tração preenchida com água. O resultado obtido para o fator de segurança foi 1,058 e a superfície crítica gerada bastante próxima da observada em campo.

Para a retroanálise, primeiramente simulou-se precipitações de 20 a 70 mm/h e verificou-se a influência da frente de umedecimento no fator de segurança para a superfície de ruptura considerada. Em seguida, verificou-se que combinação de coesão e ângulo de atrito atendia à condição de fator de segurança igual a um.

Aplicou-se a técnica, em termos de tensões totais, estimando uma sucção inicial igual a 50 kPa, valor igual ao encontrado no ensaio de campo ao longo da superfície de ruptura observada. Considerou-se o solo não saturado e adotou-se os parâmetros de resistência do ensaio CD. Através da retroanálise, determinou-se uma coesão igual a 18 kPa. Este valor de coesão foi obtido para baixos valores de sucção, e resulta num fator de segurança muito próximo de um. Com isso, pode-se concluir que o mecanismo de ruptura do talude está condicionado à diminuição da sucção do solo associada ao avanço da frente de umedecimento devido às chuvas, com consequente redução do fator de segurança.

2.5.3.2 – Retroanálise da ruptura do talude de Kargar no Irão (2009)

O trabalho desenvolvido por Sharifzadeh *et al.* (2010) retroanalisa a ruptura do talude de Kargar localizado na região sul do metrô de Esfahan, no centro de Irão, com auxílio do programa Slide da plataforma RocScience. Trata-se de um talude de corte com 102 metros de extensão, 27 metros de altura e inclinação de 10:1 (V:H). A geologia do local compreende uma camada de xisto bastante desgastado e outra camada de arenito coberto por um depósito de aluvião. A face do talude é sustentada por concreto projetado, com 30 centímetros de espessura, e um sistema de ancoragens. A Figura 2.12 ilustra a seção transversal modelada.

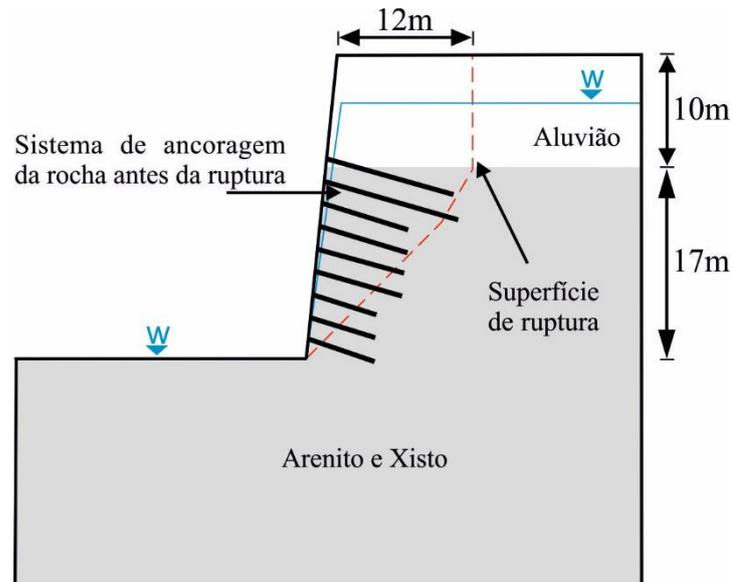


Figura 2.12 – Seção transversal retroanalizada. (Adaptado de Sharifzadeh *et al.*, 2010)

As propriedades físicas e mecânicas dos materiais foram determinadas por ensaios de laboratório. Os valores de coesão e ângulo de atrito são de ensaios de cisalhamento direto, Tabela 2.6.

A retroanálise foi realizada pela abordagem determinística, baseada na teoria de equilíbrio limite, considerando como parâmetros de entrada os valores obtidos dos ensaios de laboratório. A resistência ao cisalhamento no instante da ruptura foi determinada pelo critério de ruptura Mohr-Coulomb para um fator de segurança igual a um. Após a retroanálise, os valores obtidos para a coesão e ângulo de atrito da massa de solo foram, respectivamente, 190 kPa e 45°.

Tabela 2.6 – Propriedades dos materiais. (Sharifzadeh *et al.*, 2010)

| Parâmetros | Xisto | Arenito rígido | Arenito | Arenito frágil |
|---|-----------|----------------|---------|----------------|
| Massa específica (kN/m ³) | 26 | 26 | 25 | 25 |
| Resistência à compressão uniaxial (MPa) | 9 – 45 | 50 – 67 | 22 – 41 | 18 – 22 |
| Média da R.C.U. | 22 | 62 | 28 | 21 |
| Coesão (kPa) | 150 – 200 | 60 | 40 – 60 | 15 – 20 |
| Ângulo de atrito (°) | 25 – 35 | 34 – 35 | 15 – 25 | 25 |

Sharifzadeh *et al.* (2010) concluíram que a expressiva altura do talude e a sua inclinação quase que vertical, bem como o peso do material aluvionar atrelado à baixa resistência ao cisalhamento da massa rochosa e do plano de falha, são fatores que contribuíram com a ruptura do talude. A saturação do maciço rochoso e o projeto inadequado do sistema de ancoragem também deram o seu contributo à instabilidade. A retroanálise comprova que os valores dos parâmetros adotados em projeto são muito mais altos do que os obtidos pela técnica. Logo, a superestimação dos parâmetros também cooperou com a instabilidade do maciço.

2.5.3.3 – Retroanálise da ruptura do talude de mineração a céu aberto na China (2013)

Zhang *et al.* (2013) propõem uma técnica determinística que fornece um meio prático e rigoroso de retroanalisar os parâmetros de resistência ao cisalhamento de deslizamentos. Eles perceberam a dificuldade de avaliar a precisão de métodos baseados no equilíbrio limite, por isso apresentam uma técnica que utiliza um *software* de análise baseado no método do elemento cinemático (*Kinematical element method* (KEM)) e o método da bisseção. Uma das vantagens deste método é que ele evita as suposições feitas para as forças interlamelares dos métodos de equilíbrio limite.

A técnica de retroanálise foi aplicada no deslizamento ocorrido num talude de mineração a céu aberto na China. Trata-se de um talude de solo homogêneo, massa específica 18 kN/m^3 , que possui 112 metros de altura e inclinação de 42° . A superfície de ruptura observada em campo está localizada a 10 metros da crista, como ilustrada na seção transversal modelada, Figura 2.13. Não foram disponibilizadas informações a respeito do tipo de solo que compõe o maciço, nem prováveis investigações geotécnicas.

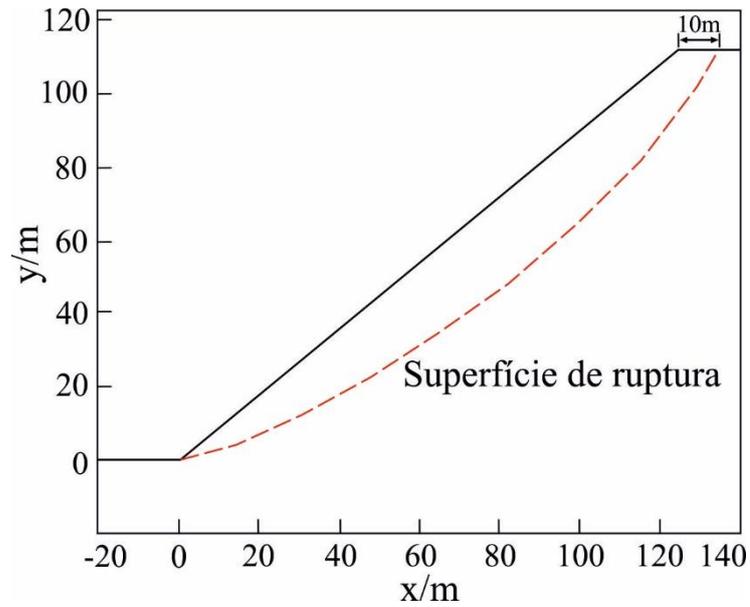


Figura 2.13 – Seção transversal modelada. (Adaptado de Zhang *et al.*, 2013)

Na retroanálise do talude, inicialmente adotou-se o ângulo de atrito igual a 17° e coesão variando de 0 a 50 kPa. Após a aplicação da técnica, obteve-se como resultado a coesão igual a 30 kPa e ângulo de atrito igual a 33° . Através dos resultados obtidos, Zhang *et al.* (2013) concluíram que os parâmetros de resistência ao cisalhamento podem ser determinados pela técnica. No entanto, deve-se conhecer com precisão a geometria do talude, bem como a posição da superfície de ruptura e a massa específica do solo que o compõe.

Capítulo 3

Barragem do Açu

3.1 – Considerações iniciais

Neste capítulo apresenta-se uma síntese de informações julgadas importantes na história da barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves (barragem do Açu). Procurou-se resgatar informações para a descrição geral da barragem, bem como dos aspectos geológicos e geotécnicos, os aspectos construtivos e a descrição do acidente ocorrido com o talude de montante da barragem central. As informações aqui apresentadas foram retiradas de trabalhos acadêmicos realizados nos últimos anos sobre a barragem e artigos científicos publicados, destacando-se De Mello (1982); Penman (1985); Sandroni (1986) e Rocha (2003). Também foram retiradas informações na página oficial do DNOCS (2017) (na internet), órgão responsável pela construção da barragem.

3.2 – Descrição geral da barragem

A Barragem do Açu é uma barragem de terra que foi construída no rio Piranhas-Açu, localizada seis quilômetros à montante da ponte Felipe Guerra na BR 304 e a 13 quilômetros da sede do município de Açu, no estado do Rio Grande do Norte. O acesso à barragem é feito pela BR 304, partindo de Natal, numa distância de aproximadamente 250 quilômetros. Na época da construção era o maior reservatório construído pelo DNOCS. A sua área de drenagem abrange o estado da Paraíba e do Rio Grande do Norte, com um reservatório de 2,4 bilhões de m³ de água. A Figura 3.1 apresenta a bacia hidrográfica do sistema Piranhas-Açu e a localização da barragem.

A barragem foi construída com o objetivo de suprir água ao projeto de irrigação do baixo Açu. Dentre os benefícios gerados pelo projeto, destacam-se o aproveitamento agrícola das terras aluviais do vale, bem como os chapadões dos tabuleiros das encostas. A irrigação dessas áreas promoveria na altura o desenvolvimento agrícola numa área de aproximadamente 25.000 ha, com geração de cerca de 12.000 postos de emprego de forma direta e indireta. (Rocha, 2003)

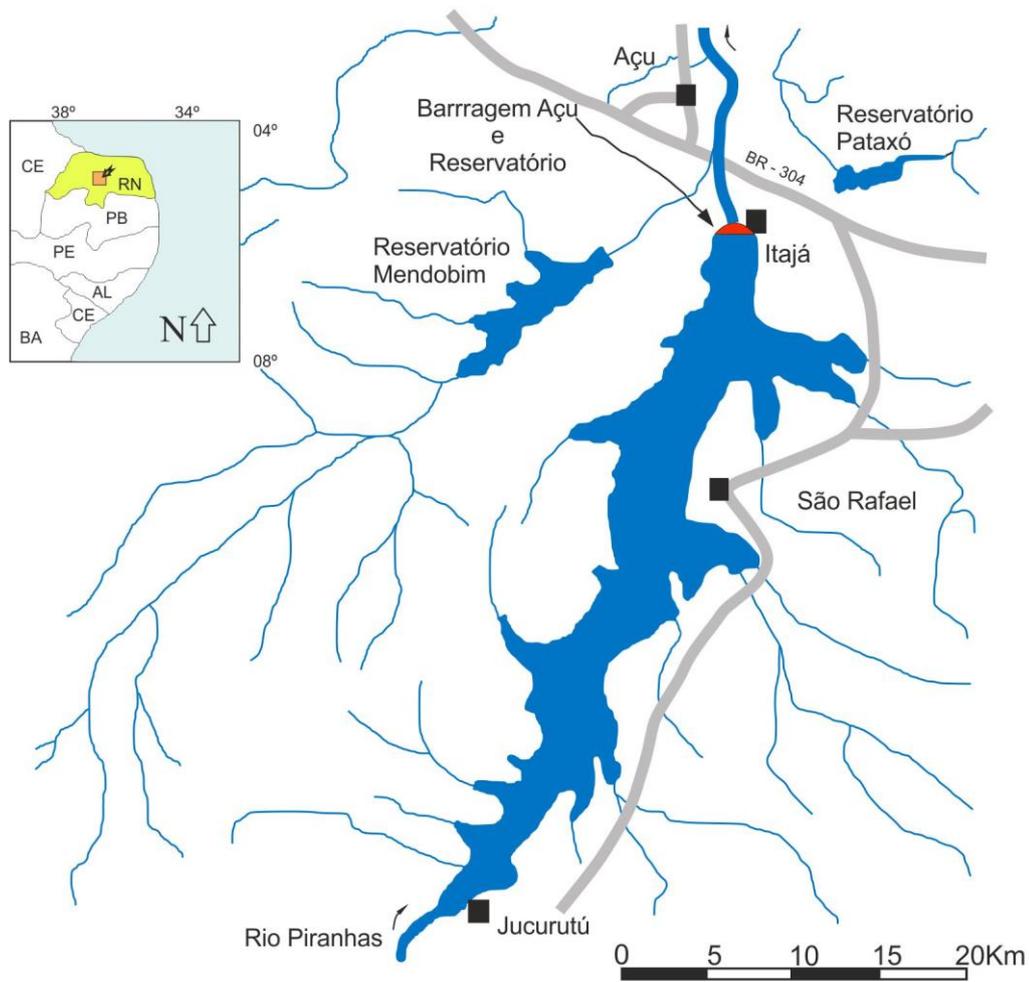


Figura 3.1 – Bacia do rio Piranhas-Açu e localização da barragem. (Adaptado de Rocha (2003))

O sistema de vertimento da barragem é constituído por um vertedouro principal, composto por um perfil hidráulico na cota 55 metros, com 220 metros de largura; um vertedouro auxiliar na forma de dique transbordável, com soleira na cota 58,7 metros e com 415 metros de largura; e um vertedouro auxiliar na forma de dique fusível, com 200 metros de largura e coroamento na cota 60,2 metros, localizado entre o vertedouro principal e o muro de proteção da ombreira esquerda. O dique fusível rompendo abre um canal que permite baixar o nível do reservatório. Os principais dados geométricos da barragem e das estruturas auxiliares, conforme o projeto executivo original, estão presentes na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Dados geométricos da barragem do Açú e de suas estruturas auxiliares. (Rocha, 2003)

| Estruturas | Dados |
|--|-------------------------------------|
| Barragem e tomada d'água | |
| Cota de coroamento | 62 m |
| Cota do leito do rio | 22 m |
| Altura máxima da barragem principal | 40 m |
| Comprimento da barragem | 2440 m |
| Largura da crista da barragem | 8 m |
| Extensão do túnel de tomada d'água | 165 m |
| Descarga máxima da tomada d'água (N.A. Normal) | 30 m ³ /s |
| Descarga mínima da tomada d'água (N.A. min. operacional) | 25 m ³ /s |
| Cota da soleira de tomada d'água | 31,6 m |
| Profundidade máxima do <i>cut off</i> | 27 m |
| Reservatório e Vertedouros | |
| Volume de acumulação | 2400x10 ⁶ m ³ |
| Nível d'água máx. maximorum | 60,5 m |
| Nível d'água normal | 55 m |
| Nível mínimo operacional | 38,2 m |
| Nível mínimo | 35 m |
| Volume útil de acumulação | 2100x10 ⁶ m ³ |
| Largura do vertedouro principal | 220 m |
| Cota de soleira do vertedouro principal | 55 m |
| Largura do dique transbordável | 415 m |
| Cota de soleira do dique transbordável | 58,7 m |
| Comprimento do dique fusível | 200 m |
| Cota do dique fusível | 60,2 m |
| Vazão dos vertedouros no N.A. Max. Maximorum | 12367 m ³ /s |
| Dique auxiliar | |
| Comprimento do dique auxiliar | 1340 m |
| Altura máxima sobre o terreno natural | 15 m |
| Cota do coroamento | 62 m |

3.3 – Aspectos geológicos e geotécnicos

Das investigações geológicas realizadas, observou-se que na região da obra ocorrem afloramentos de rochas graníticas migmatito gnaisses cinza, pouco a medianamente fraturadas. Essas rochas possuem características xistosas, e são cobertas por camadas pouco espessas de solo residual. As estruturas fraturadas da rocha são preenchidas por materiais quartzo-feldspatos.

No leito do rio existe um pacote aluvionar constituído por uma camada bem graduada de areia média a grossa com bolsões de pedregulho fino de coloração amarelada. Esse pacote aluvionar tem uma espessura de cerca de 27 metros até o substrato rochoso. O material apresenta-se com a compacidade de fofa a pouco compacta e possui elevados coeficientes de permeabilidade.

Os materiais utilizados na construção da barragem e dos aterros foram solos aluvionares adequados extraídos do próprio local da obra, provenientes de quatro jazidas de empréstimos. Essas jazidas de empréstimos foram divididas em dois grupos:

Grupo I – Solos residuais do arenito Açú: jazida de empréstimo 1 localizada na margem esquerda do rio a uma distância de três a cinco quilômetros do centro da barragem e formada por três subáreas compostas por seguintes materiais: (IA) Areia argilosa, de granulação variada, avermelhada com pedregulhos finos (SC); (IB) Pedregulho com areia de granulação variada, argiloso, avermelhada (GC); (IC) Pedregulho areno siltoso e areia, avermelhada, de granulação variada, siltosa, com pedregulhos (GM/SM).

Grupo II – Solos de depósitos sedimentares: estes solos estão presentes nas jazidas de empréstimos 2, 3 e 4. Uma das jazidas de empréstimo está localizada na margem esquerda do rio e outras duas na margem direita. Todas encontram-se a uma distância inferior a dois quilômetros da barragem e são suscetíveis à inundação pelas cheias do rio. Os solos dessas jazidas são compostos por seguintes materiais: (IIA) Siltes argilo arenosos e argilas silto arenosas de coloração escura (ML/CL/MH/CH); (IIB) Areia de granulação variada com pedregulhos finos de coloração clara. As propriedades geotécnicas dos solos, obtidas através de ensaios de laboratório realizados em amostras deformadas, estão listadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Propriedades geotécnicas dos solos. (Rocha, 2003)

| Tipo de Solo | Coesão (kPa) | Ângulo de atrito (graus) | Coefficiente de Permeabilidade (cm/s) |
|---------------------|---------------------|---------------------------------|--|
| IA | 30 | 30 | 10^{-7} |
| IB | 30 | 30 | 10^{-7} |
| IC | 30 | 28 | Elevado |
| IIA | 50 | 15 | Entre 10^{-6} e 10^{-7} |
| IIB | 20 | 20 | 10^{-7} |

3.4 – Aspectos construtivos e descrição do acidente

A construção da barragem do Açú iniciou-se no mês de maio de 1979. O término da obra estava previsto para fevereiro de 1982. Entretanto, na fase final da obra, em dezembro de 1981, ocorreu a ruptura do talude de montante da barragem. Após o acidente, a segurança da estrutura foi analisada e se iniciaram os trabalhos para a sua reconstrução, que foi finalizada em abril de 1983.

A existência da espessa camada de areia compressível na fundação e de materiais granulares em abundância foram fatores que motivaram a escolha da seção tipo da barragem. Portanto, a solução adotada inicialmente foi uma barragem de terra do tipo zonada. No projeto o núcleo impermeável, posicionado no centro da barragem, era assente diretamente sobre a base aluvionar. A barragem possui uma extensão de 2.440 metros, o coroamento na cota 62 metros e altura máxima de 40 metros a partir do leito do rio.

Para otimizar o aproveitamento dos materiais disponíveis, optou-se por três seções tipos: uma para a barragem central, uma para ombreira direita, e outra para a ombreira esquerda. O acidente ocorreu no talude de montante da barragem central, por isso, maior ênfase será dada à esta seção tipo, Figura 3.2.

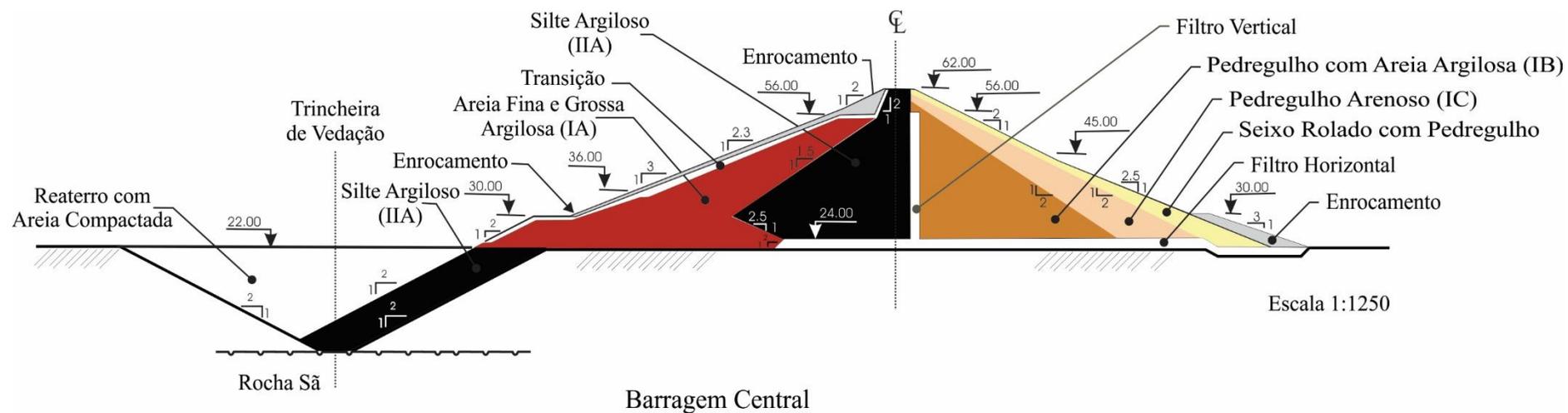


Figura 3.2 – Seção tipo da barragem central. (Rocha, 2003).

Para reduzir a permeabilidade da fundação no trecho arenoso do rio, optou-se por um dispositivo de vedação do tipo *cut off*. O dispositivo foi projetado com o material plástico do grupo IIA e posicionado a montante da barragem. Isso conferiu maior mobilidade a obra, permitindo que os trabalhos de escavação da trincheira pudessem ser realizados em simultâneo com os serviços de construção da barragem. A Figura 3.3 ilustra a execução do *cut off*, à esquerda, e do maciço da barragem, à direita.



Figura 3.3 – Construção da barragem central e início da escavação do *cut off*. (Rocha, 2003)

Um dos maiores desafios da obra foi a execução da trincheira de vedação. Os trabalhos foram realizados sobre grandes dificuldades e exigiu um projeto especial de esgotamento, para o rebaixamento do lençol freático do rio. Foi um dos maiores projetos de rebaixamento do lençol freático da época. O dispositivo atravessa toda a camada aluvionar, iniciando na base da barragem e se estendendo até a superfície rochosa. Isso proporciona maior controle do fluxo de água pelas fundações.

O sistema de drenagem interna da barragem central era composto por um dreno vertical ligado a um dreno horizontal. O dreno vertical com espessura de 1,5 metros inicia na cota 56, um metro acima do nível d'água normal do reservatório. O dreno horizontal se estenderia por toda a superfície à jusante da barragem.

O início das construções se deu com a execução do dique auxiliar na margem direita do rio. Foram executados em sequência os maciços da ombreira direita e esquerda, ao mesmo tempo que era aberto o canal de desvio do rio e a construção da ensecadeira. O dique auxiliar é uma pequena barragem de 15 metros de altura e 1340 metros de extensão, executada por causa de uma cela topográfica na margem direita do rio.

Em julho de 1980, foi sugerida pelo consultor da obra, a mudança da seção tipo da barragem central. As alterações foram propostas com vista a atender as disponibilidades dos solos que constituiriam o maciço da barragem. Essas alterações foram baseadas no fato de que a região de montante do aterro, sobretudo o trecho da berma que recobre a membrana impermeável do *cut off*, deveria ser construída com materiais do grupo IA. Este material era suficientemente plástico para suportar as deformações esperadas sem criar fissuras. Entretanto, o solo utilizado na execução do talude de montante, no momento da intervenção, era do grupo IB, por não haver mais disponibilidade do material do grupo IA. O solo IB era mais grosseiro, com maior percentual de pedregulho, com características bem menos plásticas do que o solo IA. Essas características o tornava inadequado para esta aplicação, por isso foi empregado no talude de jusante.

Sendo assim, a nova seção foi proposta pela consultora. Na seção, o núcleo argiloso e o *cut off* eram ligados por um trecho horizontal impermeável de material silto argiloso do grupo IIA (solos argilo siltosos), Figura 3.4. Vale ressaltar que os materiais do grupo IIA foram previstos no projeto original para serem aplicados separadamente no núcleo da barragem central e no *cut off*.

Se deu o início à construção da barragem central com o novo projeto de seção tipo proposto, mas ao longo do processo construtivo foram feitos alguns ajustes. Dentre os principais ajustes, destacam-se que o núcleo se tornou menos espesso e foi deslocado para uma posição mais a jusante. O seu talude de montante ficou mais íngreme; foi construída uma berma de 14 metros de altura logo à montante do núcleo e adjacente a ele. De acordo com Penman (1985), o tempo de construção da berma foi pouco mais de um mês, visando antecipar a estação chuvosa.

Devido às modificações acima descritas, o dreno vertical foi deslocado para jusante da seção. A Figura 3.5 ilustra a seção tipo modificada final da barragem central como construída.

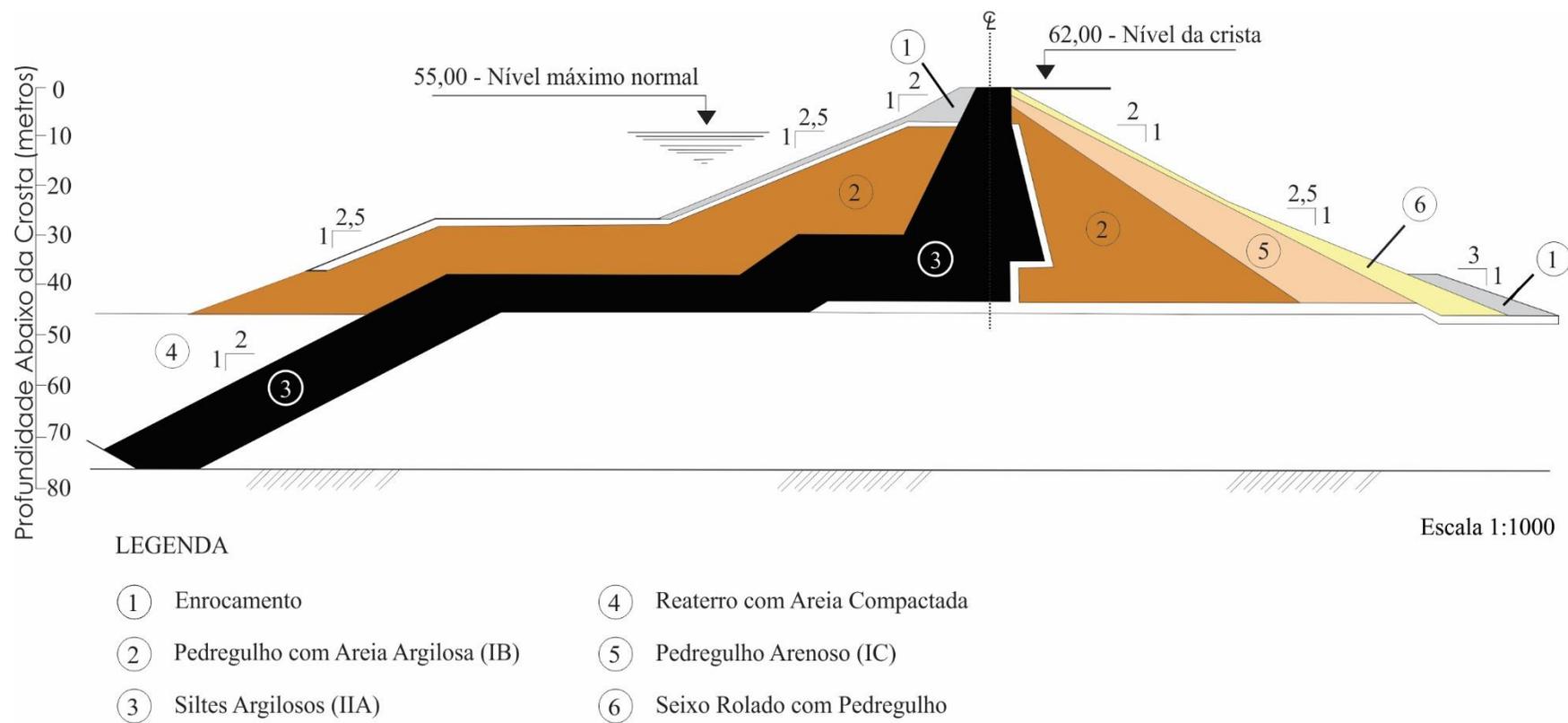


Figura 3.5 – Seção tipo modificada (Concepção Final). (Rocha, 2003)

De repente, após a execução da berma adjacente ao núcleo, ocorreram duas rupturas com 150 metros de largura cada. A retroanálise dessas rupturas considerando tensões totais resultaram em $c_u=48$ kPa (Penman, 1985; Sandroni, 1986). O material argiloso do grupo IIA possuía na jazida elevado grau de saturação. De acordo com De Mello (1982), estas características de saturação não foram significativamente alteradas durante a compactação com equipamentos modernos, de maneira que o solo não era compactado. O que o equipamento de compactação fazia era remodelar, cisalhar e laminar o solo e não compactá-lo, podendo estabelecer um plano preferencial de ruptura.

Em 15 de dezembro de 1981, quando a construção do aterro se encontrava com uma altura de aproximadamente 35 metros, a cinco metros de atingir o nível final de projeto, ocorreu a ruptura do talude de montante da barragem do Açú. A ruptura se iniciou com o aparecimento de pequena fissura não contínua na crista e se desenvolveu na forma de uma trinca contínua com aproximadamente 600 metros de extensão.

O deslizamento do talude de montante da barragem foi acompanhado pela movimentação da sua berma. Com a ruptura, o nível do maciço ficou 15 metros abaixo da cota do aterro não envolvido no deslizamento, Figura 3.6. Além disso, o material do pé do talude deslocou-se horizontalmente cerca de 25 metros. O acidente provocou a mobilização de mais de 1,5 milhões de m^3 de solo e enrocamento.



Figura 3.6 – Vista aérea do talude rompido. (Rocha, 2003)

Após o acidente, estudos técnicos e geotécnicos foram realizados visando identificar as causas do acidente. Os resultados das investigações realizadas permitiram a identificação da superfície de ruptura do talude, cuja forma foi classificada como composta. A superfície assumia a forma curva dentro do núcleo e evoluía para a configuração plana horizontal no trecho que liga o núcleo ao *cut off*, Figura 3.7. Ela se desenvolveu dentro da região que comportava o material do grupo IIA, desde o núcleo até o trecho que o ligava ao *cut off*. Ainda de acordo com as investigações, este material apresentava-se visualmente bastante plástico, com laminação intensa, e com teor de umidade superior ao ótimo.

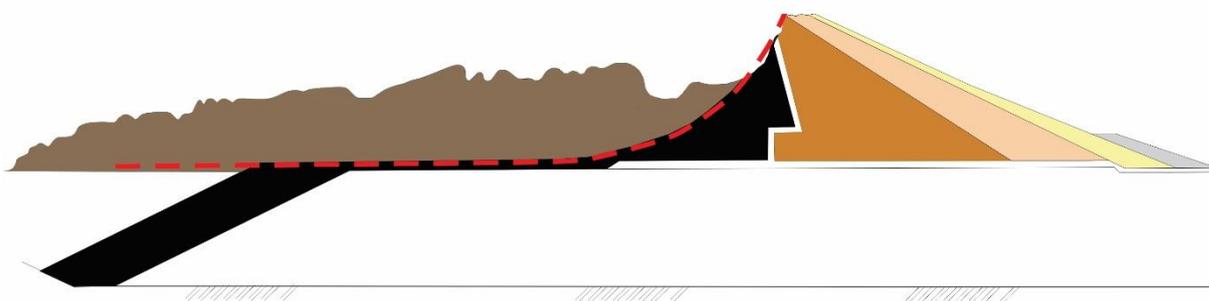


Figura 3.7 – Superfície de ruptura encontrada após o acidente. (Adaptado de Rocha, 2003)

Foram abertos poços de inspeção, a partir da superfície do aterro acidentado, profundo o suficiente para alcançar a região dentro do qual se desenvolveu a superfície de ruptura. Assim, foi possível coletar blocos indeformados do solo envolvido no escorregamento para a realização de ensaios de laboratório.

As causas do deslizamento foram atribuídas aos excessos de poropressões desenvolvidos no material do grupo IIA, a argila siltosa preta, que constituiu o núcleo e a parte inferior da berma de montante da barragem. Análises de estabilidade dos taludes considerando superfície de ruptura circular mostraram que os taludes se encontravam estáveis. Entretanto, em momento algum, análises foram realizadas considerando superfície de ruptura composta, principalmente devido à geometria adotada na região da argila siltosa. Após o acidente, estas análises foram realizadas e os valores obtidos para o fator de segurança foram todos inferiores à unidade. Não foi possível aceder aos dados dos parâmetros de resistência dos solos adotados nessas análises.

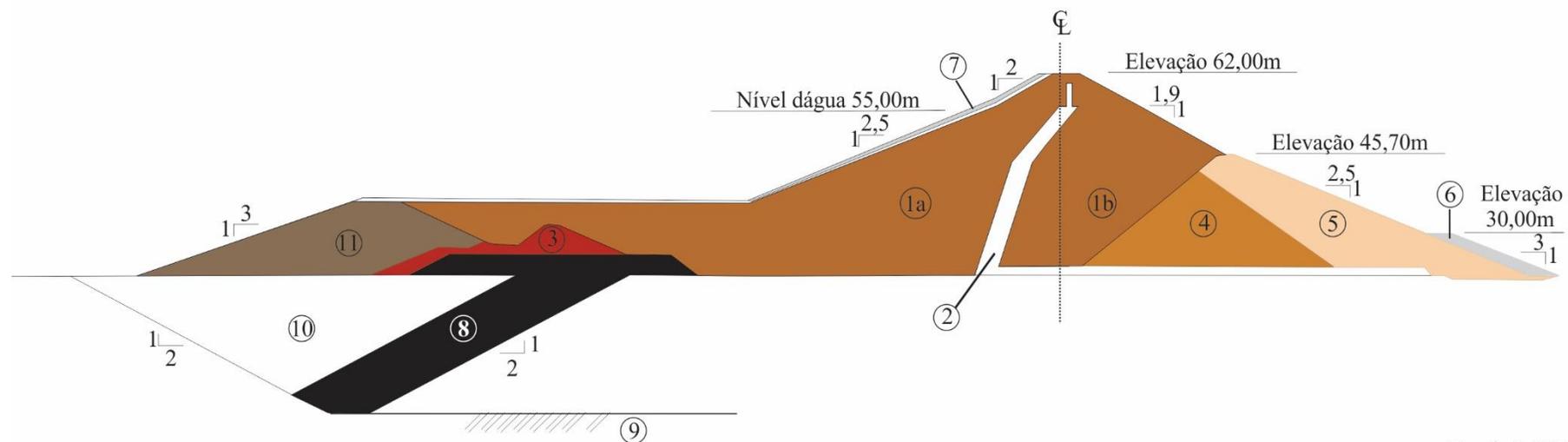
O material argiloso apresentava laminações e um desvio de teor de umidade entre -2% e +1% em relação ao ótimo. As especificações de projeto exigiam desvios entre -1,5% e +1,5%,

sendo posteriormente alteradas para -1,5% e +0,5%. Foi também especificado que as primeiras camadas de argila siltosa preta junto à fundação fossem compactadas com desvio de teor de umidade de +2% e +4%. (De Mello, 1982)

De acordo com Penman (1985), após o acidente, retroanálises com tensão total resultaram $c_u=49$ kPa, valor muito próximo do obtido anteriormente na retroanálise da berma adjacente ao núcleo.

Sandroni (1986) afirma que análises da ruptura com tensões efetivas apontaram que os parâmetros efetivos da resistência de pico na superfície de ruptura eram $\phi'=19^\circ$, c' variando de 10 a 35 kPa e poropressões elevadas.

No mês de maio do mesmo ano, deu-se início aos trabalhos de reconstrução da barragem. A reconstrução se deu com a remoção de todos os materiais envolvidos no deslizamento existentes na área. Um volume de 1,2 milhões de m^3 de materiais foi escavado, lançado e compactado, formando um tapete de 600 metros à montante da barragem. A barragem de terra construída, considerada homogênea, foi preenchida com o pedregulho areno argiloso avermelhado, solo do grupo IB, existente em grande quantidade no local, Figura 3.8.



Escala 1:1250

LEGENDA

- ①a - Pedregulho Areno Argiloso (material IB; menor concentração de cascalho grosso)
- ①b - Pedregulho Areno Argiloso (material IB; maior concentração de cascalho grosso)
- ② - Areia
- ③ - Areia Argilosa com Pedregulho (material IA)
- ④ - Pedregulho Areno Argiloso (material IB; com maior concentração de cascalho grosso), remanescente da construção original.
- ⑤ - Pedregulho Areno Siltoso e Areia Siltosa com Pedregulho (material IC)
- ⑥ - Enrocamento (dreno de pé)
- ⑦ - Enrocamento de Montante - RIP-RAP
- ⑧ - Siltes e Argilas Arenosas (material IIA)
- ⑨ - Rocha da Fundação
- ⑩ - Areias de Reaterro do *Cut-off* remanescentes da Construção Original
- ⑪ - Enscadeira Construída após o Acidente com Solos Provenientes da Remoção de Materiais

Figura 3.8 – Seção tipo da barragem central construída após a ruptura. (Rocha, 2003)

Capítulo 4

Resultados e análises

4.1 – Considerações preliminares

Este capítulo apresenta inicialmente uma discussão a respeito das propriedades geotécnicas dos solos empregados na execução da barragem do Açú. Ênfase é dada na argila siltosa preta do grupo IIA presente no núcleo e fundação da barragem, tendo em vista que a ruptura se deu nesse material. Em seguida são mostradas as análises de estabilidade realizadas considerando esses parâmetros. Foram realizadas análises utilizando a abordagem determinística e probabilística. Na sequência são apresentadas as retroanálises do talude rompido, também usando abordagem determinística e probabilística. Por fim, é feita a análise conjunta dos resultados obtidos.

4.2 – Propriedades geotécnicas dos solos

Os parâmetros de resistência adotados nas análises de estabilidade foram obtidos no trabalho desenvolvido por De Mello (1982) e no trabalho mais recente desenvolvido por Morais (2017).

De Mello (1982) apresenta os parâmetros efetivos de resistência dos materiais adotados no projeto original da barragem do Açú, Tabela 4.1. Segundo De Mello (1982), esses valores efetivos são questionáveis. Ainda de acordo com De Mello (1982), esses parâmetros de resistência dos solos foram muitas vezes estimados de acordo com a experiência tida com alguns solos similares testados no passado e ajustados conforme as modificações feitas no projeto. Os parâmetros de resistência foram aqueles referentes ao critério de ruptura Mohr-Coulomb, c' e ϕ' . Quanto a argila siltosa preta, os parâmetros de resistência adotados no projeto da barragem foram $c'=50$ kPa e $\phi'=15^\circ$. Nas análises de estabilidade esses parâmetros foram considerados como sendo totais, uma vez que os mesmos foram obtidos de ensaios triaxiais UU sem medidas de poropressão e, portanto, não tem condições de ser em termos de tensões efetivas ($c_u=50$ kPa e $\phi_u=15^\circ$).

Tabela 4.1 – Parâmetros de resistência dos solos adotados no projeto da barragem do Açú.
(De Mello, 1982)

| Material | γ (kN/m ³) | c' (kPa) | ϕ' (°) |
|--------------------------------------|-------------------------------|------------|-------------|
| Enrocamento | 20 | 0 | 38 |
| Areia argilosa, fina e grossa | 20 | 30 | 30 |
| Seixo rolado com pedregulho | 20 | 0 | 35 |
| Pedregulho arenoso | 20 | 0 | 35 |
| Areira siltosa, fina, pouco argilosa | 19 | 30 | 28 |
| Areia | 19 | 0 | 35 |
| Argila siltosa | 19 | 50 | 15 |
| Areia, média a grossa | 19 | 0 | 27 |

Após a ruptura do talude de montante da barragem do Açú, foram escavados poços de inspeção e deles foram coletados blocos indeformados da argila siltosa preta para a realização de ensaios de resistência. Foram realizados ensaios triaxiais UU. A Figura 4.1 mostra a envoltória média de resistência deste material. Não existem informações se os ensaios foram realizados com os corpos de prova saturados ou não saturados. Também não existem informações a respeito do “Inconsistente” nem da “Deformação equivalente” presentes na imagem, mas se presume que para uma deformação equivalente adotada todos os corpos de prova romperam com o mesmo valor de resistência resultando numa envoltória horizontal com $\phi_u=0^\circ$.

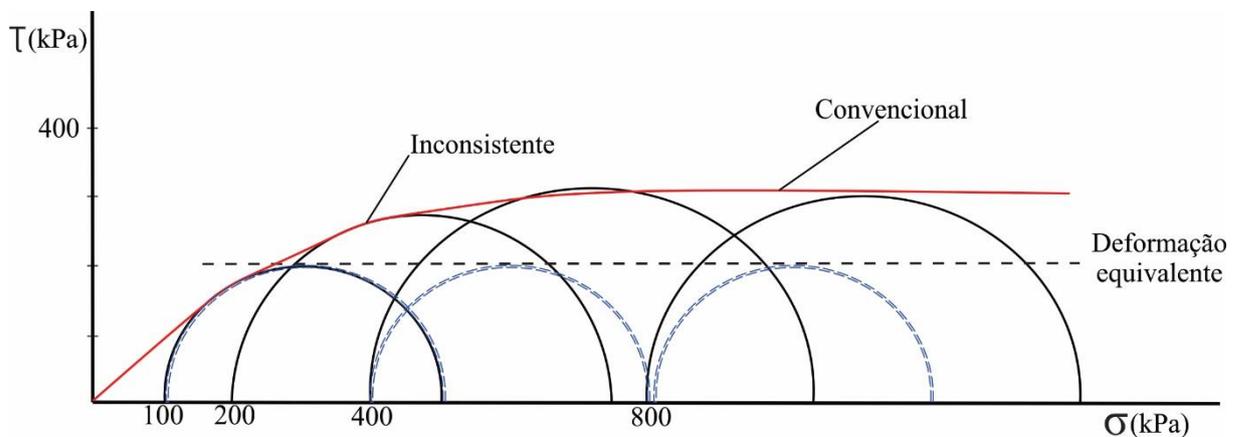


Figura 4.1 – Envoltória média de resistência da argila siltosa preta obtida em ensaios após a ruptura. (De Mello, 1982)

Apesar de não deixar claro a condição do teor de umidade do corpo de prova, percebe-se pela envoltória que o mesmo foi ensaiado na condição não saturada, visto que apresenta uma envoltória bi linear com $\phi_u \neq 0^\circ$ para baixas tensões. Analisando a Figura 4.1, percebe-se que os parâmetros de resistência da argila siltosa preta variam com a tensão de confinamento. Para baixos valores de tensão confinante ($\sigma_c \leq 500$ kPa) o solo apresentou $c_u = 4$ kPa e $\phi_u = 24^\circ$, enquanto que para altos valores de tensão confinante ($\sigma_c \geq 500$ kPa) o solo apresentou $c_u = 300$ kPa e $\phi_u = 0^\circ$. Os altos níveis de tensão confinante comprimem o ar provocando a saturação do corpo de prova.

Penman (1985) afirma que após a execução da berma adjacente ao núcleo da barragem com a argila siltosa preta, ocorreram duas rupturas com 150 metros de largura cada. Essas rupturas foram retroanalisadas considerando tensões totais e resultaram em $c_u = 48$ kPa e $\phi_u = 0^\circ$. Ainda segundo Penman (1985), após o acidente com a barragem do Açú, retroanálises com tensão total resultaram $c_u = 49$ kPa e $\phi_u = 0^\circ$ para a argila siltosa preta.

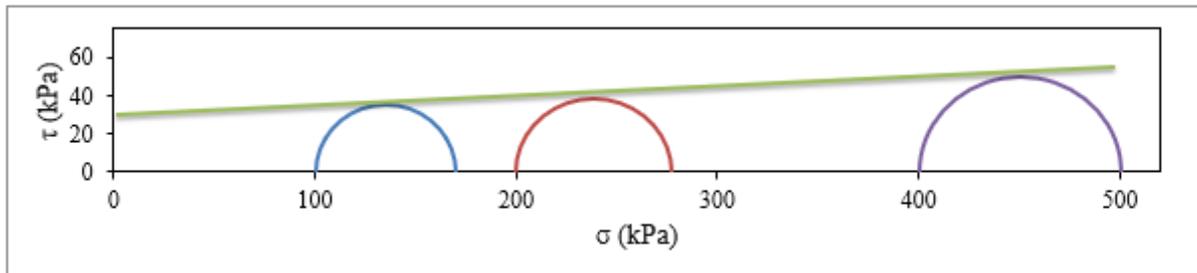
Sandroni (1986) confirma os valores das retroanálises apresentados por Penman (1985), onde retroanálises com tensão total após o acidente da barragem resultaram $c_u = 49$ kPa e $\phi_u = 0^\circ$.

Morais (2017) também apresenta novos valores de parâmetros de resistência ao cisalhamento do mesmo material utilizado no núcleo da barragem (argila siltosa preta do grupo IIA) através de investigações geotécnicas realizadas nas amostras deformadas coletadas em campo, Tabela 4.2. Os ensaios foram realizados em corpos de prova compactados no teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima na mesma condição de compactação prevista no projeto da barragem e executada em campo. Foram realizados ensaios de caracterização completa (fluorescência de raios X (FRX), massa específica dos sólidos, granulometria conjunta e limites de consistência), ensaios de compactação, ensaio de permeabilidade e ensaios de caracterização mecânica, através de ensaio de adensamento e de compressão triaxial não consolidado e não drenado (UU) para determinação dos parâmetros de resistência do solo. A envoltória média de resistência para o solo saturado é apresentada na Figura 4.2. Os ensaios triaxiais UU foram executados em corpos de prova com teor de umidade de compactação (20%) e em corpos de prova saturados por contrapressão (parâmetro B de Skempton igual a 0,85 com teor de umidade de 27,53%). Os resultados completos e mais detalhados desses ensaios podem ser verificados no trabalho desenvolvido por Moraes (2017).

Tabela 4.2 – Parâmetros geotécnicos totais da argila siltosa preta.

| Material | γ (kN/m ³) | UU Saturado* | | UU Não Saturado | |
|-----------------------|-------------------------------|--------------|--------------|-----------------|--------------|
| | | c_u (kPa) | ϕ_u (°) | c_u (kPa) | ϕ_u (°) |
| Argila siltosa IIA | 20 | 30 | 3 | 70 | 18 |

*parâmetro B de Skempton igual a 0,85.

**Figura 4.2** – Envoltória média de resistência do solo na condição saturada. (Morais, 2017)

4.3 – Análises de estabilidade do talude de montante da barragem do Açú

As análises de estabilidade do talude de montante da barragem do Açú foram realizadas com auxílio do *software* Slide 7.0 pertencente à plataforma RocScience. Este *software* permite a realização de análises de estabilidade por superfícies de ruptura de qualquer formato. O estudo de estabilidade de taludes de barragens contempla quatro fases específicas. São analisadas as condições de final de construção, primeiro enchimento, operação do reservatório e rebaixamento rápido do nível de água. No caso da barragem do Açú o acidente ocorreu na fase final da construção da barragem.

Neste contexto, as análises de estabilidade foram todas executadas considerando o maciço como um aterro, sem a presença de fluxo de água. A seção modelada corresponde à seção máxima da barragem central, tal como estava sendo construída antes da ruptura.

São apresentadas a seguir as análises de estabilidade realizadas. Foram realizadas oito análises. Para facilitar o entendimento e simplificar a denominação dessas análises elas serão tratadas de “casos” variando de Caso 1 ao Caso 8. Os quatro primeiros casos (Caso 1 ao 4) foram realizados para verificar se realmente a barragem seria estável, considerando as condições dos parâmetros vigentes no projeto na época para análises de estabilidade.

Primeiramente foram realizadas duas análises de estabilidade (Caso 1 e Caso 2) com os parâmetros da argila siltosa preta apresentadas por De Mello (1982). No Caso 1 foi considerado os parâmetros de resistência dos solos adotados no projeto da barragem $c_u=50$ kPa e $\phi_u=15^\circ$. No Caso 2 considerou-se os parâmetros de resistência obtidos dos ensaios realizados em amostras coletadas após a ruptura da barragem $c_u=4$ kPa e $\phi_u=24^\circ$ ($\sigma_c \leq 500$ kPa) e $c_u=300$ kPa e $\phi_u=0^\circ$ ($\sigma_c \geq 500$ kPa). Em seguida, realizaram-se duas análises de estabilidade (Caso 3 e Caso 4) para a obtenção dos fatores de segurança da superfície de ruptura encontrada em campo após o deslizamento. Para a argila siltosa preta foram utilizados os mesmos parâmetros dos Casos 1 e 2 (para o Caso 3 foram utilizados os parâmetros do Caso 1 e para o Caso 4, os parâmetros do Caso 2). A posição e forma da superfície de ruptura foram aquelas apresentadas nos trabalhos desenvolvidos por De Mello (1982); Penman (1985); Sandroni (1986) e Rocha (2003).

Logo depois, realizou-se a análise de estabilidade do talude de montante da barragem do Açú pelas abordagens determinística e probabilística (Caso 5 ao Caso 8) com os parâmetros de resistência da argila siltosa preta obtidos no trabalho de Morais (2017). No Caso 5 considerou-se os parâmetros do ensaio UU para a argila siltosa preta saturada por contrapressão, $c_u=30$ kPa e $\phi_u=3^\circ$ e, no Caso 6, considerou-se os parâmetros do ensaio UU para a argila siltosa preta com teor de umidade de compactação, $c_u=70$ kPa e $\phi_u=18^\circ$. Nesses dois casos foram realizadas análises determinísticas. O Caso 7 e o Caso 8 representam as análises probabilísticas dos Casos 5 e 6, respectivamente.

Os fatores de segurança críticos para todas as análises de estabilidade foram obtidos pelos métodos de equilíbrio limite conforme mostrado no item 2.1.1.

4.3.1 – Resultados obtidos no Caso 1

Essa análise foi realizada para verificar a estabilidade do talude de montante da barragem do Açú. Foram utilizados os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos que constam na Tabela 4.1. Na ausência de medidas de poropressões, a estabilidade do talude foi analisada com os solos na condição não drenada com os parâmetros dos solos adotados em termos de tensões totais. Os valores do fator de segurança crítico obtidos na análise estão apresentados na Tabela 4.3 e a superfície crítica de ruptura na Figura 4.3.

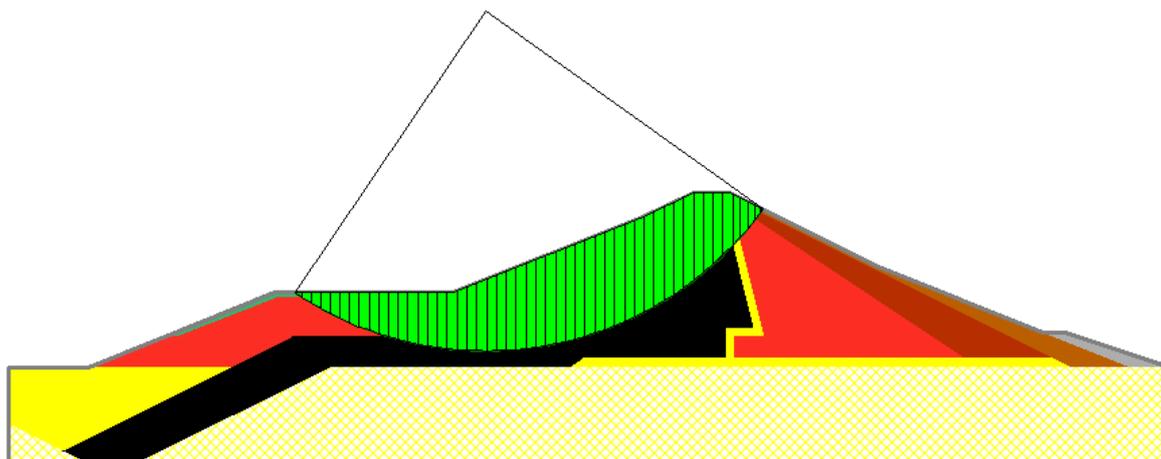


Figura 4.3 – Superfície de ruptura crítica obtida pelo método de Bishop Simplificado, Caso 1.

Tabela 4.3 – F.S. críticos obtidos para o talude de montante da barragem do Açú, Caso 1.

| Métodos | F.S. críticos |
|---------------------|---------------|
| Fellenius | 1,868 |
| Bishop Simplificado | 2,128 |
| Janbu Simplificado | 1,892 |
| Janbu Generalizado | 2,045 |
| Spencer | 2,155 |
| Morgenstern-Price | 2,149 |
| Sarma | 2,154 |

Todos os métodos de equilíbrio limite forneceram valores de fator de segurança crítico maiores do que o mínimo recomendado pela literatura para a fase final de construção, que é de 1,25 a 1,30. O valor médio do fator de segurança fornecido pelos métodos é de 2,056, o que indica que o talude seria estável. Verifica-se que mesmo considerando um formato qualquer para a superfície de ruptura os resultados mostram uma superfície circular como sendo a mais crítica.

4.3.2 – Resultados obtidos no Caso 2

Nesta análise, os parâmetros dos solos adotados também foram em termos de tensões totais. Na parte superior do núcleo da barragem adotou-se para a argila siltosa preta $c_u=4$ kPa e $\phi_u=24^\circ$ na tentativa de representar os baixos níveis de confinamento. Por sua vez, na região horizontal que liga o núcleo ao *cut off* adotou-se para a argila siltosa preta $c_u=300$ kPa e $\phi_u=0^\circ$,

tentando representar altos níveis de confinamento. Os fatores de segurança críticos obtidos na análise estão listados na Tabela 4.4 e a superfície crítica de ruptura na Figura 4.4.

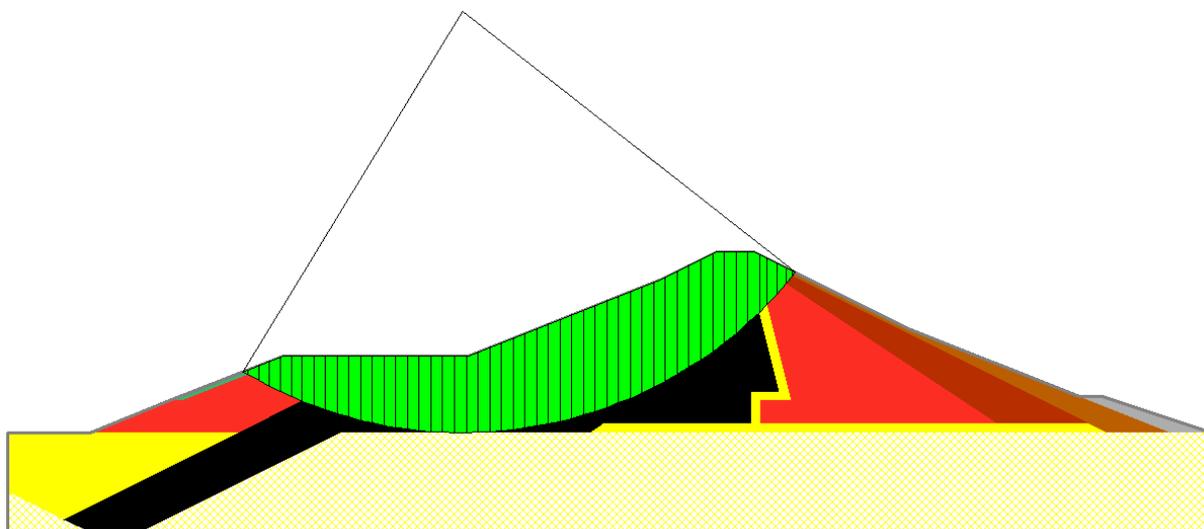


Figura 4.4 – Superfície de ruptura crítica obtida pelo método de Bishop Simplificado, Caso 2.

Tabela 4.4 – F.S. críticos obtidos para o talude de montante da barragem do Açú, Caso 2.

| Métodos | F.S. críticos |
|---------------------|---------------|
| Fellenius | 2,044 |
| Bishop Simplificado | 2,110 |
| Janbu Simplificado | 2,049 |
| Janbu Generalizado | 2,136 |
| Spencer | 2,114 |
| Morgenstern-Price | 2,112 |
| Sarma | 2,112 |

Para este caso, todos os métodos de equilíbrio limite forneceram valores de fator de segurança crítico maiores do que o mínimo recomendado pela literatura para a fase final de construção, que é de 1,25 a 1,30. Os métodos de equilíbrio limite forneceram um fator de segurança médio de 2,097. Mais uma vez verifica-se que mesmo considerando um formato qualquer para a superfície de ruptura os resultados mostram uma superfície circular como sendo a mais crítica. Os resultados também mostram que o talude de montante da barragem do Açú

seria estável se no projeto as análises de estabilidade tivessem sido realizadas com parâmetros de resistência da argila siltosa preta obtidos após a ruptura.

4.3.3 – Resultados obtidos nos Casos 3 e 4

De acordo com trabalhos publicados sobre a barragem do Açú (De Mello, 1982; Penman, 1985 e Rocha, 2003) após a ruptura da barragem foram realizados estudos técnicos e geotécnicos visando identificar as causas do acidente. Os resultados revelaram a forma e posição da superfície de ruptura da barragem.

Portanto, foram realizadas análises de estabilidade para conhecer os valores do fator de segurança para a referida superfície de ruptura, encontrada em campo após o deslizamento. Duas análises foram realizadas. A primeira com $c_u=50$ kPa e $\phi_u=15^\circ$ para a argila siltosa preta e a segunda com $c_u=4$ kPa e $\phi_u=24^\circ$ na parte superior do núcleo e $c_u=300$ kPa e $\phi_u=0^\circ$ na região horizontal que liga o núcleo ao *cut off*. A superfície de ruptura analisada é representada na Figura 4.5. Os valores do fator de segurança crítico obtidos para os dois casos analisados estão listados na Tabela 4.5 e 4.6, respectivamente.

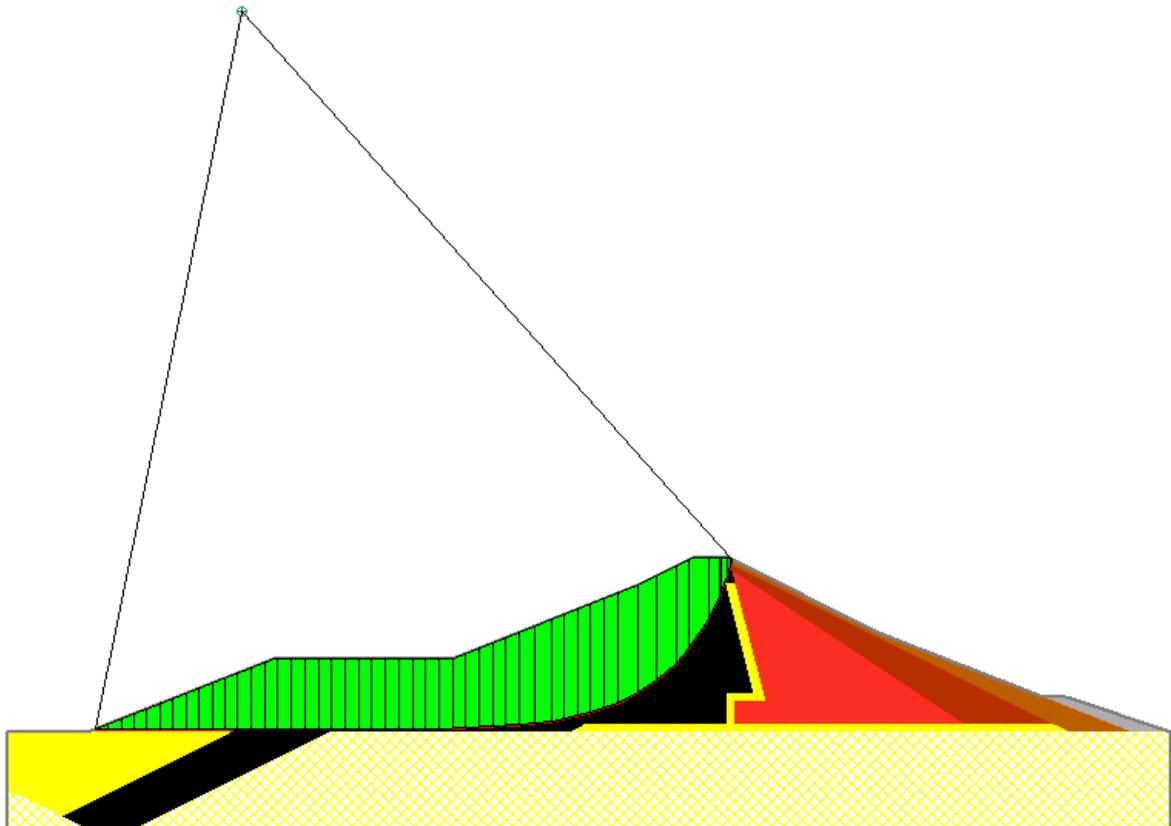


Figura 4.5 – Superfície de ruptura encontrada nos estudos realizados após o acidente, Casos 3 e 4.

Tabela 4.5 – F.S. obtidos para a superfície de ruptura encontrada, Caso 3.

| Métodos | F.S. críticos |
|---------------------|----------------------|
| Fellenius | 2,104 |
| Bishop Simplificado | 2,005 |
| Janbu Simplificado | 1,907 |
| Janbu Generalizado | 2,030 |
| Spencer | 2,095 |
| Morgenstern-Price | 2,041 |
| Sarma | 2,105 |

Tabela 4.6 – F.S. obtidos para a superfície de ruptura encontrada, Caso 4.

| Métodos | F.S. críticos |
|---------------------|----------------------|
| Fellenius | 4,151 |
| Bishop Simplificado | 3,750 |
| Janbu Simplificado | 3,565 |
| Janbu Generalizado | 3,795 |
| Spencer | 3,939 |
| Morgenstern-Price | 3,835 |
| Sarma | 3,970 |

A média dos valores do fator de segurança obtidos para as duas análises foram 2,041 e 3,858, respectivamente. Isso significa que o talude não romperia com esta superfície de ruptura, visto que os fatores de segurança encontrados são maiores do que um. A tabela 4.7 apresenta a média dos valores do fator de segurança obtidos pelos métodos de equilíbrio limite para os quatro casos estudados.

Tabela 4.7 – Média dos fatores de segurança obtidos do Caso 1 ao Caso 4.

| Casos analisados | Fator de segurança médio |
|-------------------------|---------------------------------|
| Caso 1 | 2,056 |
| Caso 2 | 2,097 |
| Caso 3 | 2,041 |
| Caso 4 | 3,858 |

Os resultados mostram que com os parâmetros de entrada considerados por De Mello (1982) o talude permaneceria estável. No entanto, sabe-se que o referido talude rompeu durante a construção da barragem, e que a superfície de ruptura composta se desenvolveu dentro da argila siltosa preta que foi utilizada no núcleo e no *cut off* do maciço. Logo, confirmam-se as dúvidas sobre a autenticidade dos parâmetros de resistência calculados para a argila siltosa preta do grupo IIA empregada na barragem.

4.3.4 – Análise probabilística do talude de montante da seção máxima da barragem central

Antes de aplicar a abordagem probabilística no talude de montante da barragem do Açú, primeiramente realizou-se a análise de estabilidade com a abordagem determinística. Os novos parâmetros totais de resistência ao cisalhamento, coesão e ângulo de atrito, bem como o peso específico dos materiais que compunham o talude estão presentes na Tabela 4.8. As análises de estabilidade do talude foram realizadas considerando os solos na condição não drenada.

Tabela 4.8 – Parâmetros geotécnicos considerados nas análises de estabilidade.

| Material | γ (kN/m ³) | c (kPa) | ϕ (°) |
|---------------------------|-------------------------------|---------|------------|
| Enrocamento | 21 | 0 | 40 |
| Areia (drenos) | 19 | 0 | 40 |
| Fundação | 19 | 0 | 30 |
| Pedregulho argiloso IB | 20 | 20 | 27 |
| Pedregulho arenoso IC | 20 | 20 | 27 |
| Seixo rolado | 20 | 0 | 35 |

O modo de ruptura adotado no estudo foi a ruptura circular, considerando superfícies compostas. Não foi considerado o nível de água no maciço. Para a argila siltosa preta os parâmetros utilizados nas análises foram os obtidos no trabalho de Moraes (2017), Tabela 4.2.

4.3.4.1 – Resultados obtidos nos Casos 5 e 6

A análise de estabilidade com a abordagem determinística é o primeiro passo antes da aplicação da abordagem probabilística no talude. No Caso 5, utilizou-se $c_u=30$ kPa e $\phi_u=3^\circ$ e no Caso 6 $c_u=70$ kPa e $\phi_u=18^\circ$. Após realizar as análises de estabilidade as superfícies críticas de

ruptura da seção para os dois casos analisados foram identificadas conforme as Figuras 4.6 e 4.7, respectivamente.

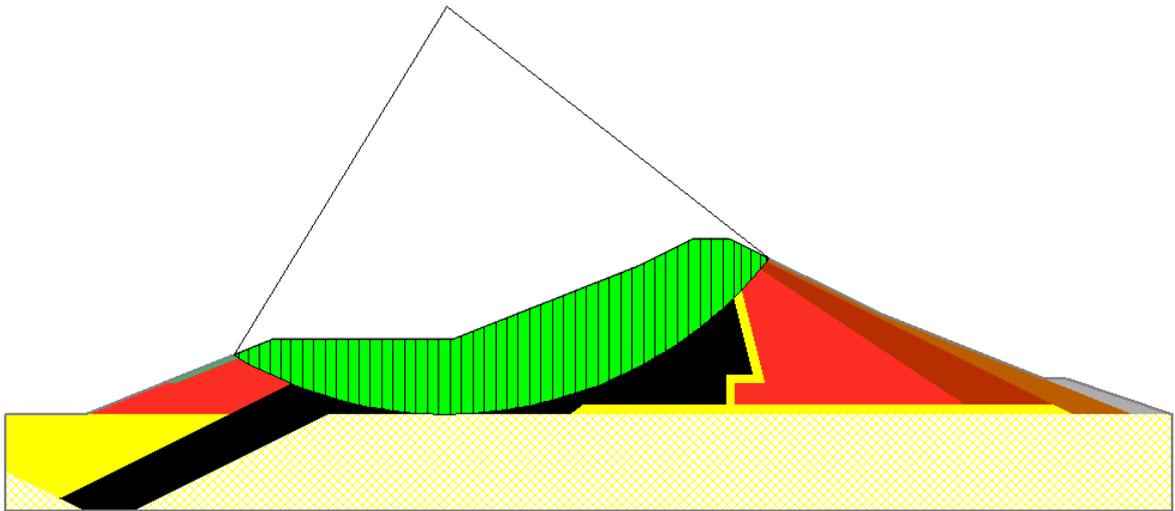


Figura 4.6 – Superfície de ruptura crítica da seção pela abordagem determinística, Caso 5.

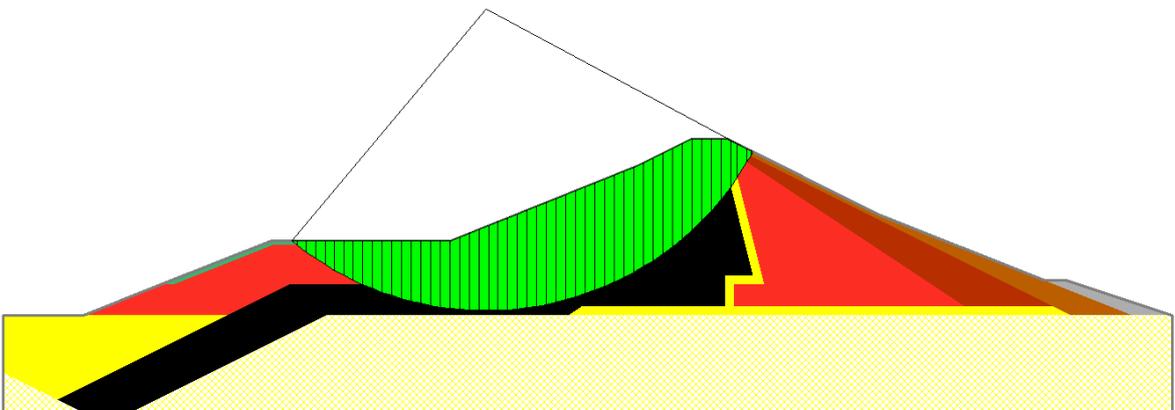


Figura 4.7 – Superfície de ruptura crítica da seção pela abordagem determinística, Caso 6.

Observa-se que a superfície crítica, para os dois casos analisados, situa-se predominantemente na argila siltosa preta do grupo IIA. Verifica-se nos dois casos que mesmo considerando um formato qualquer para a superfície de ruptura os resultados mostram uma superfície circular como sendo a mais crítica. No Caso 5, a superfície crítica assume uma configuração mais aberta, com um raio maior do que a superfície crítica no Caso 6.

Os valores dos fatores de segurança críticos obtidos para os dois casos estão listados nas Tabelas 4.9 e 4.10. Nota-se que para o Caso 5 os valores de fator de segurança crítico foram todos menores do que o mínimo recomendado pela literatura para a fase final de construção. A média dos valores de fator de segurança obtidos no Caso 5 é de 0,909. Por sua vez, a média dos valores de fator de segurança obtidos no caso 6 é de 2,450.

A análise referente ao Caso 5 indica que ocorreria a ruptura da barragem, enquanto que no Caso 6, não ocorreria. As análises realizadas até este momento revelam que só ocorreria ruptura quando os parâmetros de resistência utilizados fossem os correspondentes à condição do solo saturado. Convém observar que o solo do Caso 5 não estava saturado, pois o parâmetro B era igual a 0,85 e mesmo assim indicou a ruptura do talude.

Tabela 4.9 – Fatores de segurança críticos obtidos para a seção, Caso 5.

| Métodos | F.S. críticos |
|---------------------|----------------------|
| Fellenius | 0,754 |
| Bishop Simplificado | 0,935 |
| Janbu Simplificado | 0,867 |
| Janbu Generalizado | 0,927 |
| Spencer | 0,960 |
| Morgenstern-Price | 0,945 |
| Sarma | 0,973 |

Tabela 4.10 – Fatores de segurança críticos obtidos para a seção, Caso 6.

| Métodos | F.S. críticos |
|---------------------|----------------------|
| Fellenius | 2,325 |
| Bishop Simplificado | 2,516 |
| Janbu Simplificado | 2,285 |
| Janbu Generalizado | 2,467 |
| Spencer | 2,524 |
| Morgenstern-Price | 2,518 |
| Sarma | 2,514 |

4.3.4.2 – Resultados obtidos nos Casos 7 e 8

Na análise probabilística é necessário conhecer a distribuição estatística, a média e o desvio padrão dos parâmetros geotécnicos do solo considerado na análise para que se possa calcular a probabilidade de ruptura. O valor da probabilidade de ruptura representa as chances do talude romper com a superfície de ruptura crítica encontrada.

Para a realização da análise probabilística pelo método de Monte Carlo no *software* Slide 7.0 são necessários, como dados de entrada, os parâmetros estatísticos dos materiais. Os parâmetros estatísticos da argila siltosa preta do grupo IIA foram considerados na realização da análise uma vez que é conhecido, pelas análises determinísticas, que a superfície crítica se situa predominantemente neste solo. Os dados de entrada necessários são a média, o desvio padrão e os valores relativos máximos e mínimos de cada variável aleatória independente.

Os relativos mínimos e máximos são distâncias entre o valor médio e os valores mínimos e máximos, respectivamente. Os valores máximos e mínimos são calculados em função dos relativos máximos e mínimos através das seguintes expressões:

$$\text{Mínimo} = \text{média} - \text{relativo mínimo} \quad (4.1)$$

$$\text{Máximo} = \text{média} + \text{relativo máximo} \quad (4.2)$$

Os valores relativos dependem de quantos desvios padrão são considerados. Na distribuição normal, três desvios padrão da média cobrem 99,7% de todas as amostras, garantindo uma distribuição normal bem definida. Nesta análise, se fosse considerada três desvios padrão, o valor mínimo da variável coesão seria menor do que zero, o que não é possível. Logo, considerou-se dois desvios padrão, que representa cerca de 95% das amostras.

Na falta de muitos ensaios para a determinação dos parâmetros estatísticos, os dados existentes das variáveis (coesão, ângulo de atrito e peso específico) foram assumidos como sendo a média, e a partir desses valores, com o uso da variância padrão universal, estimou-se o desvio padrão dos parâmetros em questão. Adotou-se a distribuição normal para as variáveis independentes consideradas. As Tabelas 4.11 e 4.12 resumem os dados de entrada utilizados nos dois casos.

Tabela 4.11 – Dados estatísticos utilizados na análise probabilística, Caso 7.

| Variável | Distribuição | Média | Desvio Padrão | Relativo Mínimo | Relativo Máximo |
|------------------|--------------|-------|---------------|-----------------|-----------------|
| Coesão | Normal | 30 | 12 | 24 | 24 |
| Ângulo de Atrito | | 3 | 0,3 | 0,6 | 0,6 |

Tabela 4.12 – Dados estatísticos utilizados na análise probabilística, Caso 8.

| Variável | Distribuição | Média | Desvio Padrão | Relativo Mínimo | Relativo Máximo |
|------------------|--------------|-------|---------------|-----------------|-----------------|
| Coesão | Normal | 70 | 28 | 56 | 56 |
| Ângulo de Atrito | | 18 | 1,8 | 3,6 | 3,6 |

Para um nível de confiança de 99%, o valor real do fator de segurança não difere mais do que 1% do seu valor estimado ($\alpha = 0,01$); $n = 2$ e $(1-\alpha) = 0,99$; da Tabela 2.4 obtém-se $Z_{\alpha/2} = 2,58$. Realizando os cálculos a partir da Equação 2.21, tem-se $N=276.922.881$. Este número de simulações demanda muito tempo para o *software* realizar as análises (em torno de 48 horas) devido a capacidade do computador utilizado. Foram realizados testes (começando com 100.000 simulações e diminuindo até 100) e percebeu-se que os valores do fator de segurança e da probabilidade de ruptura não se alteram com a diminuição do número de simulações. Por isso, adotou-se neste trabalho 1000 simulações de Monte Carlo com o objetivo de diminuir o tempo das análises.

O *software* permite avaliar uma única superfície de ruptura, a superfície crítica determinística, ou todas as superfícies críticas probabilísticas possíveis. Na análise optou-se por avaliar a probabilidade de ruptura do talude para todas as superfícies críticas probabilísticas possíveis porque nem sempre a superfície crítica avaliada pelo método determinístico é a que representa a maior probabilidade de falha. Quando se analisa todas as superfícies críticas probabilísticas possíveis obtém-se a superfície crítica probabilística, a sua probabilidade de ruptura e o índice de confiabilidade geral do talude para uma distribuição normal.

As Figuras 4.8 e 4.9 apresentam as superfícies críticas probabilísticas obtidas para o talude de montante da barragem do Açú para os dois casos analisados, Caso 7 e Caso 8, respectivamente. Para esses dois casos, verifica-se também que mesmo considerando um

formato qualquer para a superfície de ruptura os resultados mostram uma superfície circular como sendo a mais crítica.

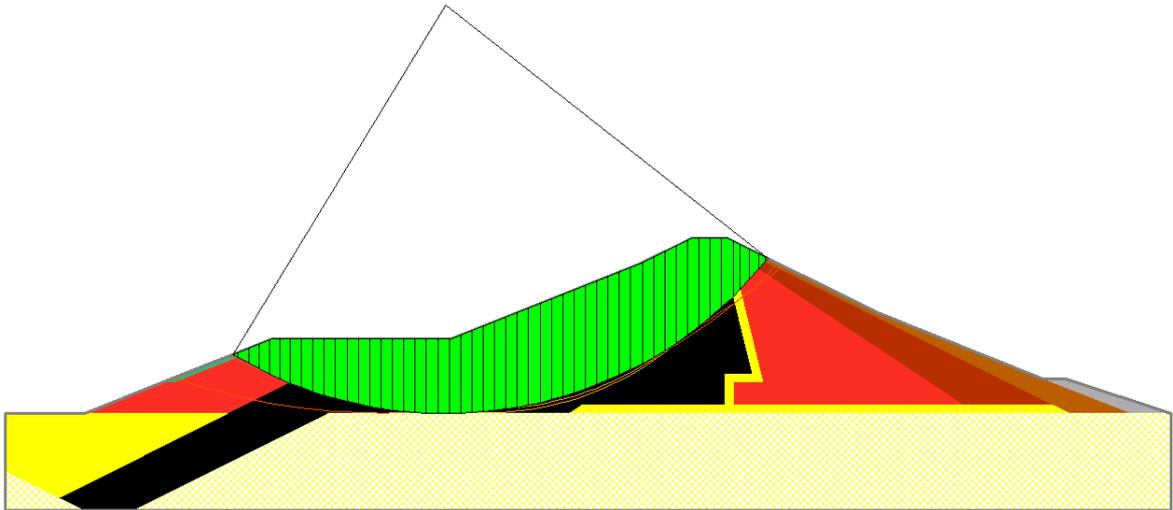


Figura 4.8 – Superfície de ruptura crítica probabilística, Caso 7.

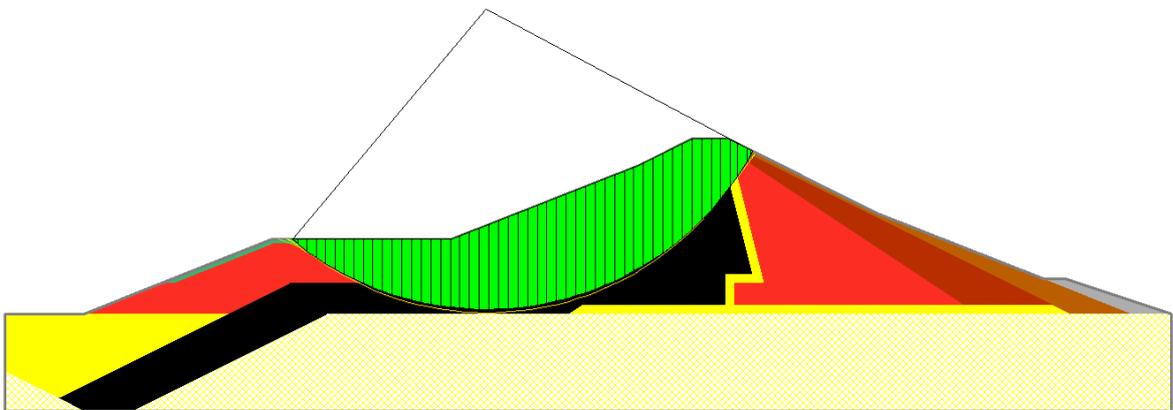


Figura 4.9 – Superfície de ruptura crítica probabilística, Caso 8.

Os resultados das análises probabilísticas do talude (fatores de segurança do talude e a probabilidade de ruptura) podem ser observados nas Tabelas 4.13 e 4.14.

Tabela 4.13 – Resultados probabilísticos, Caso 7.

| Métodos | F.S. críticos | Probabilidade de ruptura (%) |
|---------------------|----------------------|-------------------------------------|
| Fellenius | 0,759 | 96,8 |
| Bishop Simplificado | 0,932 | 69,1 |
| Janbu Simplificado | 0,861 | 92,9 |
| Janbu Generalizado | 0,924 | 70,3 |
| Spencer | 0,965 | 59,4 |
| Morgenstern-Price | 0,948 | 62,2 |
| Sarma | 0,978 | 55,30 |

Tabela 4.14 – Resultados probabilísticos, Caso 8.

| Métodos | F.S. críticos | Probabilidade de ruptura (%) |
|---------------------|----------------------|-------------------------------------|
| Fellenius | 2,261 | 0 |
| Bishop Simplificado | 2,439 | 0 |
| Janbu Simplificado | 2,244 | 0 |
| Janbu Generalizado | 2,408 | 0 |
| Spencer | 2,446 | 0 |
| Morgenstern-Price | 2,444 | 0 |
| Sarma | 2,440 | 0 |

4.3.5 – Análise dos resultados

As análises de estabilidade executadas nos quatro primeiros casos com os parâmetros de entrada fornecidos por De Mello (1982) indicaram que o talude estaria estável. Esta condição foi verificada nos Casos 2 e 3, quando foram executadas análises de estabilidade para a superfície de ruptura encontrada em campo. Os Fatores de segurança médios obtidos foram de 2,056 para o Caso 1, 2,097 para o Caso 2, 2,041 para o Caso 3 e 3,858 para o Caso 4. Esses altos valores do fator de segurança são resultados dos altos valores de coesão e ângulo de atrito atribuídos à argila siltosa preta.

As análises realizadas com os parâmetros obtidos por Moraes (2017), Caso 6 e 8, mostraram resultados semelhantes, produzindo fatores de segurança maiores que dois e

probabilidade de ruptura igual a zero para a superfície crítica encontrada. Os Fatores de segurança médios obtidos foram de 2,450 para o Caso 6 e 2,383 para o Caso 8.

Por sua vez, os resultados das análises realizadas com os parâmetros da argila siltosa preta fornecidos por Morais (2017), Caso 5 e 7, mostraram-se diferentes. Nestes dois casos o talude romperia conforme apresentado em todos os métodos de equilíbrio limite considerados. Os Fatores de segurança médios obtidos foram de 0,909 para o Caso 5 e 0,910 para o Caso 7. Convém ressaltar que nestes dois casos o solo não estava saturado, pois o parâmetro B era igual a 0,85 e mesmo assim as análises indicaram a ruptura do talude.

Para os dois casos probabilísticos analisados, Casos 7 e 8, as superfícies críticas probabilísticas encontradas foram semelhantes às superfícies críticas encontradas nas análises determinísticas (Casos 5 e 6). Estas superfícies são as mais críticas encontradas para o talude de montante da barragem do Açú de acordo com os parâmetros de entrada adotados para os solos. Entretanto, vale ressaltar que embora o formato da superfície seja circular ela se revelou composta, com um trecho horizontal, devido a laminações.

No Caso 7, a superfície encontrada na análise probabilística é aquela que apresenta as maiores probabilidades de ruptura. As probabilidades de ruptura para os métodos de equilíbrio limite considerados variam de 60 a 97% aproximadamente. Estes valores de probabilidade de ruptura são altos, atestando que o talude teria grandes chances de romper.

Por sua vez, no Caso 8, a probabilidade do fator de segurança ser inferior a um para todo o talude de montante da barragem de Açú foi zero. As probabilidades de ruptura foram zero para todos os métodos de equilíbrio limite considerados. Isto significa que o talude não romperia para os parâmetros de entrada adotados na análise.

A literatura recomenda, para a fase final de construção, fatores de segurança mínimos de 1,25 a 1,30. Percebe-se que a diminuição do fator de segurança do talude de montante da barragem é influenciada pela saturação da argila siltosa preta que compõe o núcleo e o *cut off* do talude.

Diante dos resultados das análises de estabilidade realizadas, percebe-se que o talude de montante da barragem do Açú romperia caso ocorresse a saturação da argila siltosa preta do grupo IIA. Na condição não saturada este solo possui alta resistência ao cisalhamento devido aos altos valores de coesão e ângulo de atrito encontrados nos ensaios de laboratório. Entretanto, em caso de saturação, o valor da resistência não drenada (com $\phi_u=0^\circ$) diminui bruscamente e o ângulo de atrito cai para valores próximo de zero, levando o talude à ruptura sob condições não

drenadas. Se na fase de projeto da barragem as análises de estabilidade tivessem sido realizadas com os parâmetros de resistência da argila siltosa preta na condição saturada (com a possibilidade de haver excesso de poropressão), os resultados indicariam a ruptura do talude de montante da barragem do Açú com um fator de segurança menor que um.

4.4 – Retroanálise do talude de montante da barragem do Açú

A retroanálise da ruptura do talude de montante da barragem foi realizada no mesmo *software* de análise de estabilidade, o Slide 7.0, pertencente à plataforma RocScience. A seção transversal modelada corresponde à seção da barragem central, tal como estava sendo construída antes da ruptura. Porém, como o acidente ocorreu quando o aterro estava com altura de aproximadamente 35 metros, a cinco metros de atingir o nível final de projeto, a seção retroanalizada possui 35 metros de altura, Figura 4.10.

Os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos são os mesmos da análise de estabilidade, Tabela 4.8. Quanto à argila siltosa preta do grupo IIA, os valores adotados na retroanálise são os obtidos dos ensaios de laboratório realizados por Moraes (2017), Tabela 4.2. Esses valores foram todos importados das análises de estabilidade.

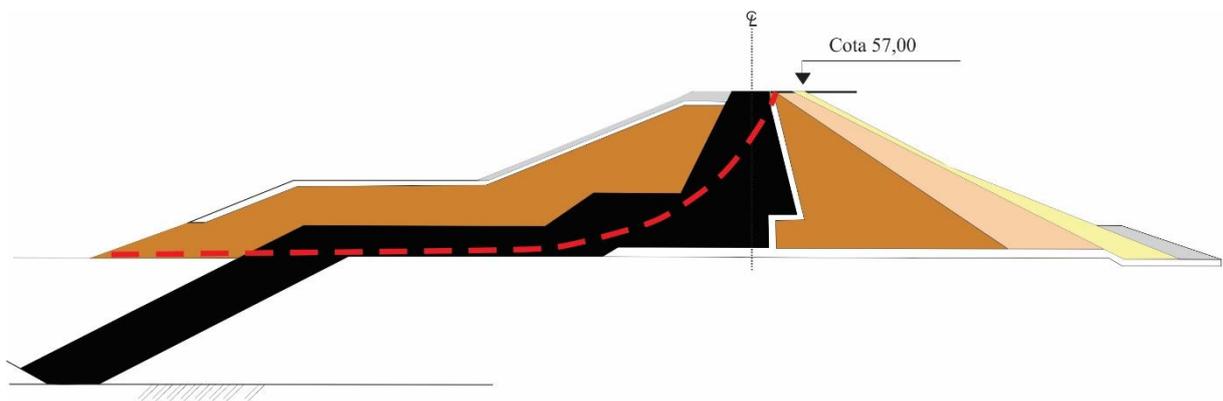


Figura 4.10 – Seção retroanalizada da barragem do Açú.

Realizou-se a retroanálise para se obter os parâmetros de resistência no instante de ruptura deste solo argiloso (argila siltosa), uma vez que a superfície de ruptura encontrada em campo, através dos estudos realizados após o acidente, se desenvolveu dentro deste material (De Mello, 1982; Penman, 1985 e Rocha, 2003). A retroanálise foi realizada pela abordagem

determinística e probabilística. Na abordagem determinística, utilizou-se a análise paramétrica. A metodologia utilizada é descrita abaixo.

A técnica de retroanálise determinística utilizada baseia-se em duas etapas. A primeira etapa consiste na determinação da curva coesão *versus* ângulo de atrito. Para isso, fixa-se a superfície de ruptura igual à observada em campo. O valor do peso específico do solo argiloso é conhecido e permanece constante. Em seguida, adotam-se valores para o ângulo de atrito, numa faixa de 0 a 50° e determina-se o valor da coesão, para cada ângulo de atrito adotado, que resulte um fator de segurança igual a um. Logo depois, traça-se a curva c vs ϕ .

A segunda etapa da técnica consiste na determinação dos parâmetros de resistência da argila siltosa preta retroanalizada. Para isso, primeiramente desconsidera-se a superfície de ruptura adotada na primeira etapa. Com os pares de parâmetros (c e ϕ) encontrados anteriormente, realizam-se análises de estabilidade convencionais através de um método de equilíbrio limite qualquer; neste trabalho optou-se pelo método de Spencer pois o mesmo considera a superfície de ruptura de qualquer formato. Com os valores de fator de segurança obtidos para cada par c e ϕ , traça-se a curva fator de segurança *versus* ângulo de atrito. O valor do ângulo de atrito do solo retroanalizado no instante de ruptura é aquele que corresponde a um fator de segurança próximo de um, na curva F.S. vs ϕ . Obtido o valor do ângulo de atrito, retorna-se a curva c vs ϕ e obtém-se a coesão correspondente.

A técnica de retroanálise probabilística baseia-se na mesma metodologia descrita acima, entretanto ela retroanalisa de forma simultânea os dois parâmetros independentes considerados (coesão e ângulo de atrito), estabelecendo relações entre os dois.

4.4.1 – Retroanálise determinística da barragem

A retroanálise determinística foi executada para obter os valores de c e ϕ da argila siltosa preta do grupo IIA. Na ausência de medidas de poropressão, não foi possível utilizar tensões efetivas. A retroanálise foi executada em termos de tensões totais. Os dados de entrada utilizados para o solo foram importados da análise de estabilidade determinística.

Tendo em vista o alto valor da coesão média de entrada, 70 kPa, não foi viável variar o ângulo de atrito de 0 a 50° porque sempre resultava em valores de fator de segurança acima de um. Diante disso, a variação do ângulo de atrito adotada foi na faixa de 0 a 6°. Após executar a

técnica de retroanálise as curvas c vs ϕ e F.S. vs ϕ obtidas estão apresentadas nas Figuras 4.11 e 4.12.

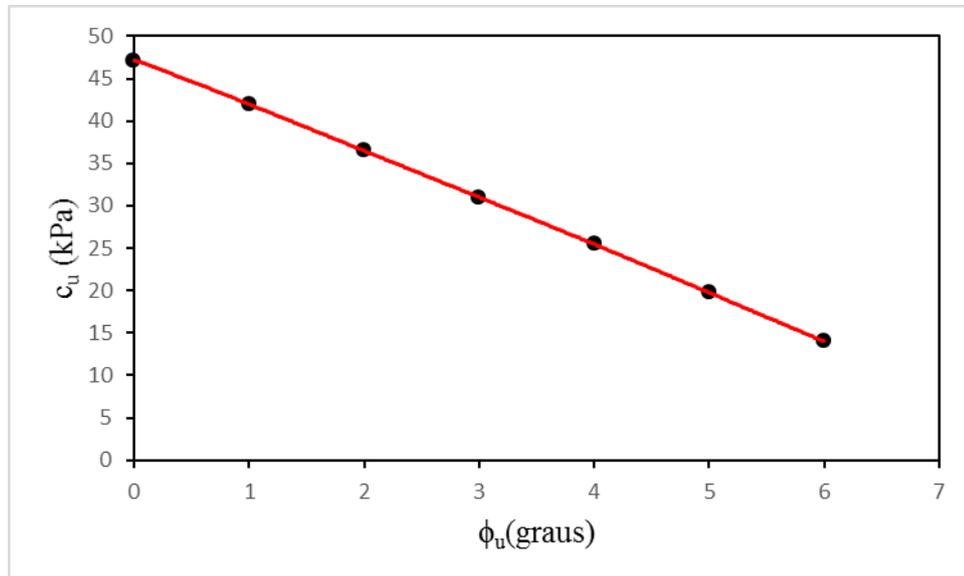


Figura 4.11 – Coesão *versus* ângulo de atrito.

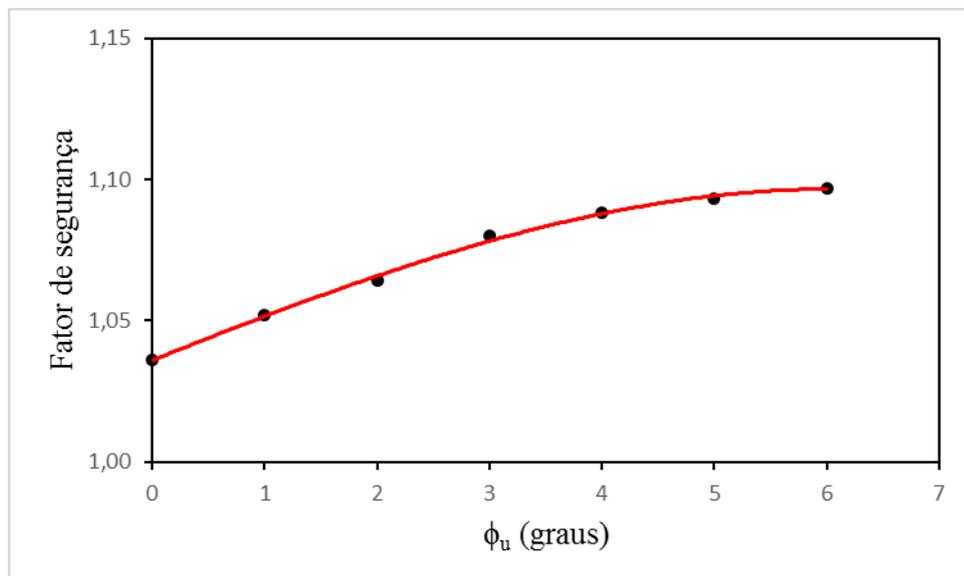


Figura 4.12 – Fator de segurança *versus* ângulo de atrito.

Analisando a curva F.S. vs ϕ percebe-se que a maioria dos ângulos de atrito considerados resultam fatores de segurança ligeiramente acima de um. O propósito da retroanálise é calcular a resistência do material no instante da ruptura. O único valor do ângulo de atrito que resulta

num fator de segurança igual a um é ϕ_u igual a zero. Este valor de ângulo de atrito na curva c vs ϕ resulta numa coesão não drenada de 47,1 kPa. Então, os parâmetros de resistência ao cisalhamento da argila siltosa preta no instante de ruptura é $c_u=47,1$ kPa e $\phi_u=0^\circ$.

Penman (1985) mostra que após o acidente ocorrido com a barragem do Açú, retroanálises foram executadas utilizando tensões totais e resultaram em valores de coesão não drenada de 48 e 49 kPa e, respetivamente e $\phi_u=0^\circ$. Estes valores justificam a credibilidade do valor 47,1 kPa obtido neste trabalho, próximo da faixa dos valores obtidos anteriormente.

4.4.2 - Retroanálise probabilística pelo método de Monte Carlo

A retroanálise probabilística foi executada para obter a coesão e o ângulo de atrito da argila siltosa preta do grupo IIA no instante de ruptura e obter também a probabilidade de ruptura associada à superfície encontrada em campo. A seção modelada e a superfície de ruptura retroanalizada é a mesma utilizada na abordagem determinística, Figura 4.10. Os parâmetros utilizados para a argila siltosa preta foram os do ensaio UU com corpo de prova saturado por contrapressão. Esses parâmetros estão listados na Tabela 4.15. A retroanálise foi realizada em termos de tensões totais e o método probabilístico utilizado foi o de Monte Carlo.

Tabela 4.15 – Dados de entrada utilizados na retroanálise.

| Variável | Distribuição | Média | Desvio Padrão | Relativo Mínimo | Relativo Máximo |
|------------------|--------------|-------|---------------|-----------------|-----------------|
| Coesão | Normal | 30 | 12 | 24 | 24 |
| Ângulo de Atrito | | 3 | 0,3 | 0,6 | 0,6 |

Os valores obtidos para a coesão e o ângulo de atrito, bem como a probabilidade do talude romper pela superfície de ruptura adotada na retroanálise, estão listados na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Resultados da retroanálise probabilística da barragem do Açú.

| Material retroanalizado | c_u (kPa) | ϕ_u (graus) | Probabilidade de ruptura (%) |
|-----------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| Argila siltosa preta do grupo IIA | 33,8 | 3,1 | 52,7 |

No instante de ruptura, para o fator de segurança igual a um, a coesão não drenada encontrada para a argila siltosa preta do grupo IIA foi 33,8 kPa e um ângulo de atrito não drenado de 3,1°.

4.4.3 – Análise dos resultados

As retroanálises determinísticas e probabilísticas realizadas permitiram determinar o valor da resistência não drenada da argila siltosa preta do grupo IIA que compunha o núcleo e o *cut off* da barragem do Açú. Os resultados mostram que os parâmetros obtidos das retroanálises são diferentes dos utilizados no projeto da barragem do Açú.

Os valores da coesão não drenada encontrada para retroanálise determinística foi de 47,1 kPa, com ângulo de atrito não drenado igual a zero. Este valor de coesão é próximo do valor fornecido por De Mello (1982), $c' = 50$ kPa, e utilizado no projeto da barragem. Porém, o ângulo de atrito fornecido foi 15°, valor superior ao encontrado na retroanálise. Ensaio realizado por Moraes (2017) forneceram $c_u = 30$ kPa e $\phi_u = 3^\circ$ para o solo argiloso saturado por contrapressão (parâmetro B de Skempton igual a 0,85). Os valores da coesão e do ângulo de atrito obtidos da retroanálise determinística são próximos dos valores apresentados por Penman (1985) ($c_u = 48$ e 49 kPa e $\phi_u = 0^\circ$) e Sandroni (1986) ($c_u = 49$ kPa e $\phi_u = 0^\circ$).

Por sua vez, na retroanálise probabilística o valor da coesão não drenada encontrado foi 33,8 kPa com um ângulo de atrito não drenado de 3,1 graus. Estes valores estão mais próximos daqueles obtido por Moraes (2017) em ensaios realizados com o solo argiloso saturado por contrapressão.

A retroanálise probabilística também permitiu calcular a probabilidade do talude romper com a superfície de ruptura adotada. O valor da probabilidade de ruptura encontrado para a superfície considerada foi de aproximadamente 53%. Este é um valor alto e significa que existiria 53% de chance de acontecer a ruptura do talude de montante da barragem do Açú pela

superfície analisada. Este fato aconteceu na realidade, com o rompimento do talude de montante da barragem acontecendo durante o período construtivo, faltando cinco metros para o término do aterro.

O método de Monte Carlo se comportou de forma esperada. A dificuldade encontrada foi com relação ao tempo necessário para o *software* processar as análises devido ao grande número de simulações calculadas.

Capítulo 5

Conclusões e recomendações

5.1 – Conclusões

Foram realizadas análises de estabilidade pela abordagem determinística considerando os dados fornecidos por De Mello (1982) e pelas abordagens determinísticas e probabilísticas com os dados retirados do trabalho de Morais (2017). Também foi realizada a retroanálise da ruptura da barragem.

Nas análises de estabilidade, os fatores de segurança médios obtidos para os casos analisados foram todos superiores a um, com a exceção dos Casos 5 e 7. Nestes dois casos os fatores de segurança foram menores que um e os valores da probabilidade de ruptura no Caso 7 variaram de 60 a 97% entre os métodos de equilíbrio limite utilizados, o que indicaria a ruptura do talude.

Nas retroanálises os valores dos parâmetros de resistência obtidos para a argila siltosa preta no instante de ruptura foram ligeiramente diferentes para as duas abordagens empregadas. Na retroanálise determinística, os valores da coesão e do ângulo de atrito obtidos foram $c_u=47,1$ kPa e $\phi_u=0^\circ$. Por sua vez, na retroanálise probabilística os valores da coesão e do ângulo de atrito obtidos para a argila siltosa preta foram $c_u=33,8$ kPa e $\phi_u=3,1^\circ$, com a probabilidade de ruptura de 52,7%.

Posto isso, conclui-se que o talude de montante da barragem do Açú romperia caso ocorresse a saturação da argila siltosa preta. Os parâmetros do solo argiloso utilizados no projeto da barragem transmitiram uma segurança fictícia ao talude de montante da barragem do Açú. Em outras palavras, erros nas fases de projeto e construção podem ter contribuído para que ocorresse o acidente com o talude de montante da barragem do Açú.

Existem informações (De Mello, 1982; Penman, 1985 e Rocha, 2003) de que alguns equipamentos utilizados na compactação não atingiram o grau de compactação especificado no projeto da barragem. O controle insuficiente do teor de umidade de compactação do material argiloso, e a rapidez na construção da região do núcleo da barragem, sem levar em conta o

tempo de dissipação do excesso de poropressão, são fatores que também contribuíram para a geração do excesso de poropressão que resultou na instabilização do maciço.

Sandroni (1986) relata que nenhuma barragem, com as inclinações normais, apresenta ruptura sem ser causado por geração de excesso de poropressão e relata também a possibilidade de ter ocorrido uma ruptura progressiva do talude de montante da barragem do Açú.

De Mello (1982) e Rocha (2003) também relatam diversos problemas ocorridos durante a construção da barragem do Açú. Problemas estes que levaram à retificação do projeto da barragem, mudança das equipes técnicas responsáveis pelo projeto e investigações geotécnicas insuficientes. Os parâmetros da argila siltosa preta foram muitas vezes estimados de acordo com a experiência tida com alguns solos similares testados no passado e ajustados conforme as modificações feitas no projeto.

Caso na época de execução as equipes envolvidas na construção da barragem tivessem realizado a caracterização completa para conhecer as propriedades geotécnicas da argila siltosa preta, provavelmente teriam evitado o acidente. Uma série de falhas desencadeou o excesso de poropressão durante a construção que levou a ruptura da barragem do Açú.

5.2 – Recomendações para pesquisas futuras

Existe uma grande dispersão nos valores do parâmetro de resistência da argila siltosa preta do grupo IIA utilizada no núcleo da barragem. A facilidade com que este material perde resistência em caso de saturação e as dúvidas a respeito dos parâmetros de resistência do mesmo, justificam mais estudos geotécnicos para obter os parâmetros de resistência mais realistas.

Assim, recomenda-se para estudos futuros mais ensaios de resistência (triaxiais) para entender melhor o comportamento do material e verificar a variabilidade dos dados. Recomenda-se, também, a realização de ensaios com medidas de poropressão para o melhor entendimento do desenvolvimento da poropressão no solo e melhor conhecimento da sua resistência.

Referências

Ahrendt, A. (2005) Movimentos de massa gravitacionais - proposta de um sistema de previsão: aplicação na área urbana de Campos do Jordão - SP. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 360 p.

Ang, A.H.S.; Tang, W. (1975) Probability concepts in engineering planning and design: basic principles. John Wiley & Sons, New York, USA, vol. 1, 422 p.

Assis, A.P.; Espósito, T.J.; Gardoni, M.G.; Silva, P.D.E.A.; Maia, J.A. (2012) Métodos estatísticos e probabilísticos em Geotecnia. Publicação G.AP-002/2012. Apostila do curso de Pós-Graduação em Geotecnia, UNB, Brasília.

Augusto Filho, O. (1992) Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In: ABMS/ABGE, Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 1, Rio de Janeiro, Anais, p. 721-733.

Augusto Filho, O; Virgili, J.C. (1998) Estabilidade de taludes. In: Oliveira, A.M.S., Brito, S.N.A. Geologia de Engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia – ABGE, p. 243-270.

Baba, K.; Bahi, L.; Ouadif, L.; Akhssas, A. (2012) Slope stability evaluations by limit equilibrium and finite element methods applied to a railway in the moroccan rif. Open Journal of Civil Engineering, vol. 2, p. 27-32.

Baecher, G.B., Christian, J.T. (2003) Reliability and statistics in geotechnical engineering. John Wiley & Sons Ltd., Chichester, West Sussex, UK.

Bishop, A.W. (1954). The use of pore-pressure coefficients in practice. Géotechnique, vol. 4 (4) 148-152.

Bishop, A.W.; Morgenstern, N. (1960) Stability coefficients for earth slopes. Géotechnique, vol. 10 (4) 129-150.

Calle, J.A.C.; Vilar O.M. (2001) Análise de ruptura de talude em solo não saturado. IV Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, Porto Alegre, p. 451-470.

Chowdhury, R. (2010) Geotechnical slope analysis. other contributors, Flentje, P.; Bhattacharya, G. Taylor & Francis Group, London, UK, p. 751.

De Mello, V.F.B. (1982) A case history of a major construction period dam failure. Amici et Alumni Em. Prof E de Beer, 1040 Bruxelas, Bélgica, p 63-78.

Deschamps, R.; Yankey, G. (2006) Limitations in the back-analysis of strength from failures. Technical note. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132, No. 4, p. 532-536.

DNOCS (2017) Açude de Açu. Disponível em: <http://www.dnocs.gov.br/~dnocs/barragens/acu/acu.htm>. Acessado em 20/07/2016.

Duncan, J.M. (1996) State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 7, p. 577-596.

Duncan, J.M.; Wright, S.G. (2005) Soil strength and slope stability. chapter 12, 1st ed., John Wiley and Sons Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 333 p.

Duncan, J.M.; Wright, S.G.; Brandon T.L. (2014) Soil strength and slope stability. chapter 12, 2nd ed., John Wiley and Sons Inc., Hoboken, New Jersey, USA, 333 p.

El-Ramly, H.; Morgenstern, N.R.; Cruden, D.M. (2002) Probabilistic slope stability analysis for practice. Canadian Geotechnical Journal, vol. 39 (3), p. 665–683.

Freire, L.V. (2016) Modelagem do Fluxo da Barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves (Açu/RN) e Análise da Eficácia de Dispositivos de Vedação em Fundação Permeável. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 73 p.

Gerscovich, D.M.S. (2012) Estabilidade de Taludes. São Paulo. Oficina de Textos, 166 p.

Gomes, C.L.R.; Barros, P.L.A. (2005) Metodologia para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo através de retroanálise de escorregamentos ocorridos. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Salvador, Baía, Brasil.

Harr, M.E. (1984) Reliability-Based design in civil engineering. Henry M. Shaw Lecture, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC, 68 p.

Hungr, O.; Leroueil, S.; Picarelli, L. (2013) The Varnes Classification of landslide types, an update. Landslides, v. 11, n. 2, p.167-194.

Hussain, M. (2010) Analysis and behavior of preexisting landslides. PhD Dissertation, Graduate College, University of Illinois, Urbana-Champaign, 318 p.

Jesus, A.C.; Vilar, O.M. (2008) Retroanálise de escorregamentos em solos residuais não saturados. 12º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Porto de Galinhas, Brasil.

Kulhawi, F.H. (1992) On the evaluation of Soil properties. ASCE Geotechnical Special Publication, Nº31, p. 95-115.

Morais, A.D (2017) Caracterização geotécnica de sedimentos aluvionares do rio Açú-RN. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 19 p.

Nash, D. (1987) A comparative review of limit equilibrium methods of stability analysis. In: Anderson, M.G; Richards, K.s. (Ed.). Slope Stability, John Wiley & Sons Ltda, p. 11-75.

Oliveira, D.A. (2014) Análise do fluxo d'água na barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves – Açú/RN. Dissertação de Mestrado – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 110 p.

Penman, A.D.M. (1985) Failure of Açú dam. Technical note. In: Proceedings of Symposium on Failures in Earthworks, Londres, p. 411-413.

Ribeiro, R.C.H. (2008). Aplicações de probabilidade e estatística em análises geotécnicas, Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 161 p.

Rocha, V.O. (2003) Barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves: Histórico e avaliação do comportamento atual. Dissertação (Mestrado) - Curso de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Pós-graduação em Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 240 p.

Sandroni, S.S. (1986) Aspectos geotécnicos de uma ruptura de maciço de barragem durante a construção. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solo e Engenharia de Fundações, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, Porto Alegre/RS, Vol. IV, p. 225-233.

Sharifzadeh, M.; Sharifi, M.; Delbari, S.M. (2010) Back analysis of an excavated slope failure in highly fractured rock mass: The case study of Kargar slope failure (Iran). In: Environmental Earth Sciences, vol. 60 (1), p. 183-192.

Silva Filho, F.C.; Futai, M.M. (2006) Análise do escorregamento do talude de montante da barragem do Açú por elementos finitos. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba.

Skempton, A.W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. *Géotechnique*, vol. 4 (2) 143-147.

Sladen, J.A.; D'Hollander, R.D.; Krahn, J. (1985) Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 22, p. 579-588.

Souza, A.N. (2017) Análise do comportamento da barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves - Açú/RN - durante sua construção, primeiro enchimento e operação do reservatório. Dissertação de Mestrado – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 323 p.

Varnes, D.J. (1978) Slope movement types and processes. In: Schuster RL, Krizek RJ (eds) *Landslides, analysis and control*, special report 176: Transportation research board, National Academy of Sciences, Washington, DC., p. 11–33

Wesley, L.C.; Leelaratnam, V. (2001): Shear strength parameters from back analysis of single slips. *Geotechnique*, vol. 51, n. 4, p. 373-374

Yu, Y.; Zhang, B.; Yuan, H. (2007) An intelligent displacement back-analysis method for earth-rockfill dams. *Computers and Geotechnics*, vol. 34, p. 423-434.

Zhang, K.; Cao, P.; Bao, R. (2013) Rigorous back analysis of shear strength parameters of landslide slip. *Transactions of Nonferrous Metals Society of China*, vol. 23, p. 1459–1464.

Zhang, L. L.; Zhang, J.; Zhang, L. M.; Tang, W. H. (2010) Back analysis of slope failure with Markov chain Monte Carlo simulation. *Computers and Geotechnics*, vol. 37, p. 905-912.

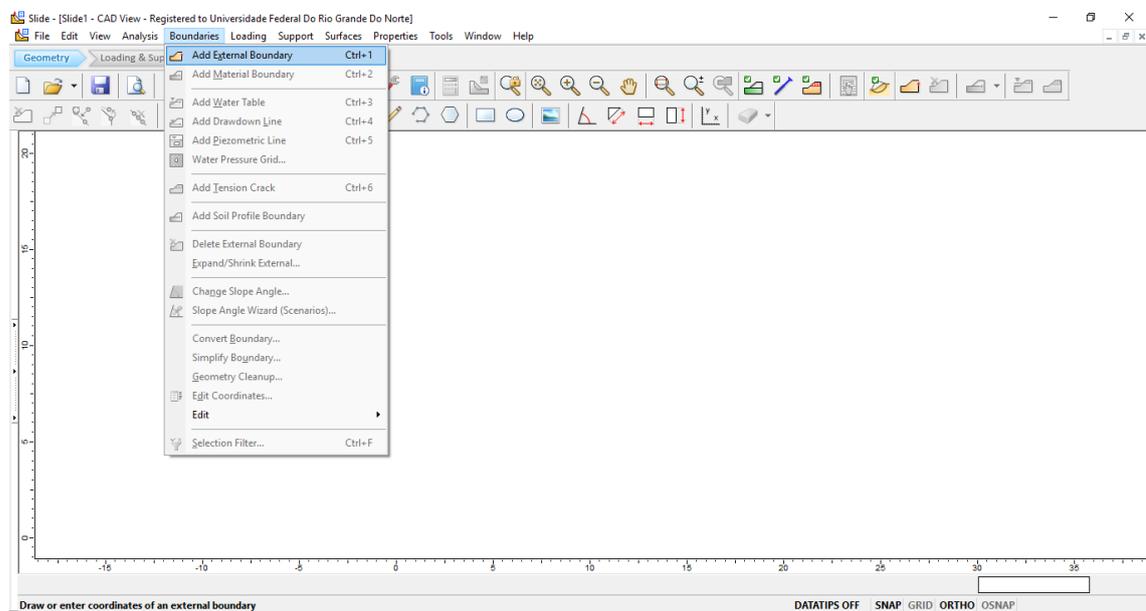
Apêndice

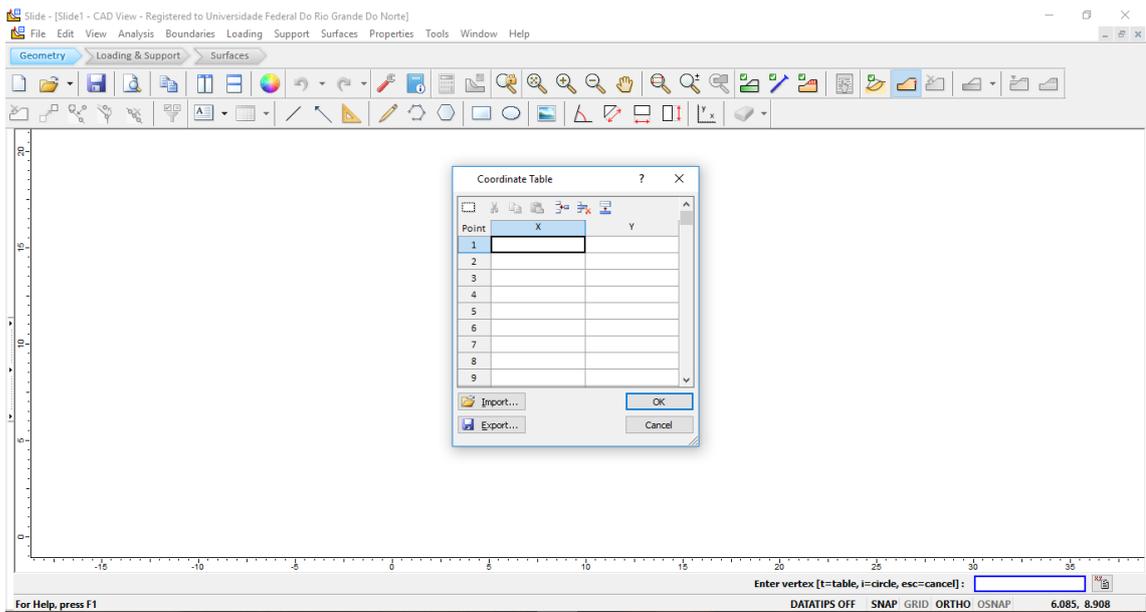
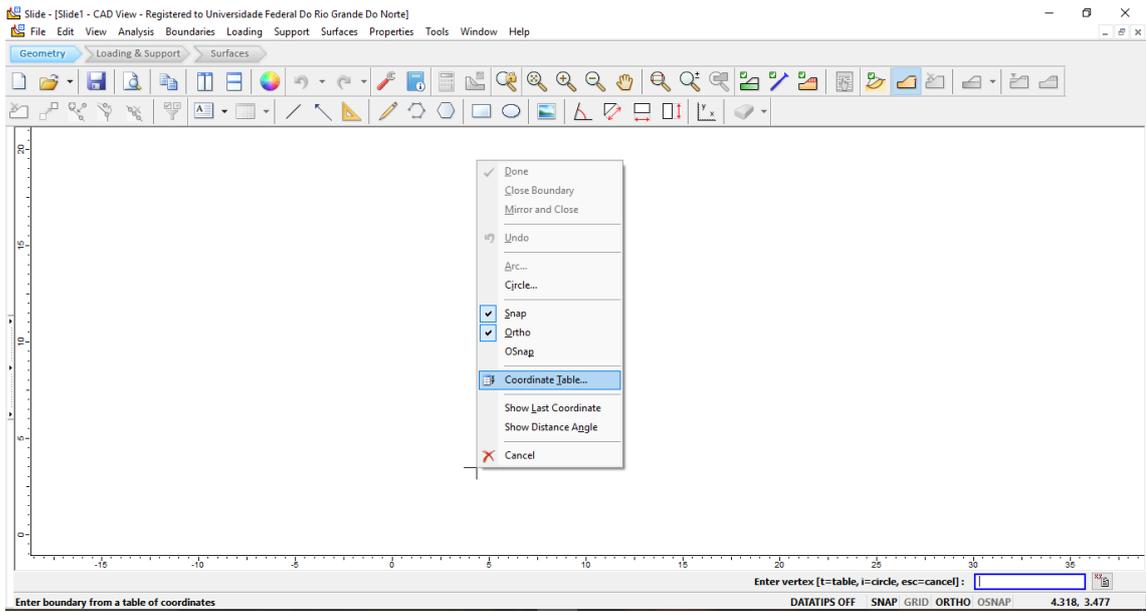
Tutorial para a realização da retroanálise probabilística pelo *software* Slide

Etapa 1. Definir a geometria e as propriedades do talude retroanalizado.

1.1 - Inicie o *software* Slide 7.0.

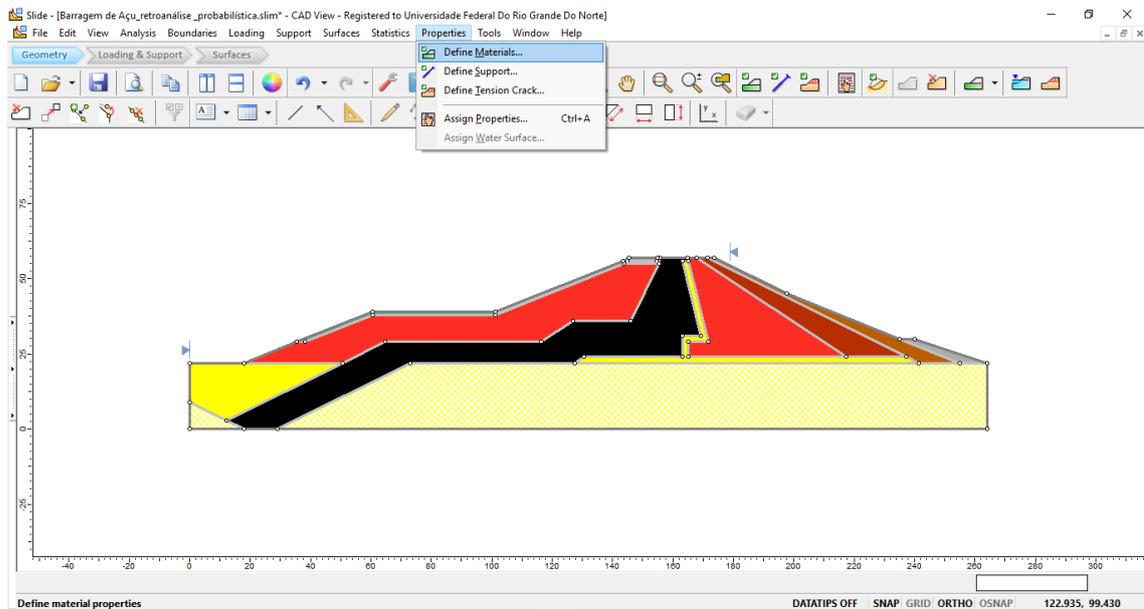
1.2 - Adicione as coordenadas correspondente à geometria: Boundaries → Add External Boundaries → Botão direito do mouse → Cordinate Table.





Etapa 2. Definir as propriedades dos materiais do talude (coesão, ângulo de atrito, peso específico).

2.1 - Properties → Define Materials Properties.



Define Material Properties

Material 1

Name: Material 1 Fill:  Hatch: 

Unit Weight: 20 kN/m³ Saturated U.W. 20 kN/m³

Strength Type: Mohr-Coulomb $\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi'$

Strength Parameters

Cohesion: 1 kPa Phi: 35 degrees

Tensile Strength: 0 kPa

Water Parameters

Water Surface: None Ru Value: 0

Specify alternate strength type above water surface

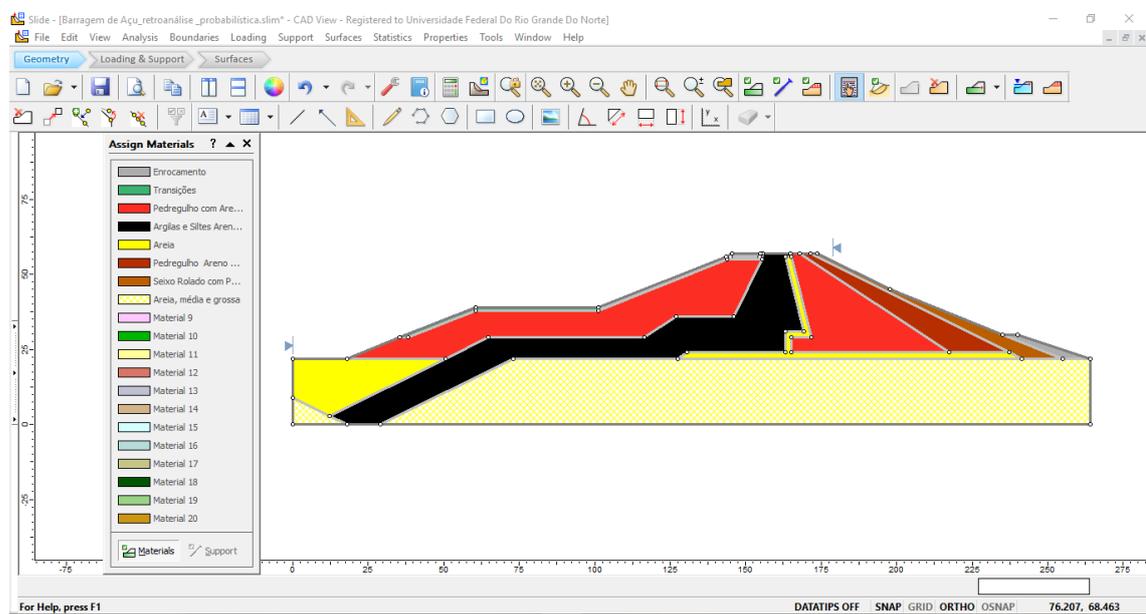
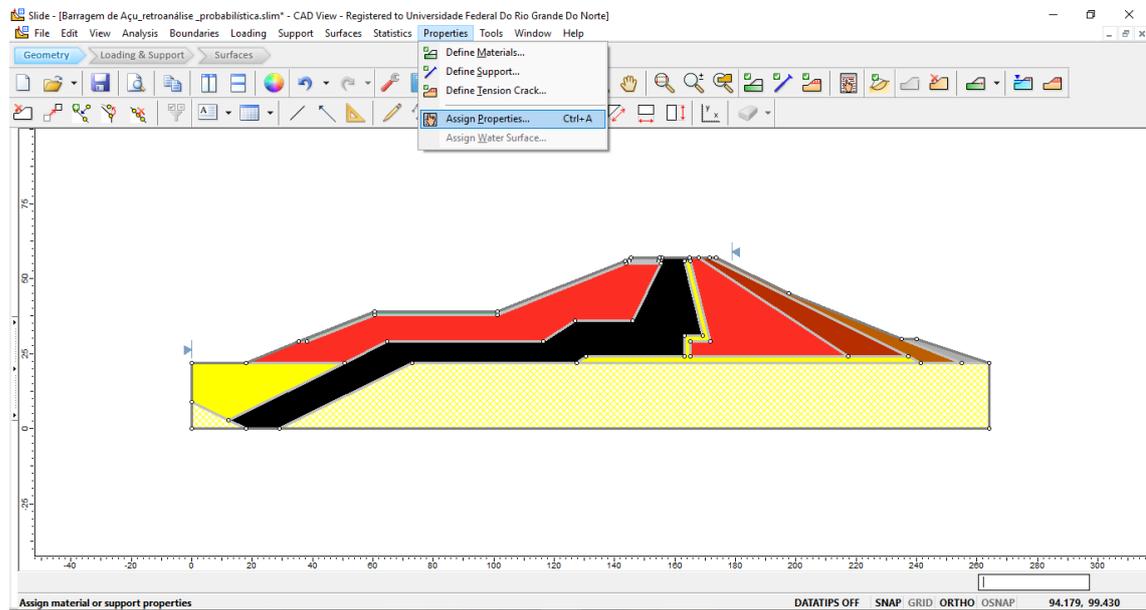
Use strength type from: Material 2

Show only properties used in model

Copy To... Add... OK Cancel

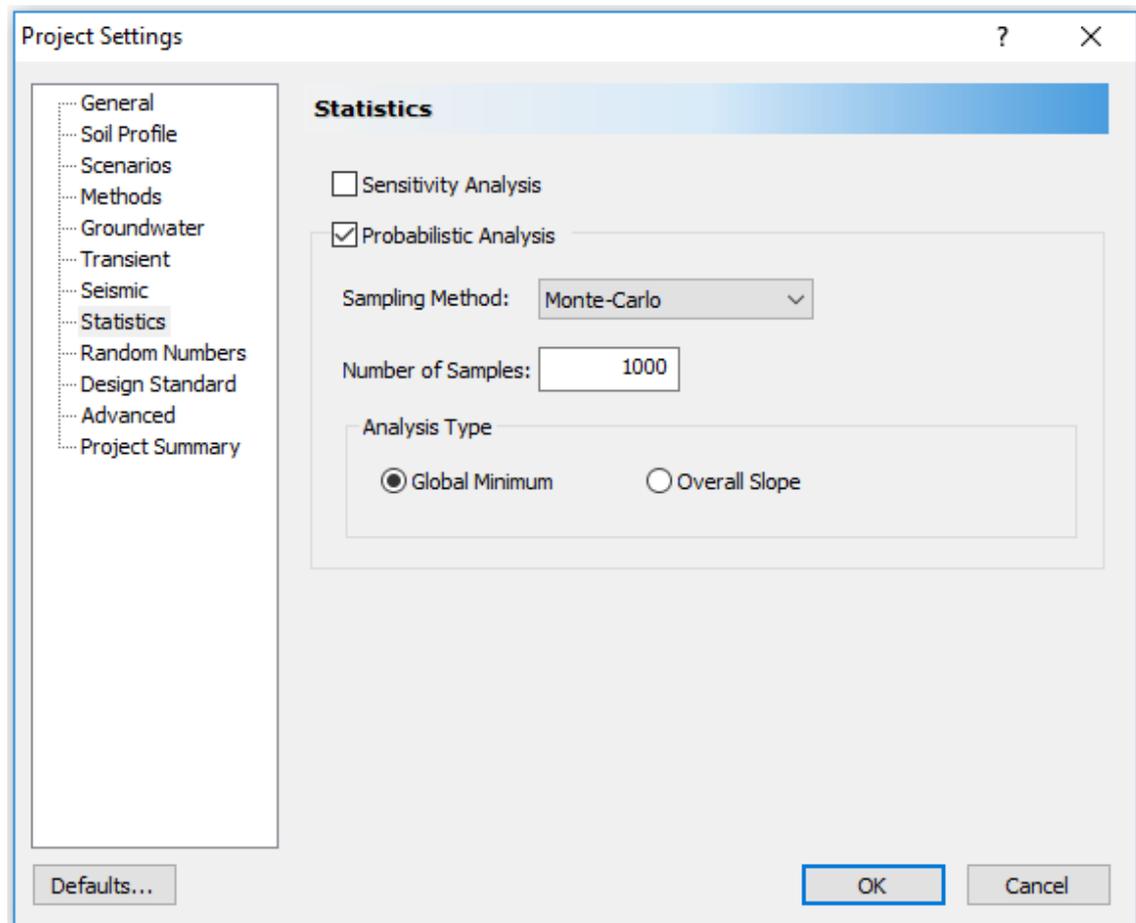
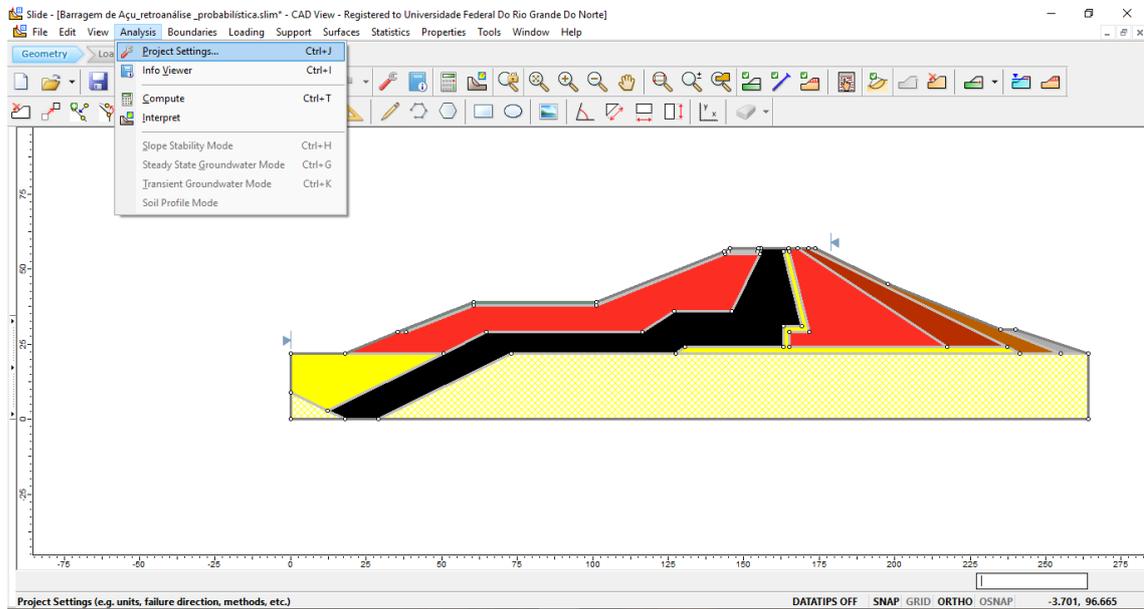
2.2 - Aplicar as propriedades dos solos nas respectivas regiões do talude.

Properties → Assign Properties.



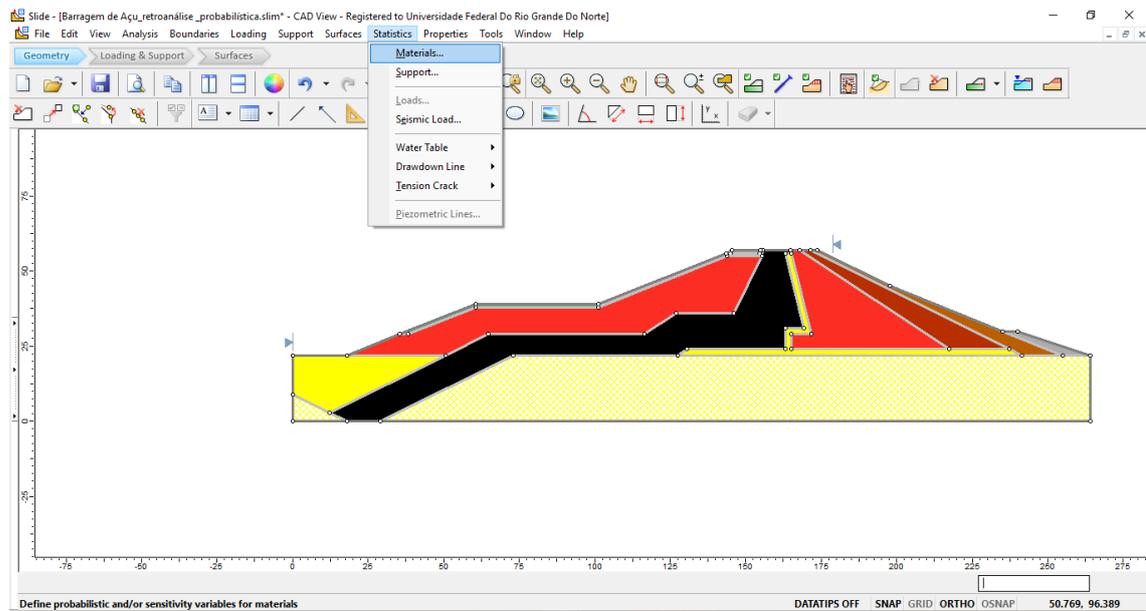
Etapa 3. Definir a análise pela abordagem probabilística.

3.1 - Analysis → Project Settings → Statistics.



3.2 - Definir as propriedades estatísticas do material a ser retroanalisado (distribuição, média, desvio padrão, relativo mínimo e máximo).

Statistics → Materials → Add → Selecionar o material a ser retroanalisado → Next → Selecionar as propriedades a serem retroanalisadas → Next → Escolher a distribuição estatística → Finish.



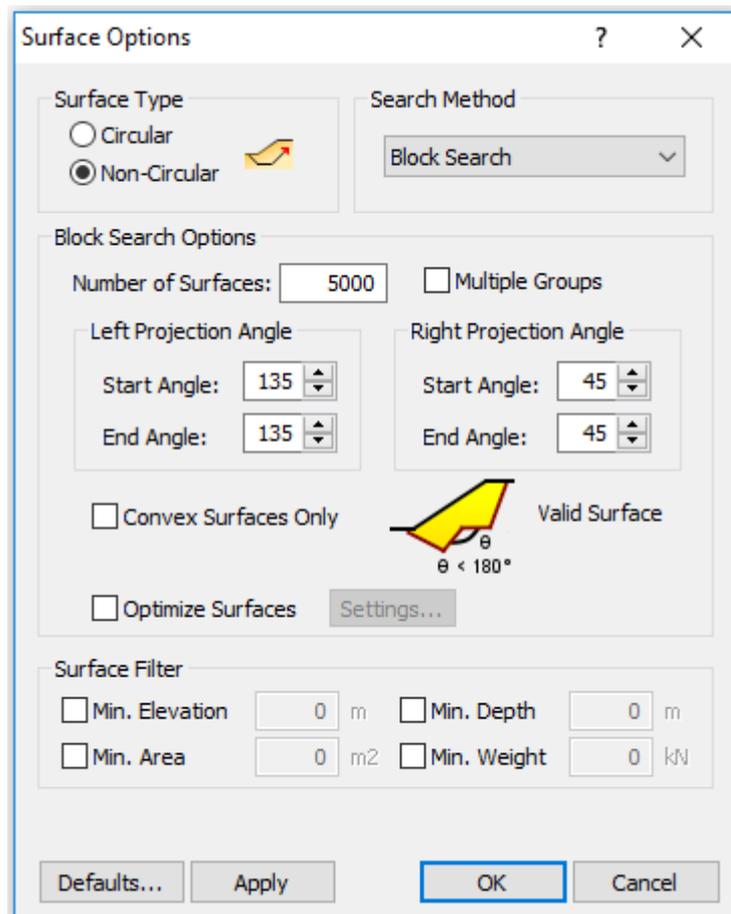
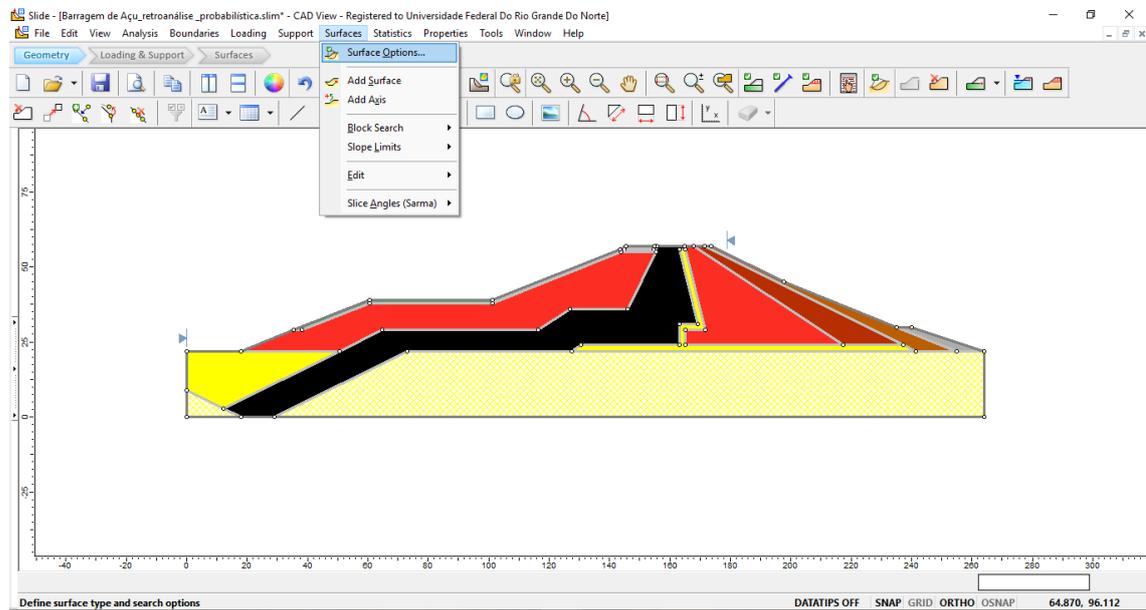
Material Statistics

| # | Material Name | Property | Distribution | Mean | Std. Dev. | Rel. Min | Rel. Max |
|---|---------------|----------|--------------|------|-----------|----------|----------|
| 1 | Material 1 | Cohesion | Normal | 1 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | Material 1 | Phi | Normal | 35 | 0 | 0 | 0 |

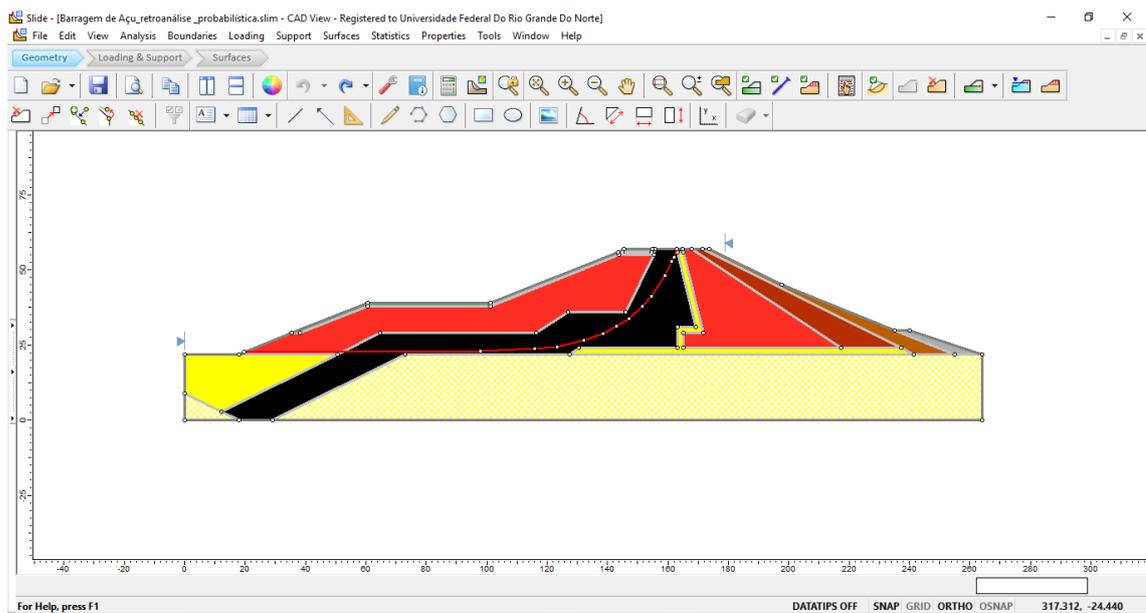
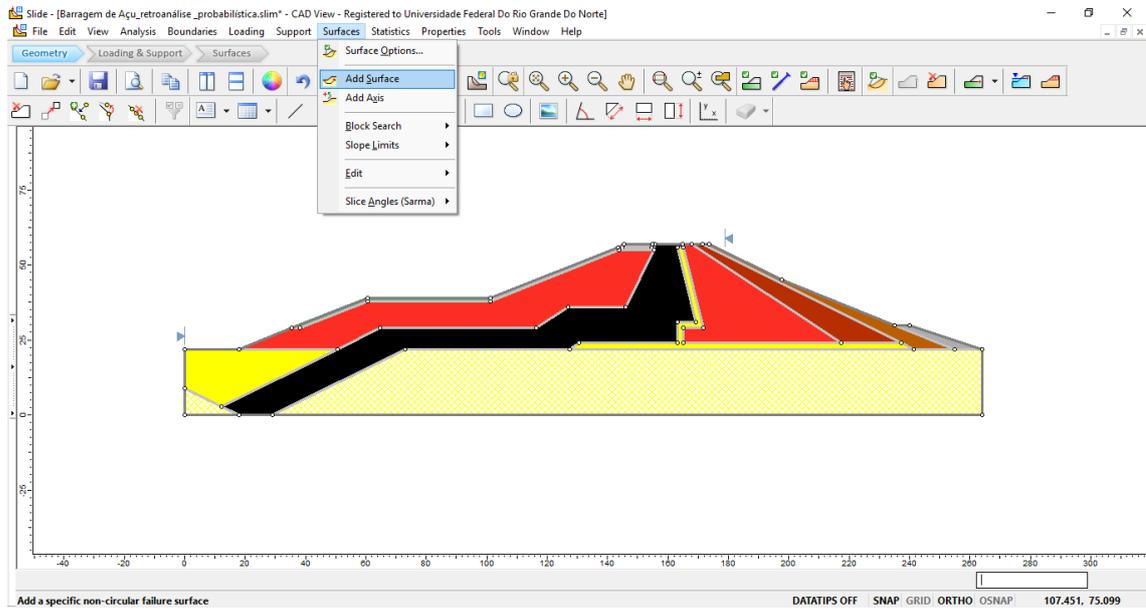
Buttons: Add... Delete Edit... Correlation... Equate... OK Cancel

3.3 - Definir a superfície de ruptura a ser retroanalizada.

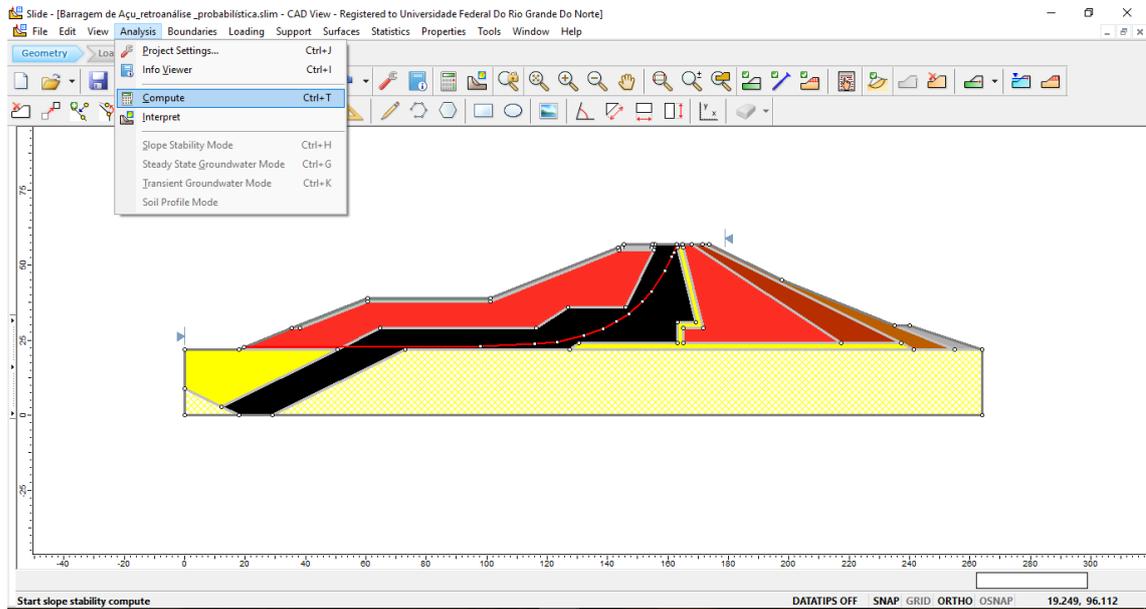
Surfaces → Surface Options → Non circular.



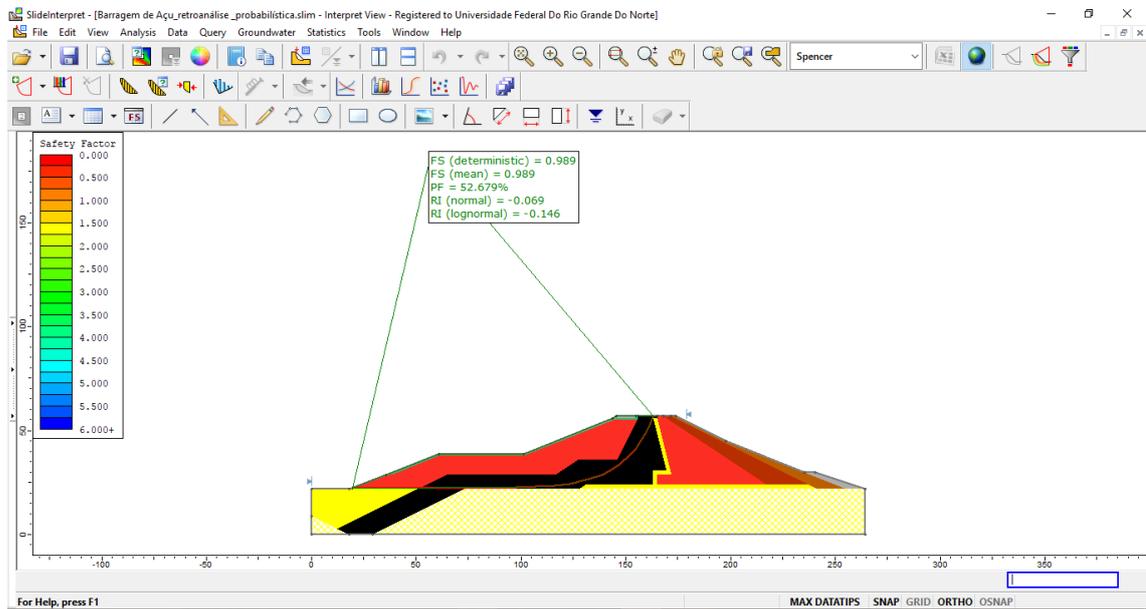
3.4 - Surfaces → Add Surface → Botão direito do mouse → Coordinate Table.



3.5 - Analysis → Compute.

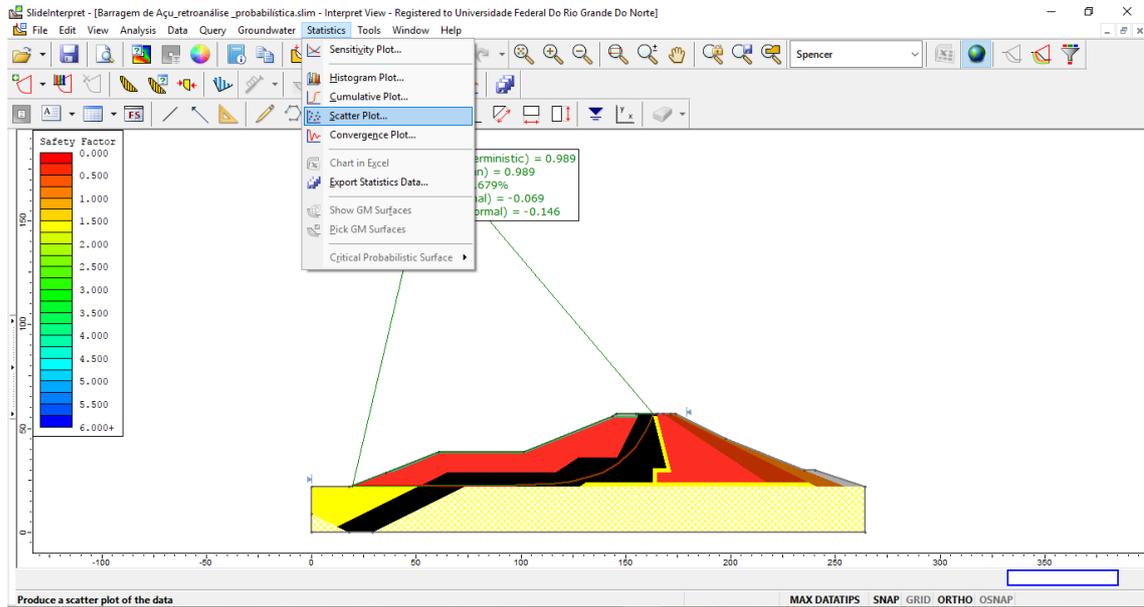


3.6 - Analysis → Interpret.



Etapa 4. Definir curva F.S vs ângulo de atrito.

Statistics → Scatter Plot.



Scatter Plot ? X

Horizontal Axis:
Argilas e Siltes Arenosos_Material IIA : Phi (deg)

Vertical Axis:
Factor of Safety - spencer

Highlight Data

Factor of Safety - spencer

Range 0.99 1.1

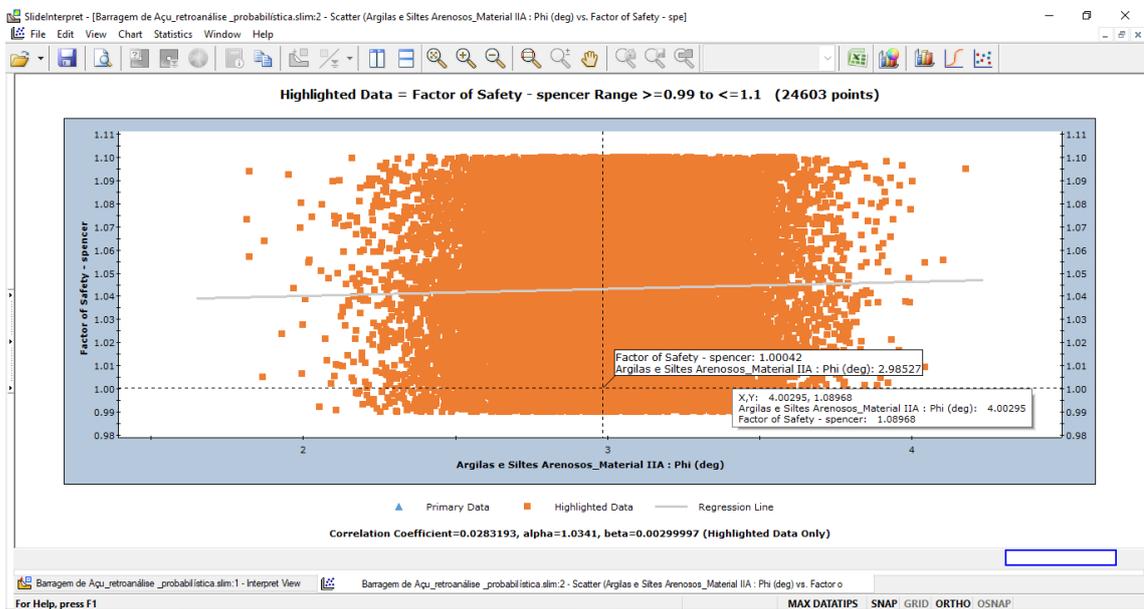
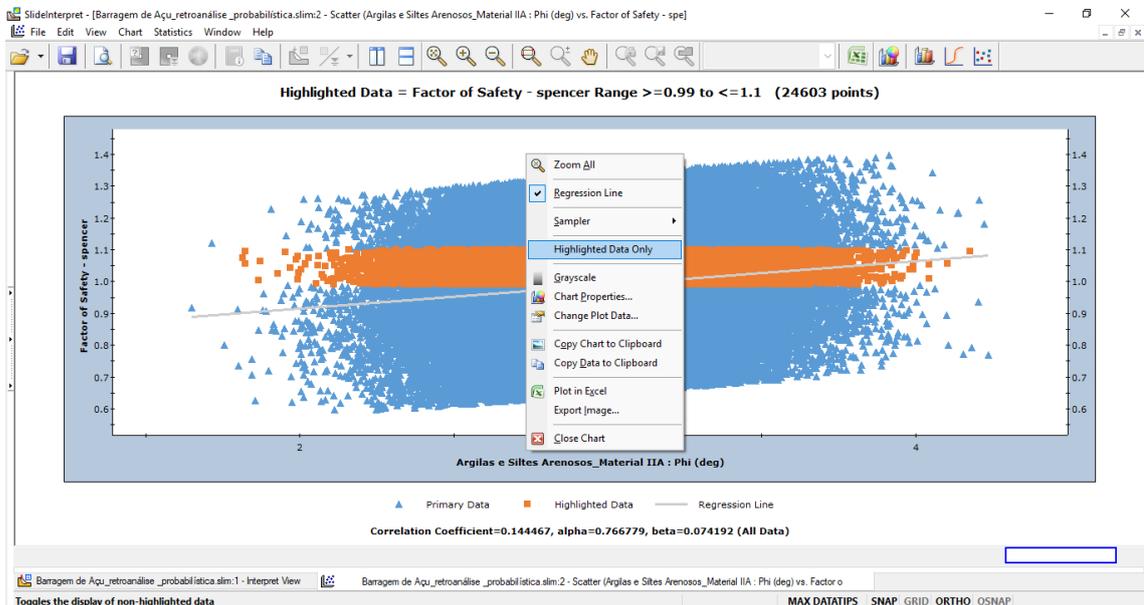
No secondary criteria

Argilas e Siltes Arenosos_Material IIA : C α

< 0

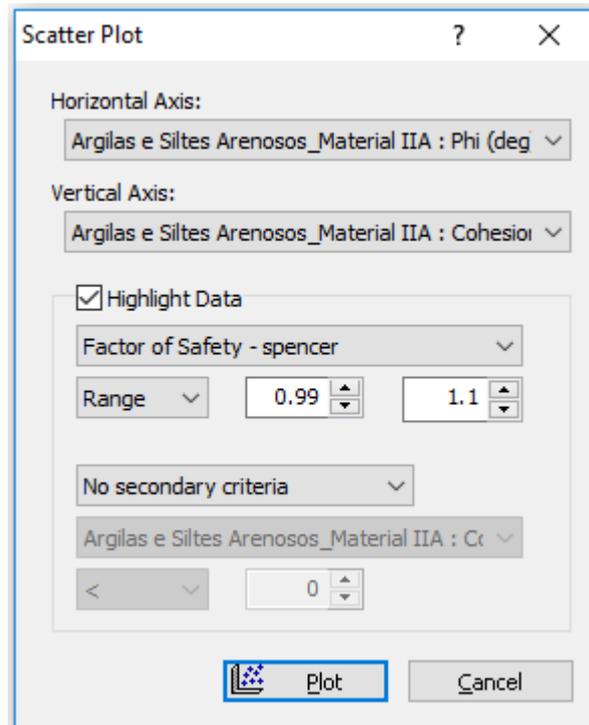
Plot
Cancel

4.1 - Botão direito do mouse → Highlighted Data Only. Obter o valor do ângulo de atrito para fator de segurança igual a 1.

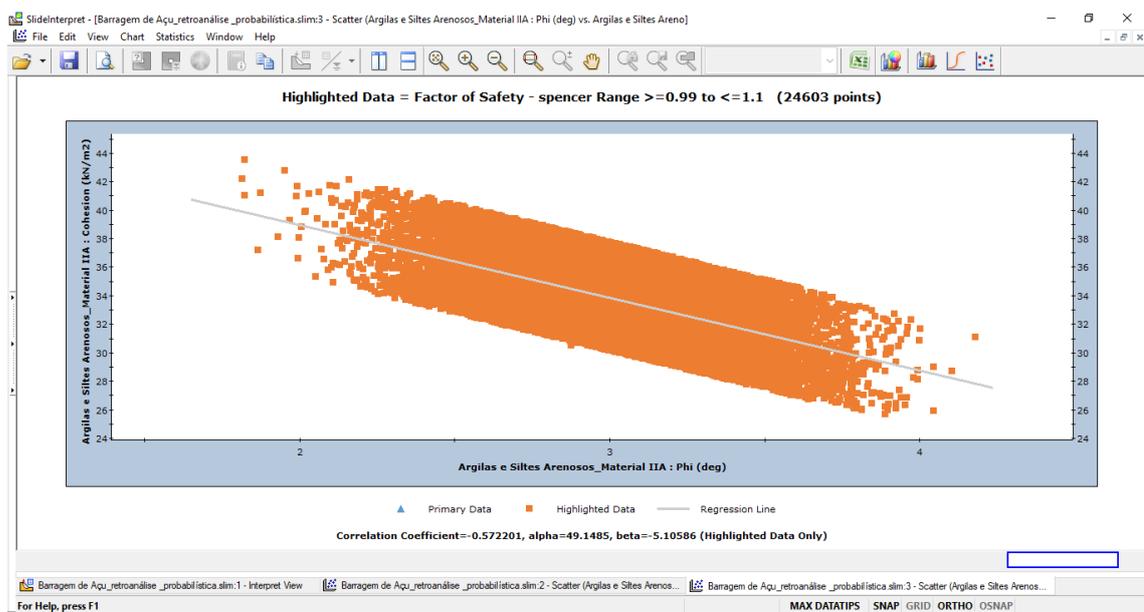


Etapa 5. Definir curva coesão vs ângulo de atrito.

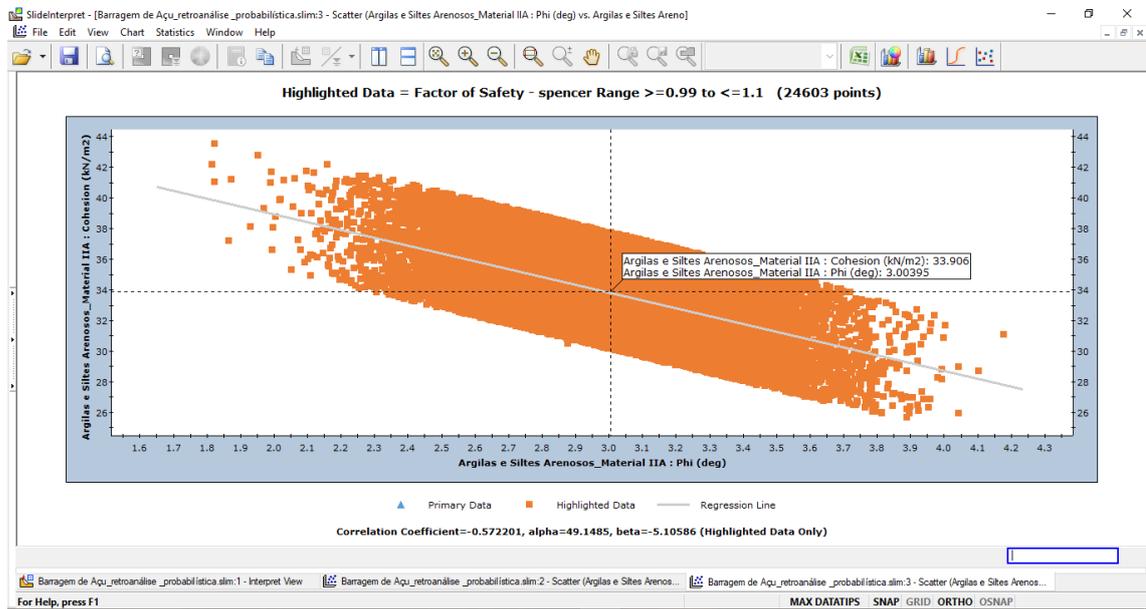
Statistics → Scatter plot.



5.1 - Botão direito do mouse → Highlighted Data Only.



5.2 - Botão direito do mouse → Sampler → Show Sampler. Determinar o valor da coesão para o ângulo de atrito encontrado da análise anterior.



Com isso se determinou o ângulo de atrito e a coesão da superfície de ruptura retroanalizada para um fator de segurança igual a um.