



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

David Esteban Diaz Taquez

**SUSCEPTIBILIDADE À OCORRÊNCIA DE MOVIMENTOS DE MASSA
E AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE FALÉSIAS SOB CONDIÇÃO
NÃO SATURADA: ESTUDO DE CASO NO CENTRO DE
LANÇAMENTOS DA BARREIRA DO INFERNO - BRASIL**

Natal

2017

David Esteban Diaz Taquez

**SUSCEPTIBILIDADE À OCORRÊNCIA DE MOVIMENTOS DE
MASSAS E AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE FALÉSIAS SOB
CONDIÇÃO NÃO SATURADA: ESTUDO DE CASO NO CENTRO DE
LANÇAMENTOS DA BARREIRA DO INFERNO – BRASIL.**

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. Osvaldo de Freitas Neto
Co-orientador: Prof^a. Dr^a. Ada Cristina Scudelari

Natal
2017

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

Taquez, David Esteban Diaz.

Susceptibilidade à ocorrência de movimentos de massa e avaliação da estabilidade de falésias sob condição não saturada: estudo de caso no centro de lançamentos da barreira do inferno - Brasil / David Esteban Diaz Taquez. - 2017.

216 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. Osvaldo de Freitas Neto.

Coorientadora: Prof^a. Dr^a. Ada Cristina Scudelari.

1. Falésias - Dissertação. 2. Avaliação da susceptibilidade - Dissertação. 3. Resistência ao cisalhamento - Dissertação. 4. Solos não saturados - Dissertação. I. Freitas Neto, Osvaldo de. II. Scudelari, Ada Cristina. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 551.435.31

DAVID ESTEBAN DIAZ TAQUEZ

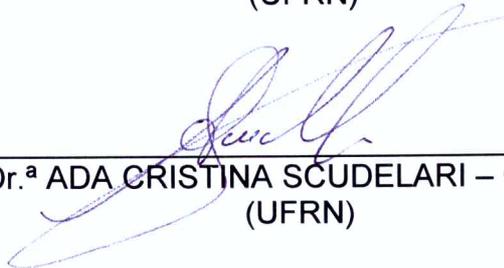
“SUSCEPTIBILIDADE À OCORRÊNCIA DE MOVIMENTOS DE MASSAS E AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE FALÉSIAS SOB CONDIÇÃO NÃO SATURADA: ESTUDO DE CASO NO CENTRO DE LANÇAMENTOS DA BARREIRA DO INFERNO – BRASIL.”

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.

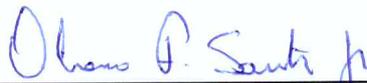
BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. OSVALDO DE FREITAS NETO – Orientador
(UFRN)



Prof.ª Dr.ª ADA CRISTINA SCUDELARI – Coorientadora
(UFRN)



Prof. Dr. OLAVO FRANCISCO DOS SANTOS JUNIOR – Examinador Interno
(UFRN)



Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES – Examinador Externo à Instituição
(UNESP)

Natal/RN, 30 de março de 2017

SUSCEPTIBILIDADE À OCORRÊNCIA DE MOVIMENTOS DE MASSA E AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE FALÉSIAS SOB CONDIÇÃO NÃO SATURADA: ESTUDO DE CASO NO CENTRO DE LANÇAMENTOS DA BARREIRA DO INFERNO - BRASIL

David Esteban Diaz Taquez

Orientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

Co-orientador: Prof^a. Dr^a. Ada Cristina Scudelari

RESUMO

Este trabalho tem por objetivo avaliar as condições de susceptibilidade a ocorrência de movimentos de massas e a estabilidade de encostas do Centro de Lançamentos da Barreira do Inferno (CLBI), mediante o método da redução da resistência ou SRM (*Strength Reduction Method*), sob condições não saturadas no Nordeste de Brasil. Para a análise da susceptibilidade a ocorrência de movimentos de massas foi utilizada a metodologia de processo de análise hierárquica ou AHP (*Analytic Hierarchy Process*) em combinação com o uso dos sistemas de informação geográfica SIG. A determinação dos parâmetros de resistência dos solos, foi realizado através de ensaios de compressão triaxial tipo CU em condições saturadas, e ensaios de compressão triaxial tipo CW para a condição de umidade residual. Para a determinação das curvas de retenção dos solos foi usado o método do papel filtro, e as equações de Chandler *et al.* (1992) e posteriormente foi realizado o ajuste das curvas de retenção pelo método de Van Genuchten (1980). A partir dos resultados de ensaios triaxiais, foi então, realizada a previsão da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados a partir do modelo hiperbólico proposto por Vilar (2007). A partir das seções susceptíveis à ocorrência dos movimentos de massa e dos parâmetros de

resistência dos solos estudados, foram realizadas análises da estabilidade das encostas a fim de quantificar o fator de segurança das mesmas. O método utilizado nas análises de estabilidade foi o SRM, implementado no Software OPTUM, considerando diferentes condições de saturação, a saber: solos sob condição natural de campo, solo com 50% do grau de saturação e, por fim, considerando o solo completamente saturado. Nas análises foram consideradas também a presença de camadas de solo cimentado e fendas de tração presentes no topo da falésia. Ao todo a encosta foi subdividida em três solos predominantes, os quais estão posicionados na base, na seção intermediária e no topo da falésia, denominados solo-1, solo-2 e solo-3, respectivamente. Estes solos foram caracterizados como areia argilosa (SC), areia Silto-Argilosa (SM), areia mal graduada (SP). Quanto as curvas de retenção, os três solos apresentam comportamento bimodal, típicas de solos com granulometrias de material com macroporos e microporos. Finalmente os resultados obtidos destas análises numéricas, foram relacionados inicialmente com o modelo de susceptibilidade produzido a partir da metodologia AHP-SIG, concluindo que este modelo encontra-se em boa concordância, evidenciado pelos resultados das análises numéricas e pelos vestígios de movimentos vistos em campo. Os resultados das análises também foram relacionados com os tipos de movimentos de massa, concluindo que tanto os fatores geomorfológicos, quanto os graus de saturação resultam em diferentes tipos de movimentos para seções características próprias destas geomorfologias (falésias), verificando desta forma os movimentos sugeridos nos estudos de Santos Jr *et al.*(2004) e Souza Júnior (2013), onde foram relacionados três tipos de perfis com diferentes morfologias e seus possíveis movimentos de massa, tombamentos, quedas de blocos e escorregamentos.

Palavras-chave: Avaliação da Susceptibilidade, Resistência ao Cisalhamento, Solos Não Saturados, Falésias.

**SUSCEPTIBILITY TO THE OCURRENCE OF MASS MOVEMENTS
AND EVALUATION OF THE STABILITY OF CLIFFS UNDER
UNSATURATED CONDITION: CASE STUDY IN THE CENTER OF
LAUNCHES FROM BARREIRA DO INFERNO - BRAZIL**

David Esteban Diaz Taquez

Orientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto

Co-orientador: Prof^a. Dr^a. Ada Cristina Scudelari

ABSTRACT

The aim of this research is to evaluate the susceptibility conditions to the occurrence of mass movements and slope stability of the Center of Launches from Barreira do Inferno (CLBI) using the method of Strength Reduction Method ou SRM, on unsaturated conditions in the Northeast of Brazil. The analysis of the susceptibility to the occurrence of mass movements, the methodology called the Analytic Hierarchy Process was used along with the GIS geographic information systems. In order to determine the resistance parameters of the soils, triaxial compression tests were carried out under saturated conditions CU and triaxial compression tests CW were performed for the residual moisture condition. The determination of soil retention curves, the filter paper method was considered, equations by Chandler et al. (1992), and the adjustment of the retention curves developed by Van Genuchten (1980). From the results of the triaxial tests, the prediction of the shear strength of the unsaturated soils was performed using the hyperbolic model proposed by Vilar (2007). Then, from the susceptible sections to the occurrence of mass movements and the resistance parameters of the studied soils, analyzes of slope stability were applied with the intention of quantify the safety factor of the same. The method used in the stability

analyzes was the SRM, implemented in the OPTUM Software, considering different saturation conditions, as follows: soil under natural field saturation condition, soil with 50% degree of saturation, and finally Completely saturated soil. The analysis also took into account the presence of layers of cemented soil and traction cracks present in the upper part of the cliff. The slope was divided into three sections with predominant soils, which were positioned at the base of the intermediate section, and at the top of the cliff, called soil-1, soil-2, and soil-3 respectively. These soils were characterized as clayey sand (SC), silty sand (SM) and poorly graded sand (SP). As for the retention curves, the three soils present bimodal behavior, typical of soils with granulometry of material with micropores and macropores. Finally, the results obtained from these numerical analyzes were initially related to the model of susceptibility produced from the AHP-GIS methodology, concluding that this model is in good agreement, evidenced by the results of the numerical analysis and by the vestiges of Movements observed in the field. The results of the numerical analyzes were also related to the types of mass movements, presenting as an outcome that both geomorphological factors and degrees of saturation result in different types of movements for the characteristic sections of these geomorphologies (cliffs). Verifying in this way the movements suggested in the studies of Santos Jr *et al.* (2004) and Souza Junior (2013), where three types of profiles with different morphologies and their possible mass movements, toppling, fall of blocks and landslides were related.

Key words: Susceptibility evaluation, Shear Strength, unsaturated soils, cliffs.

Dedicatória

A Deus, por sempre estar ao meu lado.
Aos meus pais, Fredy e Florine, pelo amor incondicional e seus bons conselhos. Aos meus dois tesouros, meus irmãos, Gabriel e Angela, pelo amor e a amizade sincera sempre.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me escolher e me dar seu amor, por me dar forças em todos os caminhos que percorro, e por ser meu amigo sempre que esteve longe de meu lar.

A minha mãe, pela vida, pela dedicação constante todos os dias, pelo amor incondicional, por ser meu norte, e por ser minha motivação todos os dias.

Ao meu pai, por ser meu maior exemplo de tenacidade e constância, por me ensinar a trabalhar e a ganhar a vida com minhas próprias mãos, por ser meu apoio sempre.

A minha irmã, por ser minha melhor amiga, por seus conselhos e apoio.

Ao meu irmão, por sua sincera amizade, seu amor e apoio.

A minha namorada Sara, por compartilhar seu amor, pela cumplicidade, e pela ajuda mútua.

Ao Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto, pela paciência e ajuda incondicional na elaboração desta pesquisa.

À Profa. Dra. Ada Cristina Scudelari, pelo aporte de seus conhecimentos ao longo do processo de mestrado, e por ter aberto as portas do programa de pós-graduação para mim.

À Profa. Dra. Maria de Fátima Alves de Matos, pela ajuda e apoio necessário ao longo do processo de mestrado.

Ao professor Dr. Venerando Eustáquio Amaro, pelo apoio técnico e financeiro durante o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao professor Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior, por todo o apoio técnico e por aportar todos seus conhecimentos para aperfeiçoar e entender de forma didática o funcionamento do sistema de falésias do Rio Grande do Norte.

Aos Professores do Programa de Pós-graduação de Engenharia Civil, por cada aporte e ensinamento transmitido.

Aos meus colegas e amigos de mestrado, Nathalia Marinho Barbosa, Selho Torquato, Didoney Fernandes, Eduardo de Castro Bittencourt, João Paulo da Silva Costa,

Andriele Nascimento de Souza, por cada momento vivido dentro das salas de aula, pela amizade e os aprendizados.

Ao técnico de laboratório Anderson Dantas, pelo apoio técnico e pela valiosa contribuição dos seus conhecimentos.

Aos meus amigos de vida, Lizbeth Lopez, Juan Gabriel Rodriguez, Luis Gabriel Argoty, Silvio Araújo, Jose Luis Calpa, Esteban Lopez, Jorge Luis Delgado, Erwin Guerrero, David Guerrero, David Ceron, Jose Luis Carrera, por sua amizade e por seu apoio nos momentos felizes e difíceis.

Ao meu professor e mentor Luis Enrique Gil Torres, com quem aprendi muitas coisas da vida de um engenheiro, tanto na universidade como na pratica profissional.

As Forças Armadas Brasileiras em especial a Força Aérea Brasileira por ter permitido o ingresso a suas instalações para desenvolver a presente pesquisa, e brindar tudo o apoio logístico dentro da base militar.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	24
1.1.	Justificativa	25
1.2.	Objetivos da Pesquisa	26
1.2.1.	Objetivo Geral.....	26
1.2.2.	Objetivos Específicos	26
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
2.1.	Avaliação e Mapeamento de Risco Geotécnico	27
2.1.1.	Conceitos Gerais	27
2.1.2.	Metodologias de Avaliação de Risco e Susceptibilidade	30
2.2.	Parâmetros De Solos Não Saturados	44
2.2.1.	Potencial da Água no Solo	45
2.2.2.	Sucção no Solo.....	47
2.2.3.	Técnicas para Medir a Sucção do solo.....	48
2.2.4.	Curva de Retenção, Curva característica, ou SWRC (<i>Soil Water Retention Curve</i>) 53	
2.2.5.	Resistência ao Cisalhamento dos Solos não Saturados	60
2.3.	Análise de Estabilidade de Taludes.....	66
2.3.1.	Fatores que Influenciam os Movimentos de Encostas.....	73
2.4.	Modelagem Numérica de Taludes.....	76
2.4.1.	Métodos de Análises	76
2.4.2.	Seleção entre Tensões Totais e Efetivas	83
2.5.	Geomorfologia costeira:.....	85
2.5.1.	Falésias (<i>cliffs</i>).....	85
3.	CARACTERÍSTICAS DA REGIÃO	90
3.1.	Área de estudo	90
3.2.	Geologia e Geomorfologia Regional: Nordeste Brasileiro	91
3.3.	Geologia e Geomorfologia Local	92
3.3.1.	Formação Barreiras:	92
3.4.	Aspectos Geotécnicos da região.....	96
4.	MATERIAIS E METODOS.....	101
4.1.	Avaliação e Mapeamento do Risco Geotécnico	101
4.1.1.	Considerações da Área de Estudo	101
4.1.2.	Natureza da Encosta Analisada.....	102
4.1.3.	Processo de Análise Hierárquica.....	103
4.2.	Parâmetros de Solos Não Saturados	118
4.2.1.	Solo Investigado	118
4.2.2.	Coleta e Extração de Amostras	118
4.2.3.	Caracterização Física dos solos	121
4.2.4.	Preparação de Corpos de Prova	121
4.2.5.	Determinação da Curva Característica.....	121
4.2.6.	Resistência ao Cisalhamento	126
4.3.	Análise de Estabilidade de Taludes e Modelagem Numérica.....	130
4.4.	Tipos de Movimentos Típicos nas Falésias da Área.....	132

4.5. Modelagem Numérica	134
5. RESULTADOS E ANÁLISES.....	135
5.1. Avaliação e Mapeamento do Risco Geotécnico	135
5.2. Caracterização dos Solos.....	149
5.2.1. Caracterização Física dos Solos	149
5.2.2. Resultados Ensaio do Papel Filtro.....	150
5.2.3. Ensaio de Resistência à Compressão Triaxial.....	154
5.3. Modelagem Numérica e Análise de Estabilidade das Encostas	170
5.3.1. Parâmetros dos Solos para as Análises de Estabilidade.....	171
5.3.2. Cenários de modelagem.....	172
5.3.3. Resultados das Análises Seção A	173
5.3.4. Resultados das Análises Seção B	174
5.3.5. Resultados das Análises Seção C.....	176
5.3.6. Resultados das Análises Seção D.....	177
5.3.7. Resultados das Análises Seção E	178
5.4. Análise de Resultados	179
5.4.1. Caracterização.....	179
5.4.2. Curvas Características do Solos.....	180
5.4.3. Ensaio de Resistência ao Cisalhamento.....	181
5.4.4. Modelo de Previsão de Parâmetros de Resistência – Modelo Hiperbólico de Vilar (2007).....	185
5.4.5. Modelagem Numérica e Análise de Estabilidade de Encostas	186
6. CONCLUSÕES	201
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	204
APÊNDICE A.....	212

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1. Exemplo da Estruturação Hierárquica.....	36
Figura 2-2. Etapas para a aplicação do método de Análise Hierárquica	37
Figura 2-3. Escala de decisão por pares	39
Figura 2-4. Representação dos conceitos de sucção matricial, osmótica e total.	47
Figura 2-5. Configurações do ensaio do Papel Filtro. (a) Sem contato, (b) Em contato.	51
Figura 2-6. Curva de retenção típico mostrando as zonas de drenagem (Vanapalli <i>et al.</i> , (1999)	55
Figura 2-7. Elementos da Curva de Retenção	56
Figura 2-8. Trechos da Curva Característica Bimodal.....	57
Figura 2-9. Envoltórias de resistência para tensão confinante líquida constante.	64
Figura 2-10. Movimentos de Massa em Função da Geometria típica das falésias do RN.....	72
Figura 2-11. Segmento de Falésia, representando alguns dos processos geomorfológicos e erosivos.....	73
Figura 2-12. Classificação dos fatores condicionantes e desencadeantes no terreno	75
Figura 2-13. Fatores que controlam a forma da falésia, efeitos dos processos e a dureza da rocha. M e SA Representam processos Marinicos e de intemperismo respectivamente.	87
Figura 2-14 Tipo de estratificação.	87
Figura 2-15. Perfis associados aos tipos de falésia. (i) Mergulho da Falésia.	88
Figura 2-16. Perfis associados aos tipos de falésia. (ii) Formados por processos erosivos, tipo A.....	89
Figura 2-17 Perfis associados aos tipos de falésia. (ii) Formados por processos erosivos, tipo B.....	89
Figura 3-1. Localização Global da área de Estudo.....	90
Figura 3-2. Inserção local da área de Estudo	91
Figura 3-3. Afloramento na Barreira do Inferno.	95
Figura 3-4. Relações de contato entre Fácies Gt, St, e Fl na Barreira do Inferno.	95
Figura 3-5. Gráfico de Plasticidade	96
Figura 3-6. Envoltórias de Resistência na umidade Natural.....	99
Figura 3-7. Envoltórias de Resistência em estado inundado	99
Figura 4-1. Cálculo da inclinação de uma encosta.	103
Figura 4-2. Ilustração das Classes de Cobertura Vegetal	105
Figura 4-3 – Ilustração de classes de Fatores Predisponentes.....	106
Figura 4-4. Estruturação da Matriz Hierárquica para Mapear a Susceptibilidade aos movimentos de massa.	108
Figura 4-13. Uso da extensão do aplicativo extAHP 2.0.	117
Figura 4-14. Definição de pesos na Matriz Recíproca.....	118
Figura 4-15. Posição dos Pontos de Coleta	119
Figura 4-16. Coleta de Amostras Indeformadas.....	120
Figura 4-17. Corpo de Prova Talhado	124
Figura 4-18. (a) Corpos de prova identificados, (b) Corpos de Prova armazenados.	125

Figura 4-19. Sistema de Prensa hidráulica com elementos de medida.....	126
Figura 4-20. Medidor de Volume.	126
Figura 4-21. Sistema de Controle de Pressões.....	127
Figura 4-22. Base da Câmara Triaxial.....	127
Figura 4-23. Câmara Triaxial.....	127
Figura 4-24. Localização das seções suscetíveis a movimentos de massa, 3D.	131
Figura 4-25. Localização das seções suscetíveis a movimentos de massa.....	131
Figura 4-26. Vestígios de movimentos tipo Escorregamentos	132
Figura 4-27. Movimentos tipo Rolamentos	133
Figura 4-28. Vestígios de movimentos tipo Tombamento de Blocos.....	133
Figura 4-29. Vestígios de movimentos em solo com um grau de intemperismo na base da falésia.	134
Figura 5-1. Mapas De indicador Amplitude (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP)	137
Figura 5-2. Mapas De indicador Inclinação (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP)	137
Figura 5-3. Mapas De indicador Cobertura Vegetal (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP).....	138
Figura 5-4. Mapas De indicador Nivel de Água (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP).	138
Figura 5-5. Mapas De indicador Água Superficial (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP).....	139
Figura 5-6. Mapas De indicador Material. (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP).	139
Figura 5-7. Mapas De indicador Fatores Predisponentes (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP).....	140
Figura 5-8. Mapas De indicador Camadas Cimentadas (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP).....	140
Figura 5-9. Mapa de Susceptibilidade aos Movimentos de Massa na Falésia da Barreira do Inferno	143
Figura 5-10. Seções das Falésias Susceptíveis aos Movimentos de Massa	144
Figura 5-11. Curvas de Granulometria Conjunta Solos 1;2;3.....	149
Figura 5-12. Curva Característica Bimodal Solo 1	152
Figura 5-13. Curva Característica Bimodal Solo 2	153
Figura 5-14. Curva Característica Bimodal Solo 3	153
Figura 5-15. Tensão Desviadora <i>versus</i> Deformação Axial – Solo 1	155
Figura 5-16. Variação da Poro-pressão <i>versus</i> Deformação Axial – Solo 1.....	156
Figura 5-17. Trajetória de Tensões Diagrama $s, s' \text{ versus } t$ – Solo 1	156
Figura 5-18. Envoltória de resistência – Solo 1	156
Figura 5-19. Tensão Desviadora <i>versus</i> Deformação Axial – Solo 2	158
Figura 5-20. Variação da Poro-pressão <i>versus</i> Deformação Axial – Solo 2.....	158
Figura 5-21. Trajetória de Tensões Diagrama $s, s' \text{ versus } t$ – Solo 2	159
Figura 5-22. Envoltória de resistência – Solo 2.....	159
Figura 5-23 Tensão Desviadora <i>versus</i> Deformação Axial – Solo 3	160
Figura 5-24. Variação da Poro-pressão <i>versus</i> Deformação Axial – Solo 3.....	161
Figura 5-25. Trajetória de Tensões Diagrama $s, s' \text{ versus } t$ – Solo 3	161
Figura 5-26. Envoltória de resistência – Solo 3.....	161
Figura 5-27. Tensão Desviadora <i>versus</i> Deformação Axial, Ensaio CW – Solo 1 ..	163
Figura 5-28. Trajetória de Tensões Diagrama $s, s' \text{ versus } t$, Ensaio CW – Solo 1..	163

Figura 5-29. Envoltória de resistência – Solo 1	164
Figura 5-30. Tensão Desviadora <i>versus</i> Deformação Axial, Ensaio CW – Solo 2 ..	165
Figura 5-31. Trajetória de Tensões Diagrama $s, s' \text{ versus } t$, Ensaio CW – Solo 2...	165
Figura 5-32. Envoltória de resistência – Solo 2	166
Figura 5-33. Tensão Desviadora <i>versus</i> Deformação Axial, Ensaio CW – Solo 3 ..	167
Figura 5-34. Trajetória de Tensões Diagrama $s, s' \text{ versus } t$, Ensaio CW – Solo 3..	167
Figura 5-35. Envoltória de resistência – Solo 3	167
Figura 5-36, Modelo Hiperbólico: Previsão de Parâmetros de Resistencia Solo 1..	169
Figura 5-37, Modelo Hiperbólico: Previsão de Parâmetros de Resistencia Solo 2..	169
Figura 5-38, Modelo Hiperbólico: Previsão de Parâmetros de Resistencia Solo 3..	169
Figura 5-39. Análise de estabilidade para a seção A – Cenário 10.....	174
Figura 5-40. Análise de estabilidade para a seção A – Cenário 11.....	174
Figura 5-41. Análise de estabilidade para a seção B – Cenário 9.....	175
Figura 5-42. Análise de estabilidade para a seção B – Cenário 10.....	175
Figura 5-43. Análise de estabilidade para a seção C – Cenário 10.....	176
Figura 5-44. Análise de estabilidade para a seção C – Cenário 12.....	176
Figura 5-45. Análise de estabilidade para a seção D – Cenário 6.....	177
Figura 5-46. Análise de estabilidade para a seção D – Cenário 10.....	177
Figura 5-47. Análise de estabilidade para a seção E – Cenário 12.....	178
Figura 5-48, A) Ruptura do solo 1 no equipamento triaxial, B) ruptura do solo 1 fora do equipamento, C) Ruptura do solo 2 no equipamento triaxial	182
Figura 5-49. Ruptura Solo 3.	183
Figura 5-50. Modo de Ruptura dos Solos em Condição de Umidade Residual.....	185
Figura 5-51. Fatores de Segurança para diferentes condições avaliadas Seção A.	188
Figura 5-52. Fatores de Segurança para diferentes condições avaliadas Seção B.	192
Figura 5-53. Fatores de Segurança para diferentes condições avaliadas Seção C.	194
Figura 5-54, Fatores de Segurança para diferentes condições avaliadas Seção D,	197
Figura 5-55, Fatores de Segurança para diferentes condições avaliadas Seção E.	200

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Conceituação dos termos: evento, acidente, risco e análises de risco.	28
Tabela 2.2 – Escala de Julgamento de Importância no Método AHP (Modificada de SAATY 1990)	38
Tabela 2.3 – Matriz Comparativa	39
Tabela 2.4 – Valores de consistência Aleatória (CA)	40
Tabela 2.5 – Métodos para a Quantificação da Sucção	50
Tabela 2.6 – Tempo de Equilíbrio para o Método do Papel Filtro.	52
Tabela 2.7 – Tempos de equilíbrio para medição de sucção total em função do nível de sucção	52
Tabela 2.8 – Equações de ajuste de curvas propostos	59
Tabela 2.9 – Expressões propostas para as tensões efetivas em solos não saturados	61
Tabela 2.10 – Classificação de movimentos de massa por diferentes autores	68
Tabela 2.11 – Resumo do Sistema de Classificação de Varnes (1978)	69
Tabela 2.12 – Características dos principais movimentos de encosta na dinâmica ambiental brasileira.	70
Tabela 2.13 – Proposta da Nova versão do sistema de classificação de Varnes.	71
Tabela 2.14 – Fatores deflagradores dos movimentos de encostas proposta de Varnes (1978) apud Augusto Filho e Virgili (1998)	74
Tabela 2.15 - Principais causas dos movimentos de massa. Adaptado de USGS (2004)	75
Tabela 2.16 – Requisitos para a solução dos diferentes métodos	77
Tabela 2.17 – Resumo dos métodos de solução de equilíbrio limite	79
Tabela 3.1. Índice de vazios de solos provenientes da formação Barreiras	97
Tabela 3.2. Parâmetros de Resistencia dos sedimentos da Formação Barreiras	100
Tabela 4.1 – Divisão de classes para a inclinação.	103
Tabela 4.2 – Matriz Reciproca	109
Tabela 4.3 – Matriz de decisão AHP normalizada, e autovetor dos indicadores de Susceptibilidade aos movimentos de massa.	110
Tabela 4.4 – Análise de sensibilidade da matriz reciproca dos indicadores	111
Tabela 4.5. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Amplitude.	111
Tabela 4.6. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Inclinação.	112
Tabela 4.7. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Cobertura Vegetal.	112
Tabela 4.8. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Nivel de Água.	113
Tabela 4.9. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Agua superficial.	113
Tabela 4.10. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Material.	114

Tabela 4.11. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Fatores Predisponentes.	114
Tabela 4.12. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Número de Camadas Cimentadas.	115
Tabela 4.13 – Coordenadas dos pontos de Coleta	119
Tabela 4.14 Dados de Entrada para o Cálculo da quantidade de água	124
Tabela 4.15 Dados de saída para atingir a saturação	124
Tabela 5.1 – Resultados do Processo AHP, para a Falésia Natural	135
Tabela 5.2 – Critérios adotados para a classificação do índice de Susceptibilidade.	141
Tabela 5.3 – Dados de Entrada das Análises de Susceptibilidade.	141
Tabela 5.4 – Cálculo do índice de Susceptibilidade	142
Tabela 5.5 – Determinação do Grau de Susceptibilidade	142
Tabela 5.6 – Porcentagem das frações dos Solos	149
Tabela 5.7 – Limites de Atterberg e Classificação dos Solos.....	150
Tabela 5.8 – Calculo da sucção Mediante Papel Filtro – Solo 1	150
Tabela 5.9 – Calculo da sucção Mediante Papel Filtro – Solo 2	151
Tabela 5.10 – Calculo da sucção Mediante Papel Filtro – Solo 3	151
Tabela 5.11 – Parâmetros de ajuste da curva de retenção de água pelo método Van Genuchten (1980) – Solo 1	152
Tabela 5.12 – Parâmetros de ajuste da curva de retenção de água pelo método Van Genuchten (1980) – Solo 2	153
Tabela 5.13 - Parâmetros de ajuste da curva de retenção de água pelo método Van Genuchten (1980) – Solo 2	154
Tabela 5.14 Características dos ensaios e dos corpos de prova usados nos ensaios triaxiais tipo CU com medida de poro-pressão.....	155
Tabela 5.15 Resultados do Ensaio Triaxial CU – Parâmetros Efetivos Solo 1.....	157
Tabela 5.16. Resultados do Ensaio Triaxial CU – Parâmetros Efetivos Solo 2.....	159
Tabela 5.17 - Resultados do Ensaio Triaxial CU – Parâmetros Efetivos Solo 3.....	162
Tabela 5.18 - Características dos ensaios e dos corpos de prova usados nos ensaios triaxiais tipo CW em umidade residual	162
Tabela 5.19. Resultados do Ensaio Triaxial CW – Parâmetros Totais Solo 1.....	164
Tabela 5.20. Resultados do Ensaio Triaxial CW – Parâmetros Totais Solo 2.....	166
Tabela 5.21. Resultados do Ensaio Triaxial CW – Parâmetros Totais Solo 3.....	168
Tabela 5.22 - Parâmetros de Ajuste no Modelo Hiperbólico.	168
Tabela 5.23 – Parâmetros de Solo em Condição Natural de Campo	172
Tabela 5.24 - Parâmetros de Solo em Condição de 50% de Saturação	172
Tabela 5.25 - Parâmetros de Solo em Condição de Total Saturação	172
Tabela 5.26 - Parâmetros de Solo Cimentado usada na modelagem	172
Tabela 5.27 –Cenários de Modelagem	173
Tabela 5.28. Comparativo entre o método Semi-quantitativo e o método determinístico	179
Tabela 5.29. Resultado da Análise para a Seção A	187
Tabela 5.30. Diminuição do Fator de segurança com variação de graus de saturação do solo, Seção A.	188
Tabela 5.31. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração, Seção A.....	189

Tabela 5.32. Diminuição do Fator de segurança com a influência da Camada Cimentada, Seção A.	189
Tabela 5.33. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração e a camada cimentada, Seção A.....	189
Tabela 5.34. Diminuição do Fator de segurança com variação de graus de saturação do solo, Seção B.	190
Tabela 5.35. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração, Seção B.....	190
Tabela 5.36. Diminuição do Fator de segurança com a influência da Camada Cimentada, Seção B.	191
Tabela 5.37. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração e a camada cimentada, Seção B.....	191
Tabela 5.38. Resultado da Análise para a Seção B.	192
Tabela 5.39. Diminuição do Fator de segurança com variação de graus de saturação do solo, Seção C.	193
Tabela 5.40. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração, Seção C.....	193
Tabela 5.41. Diminuição do Fator de segurança com a influência da Camada Cimentada, Seção C.	194
Tabela 5.42. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração e a camada cimentada, Seção C.	194
Tabela 5.43. Diminuição do Fator de segurança com variação de graus de saturação do solo, Seção D.	195
Tabela 5.44. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração, Seção D.....	195
Tabela 5.45. Diminuição do Fator de segurança com a influência da Camada Cimentada, Seção D.	196
Tabela 5.46. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração e a camada cimentada, Seção D.	196
Tabela 5.47 Resultado da Análise para a Seção D.....	196
Tabela 5.48. Diminuição do Fator de segurança com variação de graus de saturação do solo, Seção E.	198
Tabela 5.49. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração, Seção E.....	198
Tabela 5.50. Diminuição do Fator de segurança com a influência da Camada Cimentada, Seção E.	199
Tabela 5.51. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração e a camada cimentada, Seção E.....	199
Tabela 5.52 Resultado da Análise para a Seção E.	199

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
- AHP - Analytic Hierarchy Process - Processo de Análise Hierárquica
- ARCGIS - Software da área dos Sistemas de Informação Geográfica
- ASTM - American Society for Testing and Materials - Sociedade Americana para Testes e Materiais
- BEM - Boundary Element Method - Método dos Elementos de Contorno
- CD - Ensaio de Compressão Triaxial Consolidado e drenado
- CL - Argila de Baixa Plasticidade
- CLBI - Centro de Lançamentos da Barreira do Inferno
- CU - Ensaio de Compressão Triaxial Consolidado e não drenado
- CU-PN - Ensaio Tipo CU com medida de Poro-pressão
- CW - Ensaio de Compressão Triaxial Consolidado com Umidade Constante
- DCTA - Departamento de Ciência e Tecnologia Aeroespacial
- DFN - Discrete Fracture Network - Redes de Fratura Discreta
- DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
- DXF - Drawing Exchange Format - Formato de intercâmbios de desenhos
- FAB - Força Aérea Brasileira
- FDA - Fuzzy Decision Approach - Abordagem de Decisão Fuzzy
- FDM - Finite Difference Method - Método das Diferenças Finitas
- FEM - Finite Element Method - Método dos Elementos Finitos
- GC - Pedregulho Argiloso
- IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas
- JTC-1 - Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes
- LAM - Limit Analysis Method - Método de Análise Limite
- LEM - Limit Equilibrium Method - Método do Equilíbrio Limite
- MEF - Método de Elementos Finitos
- ML - Silte de Baixa Plasticidade
- NBR - Norma Brasileira
- OPTUM - Optum Computational Engineering - Software para análises de problemas geotécnicos
- PFC - Particle Flow Codes - Código de Partículas

PVC - Polyvinyl Chloride - Policloreto de Vinila

RCS - Resistência a Compressão Simples

SC - Areia Argilosa

S-CP - Seção - Corpo de Prova

SIG - Sistemas de Informação Geográfica

SM - Areia Siltosa

SM-SC - Areia Silto Argilosa

SP - Areia Mal Graduada

SRF - Strength Reduction Factor - Fator da redução da resistência

SRM - Strength Reduction Method - Método da redução da resistência

SUCS - Sistema Unificado de Classificação de Solos

TIN - Triangles Irregular Networks - Redes irregulares Triangulares

USGSU.S. - Geological Survey - Serviço Geológico dos E.U.

VG - Van Genuchten

LISTA DE SIMBOLOS

Símbolos do alfabeto latino

- a e b : Parâmetros de ajuste da função hiperbólica (Vilar, 2007).
- B : Parâmetro de Skempton.
- c, c' : Coesão total e efetiva.
- CA : índice de consistência aleatória.
- $c'_{mobilizado}$: coesão efetiva durante o método SRM.
- c_{ult} : Coesão máxima ou coesão última.
- E : modulo de elasticidade dos solos.
- e : índice de vazios.
- ϖ_m, ϖ_s : Sucção matricial e de soluto respectivamente.
- IC : Índice de consistência.
- k : permeabilidade dos solos.
- m, n : Parâmetros de ajuste da curva de retenção método Van Genuchten, (1980).
- M_{cp} : Massa do corpo de prova.
- n : Porosidade.
- pF : Logaritmo da Tensão de água.
- p'' : Pressão da água.
- p''_m, p''_s : Sucção matricial e de soluto respectivamente.
- RC : razão de consistência.
- $S_r; S$: Grau de saturação.
- $u_a - u_w$: Sucção matricial.
- u_a : Pressão de ar.
- u_w : Pressão de líquido ou pressão na água.
- w_f = conteúdo de água do papel filtro em %.
- $w_{inicial}$ =Umidade antes do ensaio.
- w_{final} =Umidade após do ensaio.
- \bar{X} : média aritmética

Símbolos do Alfabeto Grego

- α : Parâmetro de forma da curva de retenção (Van Genuchten, 1980).
- β : Fator estatístico para medir área de contato.
- β' : Fator de união.
- χ : Parâmetro relacionado com o grau de saturação.
- χ_m, χ_s : Parâmetro de tensão efetiva para sucção matricial e de soluto respectivamente.
- ε : Deformação Axial.
- Δ : desvio padrão
- $\Delta\varepsilon$: Incremento das deformações.
- $\Delta\sigma$: Incremento das tensões
- Θ = Teor de umidade normalizado.
- $\theta, \theta_r, \theta_s$ = Teores de umidade volumétrico, residual e saturado.
- ϕ' = Ângulo de atrito interno efetivo.
- ϕ_b = Ângulo de atrito interno efetivo relativo a variações na sucção quando a tensão líquida é mantida constante.
- $\phi'_{mobilizado}$: ângulo de atrito efetivo mobilizado durante o método SRM.
- ρ : Massa específica.
- ρ_d : Massa específica aparente seca.
- ψ : Sucção total.
- ψ_m : Sucção matricial.
- ψ_{os} : Sucção osmótica.
- ψ_r = Sucção Residual.
- $\lambda_{máx}$: Autovalor máximo
- σ : tensão total.
- σ' : tensão efetiva.
- $\sigma - u_a$: Tensão normal líquida.
- $\sigma - u_w$: Sucção.
- $\sigma_1 - \sigma_3$: Diferença de Tensões principais.
- $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$: Tensão cisalhante nos planos XY, XZ e YZ.
- τ = Resistencia ao cisalhamento do solo.

- T : Autovetor normalizado
- ν : modulo de Poisson dos solos

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

Um dos principais eventos que vêm sendo estudados do litoral brasileiro, são aqueles associados à ação natural, assim como as alterações antrópicas que influenciam diretamente o comportamento dos sistemas de falésias, dunas e outros elementos da geomorfologia costeira. Estes tipos de mudanças são mais evidentes quando se tem uma elevada densidade populacional, devido, entre outros fatores, à dinâmica econômica que tem o setor turístico e imobiliário nessas áreas. Este elevado dinamismo antrópico sobre os taludes promove o desmatamento e a impermeabilização do topo das falésias. Tal fato incrementa a disposição de águas servidas que somadas às ações climáticas como períodos de chuva e processos erosivos, e o próprio recuo da falésia causado pela dinâmica das marés, são alguns dos maiores desencadeantes dos processos de movimentos de massa que atuam no litoral.

O litoral do Nordeste brasileiro, especificamente a região do Estado do Rio Grande do Norte caracteriza-se pela presença de dunas e falésias próprias da Formação Barreiras. Nesta região são relatados, movimentos de massa, em proporções importantes em períodos de chuva, embora estes movimentos não tenham deixado perdas humanas, representam um constante risco para os habitantes e visitantes da região.

Visando os possíveis fatores que desencadeiam a desestabilização das falésias e possíveis movimentos de massa, observou-se a necessidade de implementar uma análise de risco ou susceptibilidade frente a processos de movimentos de massa na região, que seja a base para a implementação da análise numérica de estabilidade de encostas, incluindo parâmetros de solos não saturados, com a finalidade de conhecer as condições de sucção sob as quais os solos da região se apresentam e verificar a sua influência na resistência dos solos que formam a falésia.

Dessa forma, neste trabalho busca-se analisar a estabilidade sob uma ótica mais realista, visto que todos os trabalhos desenvolvidos na região consideram o estudo baseados em condições limite, com os solos saturados, desconsiderando a influência da sucção na resistência dos solos.

1.1. Justificativa

Nos últimos anos vem sendo estudadas as propriedades geotécnicas dos materiais predominantes dentro dos sistemas de falésias, as condições de estabilidade das falésias, bem como avaliando fatores que influenciam à condição de estabilidade das mesmas. Estes estudos foram realizados ao longo do litoral nordeste do Brasil, sobretudo no Rio Grande do Norte, onde há predominância Formação Barreiras [Severo, 2005,2011), Santos Jr, Freitas Neto, Praxedes (2004), Santos Jr, Coutinho, Severo (2015), Souza Júnior, (2013), Ribeiro (2015), e entre outros].

A área de estudo localiza-se dentro do centro de Lançamentos da Barreira do inferno, que é um local indexado ao Departamento de Ciência e Tecnologia Aeroespacial – DCTA do Governo Brasileiro, por esta razão os trabalhos antecedentes sobre estabilidade de taludes nesta área particularmente, são escassos.

Por ser uma área militar, este trabalho visa dar um suporte investigativo e técnico sobre o comportamento das falésias que estão dentro da área, para determinar o possível risco ou susceptibilidade que as estruturas geomorfológicas apresentam. Assim, espera-se criar fundamento técnico para que as autoridades possam implantar planos de ação, que estejam relacionados com a preservação da falésia e ações preventivas frente aos elementos que potencializam as rupturas.

Este trabalho faz parte de uma ampla pesquisa que vem sendo desenvolvida ao longo da Formação Barreiras no litoral Leste do Rio Grande do Norte nos últimos 20 anos, entretanto o respectivo trabalho incorporou análises de risco e perigo, caracterização da resistência do solo não saturado e por fim análises numéricas com o uso de parâmetros de solos na condição não saturada. As análises de estabilidade foram realizadas utilizando um software cuja rotina matemática baseia-se no método dos elementos finitos (MEF), onde está implementado o método SRM (*Strength Reduction Method*).

1.2. Objetivos da Pesquisa

1.2.1. Objetivo Geral

O objetivo dessa dissertação é analisar as condições de susceptibilidade aos movimentos de massa e avaliar a estabilidade das falésias dentro da área do Centro de Lançamentos Barreira do Inferno do Rio Grande do Norte, considerando a condição não saturada do solo.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Identificar áreas críticas dentro da área de presença de falésias, usando as combinações das metodologias: processo de análise hierárquica (*Analytic Hierarchy Process*) e o uso dos sistemas de informações geográficas (SIG).
- Avaliar o comportamento mecânico e hidráulico dos materiais que conformam as falésias por meio de ensaios de laboratório.
- Estudar o efeito da sucção na resistência ao cisalhamento dos sedimentos da formação Barreiras.
- Analisar a estabilidade das falésias utilizando os parâmetros de solos não saturados mediante os métodos de elementos finitos para abordagem tensão – deformação, fazendo uso do software OPTUM®.
- Correlacionar as avaliações de risco ou susceptibilidade com o fator de segurança obtido nas análises computacionais.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão da literatura está dividida em 5 partes: A primeira parte refere-se à avaliação e mapeamento do risco geotécnico. A segunda aborda as técnicas para obter e avaliar a sucção em solos não saturados e os modelos de previsão de resistência ao cisalhamento dos solos na condição não saturada. A terceira contemplará uma abordagem sobre as análises de estabilidade de taludes. Na quarta parte, são apresentados os aspectos relacionados à modelagem numérica dos taludes em condição não saturada e as principais vantagens dos métodos numéricos usados para a análise de estabilidade, além de abordar tópicos sobre o método SRM (*Strength Reduction Method*). Na última parte é tratada a geomorfologia costeira, caso particular os sistemas de falésias.

2.1. Avaliação e Mapeamento de Risco Geotécnico

2.1.1. Conceitos Gerais

Nas últimas décadas, a unificação dos conceitos tais como evento, acidente, desastre, perigo, susceptibilidade, vulnerabilidade, risco e a tradução mais próxima do termo “*hazard*”, tem sido umas das maiores dificuldades que se apresentam aos leitores da bibliografia internacional e pessoas envolvidas com estes temas. Existem várias denominações de termos na literatura brasileira propostos e avaliados no decorrer dos anos, Cerri, Macedo e Augusto Filho (1990, p.312) propõem uma terminologia correspondente à terminologia internacional conforme apresentado na Tabela 2.1.

Cerri e Amaral (1998) propuseram uma forma mais clara de entender a terminologia anteriormente mencionada, incluindo termos como susceptibilidade, de acordo com os autores “a ocorrência de um fenômeno geológico pode ou não gerar perdas e danos” (CERRI E AMARAL, 1998, p.301). Além disso, os autores mencionam que quando a ocorrência acontece e gera danos e perdas materiais e humanas é denominado acidente, quando não há perdas ou danos, denomina-se evento.

Destaca-se ainda a perspectiva de que quando existe a probabilidade de acontecer um evento causado por um fenômeno geológico é válido o uso do termo susceptibilidade, no entanto quando a ocorrência de um fenômeno envolve possíveis danos e perdas, deve se tratar, envolvendo o termo risco (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 - Conceituação dos termos: evento, acidente, risco e análises de risco.

Termo Proposto	Termo internacional	Natural	Geológico
Evento	<i>Event</i>	Processo geológico ou atmosférico que tenha ocorrido, sem causar consequências sócio-econômicas.	Processo Geológico que tenha ocorrido, sem causar consequências sócio-econômicas.
Acidente (Desastre)	<i>Disaster</i>	Processo geológico ou atmosférico que tenha ocorrido, causando consequências sócio-econômicas.	Processo geológico que tenha ocorrido, causando consequências sócio-econômicas.
Risco	<i>Hazard</i>	Circunstancia ou situação de perigo, perda ou dano, social e econômico, devida a uma condição geológica ou atmosférica ou a uma possibilidade de ocorrência de processos naturais, induzidos ou não.	Circunstancia ou situação de perigo, perda ou dano social e econômico, devida a uma condição geológica ou a uma possibilidade de ocorrência de processo geológico, induzido ou não.
Análise de Risco	<i>Risk</i>	Quantificação da circunstancia ou situação de risco natural.	Quantificação da circunstancia ou situação de risco geológico.

Fonte: Produzido por Cerri, Macedo E Augusto Filho, (1990, p.312).

Num contexto nacional, no ano 2004 duas equipes de especialistas tanto do Ministério das cidades quanto do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), em seu livro Mapeamento de Riscos em Encostas e Margens de Rios definiram os termos de forma menos subjetiva e aplicada à realidade brasileira. A proposta organizada pelo ministério das cidades e o IPT (2007, p.25), define que:

Evento: fenômeno com características, dimensões e localização geográfica registrada no tempo, sem causar danos econômicos e/ou sociais.

Perigo (*Hazard*): Condição ou fenômenos com potencial para causar uma consequência desagradável.

Vulnerabilidade: Grau de perda para um dado elemento, grupo ou comunidade dentro de uma determinada área passível de ser afetada por um fenômeno ou processo.

Susceptibilidade: indica a potencialidade de ocorrência de processos naturais e induzidos em uma dada área, expressando-se segundo classes de probabilidades de ocorrência.

Risco: Relação entre a possibilidade de ocorrência de um dado processo ou fenômeno, e a magnitude de danos ou consequências sociais e/ou econômicas sobre um dado elemento, grupo ou comunidade. Quanto maior a vulnerabilidade maior o risco.

Área de Risco: Área passível de ser atingida por fenômenos ou processos naturais e/ou induzidos que causem efeito adverso. As pessoas que habitam essas áreas estão sujeitas a danos à integridade física, perdas materiais e patrimoniais. Normalmente, no contexto das cidades brasileiras, essas áreas correspondem a núcleos habitacionais de baixa renda (assentamentos precários).

Outras definições que tentam uniformizar os termos são apresentadas no livro Diretrizes para o Zoneamento da Susceptibilidade, Perigo e Risco de Deslizamentos para Planejamento do Uso do Solo (*Guidelines Susceptibility Hazard and Risk Zoning for Land use Planning*). Esse livro foi concebido por especialistas de 15 países sob supervisão do JTC-1 (*Joint Technical Committee on Landslides and Engineered Slopes*), Comitê Técnico de Escorregamentos e Taludes Construídos das associações internacionais, e estes termos foram apresentados em 2013 e constituem uma base técnica e científica padronizada e difundida internacionalmente em relação às terminologias:

Perigo (*Hazard*): uma condição com potencial para causar consequência indesejável (num intervalo de tempo). A descrição de perigo de deslizamento deve incluir, local, volume (ou área), tipo e velocidade do deslizamento potencial ou qualquer material desprendido resultante, e a probabilidade de sua ocorrência dentro de um dado período de tempo.

Inventário do deslizamento (*Landslide inventory*): um inventário do local, tipo, volume, atividade e data de ocorrência dos deslizamentos.

Susceptibilidade de deslizamento (*Landslide Susceptibility*): uma avaliação quantitativa ou qualitativa do tipo, do volume, da área e da distribuição espacial dos deslizamentos que existem ou possam potencialmente ocorrer numa área. A Susceptibilidade também pode incluir uma descrição da velocidade e da intensidade do deslizamento potencial ou existente.

Análise qualitativa de risco (*Qualitative Risk Analysis*): uma análise que usa forma verbal, escalas de classificação descritivas ou numéricas para descrever a magnitude das consequências em potencial e a probabilidade destas consequências ocorrerem.

Análise quantitativa de risco (*Quantitative Risk Analysis*): uma análise baseada em valores numéricos de probabilidade, vulnerabilidade e consequências, resultando em um valor numérico de risco.

Risco (*Risk*): uma medida de probabilidade e severidade de um efeito adverso à saúde, propriedade ou ao meio ambiente. O risco é frequentemente estimado pelo produto da probabilidade *versus* as consequências. No entanto, uma interpretação mais geral de risco envolve uma comparação da probabilidade das consequências não em formato de produto.

Vulnerabilidade (*Vulnerability*): o grau de perda de um dado elemento ou grupo de elementos em uma área afetada pelos perigos do deslizamento. É expresso através de uma escala de 0 (sem perda) a 1 (perda total).

Zoneamento (*Zoning*): A divisão do solo em áreas ou domínios homogêneos e sua classificação de acordo com graus de Susceptibilidade, perigo ou risco (real ou potencial) de deslizamentos.

Avaliação de Risco (*Risk Evaluation*): a etapa na qual valores e considerações entram no processo decisório, explícita ou implicitamente, incluindo a consideração da importância dos riscos estimados e das consequências sociais, ambientais e econômicas associadas, a fim de identificar algumas alternativas para gerenciar riscos.

O JTC-1 expõe a grande necessidade mundial de adotar uma terminologia unificada para o zoneamento de susceptibilidade, perigo e risco, com a finalidade de ter uma metodologia comparativa em qualquer área, e que exista uma normativa básica e fundamental para avaliação de risco os quais orientem o gerenciamento de áreas propensas a movimentos de massa.

Com as definições anteriormente expostas, pode-se começar a solucionar dualidades em relação a termos e definições, e começar a nortear os trabalhos de avaliação e mapeamento de riscos, pois como é expresso por vários profissionais, é essencial, que autoridades tanto acadêmicas como governamentais disponham de material adequado e que seja de fácil utilização e entendimento para realizar uma abordagem coerente sobre ações de mitigação e prevenção.

Nas últimas décadas estes temas apresentam um grande interesse e acelerado desenvolvimento, no entanto, os estudos tem sido de natureza qualitativa. Existem atualmente metodologias para quantificar susceptibilidade e riscos, mas é necessário apresentar saídas gráficas, como mapas que facilitem o entendimento da informação e seja uma ferramenta de priorização da tomada de decisões e execução de ações.

2.1.2. Metodologias de Avaliação de Risco e Susceptibilidade

Não existe uma única metodologia para a avaliação das áreas de risco geológico e geotécnico, e áreas susceptíveis à ocorrência de movimentos de massas. Na literatura internacional e nacional são mencionados três enfoques principais, dentro dos quais são agrupadas as diferentes metodologias propostas pelos autores envolvidos no tema do gerenciamento de Risco. É importante ressaltar que as entidades encarregadas da gestão e prevenção de risco, têm unificado esforços para basear seus manuais e diretrizes em um dos enfoques e enquadrar assim suas metodologias de avaliação.

Os enfoques de avaliação são de ordem quantitativa, qualitativa, e semi-quantitativa, cada um deles com vantagens e desvantagens dependendo da área e das realidades de cada área em particular, mas todas com um mesmo objetivo.

2.1.2.1. Enfoque Quantitativo

Os métodos quantitativos são fundamentados em expressões matemáticas que relacionam os movimentos de massa com os fatores desencadeantes destes movimentos, diferentes combinações de fatores podem controlar diferentes tipos de deslizamentos dentro da mesma área, (COROMINAS *et al.*, 2014).

O enfoque quantitativo está associado aos métodos determinísticos e aos métodos probabilísticos, que têm sido empregados por vários autores como Atkinson e Massari (1998), Otoño e Azzam (2001), Huang J. *et al* (2013), Liang, Wang, Zijun (2014), Guo, C. *et al* (2015), dentre outros.

Os métodos probabilísticos fazem uso de ponderações de fatores, que por sua vez são usados para realizar combinações matemáticas nas quais o objetivo é a busca da probabilidade de ocorrências de um determinado movimento de massa e suas possíveis consequências.

Existem técnicas de análise probabilística que são usadas em função das amostras representativas dos processos de análises de cada região, os fatores intervenientes, e a quantidade de deslizamentos na região analisada. É importante mencionar que a informação da quantidade de deslizamentos ocorridos é fundamental nesta técnica.

A análise probabilística depende fundamentalmente da qualidade e quantidade dos dados historicamente disponíveis, sendo assim uma avaliação pouco subjetiva, que pode ser comparada com regiões diferentes, no entanto, requer de grande quantidade de dados e informações historicamente datadas sobre um evento específico, e isto faz que o método não possa ser aplicado em algumas regiões. Segundo (Van Westen; Castellanos; Kuriakose, 2008), as principais informações requeridas para a análise de susceptibilidade, risco, perigo, podem ser divididas em quatro grupos: os dados do inventário de deslizamentos, os fatores ambientais, os fatores desencadeantes, e os elementos de risco, sendo o primeiro o mais importante.

Para Huang, J. *et al.*, (2013), o risco pode ser calculado como a probabilidade de ruptura de uma encosta multiplicado pela consequência, em função do tipo de ruptura que aconteça, pois ele explica que dentro de um movimento de massa não existe um único modo de ruptura, e sim coexistem vários tipos, que se desenvolvem em função do tempo, portanto, é necessário avaliar a probabilidade e a consequência para cada modo de ruptura para posteriormente somá-los.

Dentro das análises probabilísticas é importante conhecer o período de retorno das ameaças, e é proposto realizar o monitoramento com ao longo prazo, do estado dos fatores que determinam a ameaça, no entanto, mesmo conhecendo da informação ao longo prazo, as previsões não vão permitir a caracterização dos efeitos externos e suas possíveis combinações.

Nos métodos determinísticos, são avaliados fatores geotécnicos, como os parâmetros mecânicos do solo, parâmetros hidráulicos dentro do solo, e propriedades químicas específicas do solo de cada área que influenciam a instabilidade das encostas. Nestas análises o risco é determinado e classificado por um fator de segurança. Para este tipos de análises se requer uma modelagem geotécnica apoiada nos parâmetros geotécnicos do solo. Como em todas as metodologias são relatadas algumas dificuldades, para as análises determinísticas é impossível prever os períodos de retorno da ameaça, sendo, por tanto, necessário usar os métodos probabilísticos. A análise determinística é usada nos trabalhos de Ali *et al.*, (2014), Tsuchida *et al.*, (2014).

Os estudos anteriormente descritos são um exemplo da eficiência do estudo quantitativo determinístico. Na pesquisa de Tsuchida *et al.* (2014), observou-se que o uso de parâmetros tanto hidrológicos quanto geotécnicos, auxiliam de forma eficaz a compreensão dos mecanismos de ruptura dos taludes.

Para Ali *et al.* (2014), o uso da metodologia quantitativa é importante para avaliar individualmente um nível de risco, dentro de um mesmo movimento em diferentes etapas do seu desenvolvimento.

Segundo Fell *et al.*, (2008), o enfoque quantitativo não pode ser realizado onde dados sobre a frequência de deslizamentos não existam ou tenham um grau de incerteza tão que não foram confiáveis.

2.1.2.2. Enfoque Qualitativo

Estes métodos fazem uso de indicadores baseados em conceitos e opiniões de profissionais com vasta experiência, sendo utilizados para determinar áreas susceptíveis ou áreas de risco em base a fatores avaliados, tais como geomorfológicos, geológicos, antrópicos, climáticos. Estes métodos são baseados em regras de decisão e determinação de parâmetros, que são variáveis em função do local estudado. Os métodos qualitativos dependem em grande parte da experiência e da sensibilidade do avaliador na observação e coleta dos dados, e, portanto este método é considerado como subjetivo. Assim, estes métodos permitem obter um mapeamento de susceptibilidade ou risco usando uma combinação de valores e pesos para os fatores envolvidos no processo de movimentos de massa.

Este tipo de enfoque tem sido usado em muitos países latino-americanos onde o custo dos estudos é um parâmetro considerado decisivo na tomada de decisões por parte das entidades governamentais.

Dentre as metodologias destacam-se as propostas por Mora Vahrson (1991,1993), que é baseada no enfoque qualitativo, usada e amplamente difundida na América Central e América do Sul, e a metodologia proposta por Augusto Filho e Alheiros (1998) difundida amplamente no Brasil. Esta última é a base da metodologia proposta pelo Ministério das Cidades do Brasil, exposta no livro Mapeamento de Risco em Encostas e Margens de Rios.

De acordo com Mora-Vahrson (1991), a sua metodologia é adequada para classificar e mapear ameaças, riscos e susceptibilidades em zonas onde os movimentos de massa estejam influenciados por condições de elevados abalos sísmicos e altas precipitações. Para isso a metodologia leva em consideração 3 fatores intrínsecos e 2 fatores desencadeantes, no entanto, como é o princípio do enfoque qualitativo, a metodologia apresenta uma grande subjetividade.

Como expõe Barrantes, Barrantes e Núñez, (2011), a metodologia resulta ter suficiente precisão para estabelecer a susceptibilidade a deslizamentos a escala média, afirmação que é sustentada ao comparar os deslizamentos ocorridos e as áreas de maior perigo definidas com a metodologia. Esta metodologia pode ser aplicada em pequenas escalas, não maiores a 1:50.000, pois a dificuldade em

encontrar informação litológica e de altitude ao nível de detalhe impede os bons resultados. É importante mencionar que a metodologia pode ser adequada a cada necessidade particular dos territórios, e estudos demonstram que pode ser estendida em qualquer área, no entanto, os autores afirmam que esta metodologia é só a base para o estudo de risco e que não é um estudo que substitui aos estudos de estabilidade de taludes e encostas.

A metodologia proposta pelo Ministério das Cidades do Brasil vai mais além do mapeamento, pois ela visa a implementação de políticas públicas de gerenciamento de Risco. Assim, essa metodologia consiste em zonestar e caracterizar áreas mediante o preenchimento de uma ficha que contém vários parâmetros a serem avaliados. Este zoneamento compreende a identificação dos processos atuantes, a avaliação do risco de ocorrência de acidentes e a delimitação espacial dos setores homogêneos em relação ao grau de probabilidade de ocorrência do processo.

Para Carvalho, Macedo e Ogura, (2007), esta metodologia permite, individualizar e caracterizar cada um dos setores avaliados e permite obter informações específicas sobre os níveis de susceptibilidade, no entanto, como expõe Faria e Augusto Filho, (2013), e necessário diminuir a grau de subjetividade deste tipo de método. Estas avaliações subjetivas permitem ter uma compreensão da área e são processos envolvidos na instabilidade das encostas e taludes. De acordo com Fell *et al.*, (2008), os métodos qualitativos são frequentemente utilizados para o zoneamento de susceptibilidade e perigo, pois, para o zoneamento de áreas de risco é necessário quantificar o risco, e por tanto, necessário utilizar outros enfoques.

2.1.2.3. Enfoque Semi-quantitativo

O enfoque semi-quantitativo incorpora os dois métodos anteriores, o qual pondera e quantifica mediante valores numéricos parâmetros qualitativos, com o fim de usar expressões matemáticas e assim determinar valores de susceptibilidade e risco de encostas e taludes. As metodologias baseadas neste método são: A combinação linear ponderada, a abordagem de Decisão Fuzzy (FDA – *Fuzzy Decision Approach*), desenvolvida por LIANG e WANG (1991), a metodologia de Processo de Análise Hierárquica AHP (*Analytic Hierarchy Process*), proposta pelo Wind e Saaty

(1980), entre outras aplicáveis ao mapeamento de riscos, susceptibilidade e vulnerabilidade.

De acordo com Faria e Augusto Filho, (2013), o uso da metodologia AHP, torna os estudos de risco focados ao mapeamento de encostas e taludes, menos subjetivos e mais sistemáticos. Em relação a isto, estes autores afirmam que, “para aperfeiçoar as abordagens do mapeamento de risco considera-se pertinente sugerir e incorporar técnicas quantitativas que diminuam a subjetividade da análise de perigo de escorregamentos” (FARIA E AUGUSTO FILHO, 2013, p.24).

É importante mencionar que este tipo de método é caracterizado pela flexibilidade dada pelo enfoque qualitativo, e a consistência dada pelo enfoque quantitativo. A análise de sensibilidade usada no método AHP, permite uma maior percepção da eficácia dos julgamentos qualitativos e, por tanto, um maior nível de confiança na tomada de decisão. (FARIA E AUGUSTO FILHO, 2013, p.38).

O uso da metodologia AHP permite combinar os métodos de avaliação de susceptibilidade, risco e vulnerabilidade, com os métodos SIG cuja finalidade é obter uma saída gráfica mediante o uso de mapas que facilitem a compreensão dos eventos envolvidos.

2.1.2.4. Metodologia de Processo de Análise Hierárquica

O método de análise hierárquica é um dos métodos do tipo multiatributo mais difundidos e utilizados no mercado mundial, tanto na pesquisa como no mercado de trabalho. O princípio do método baseia-se na resolução de problemas complexos, levando em consideração a existência de múltiplos critérios simultâneos. O método apresenta um caráter simples e intuitivo, facilmente compreensível e racional, para modelar um problema de decisão.

O método multicritério de Análise Hierárquica permite levar em consideração um problema multidimensional (multicritério) e analisá-lo em uma escala unidimensional (priorização de critérios) na qual são representadas as saídas globais.

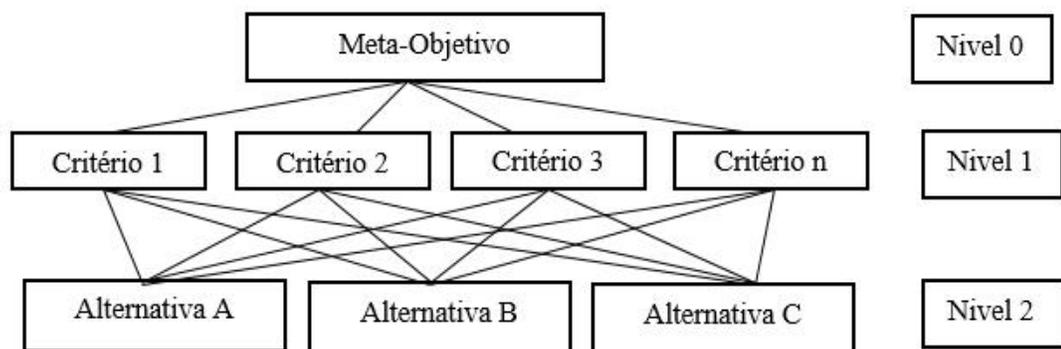
Segundo Saaty (1994), autor do método, o processo de análise hierárquica permite julgamentos das comparações paritárias baseadas na experiência, intuição e também em dados físicos, o que constitui uma fundamentação importante para a

análise de risco e susceptibilidade geotécnica, e que permite entender o método com um enfoque semi-quantitativo.

O Processo de Análise Hierárquica (AHP) inclui três etapas principais (WIND; SAATY, 1980): a) modelização, b) valorização, c) priorização e síntese.

a) Na etapa de modelização é constituída uma estrutura na qual são representados os critérios a serem avaliados e suas alternativas consideradas relevantes no processo de decisão, tais como atores, cenários, fatores climáticos e outros elementos que podem ser dados pela experiência e a intuição. A estrutura é organizada por níveis como se amostra na Figura 2-1.

Figura 2-1. Exemplo da Estruturação Hierárquica



Fonte: Adaptado de FARIA e AUGUSTO FILHO, 2013.

No Nível 0 ou superior, é estruturada a meta ou objetivo da resolução do problema. No seguinte Nível 1, são estruturados os critérios a serem avaliados e que foram determinados pelos especialistas segundo as necessidades, enquanto que no Nível 2, são organizadas as alternativas a serem avaliadas para cada critério. Esse modelo é simplificado, mas pode ser estendido tanto como for necessário a fim de representar o problema real.

Para Moreno Jiménez, (2002), a estrutura hierárquica deve ter duas características principais, representativa e completa. Deve conter atributos relevantes e evitar atributos redundantes. A estrutura hierárquica deve ser um processo avaliado e pensado pelos profissionais envolvidos nos temas, e deve ser um processo analítico e criativo, onde o resultado será a sistematização de um problema.

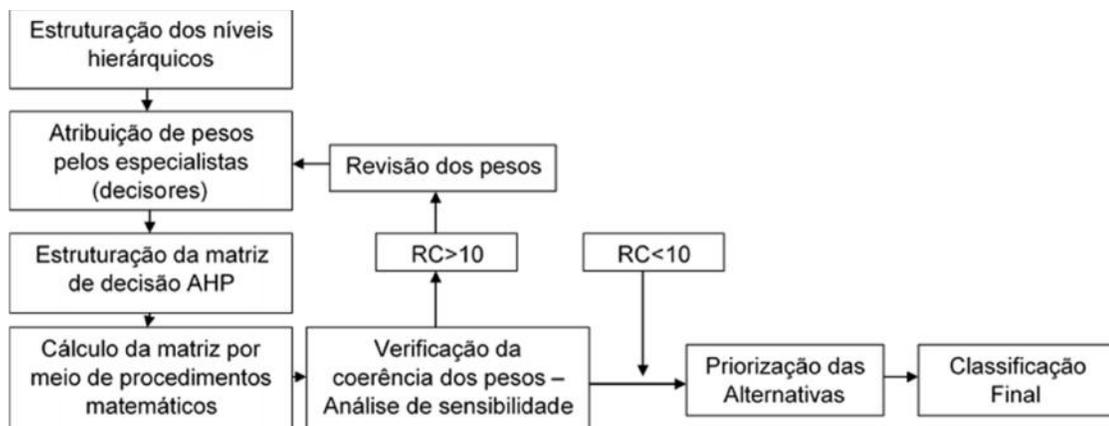
b) Na etapa de valorização são apresentados desejos, preferências, critérios tanto objetivos quanto subjetivos e geralmente dados pela experiência. Esta etapa considera juízos inclusos nas comparações, feitas mediante matrizes de forma quadrada $A = (a_{ij})$, onde são representadas as dominações de um elemento em comparação a outro, quando são avaliados seus atributos ou propriedades comuns.

Nesta etapa é possível mensurar aspectos tangíveis e intangíveis, pois se procura reproduzir o comportamento dos indivíduos envolvidos em um processo analisado, ao realizar comparações e determinar preferências.

c) Na última etapa de priorização e síntese, o método AHP mostra as diferentes prioridades que abrange um problema a ser resolvido. Entenda-se por prioridade uma unidade abstrata ou mensurável que pode ser usada em qualquer nível da matriz, onde são interligados os aspectos tangíveis e intangíveis que resultam da comparação de preferências por parte dos indivíduos envolvidos na resolução do problema. Nesta etapa são considerados e calculados todos os pesos dos diferentes níveis estruturantes (critérios e alternativas) dentro da matriz AHP.

O processo do método de aplicação de Análise Hierárquica está descrito na Figura 2-2, onde se apresenta uma metodologia dos passos a serem seguidos:

Figura 2-2. Etapas para a aplicação do método de Análise Hierárquica



Fonte: FARIA E AUGUSTO FILHO, 2013.

2.1.2.4.1. Atribuição de pesos – Escala fundamental de Saaty

Uma vez estruturada a matriz em níveis hierárquicos, o próximo passo é atribuir pesos para cada nível hierárquico. Daí, os critérios e as alternativas são comparados

segundo a escala de julgamentos, conhecida também como Escala fundamental de Saaty (Tabela 2.1), cujos valores numéricos variam de 1 a 9, em que 1 é atribuído quando a comparação por pares tem igual importância para os dois critérios ou alternativas, e 9 quando um critério ou alternativa é extremamente mais importante. A escala fundamental tem uma base teórica, conforme explica Moreno Jimenez (2002), inicialmente são eliminados da escala o número 0 e a escala infinita, pois a conduta humana perde precisão em suas respostas quando são realizadas comparações relativas a estes valores. Na escala de 1 a 9 podem ser consideradas como as marcas de classe dos intervalos (0,2), (2,4), (4,6), (6,8) e (8,10). Além do fundamento teórico da escala fundamental, a efetividade da escala tem sido avaliada e validada empiricamente, sendo usada a várias situações reais, com componentes tangíveis e intangíveis, tendo como resultado um comportamento adequado.

De acordo com Wind e Saaty (1980), o uso de números ímpares assegura uma notável diferença entre os pontos de medição, e os números pares devem ser usados quando a concordância entre os avaliadores não for atingida ou exista uma dualidade entre as avaliações.

Tabela 2.2 – Escala de Julgamento de Importância no Método AHP (Modificada de SAATY 1990)

Valores numéricos	Termos verbais	Explicação
1	Igual importância	Dual alternativas contribuem igualmente para o objetivo.
3	Moderadamente mais importante	Experiência e julgamento favorecem levemente uma alternativa em relação a outra.
5	Fortemente mais importante	Experiência e julgamento favorecem fortemente uma alternativa em relação a outra.
7	Muito fortemente mais importante	Alternativa fortemente favorecida em relação a outra e sua dominância é demonstrada na prática.
9	Extremamente mais importante	A evidência favorece uma alternativa em relação a outra, com grau de certeza mais elevado.
2,4,6 e 8	Valores importantes intermediários	Quando se procura uma condição intermediária entre duas definições

Fonte: Saaty, 1990.

2.1.2.4.2. Cálculo da Matriz de Comparação

Levando em consideração a escala fundamental de Saaty, os critérios e as alternativas de cada nível, devem ser comparadas em pares, conforme apresentado na Figura 2-3, e os resultados devem ser atribuídos a uma matriz comparativa. Como

explica Teknomo (2006), a matriz será quadrada do tamanho do número dos critérios e alternativas avaliadas em cada nível hierárquico. Os elementos da diagonal sempre terão o valor da unidade, e é possível preencher somente os valores da matriz triangular superior, como indica a Tabela 2.3, pois, para completar a matriz comparativa na parte inferior, são usados os valores recíprocos da matriz superior, *i.e.* se o elemento a_{ij} é o elemento da fila i , coluna j , então o elemento da diagonal inferior atende a forma $a_{ji}=1/a_{ij}$.

Figura 2-3. Escala de decisão por pares

Critério1										Critério2
	9	7	5	3	1	3	5	7	9	

Fonte: Modificado de TEKNOMO,2006.

As comparações dos atributos e as alternativas usando a escala de decisão por pares devem considerar as seguintes regras:

- Se o valor do julgamento estiver na esquerda do valor 1, deve ser escrito o valor real do julgamento, (Figura 2-3).
- Se o valor do julgamento estiver a direita de 1, deve ser escrito o valor recíproco do julgamento, (Figura 2-3).

Tabela 2.3 – Matriz Comparativa

	Critério 1	Critério 2
Critério1	1	Avaliação numérica
Critério 2	1/ Avaliação numérica (Recíproco)	1

Fonte: TEKNOMO, 2006.

O resultado do cálculo da matriz comparativa será o “autovetor de prioridades”. Saaty (1990) recomenda normalizar os resultados, processo descrito a seguir: eleva-se a matriz a potências arbitrariamente altas e divide-se a soma de cada linha pela soma dos elementos da matriz. Realizado este processo, será obtido o peso relativo de cada critério ou alternativa que for avaliada para cada nível hierárquico.

Posteriormente serão avaliados o ajustamento e a coerência dos valores atribuídos aos critérios por meio da análise de consistência (TEKNOMO, 2006).

2.1.2.4.3. Análise de consistência dos julgamentos

Para avaliar a coerência dos julgamentos é preciso fazer a denominada “análise de sensibilidade” dentro do processo AHP, que é considerado uns dos passos chave para continuar usando a metodologia.

Wind e Saaty (1990) propôs:

- a) Calcular o “autovalor máximo” ($\lambda_{m\acute{a}x.}$), por meio da equação 2.1.

$$\lambda_{m\acute{a}x} = T * w \quad \text{Eq. 2-1}$$

Onde T é o autovetor normalizado, e, w corresponde à soma das colunas da matriz de comparações para cada critério.

Quanto mais próximo $\lambda_{m\acute{a}x.}$ for de n (tamanho da matriz comparativa), mais consistente é o resultado.

- b) Deve ser determinado o “índice de consistência” (IC), por meio da equação 2.2:

$$IC = (\lambda_{m\acute{a}x} - n)/(n - 1) \quad \text{Eq. 2-2}$$

Este valor determina quanto o autovalor calculado difere do valor teórico esperado n .

- c) Calcular a “Razão de Consistência” (RC). Neste passo de cálculo é importante comparar o índice de consistência, calculado por meio da equação 2.2 e o índice de consistência aleatória (CA), com a finalidade de analisar se a razão de consistência é aceitável.

O valor de CA fisicamente representa o valor que poderá ser obtido em uma matriz de ordem n , onde não fossem realizados julgamentos lógicos, e sim com valores aleatórios (FARIA; AUGUSTO FILHO, 2013). Os valores de CA para diferentes tamanhos de matrizes são apresentados na Tabela 2.4, e, foram calculados empiricamente pelo Saaty, através de 500 matrizes recíprocas positivas, variando de tamanho desde $n=1$, até $n=11$, que foram geradas aleatoriamente.

Tabela 2.4 – Valores de consistência Aleatória (CA)

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
CA	0	0	0,58	0,9	1,12	1,24	1,32	1,41	1,45	1,49

Fonte: TEKNOMO, 2006.

A razão de consistência (RC) é calculada pela equação (2.3), e é considerada aceitável para valores menores ou iguais a 0,1 (10%), como se explica em Teknomo (2006). Razões de consistência acima de 10% evidenciam que o método do AHP é considerado inconsistente e, por tanto, não válido. Conseqüentemente a matriz de comparações deve ser revisada e novos valores paritários deveram ser atribuídos, até chegar a resultados consistentes.

$$RC = IC/CA \quad \text{Eq. 2-3}$$

2.1.2.4.4. Priorização das Alternativas

Saaty (1994) explica que existem duas maneiras de sintetizar as prioridades locais das alternativas, usando as prioridades globais dos critérios. Em Wind e Saaty (1980) se expressa que a valoração global de cada uma das alternativas pode ser realizada por meio dos métodos da soma ponderada. Este método é usado para obter a melhor alternativa entre as alternativas distintas e sem relação de dependência. O cálculo da valorização global segue como se indica na equação (2.4).

$$V a = \sum_{j=1}^n p_j v_j a \quad \text{Eq. 2-4}$$

Com $\sum_{j=1}^n p_j = 1$ e $0 < p_j < 1$ ($j=1\dots n$), sendo:

$V(a)$ o valor global da alternativa analisada, p_{ij} , a importância relativa do critério j ; e v_j , o nível de preferência da alternativa analisada do critério j .

Para Ensslin *et al.* (2001) (Apud FARIA E AUGUSTO FILHO, 2013, p.28), "Um modelo considerado estável, ou seja, bem estruturado, as pequenas alterações na atribuição dos pesos não modificam significativamente os resultados".

O uso do Processo de Análise Hierárquica é um dos métodos multicritério com maior uso na perspectiva prática, quando se trata da tomada de decisões, apresenta fácil implementação e grande aplicabilidade, principalmente devido a sua flexibilidade e adequação a problemas reais.

2.1.2.5. Aplicação da combinação SIG e AHP, no mapeamento de áreas de susceptibilidade e risco.

O processo de avaliação e conhecimento do território é uma questão complexa, pois leva em consideração a heterogeneidade de fatores. No caso de risco geológico

e geotécnico, a análise têm muitos fatores envolvidos que são, geralmente, particulares para cada área ou situação. Neste contexto os Sistemas de Informação Geográficos SIG, vêm sendo uma valiosa e interessante ferramenta, visto que é possível processar e relacionar matematicamente variáveis territoriais, a fim de avaliar espacialmente eventos e processos.

Os atributos e particularidades de cada área estudada, obriga à realização de combinações de procedimentos adequados que relacionam os diferentes elementos do meio físico, usos do solo, fatores intrínsecos, extrínsecos, desencadeantes, sociais, econômicos, climáticos e outros.

O processo de combinação AHP-SIG tem oito passos fundamentais Srdjevic *et al.*, (2010):

- 1 – Definição do problema objetivo.
- 2 – Identificação dos profissionais interessados para determinar os atributos a serem avaliados.
- 3 – Preparação dos mapas necessários.
- 4 – Criação do conjunto de dados *raster* que representem os atributos avaliados.
- 5 – Classificação dos conjuntos de dados *raster*.
- 6 – Aplicação do Processo de Análise Hierárquica.
- 7 – Determinação dos pesos das alternativas e atributos.
- 8 – Cálculo do *raster* resultado, mapa final com a soma de todos os pesos dos atributos do conjunto de dados *raster*.

No entanto, o procedimento ao ser flexível pode sofrer alterações e a possível inclusão de outros passos em função das ferramentas computacionais utilizadas.

Na literatura vários casos de estudo têm sido relatados nos últimos anos, como por exemplo o caso do Mapa Nacional de Risco de Escorregamentos de Cuba desenvolvido por Abella e Van Wasten (2007), onde foi necessário usar a combinação AHP-SIG devido à falta de dados da região, os autores foram obrigados a excluir os

métodos determinísticos para a avaliação de risco e optaram por usar o método AHP-SIG para produzir um indicador quantitativo de risco de escorregamentos.

O estudo desenvolvido por Dragi evi , Lai e Balram (2014), para mapear as áreas suscetíveis a escorregamentos em Vancouver, relata como a metodologia é útil para modelar a susceptibilidade, obter uma saída gráfica, que seja de fácil compreensão que permita a tomada de decisões em vários níveis, além de identificar pontos críticos ou *hotspots* de susceptibilidade e assim atribuir efetivamente recursos e serviços.

Segundo Feizizadeh *et al.*, (2014), a combinação dos métodos multicritério com os SIG, proporcionam uma coleção de técnicas e procedimentos, para a abordagem da tomada de decisões e para projetar, avaliar e priorizar possíveis alternativas.

Malczewski,2006 (apud FEIZIZADEH *et al.*, 2014) afirma que a integração dos SIG aos métodos multicritério, proporcionam um marco dentro do qual é possível gerenciar diferentes aspectos dos diversos elementos numa estrutura hierárquica de um problema complexo e auxiliar na tomada de decisões.

Para Dragi evi , Lai e Balram (2014), a avaliação multicritério integra informação de vários critérios padronizados que produzem um único indicador de avaliação, que combinados com os SIG, promovem significantes benefícios na definição da susceptibilidade aos movimentos de massa.

No entanto, é importante mencionar que existem algumas dificuldades na aplicação da integração dos SIG com as análises multicritério, deve levar em consideração a existência de mapas de todos os fatores avaliados. É importante no início dos trabalhos definir os parâmetros a serem avaliados em função do fator de escala, pois o tamanho da célula usada pelos *Software* é um fator limitante para alguns parâmetros (DRAGI EVI ; LAI; BALRAM, 2014).

Mesmo que a metodologia seja confiável e testada tanto em trabalhos acadêmicos, quanto no âmbito prático, existem incertezas que repousam na avaliação de parâmetros subjetivos resultantes do uso dos métodos de análise Hierárquica.

Como afirma Fell *et al.* (2008), “as incertezas dos modelos fazem parte do zoneamento de deslizamentos e nenhum dos métodos é particularmente preciso.” E,

portanto, a maioria dos mapeamentos são objeto de verificação, validação e o mais importante, a calibração dos modelos, para ter correlações entre o real e as previsões do modelo. Além disso, os modelos devem estar em revisões periódicas, pois estes podem ser alterados por mudanças no desenvolvimento e no uso do solo após as conclusões dos estudos. Assim, deve ser entendido que todos os modelos são dinâmicos em função do tempo, e por tanto os modelos devem acompanhar esse dinamismo.

Conforme exposto, a maioria dos estudos nos quais é usada a combinação de análise multicritério, para o caso o AHP, e os sistemas de informação geográfica, tem como objetivo principal auxiliar na tomada de decisões, começando por uma escala local para posteriormente expandir para escala regional e nacional. Dessa maneira os estudos poderão ser usados na planificação de estudos de mitigação e funcionar como uma base fundamental para a implementação de políticas públicas, com o consequente uso adequado dos recursos humanos como financeiros.

2.2. Parâmetros De Solos Não Saturados

De acordo com Fredlund, (2000), “O princípio básico da mecânica dos solos não saturados estabelece que o comportamento do solo seja uma resposta ao seu estado de tensões, ou às mudanças de seu estado de tensões”. Consequentemente, este estado de tensões não pode ser entendido como uma variável independente que descreve o comportamento, e sim deve ser entendida como a tensão compressiva total e variáveis como são as pressões de água, que são negativas, quando o solo está em condições não saturadas, e positivas quando o solo encontra-se na condição totalmente saturada.

Pode se inferir que as propriedades dos solos não saturados, não são definidas como parâmetros de valores únicos, e sim estas propriedades são dinâmicas ao longo do tempo. Assim, para entender os solos não saturados, suas propriedades devem ser consideradas e compreendidas como funções que dependem do estado de tensões no solo, particularmente da poro-pressão, quantificada como sucção dentro do solo.

Para Freitas Neto (2008), “a água do solo está sujeita a um conjunto de esforços que incluem a pressão de água na posição considerada, a interação com a matriz

sólida do solo, a presença de solutos na água e a sua posição em relação a um referencial”, quer dizer então, que tanto o solo, quanto a água dentro de um sistema de esforços, podem ser alterados com pequenas mudanças, sejam climáticas, geomorfológicas ou antrópicas.

Levar a mecânica de solos não saturados desde o ponto teórico a prática profissional, implica uma mudança no paradigma da metodologia da mecânica dos solos clássica (FREDLUND, 2000). Segundo o autor, o principal obstáculo na difusão da mecânica dos solos não saturados são os altos custos dos procedimentos para medir diretamente as propriedades do solo na condição parcialmente saturada. No entanto, o uso da curva característica do solo, também chamada curva de retenção de água, tem sido considerada como uma das principais ferramentas para a aplicação dos conceitos da mecânica dos solos não saturados na prática, e que experimentalmente tem se convertido num componente de grande importância para a estimativa das funções das propriedades dos solos.

O estudo dos solos não saturados, tem um tratamento especial em regiões tropicais, e semi-áridas, onde o efeito da sucção nos solos parcialmente saturados tem uma importância relevante para as propriedades de resistência e deformação.

Jucá (1990) (apud MENEZES, 2010, p.33), afirma que em regiões com climas tropicais e semi-áridos, grande parte dos problemas geotécnicos estão associados ao comportamento de solos parcialmente saturados. Nestas regiões por causa de seu processo de formação, os solos apresentam elevada porosidade, e importante sensibilidade de suas ligações em presença de água.

Outro importante parâmetro a levar em consideração é ação da umidade, pois os períodos de seca e chuva promovem dentro do maciço de solo alterações das condições variáveis de estado e conseqüentemente o seu comportamento.

2.2.1. Potencial da Água no Solo

A Sociedade Internacional de Ciência do solo, define o potencial total de água no solo, como a quantidade de trabalho realizado para transportar uma quantidade infinitesimal de água pura desde um reservatório a uma elevação específica, até a água presente nos vazios de solo, de forma reversa e isotérmica, sendo o reservatório submetido à pressão atmosférica.

Buckingham (1907) (apud MENEZES, 2010, p.37) iniciou os trabalhos a respeito das relações entre a água e o solo, e definiu “um potencial capilar a um dado teor de umidade e a uma temperatura e massa específica do solo, como sendo o trabalho reversível, por unidade de massa, necessário para transferir água de um solo para um reservatório com água pura”. Já Röhm (2004), define o potencial de água no solo de forma mais simples “O potencial total de água no solo é a soma dos potenciais capilar e gravitacional”.

Freitas Neto, 2008, afirma que o potencial total de água, é constituído por 4 parcelas, potencial pneumático, gravitacional, osmótico e matricial, de acordo com a equação 2.5.

$$\phi_{Total} = \phi_{pneum.} + \phi_{gravit.} + \phi_{osmót.} + \phi_{matric.} \quad \text{Eq. 2-5}$$

Onde:

ϕ_{Total} :	Potencial Total
$\phi_{pneum.}$:	Potencial Pneumático
$\phi_{gravit.}$:	Potencial Gravitacional
$\phi_{osmót.}$:	Potencial Osmótico
$\phi_{matric.}$:	Potencial matricial.

Potencial Pneumático: é o potencial que relaciona a pressão externa que atua no solo e a pressão atmosférica que foi definida como padrão. Tem um papel importante quando se realizam ensaios de placa de pressão ou técnicas de translação de eixos.

Potencial Gravitacional: é o potencial que equivale a energia potencial levando em consideração um marco de referência de posição.

Potencial Osmótico: é a diferencia de concentrações que resulta da água dentro dos interstícios do solo e a água padrão. Esta diferencia resulta da presença de solutos dentro do solo, como sais e matéria orgânica.

A sucção osmótica, é definida como a pressão negativa à qual deve ser submetido um reservatório de água pura isenta de sal para estar em equilíbrio através de uma membrana semi-permeável (*i.e.* uma membrana permeável somente às moléculas de água) com um reservatório de água que contém um soluto idêntico à água de poro. (BLIGHT, 2013).

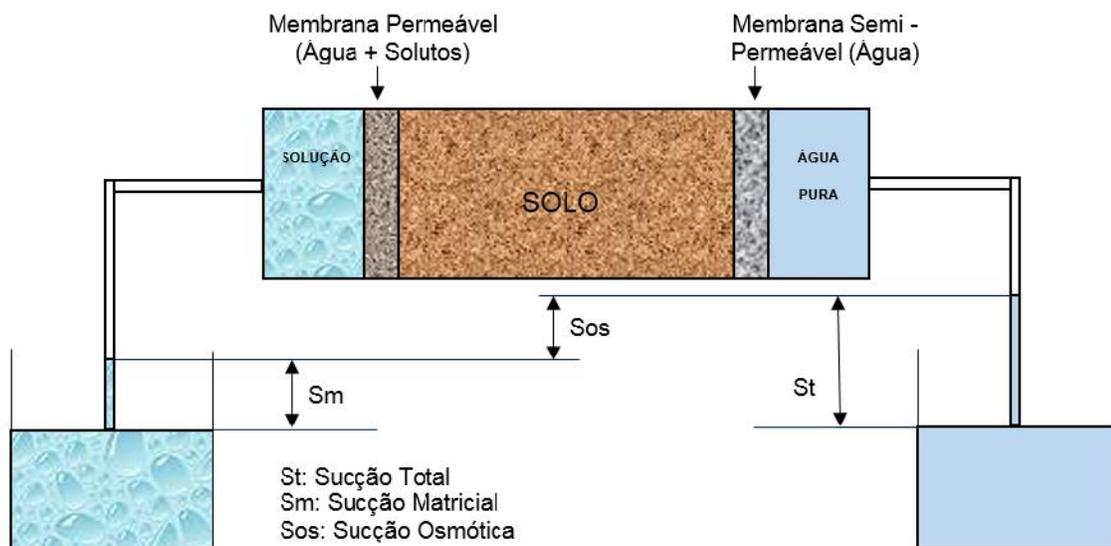
Potencial matricial: pode ser definido como a energia interna da água do solo por unidade de massa do solo. Como afirma Hillel (1971), o potencial matricial pode ser entendido como a combinação de forças tanto capilares quanto de adsorção, que são produzidas, ao interagir a água e as partículas de minerais que compõem o solo, (FREITAS NETO, 2008).

Para Blight (2013), o potencial matricial pode ser entendido como a pressão negativa a que um reservatório de água idêntico em composição com a água do solo deve ser submetida a fim de estar em equilíbrio com a água do solo, através, de uma membrana permeável (i.e., uma membrana permeável tanto à água como às moléculas de soluto. A sucção matricial é a quantidade medida num aparelho triaxial onde a água no sistema de medição da poro-pressão é separada da água do solo por uma pedra porosa saturada de água, e não por uma membrana semi-permeável.

2.2.2. Sucção no Solo

Segundo Soto (2004), a sucção é definida como “A pressão manométrica negativa, que deverá ser aplicada a um reservatório de água pura (a mesma altura cota e temperatura de sorte que se mantenha em equilíbrio, através de uma membrana semi-permeável entre a água do reservatório e a água do solo”. Como pode ser ilustrado na Figura 2-4.

Figura 2-4. Representação dos conceitos de sucção matricial, osmótica e total.



Fonte: adaptado de Soto, (2004).

De acordo com Freitas Neto (2008), ao ser admitido que não existe processo de adensamento e que o ar existente nos poros do solo esteja interligado com a atmosfera, as parcelas correspondentes aos potenciais pneumáticos e gravitacional, podem ser desprezados para o âmbito geotécnico. Então o potencial total será o equivalente à soma da sucção matricial (S_m) e a sucção osmótica (S_{osm}), e sua magnitude corresponde ao trabalho total das forças de capilaridade, adsorção e osmose (Equação 2.6):

$$\psi = \psi_m + \psi_{os} \quad \text{Eq. 2-6}$$

Em que, ψ é a sucção total, em $[ML^{-1}T^{-2}]$; ψ_m é a sucção matricial, em $[ML^{-1}T^{-2}]$; ψ_{os} é a sucção osmótica, em $[ML^{-1}T^{-2}]$.

2.2.3. Técnicas para Medir a Sucção do solo.

Existem várias técnicas amplamente estudadas e aplicadas em muitas pesquisas, com a finalidade de quantificar a sucção do solo, total, potencial e osmótica, e podem ser classificados em métodos diretos ou indiretos, em função se a medição da poro-pressão de água se faz diretamente ou se pelo contrário usa-se a dedução por médio de outro parâmetro.

De acordo com Blight (2013), se a sucção matricial e a sucção osmótica podem ser separadamente identificadas e medidas, por qualquer método de medição, as duas componentes podem ser combinadas para obter a sucção total, no entanto, é importante identificar a faixa de sucções envolvidas e a importância relativa das duas componentes.

Os métodos diretos de medida de sucção são baseados no conceito do modelo de capilaridade do solo. Basicamente estes métodos usam o equilíbrio entre a sucção do solo com o peso da coluna de água ou outro líquido, sendo o outro líquido menos denso que a água, por exemplo, o querosene, para a medida de baixos valores de sucção. Para altos valores de sucção usa-se um líquido mais denso que a água, por exemplo, o mercúrio. A coluna de líquido pode ser comumente trocada por um transdutor de pressão.

A medição indireta da sucção é realizada mediante o contato de um material poroso, diferente ao solo tratado, em contato direto com o solo, avaliando o efeito

sobre o material de medição e correlacionando este efeito de sucção. Por tanto, todos os métodos indiretos são baseados em correlações empíricas, tanto da sucção matricial quanto da total. A maioria dos métodos indiretos foram originalmente desenvolvidos para medir a quantidade da água nos solos cultivados, cuja finalidade era avaliar os requerimentos para a irrigação (BLIGHT, 2013). As medições indiretas estão relacionadas com a sucção, através de calibração direta, ou através da curva de retenção do solo. Em todos os casos a resposta obtida é a mudança da quantidade de água no material poroso em função dos acréscimos ou decréscimos da sucção do solo.

É importante ressaltar que o conteúdo de água dentro do solo (teor de umidade) e a sucção do solo, estão associadas através da curva de retenção. Assim todos os métodos, técnicas, e dispositivos usados para medidas indiretas, podem ser calibrados para as medições em função dos mesmos objetivos do estudo.

A aplicação dos conceitos de solos não saturados e o seus respectivos parâmetros tem se tornado comum na Geotecnia, uma vez que são aplicados diretamente na área de modelagem de infiltração de água no solo, onde as funções de permeabilidade e as funções de armazenamento de água são estimadas a partir da curva de retenção de água e a condutividade hidráulica (THIEU *et. al.* (2000) apud FREDLUND, D.G.; RAHARDJO; FREDLUND, 2012).

Para Rodrigues (2007), a curva característica de solo se torna um componente fundamental, no momento de resolver problemas de fluxo e de retenção tanto na área geotécnica quanto na área da agricultura, além, está curva é usada para resolver problemas que tem a ver com a previsão de parâmetros mecânicos dos solos em condição não saturada, como é a previsão da resistência ao cisalhamento, consequência do aumento ou diminuição da coesão, provocada pelas variações de umidade dentro do solo. Na Tabela 2.5, são apresentados os principais métodos diretos e indiretos que são usados na quantificação da sucção, e posteriormente se dará destaque ao processo do método do papel filtro que se classifica como uma medida indireta, mas, que é amplamente usado em pesquisas por seu baixo custo e por ter grande aceitação no meio geotécnico, e que inclusive será o método usado no desenvolvimento deste trabalho.

Tabela 2.5 – Métodos para a Quantificação da Sucção

Método de Medida	Componente de Sucção Medido	Faixa de Medida (kPa)	Tempo de Equilíbrio	Observação (VILAR 2009)
Tensiômetro: padrão/ alta capacidade.	Matricial	0 – 100 / 0 - 1.500	Vários minutos	-Tempo de resposta: condutância da pedra porosa; sensibilidade do elemento de medida. - Os Tensiômetros de alta capacidade tiram partido da elevada resistência à tração da água.
Placa de pressão.	Matricial	0 – 1.500	Várias horas ou dias.	-Emprega a técnica de translação de eixos. - Depende da capacidade da pedra porosa.
Sensores de condutividade elétrica.	Matricial	50 – 1.500	Várias horas ou semanas.	
Sensores de condutividade térmica.	Matricial	1 – 1.500	Várias horas ou semanas	-Condutividade térmica do bloco varia com sua umidade.
Papel filtro em contato/ sem contato.	Matricial / Total	0 – 10.000 ou sup. / 1.000 – 10.000 ou sup.	2-57 dias / 2-14 dias	- Depende do contato com o solo, garantir o contato é chave. - Calibração
Funil de pedra porosa.	Matricial	0 – 90	Horas	-Bom para baixas sucções onde a precisão das painéis é limitada.
Psicrômetro.	Total / Osmótica	100 – 8.000	Horas	- Depende do Rigoroso controle de temperatura, principalmente nas baixas sucções. -Quando mede sucção osmótica a confiabilidade é precária
Técnica dos princípios osmóticos.	Matricial	0 – 10.000	Acima de dois meses	-útil para controlar a sucção em ensaios. -faz uso duma membrana de celulose para diálise.
Técnica de translação de eixos.	Matricial	0 – 1.500	Várias horas ou dias	- A medição da sucção direta, equivale à pressão de ar aplicada artificialmente quando se mantém a água sob pressão atmosférica. - Não recomendado para solos de granulação fina.

Fonte: O autor.

2.2.3.1. Método do Papel Filtro.

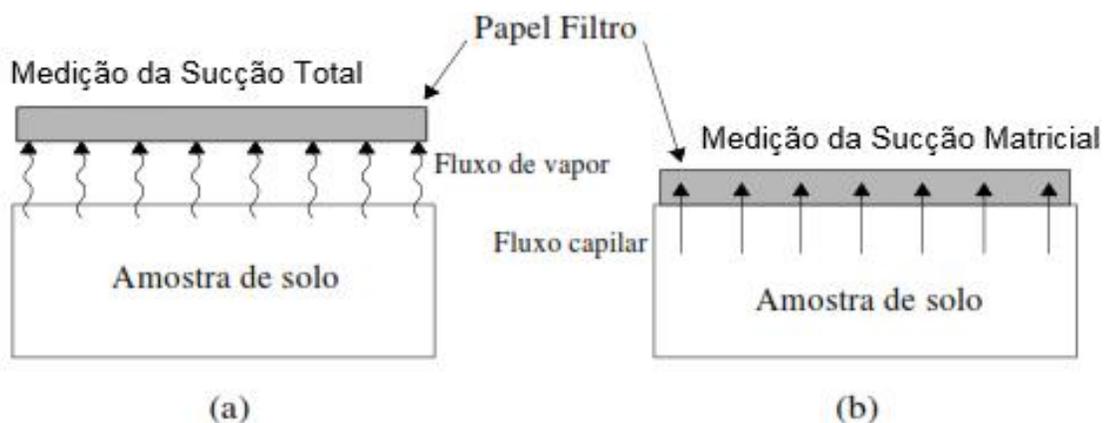
O método do papel filtro é uma opção amplamente usada na Geotecnia de solos não saturados por ser uma técnica de baixo custo e de fácil aplicação. O método é classificado como indireto, pois relaciona a quantidade de água transferida pelo corpo de prova não saturado a um papel filtro inicialmente seco e calibrado.

O ensaio é feito posicionando o papel filtro em contato direto ou sem contato direto com o corpo de prova (Figura 2-5), de modo que com o uso da primeira opção é possível medir a sucção matricial, e no segundo é possível a medição da sucção total (matricial + osmótica). Uma vez montado o sistema, o solo transfere umidade para o papel filtro, até o sistema entrar em equilíbrio. Conforme Bicalho *et al.*, 2007, no equilíbrio, o papel filtro e o solo terão a mesma sucção, porém, estes correspondem a teores de umidade diferentes.

O tempo no processo de equilíbrio é muito importante neste método, a norma ASTM D5298-94 recomenda que o tempo de equilíbrio deve ser no mínimo 7 dias.

No entanto, existem muitas propostas feitas por diferentes autores que tem desenvolvido experimentalmente em laboratório este método, e que devido às experiências propõem os diferentes tempos para determinar o tempo de equilíbrio, em função do tipo de contato entre o papel filtro e o solo, na Tabela 2.6 são sumarizados as propostas de alguns autores.

Figura 2-5. Configurações do ensaio do Papel Filtro. (a) Sem contato, (b) Em contato.



Fonte: Adaptado de Marinho (1994).

Tabela 2.6 – Tempo de Equilíbrio para o Método do Papel Filtro.

Referencias	Tempo de equilíbrio	Método de Papel Filtro
Fawcett e Collins – George (1967)	6-7 dias	Em contato
McQueen e Miller (1968)	7 dias	Em contato
Al-Khafaf e Hanks (1974)	2 dias	Em contato e incerteza no contato
Hamblim (1981)	Minutos até 36 dias	Em contato
Chandler e Gutierrez (1986)	5 dias	Em contato
Duran (1986)	7 dias	Sem contato
Greacen <i>et al.</i> (1987)	7 dias	Em contato
Sibley e Williams (1990)	3 dias/10 dias	Em contato / Sem contato
Lee e Wray (1992)	14 dias	Em contato e Sem contato
Houston <i>et al.</i> (1994)	7 dias	Em contato e Sem contato
Harrison e Blight (1998)	7-10 dias	Úmido e em contato
	21 dias	Seco e em contato
	10 dias	Úmido e sem contato
	25-30 dias	Seco e sem contato

Fonte: Fredlund *et al.* (2012).

Marinho (1994) e Marinho e Oliveira (2005) sugere que o tempo de equilíbrio em função da curva de calibração proposta por Chandler; Gutierrez (1986) para o papel filtro Whatman N.42 para os diferentes níveis de sucção, devem ser os valores conforme a Tabela 2.7

Tabela 2.7 – Tempos de equilíbrio para medição de sucção total em função do nível de sucção

Nível de sucção Total (kPa)	Tempo de Equilíbrio Sugerido
0 - 100	Não determinado, mas certamente maior que 30 dias
100 – 250	30 dias
250 – 1000	15 dias
1000 – 30000	7 dias

Fonte: Marinho (1994).

O estado de equilíbrio possibilita a determinação da sucção do solo usando uma curva de calibração de papel e o uso do teor de umidade gravimétrico, *i.e.* o peso do papel filtro após o equilíbrio do sistema. Segundo Fredlund (2012), “a evidência experimental das curvas de calibração indica que equações diferentes devem ser usadas para papel filtro em contato e para o papel filtro sem contato”.

No entanto, Marinho (1994) sugere que pode ser utilizado as calibrações existentes na literatura (equações 2.7 e 2.8), e a mais aceita e amplamente difundida é a calibração de Chandler e Gutierrez (1992), o qual diferencia tanto o papel filtro usado, tanto para o Whatman N.42, como para o Shleicher e Schuell N.589.

$$\log \psi = 6.05 - 2.48 \log wf, \text{ quando a } wf \geq 47\% \quad \text{Eq. 2-7}$$

$$\log \psi = 4.84 - 0.0622 \log wf, \text{ quando a } wf < 47\% \quad \text{Eq. 2-8}$$

Sendo $\log \psi$ = o logaritmo da sucção em kPa.

wf = conteúdo de água do papel filtro em %.

Além do tempo de equilíbrio, existem outros fatores que influenciam as medidas de sucção com este método, como são a área de contato, e parâmetros de temperatura.

Segundo Marinho e Gomes (2012), independentemente do tipo de solo, amostras com falta de contato menor a 20% da área do papel filtro, apresentam menor desvio de calibração, e importante garantir o contato em solos granulares, pois a rugosidade da amostra são refletidas na área de contato entre o papel filtro e a amostra de solo, o que conseqüentemente reflete num maior desvio de calibração.

Os autores afirmam também, que as areias de granulometria média apresentam maior desvio na calibração, devido a condutividade hidráulica e a forma da curva característica que para este tipo de solos são bastante íngremes, já para materiais argilosos o efeito de contato é pequeno.

O tempo de contato para um solo com uma tendência ao “mau” contato entre o papel filtro e a amostra, deverá ter um tempo de equilíbrio maior a 7 dias.

Em relação a temperatura Haghghi *et al.* (2012), afirmam que a capacidade de retenção de água no solo decresce com os incrementos da temperatura, entretanto neste trabalho, os ensaios serão realizados em ambiente com temperatura controlada e constante.

2.2.4. Curva de Retenção, Curva característica, ou SWRC (*Soil Water Retention Curve*)

A curva de retenção pode ser definida como a representação gráfica da relação entre a sucção total, matricial ou osmótica, *versus* umidade representada como grau de saturação, teor de umidade volumétrica ou gravimétrica (CRONEY E COLLEMAN, 1960 *apud* SOTO, 2004, p.10).

Para Fredlund, Xing e Huang (1994), a curva de retenção pode ser entendida como a variação de sucção em função da capacidade de retenção da água nos macroporos e microporos da matriz do solo. Deve ser entendido que para cada tipo de solo estudado existirá no máximo duas curvas de retenção, dadas pelas trajetórias de secagem ou umedecimento. Além disso, mencionam que estas curvas particulares variam tanto na forma e inclinação em função da geometria dos poros, a composição mineralógica, tipo de solo, densidades e variação dos teores de umidade.

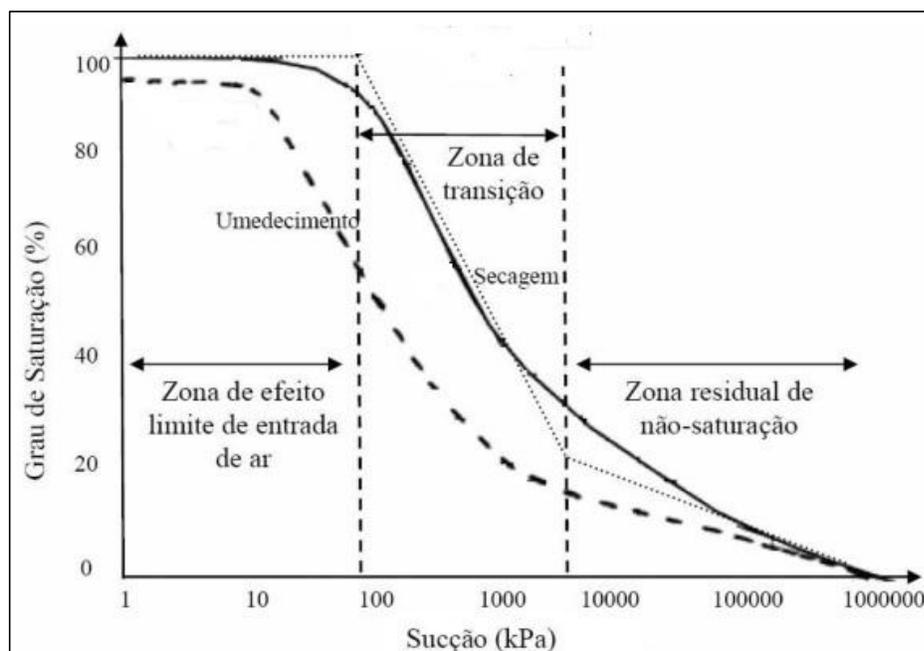
De acordo com Soto (2004), a curva de retenção pode ser caracterizada com a finalidade de ser equacionada a fim de obter mais funcionalidade em processos posteriores. Este procedimento se faz por meio de procedimentos de umedecimento e secagem do solo, sendo assim comprovado o fenômeno da histerese. Este fenômeno é caracterizado pela diferente trajetória descrita na curva característica para umedecimento e secagem do mesmo solo, *i.e.* para um mesmo solo, para uma umidade igual, pode-se apresentar diferentes sucções. Este processo pode ser compreendido na natureza, quando o solo está submetido a ciclos de umedecimento e secagem, após períodos chuvosos seguidos de estiagem ou flutuações de lençol freático dos solos.

Conforme a Freitas Neto (2008), baseado em Vanapalli *et al.* (1999), na curva de retenção existem 3 estágios principais, como mostrado na Figura 2-6:

O primeiro estágio denominado zona de efeito limite, que predomina até o valor de entrada de ar, que corresponde a uma condição onde praticamente todos os poros estão preenchidos de água. O segundo estágio ocorre na curva de drenagem ou de sorção, também denominado de fase de transição (neste estágio, o fluxo de água ocorre na fase líquida) e, por fim, a terceira fase denominada por fase residual de drenagem. Nessa fase a continuidade da água nos vazios é reduzida e descontínua, além dos acréscimos de sucção levar o solo a mínimas variações de grau de saturação.

As curvas de retenção de água têm sido usadas por vários autores para realizar previsões de comportamento e estimativa de parâmetros de fundamental interesse na solução de problemas geotécnicos. E torna-se uma ferramenta ainda mais importante em virtude dos elevados custos com equipamentos e o tempo necessário para a realização dos ensaios em solos não saturados.

Figura 2-6. Curva de retenção típico mostrando as zonas de drenagem (Vanapalli *et al.*, (1999)



Fonte: Curva de retenção típica mostrando as zonas de drenagem (Vanapalli *et al.*, 1999)

2.2.4.1. Determinação da Curva de Retenção em laboratório

Existem duas metodologias principais para a obtenção da curva característica, exposta em vários trabalhos, cuja finalidade é evitar as distorções provocadas pelo efeito da histerese. A curva pode ser determinada tanto por secagem ou por umedecimento (sorção).

A obtenção por secagem é realizada quando as amostras são levadas até uma condição de saturação determinada, e são expostas a processos de secagem com a finalidade de obter diferentes pontos de saturação relacionados a diferentes pontos de umidade.

A obtenção por umedecimento é realizada quando se tem amostras secadas ao ar, até uma umidade residual (*i.e* quando a amostra, já não tem variação de massa pela perda de umidade), e são levadas a condições de umedecimento gradual, até conseguir pontos de saturação com diferentes pontos de umidade.

2.2.4.2. Elementos da Curva de Retenção

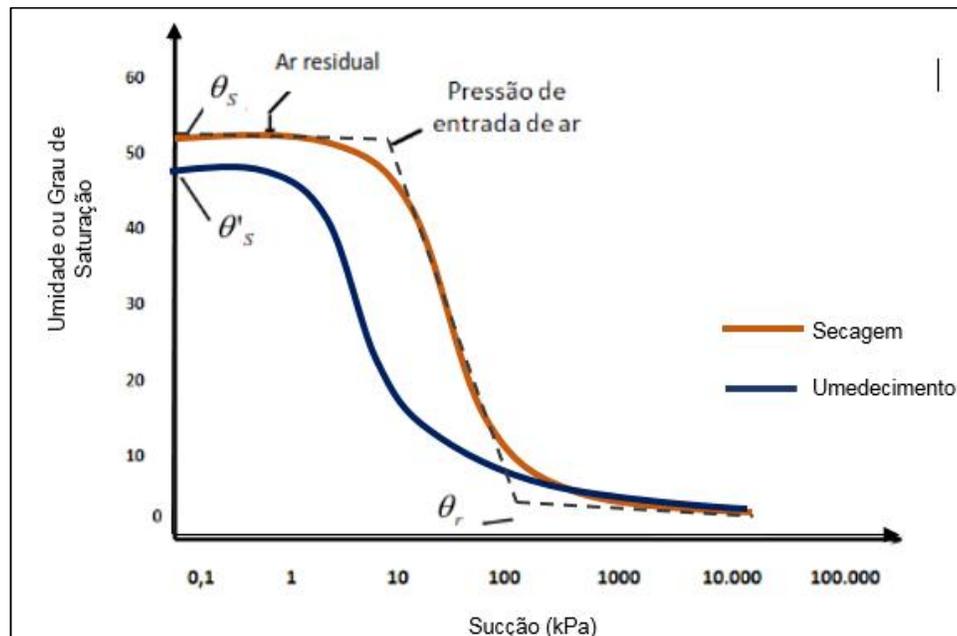
Os elementos principais da curva de retenção apresentados na Figura 2-7, destacam-se a pressão de entrada de ar também chamado valor de entrada de ar (VEA), a umidade de saturação θ_s , e a umidade residual θ_r .

Para Fredlund, Xing e Huang (1994), a entrada de ar representa o nível de sucção a partir do qual o ar começa a entrar nos vazios de maior de tamanho do solo. Pode-se inferir que para valores inferiores o solo se encontra em estado saturado, embora com pressões na água negativa (VILAR, 2006).

Para a zona de efeito limite de ar que corresponde ao valor antes de entrada de ar, são válidos os conceitos da mecânica dos solos clássica, por ter uma condição saturada.

A umidade residual é o ponto a partir do qual a capacidade para extrair água do solo é quase nula, ocorrendo para valores de sucção relativamente altos.

Figura 2-7. Elementos da Curva de Retenção



Fonte: Adaptado de Fredlund (2012).

Os elementos de curva mencionados anteriormente são típicos de curvas unimodais, no entanto, as curvas podem apresentar outras formas, por exemplo, para

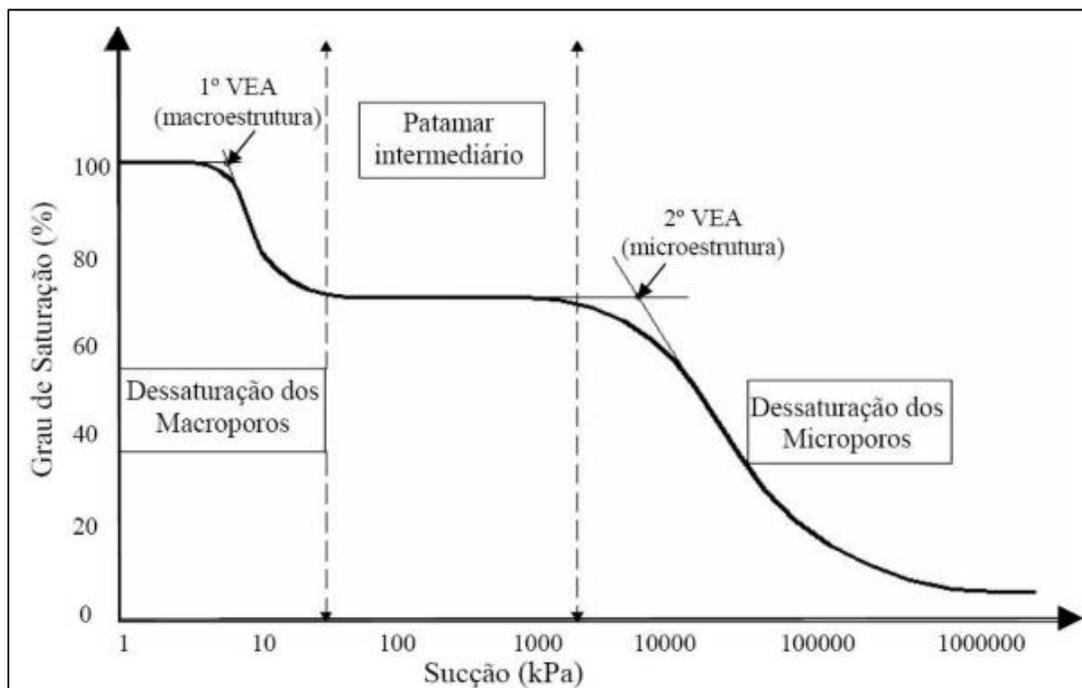
solos coluvionares e residuais provenientes de regiões tropicais e subtropicais, são apresentadas tipicamente curvas bimodais (VIVIAN, 2008).

Segundo Feuerharmel (2007) (apud Vivian, 2008, p.31): “A curva com formato bimodal é resultado da distribuição do tamanho dos poros, que apresentam na sua estrutura microporos e macroporos bem definidos”.

As características principais que apresentam estas curvas são: (a) A existência de dois valores diferentes de entrada de ar, (b) a presença de um patamar intermediário (FEUERHARMEL, 2007).

Para Feuerharmel (2003) como mostra a Figura 2-8, o primeiro trecho da curva, a secagem (dessaturação) é governada pela macroestrutura, quer dizer que as partículas de tamanho maior tendem a perder água de forma mais rápida e mais facilmente. Existe um patamar intermediário, onde o aumento da sucção não influencia uma significativa variação no teor de umidade. O trecho final da curva, que começa, a partir do segundo valor de entrada de ar (VEA), é caracterizado pela redução no grau de saturação devido à retirada progressiva de água da microestrutura do solo, (VIVIAN, 2008).

Figura 2-8. Trechos da Curva Característica Bimodal



Fonte: Feuerharmel *et al.* (2005) *apud* Vivian (2008).

2.2.4.3. Equações de Ajuste da Curva Característica

Existe na literatura equações que têm sido desenvolvidas por diferentes autores, cuja finalidade é correlacionar o valor da sucção medida com a quantidade de água dentro dos poros (macroporos e microporos) do solo, que pode ser tanto o teor de umidade quanto o grau de saturação.

As primeiras aproximações ao ajuste da curva característica foram realizadas empiricamente por alguns autores, no entanto, os ajustes eram particulares para determinados tipos de solo ou para uma faixa limitada de sucções, e para o tipo de curva unimodal. Trabalhos como Fredlund e Xing (1994), Brooks e Corey (1964), Van Genuchten (1980), McKee e Bumb (1984) propuseram expressões matemáticas para tentar descrever o comportamento da curva com maior exatidão.

A curva característica pode ser definida mediante três parâmetros geralmente calculados por iteração, identificados como a , n , e m . O parâmetro " a " na maioria das curvas de retenção é um valor de sucção do solo que é ligeiramente maior que o valor de entrada real de ar, o parâmetro " n " está relacionado com a taxa de secagem (dessaturação) do solo, pois a sucção supera a o valor de entrada de ar, enquanto que o parâmetro de " m " é usado para dar maior flexibilidade no ajuste dos dados da curva característica. É importante ressaltar que conteúdo de água gravimétrico saturado deve ser conhecido. (FREDLUND, 2000).

A Tabela 2.8, sumariza as propostas das equações de diferentes autores para o ajuste de curvas.

Em relação as curvas bimodais Burger e Shackelford (2001) (apud Vivian, 2008, p.36), sugere um ajuste de curvas considerando duas curvas unimodais diferentes, em função do intervalo de sucção, os autores recomendam ao usar este método, que deve-se determinar o ponto de inflexão da curva, localizado no patamar intermediário da mesma, separando-a em dois trechos.

Para Fredlund (1999) o tratamento matemático que apresenta um melhor ajuste para curvas de tendência bimodal se descreve a continuação na equação 2.9.

Tabela 2.8 – Equações de ajuste de curvas propostos

Referência	Equação	Variáveis
Gardner (1958)	$\theta = \frac{1}{1 + q \cdot \psi^\eta}$ <p>Sendo:</p> $\theta = \frac{(\theta - \theta_s)}{(\theta_s - \theta_r)}$	θ = Teor de umidade normalizado; $\theta, \theta_r, \theta_s$ = Teores de umidade volumétrico, residual e saturado; ψ = sucção; η e q = parâmetros de ajuste.
Brooks e Corey (1964)	$\theta = \frac{\psi_b^\lambda}{\psi}$	λ = índice de distribuição de diâmetro de vazios; ψ_b = sucção correspondente ao valor de entrada de ar.
Van Genuchten (1980)	$\theta = \frac{1}{1 + \alpha \cdot \psi^n}^m$	α, n e m = parâmetros de ajuste.
Williams <i>et al.</i> (1983)	$\ln \psi = a + b * \ln \theta$	a e b = Parâmetros de ajuste
McKee e Bumb (1984)	$\theta = e^{-(\psi-a)/b}$	a e b = Parâmetros de ajuste
Fredlund e Xing (1994)	$\theta = C_\psi * \frac{\theta_s}{\ln e + \frac{\psi}{\alpha}^\eta}^m$ <p>Sendo:</p> $C_\psi = 1 - \frac{\ln 1 + \frac{\psi}{\psi_r}}{\ln 1 + \frac{\psi_0}{\psi_r}}$	$\psi_r = 10^6 \text{ kPa}$; ψ_r = Sucção no ponto de Saturação; $e = 2,718$; $\alpha = \psi_i$ $m = 3,67 * \ln \frac{\theta_s}{\theta_i}$; $\eta = \frac{1,31^{m+1}}{m * \theta_s} * 3,72 * s * \psi_i$; s = inclinação
Fredlund e Pham (2006)	<p>para $1 < \psi < \psi_{AEV}$:</p> $w1 \psi = w_u - S_1 * \log \psi$ <p>para $\psi_{AEV} < \psi < \psi_r$:</p> $w2 \psi = w_{AEV} - S_2 * \log \frac{\psi}{\psi_{AEV}}$ <p>para $\psi_r < \psi < 10^6 \text{ kPa}$:</p> $w3 \psi = S_3 * \log \frac{10^6}{\psi}$	w_u = Conteúdo de água correspondente à sucção de 1 kPa. w_{AEV} = Conteúdo de água correspondente ao valor de entrada de ar.

Fonte: O Fredlund e Xing (1994), Fredlund (2000).

$$S = 1 - \frac{\ln 1 + \frac{\psi}{\psi_r}}{\ln 1 + \frac{10^6}{\psi_r}} * \frac{s_1}{\ln \exp 1 + \frac{\psi}{a_1} n_1 m_1} - \frac{1-s_1}{\ln \exp 1 + \frac{\psi}{a_2} n_2 m_2} \quad \text{Eq. 2-9}$$

Onde:

a_1, m_1 e n_1 = Parâmetros representativos de valores baixos de sucção.

a_2, m_2 e n_2 = Parâmetros representativos de valores altos de sucção.

s_1 = Sucção correspondente ao ponto de inflexão.

ψ_r = Sucção Residual.

2.2.5. Resistência ao Cisalhamento dos Solos não Saturados

Ao longo dos estudos sobre o comportamento mecânico dos solos não saturados, especialmente o referido ao parâmetro de resistência ao cisalhamento, muitos autores têm feito grandes esforços por compreender e propor expressões e formulações que ajudem a descrever o comportamento do solo sob essa condição. O entendimento do comportamento dos solos não saturados não é uma tarefa simples, assim como a obtenção dos seus respectivos parâmetros de resistência, visto que diferentemente dos solos saturados, os solos não saturados apresentam a fase gasosa nos seus vazios, a qual tem comportamento mecânico diferente da fase líquida, uma vez que é compressível conforme o solo é submetido ao emprego de tensões.

O princípio das tensões efetivas de Terzaghi sugere “que todos os efeitos mensuráveis decorrentes de uma variação de tensões, tais como compressão, distorção, e resistência ao cisalhamento de um solo, são devidos exclusivamente às alterações das tensões efetivas” (FREITAS NETO, 2008). Esta condição é exclusiva de solos saturados na qual a água preenche todos os poros do solo e onde a matriz do solo e a parcela da água contribuem para a tensão total como mostra a equação 2.10. No entanto em solos não saturados, a pressão de água sofre alteração, visto que a água compartilha os vazios do solo com o ar (que diferentemente da água é compressível) e por tanto esta equação perde parcialmente sua validade.

$$\sigma = \sigma' + u_w \quad \text{Eq. 2-10}$$

Onde: σ equivale a tensão total; σ' é a tensão efetiva, e u_w , é a poro-pressão.

Autores como Bishop (1959) e Skempton (1960), mostraram através de seus estudos que a equação 2.10, é válida para mensurar as variações de tensões devidas à compressão, distorção e resistência ao cisalhamento, sempre que os sólidos sejam “incompressíveis e a tensão intergranular limite seja independente da pressão confinante”.(SOTO, 2004, p.48).

Para poder compreender a tensão efetiva em solos não saturados, diversos autores desenvolveram a equação proposta por Terzaghi a partir do equilíbrio de forças interpartículas. Nas propostas, a contribuição da sucção foi incluída mediante um fator, que muitas vezes foi empírico. Na Tabela 2.9 se faz uma compilação de algumas das propostas dos diferentes autores para as tensões efetivas em solos não saturados.

Tabela 2.9 – Expressões propostas para as tensões efetivas em solos não saturados

Equação	Referência
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi u_a - u_w$	BISHOP (1959)
$\sigma' = \sigma - p''$	DONALD (1956)
$\sigma' = \sigma - \beta' * u_w$	CRONEY <i>et al.</i> (1958)
$\sigma' = \sigma + \Phi * p''$	AITCHISON (1961)
$\sigma' = \sigma - \beta p''$	JENNINGS (1961)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m \bar{u}_m + u_a + \chi_s (\bar{u}_s + u_a)$	RICHARDS (1966)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m * p''_m + \chi_s * p''_s$	AITCHISON (1973)
$\sigma' = \sigma - u_w * Sr - 1 - Sr * u_a$	ÖBERG e SÄLLFORS (1977)

Fonte: Fredlund e Morgenstern (1977) em Soto (2004)

Onde:

- χ : Parâmetro relacionado com o grau de saturação.
- u_a, u_w : Pressão de ar e água respectivamente.
- p'' : Pressão da água.
- β' : Fator de união.
- Φ : Parâmetro entre 0 e 1.
- β : Fator estatístico para medir área de contato.
- χ_m, χ_s : Parâmetro de tensão efetiva para sucção matricial e de soluto respectivamente.
- \bar{u}_m, \bar{u}_s : Sucção matricial e de soluto respectivamente.
- p''_m, p''_s : Sucção matricial e de soluto respectivamente.
- Sr : Grau de saturação.

É evidente que há dificuldades na quantificação referente às tensões efetivas como parâmetro independente, por isso, alguns autores propuseram que as avaliações das propriedades do solo relacionado às mudanças de solo, quanto ao

volume e a resistência, foram realizadas utilizando conceitos de variáveis de estado. (SOTO, 2004)

Segundo POROOSHAB (1961) (apud SOTO, 2004), “as variáveis de estado definem-se como as variáveis físicas e independentes dos solos, necessárias para definir seu estado de tensões”. Tensões associadas com carregamento mecânico ou geostático podem ser representadas pelas variáveis $(\sigma - u_a)$ ou $\sigma - u_w$, mas tensões associadas com a pressão de poros são representadas com a sucção matricial $(u_a - u_w)$, enquanto que as mudanças de volume de solo associam-se aos dois estados de tensões independentes, através do índice de vazios.

Quanto à resistência ao cisalhamento propostas têm sido apresentadas com a finalidade de prever valores de resistência de solo em função de diferentes níveis de sucção, e com a inclusão das variáveis de estado. Uma primeira aproximação foi realizada por Bishop (1959), que ao aplicar sua proposta de tensões efetivas sobre o modelo Mohr-Coulomb, a formulação para a resistência ao cisalhamento pode ser avaliada mediante a equação 2.11:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \cdot \tan \phi' \quad \text{Eq. 2-11}$$

Sendo:

τ = Resistência ao cisalhamento do solo.

c' = Coesão efetiva.

σ = Tensão Total.

u_a = Pressão de ar.

u_w = Pressão de água.

ϕ' = Ângulo de atrito interno efetivo.

χ = parâmetro dependente do S_r , tipo de solo e efeitos da histerese.

Para Fredlund (1973), qualquer combinação entre σ , u_a e u_w , são capazes de representar a resistência e a compressibilidade de um solo não saturado, no entanto, a preferência é por relacionar a tensão líquida e a sucção matricial, representadas por $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, respectivamente. Tal afirmativa repousa na facilidade de medir separadamente seus componentes e fazer simplificações como a referente à pressão de ar que para muitos casos é zero.

A equação 2.12, representa matematicamente a proposta de Fredlund (1973):

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \operatorname{tg}\phi' + (u_a - u_w) \cdot \operatorname{tg}\phi_b \quad \text{Eq. 2-12}$$

Sendo:

τ = Resistência ao cisalhamento do solo.

c' = Coesão efetiva.

σ = Tensão Total.

u_a = Pressão de ar.

u_w = Pressão de água.

ϕ' = Ângulo de atrito interno efetivo relativo a variações na tensão líquida quando a sucção é mantida constante.

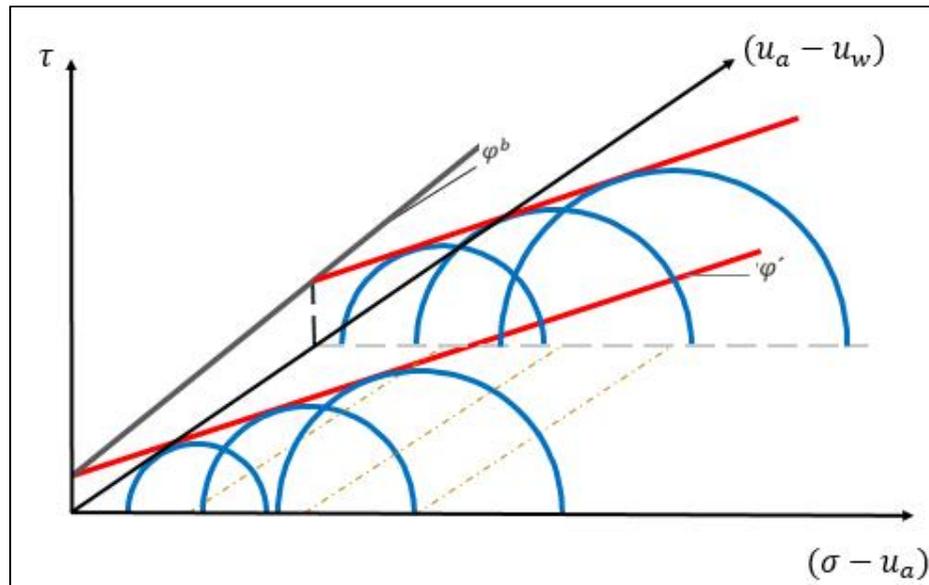
ϕ_b = Ângulo de atrito interno efetivo relativo a variações na sucção quando a tensão líquida é mantida constante.

O parâmetro ϕ_b é um ângulo que indica a razão do aumento da resistência em função da sucção em um solo não saturado.

O diagrama de Mohr que representa a condição de ruptura nessa perspectiva passa a ser representado na perspectiva tridimensional, onde os círculos de Mohr incrementam e se deslocam ao longo do eixo da sucção matricial, conforme apresentado na Figura 2-9. Como pode ser observado nessa o ângulo ϕ_b é constante e tem um comportamento linear, igual que o ângulo interno de atrito ϕ' , e por tanto, a condição de ruptura é definida por um plano, esta formulação é sustentada por ensaios de laboratório realizados por Rahardjo *et al.* (1995), Guilhati e Satija (1981) e outros, onde foi concluída a linearidade da relação entre a sucção e a resistência ao cisalhamento e é largamente empregada em diversos trabalhos acadêmicos por todo o mundo.

O modelo proposto por Fredlund *et al.* (1978), relaciona o incremento da sucção matricial com o incremento da resistência ao cisalhamento, este incremento especificamente é causado pelo incremento na coesão, e esta relação acontece como já foi mostrado de forma linear, o que para alguns autores é entendido como uma limitação ao modelo.

Figura 2-9. Envolvórias de resistência para tensão confinante líquida constante.



Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993).

Surgem então, algumas divergências de autores como Escario e Saez (1986), Röhm e Vilar (1995), onde as propostas sugerem que o parâmetro ϕ_b , não é linear, e que o modelo proposto por Fredlund não reflete o comportamento real do solo em estado não saturado.

Fredlund *et al.* (1995) verifica a relação entre os valores de resistência ao cisalhamento em função da sucção com a curva característica dos solos estudados, e concluem que para valores menores que a entrada de ar, a sucção e a tensão confinante mobilizam a resistência de forma equivalente e linear. Já para valores de sucção maiores que a entrada de ar a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento decresce de forma não linear.

Este comportamento é constatado por VILAR (2007), onde a relação entre os incrementos de sucção e os incrementos na resistência ao cisalhamento são não lineares. E para entender este comportamento é necessário compreender outro tipo de formulação matemática que relacione o comportamento do solo não saturado, Vilar (2007), propõe uma equação hiperbólica, que é o produto de testes em uma variedade de solos brasileiros onde é representada a influência da sucção matricial sobre a resistência ao cisalhamento do solo não saturado, e é descrita segundo a equação 2.13.

$$c = c' + \frac{\psi}{a+b\psi} \quad \text{Eq. 2-13}$$

Onde a, b representam os parâmetros de ajuste hiperbólico e $\psi = u_a - u_w$.

Este modelo foi aplicado em uma grande variedade de solos, tendo como resultado pouca dispersão entre os dados experimentais e os dados obtidos pelo modelo. Para o autor do método, “a boa concordância entre a equação de ajuste e os dados experimentais sugerem que este pode ser usado para prever a resistência ao cisalhamento dos não saturados”. Para Vilar (2007), é sabido que o solo embaixo do valor de entrada de ar está saturado e por tanto o princípio de tensões efetivas continua sendo válido, e na equação de Fredlund *et al* (1978) é possível mostrar que no estado saturado $\phi_b = \phi'$. O modelo hiperbólico visa ser o mais simples possível é evitar a inclusão de novos parâmetros, por tanto, para este modelo é considerado que “a” pendente da relação entre o parâmetro c e o parâmetro ψ , quando ψ aproxima-se de zero está dada pela equação 2.14.

$$\frac{dc}{d\psi}_{\psi \rightarrow 0} = \frac{1}{a} = \tan\phi' \quad \text{Eq. 2-14}$$

A medida que o valor da sucção aumenta, o solo começa o processo de dessaturação e pesquisas demonstram que a resistência ao cisalhamento alcança um máximo em função da sucção, depois deste ponto, a resistência começa a se manter constante. O método hiperbólico proposto assume que a resistência ao cisalhamento atingira um valor máximo.

Para Vilar (2007), quando o parâmetro ψ , aproxima-se do infinito, a resistência ao cisalhamento aproxima-se a um valor residual último ou insaturado, c_{ult}, τ_{ult} , dependendo de como seja representada a resistência ao cisalhamento. Supõe-se que este valor provavelmente esteja relacionado com o conteúdo residual de água dentro do solo.

Supondo que a resistência ao cisalhamento atinja um valor máximo quando o solo, está em condição de conteúdo residual, a equação 2.15 e 2.16 pode representar matematicamente o fenômeno:

$$\lim_{\psi \rightarrow \infty} c = c_{ult} = c' + \frac{1}{b} \quad \text{Eq. 2-15}$$

$$b = \frac{1}{c_{ult} - c'} \quad \text{Eq. 2-16}$$

Quer dizer então, que se, parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos e, resistência ao cisalhamento sobre conteúdo de umidade residual são medidos, os parâmetros a e b , podem ser deduzidos e a resistência ao cisalhamento não saturada pode ser prevista baseada na suposição que a relação entre a sucção e resistência ao cisalhamento siga a forma geral proposta por Vilar (2007).

2.3. Análise de Estabilidade de Taludes

No que se refere à análise de estabilidade de taludes, Augusto Filho e Virgili (1998, p,243) relatam que, “os taludes ou encostas são definidos como superfícies inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos (solo e rocha), originados de processos geológicos e geomorfológicos diversos. Podem apresentar modificações antrópicas.” O estudo e controle da estabilidade de taludes e encostas podem ser agrupados em três grandes áreas: a construção e recuperação de grandes obras civis, a exploração e mineração e a consolidação de ocupações urbanas em setores onde tem influência de áreas de encosta. No entanto, nas últimas décadas com o incremento da dinâmica imobiliária, além de fatores sociais e das mudanças das economias, grande parte da população está ocupando áreas que apresentam potencial susceptibilidade e vulnerabilidade a eventos ou acidentes, e, conseqüentemente, um incremento na potencial ocorrência da ruptura do talude ou encosta.

Gerscovich (2012), explica que, o processo de ruptura é caracterizado pela formação de uma superfície de cisalhamento continua na massa de solo. Existe portanto, uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento que perde suas características, sendo estas definidas, principalmente, pelo ângulo de atrito e a coesão, que são parâmetros determinantes na resistência ao cisalhamento. Neste sentido, quando se atinge essa resistência devido a diferentes fatores (climáticos, geológicos, antrópicos), a massa de solo ou rocha começa o processo de ruptura.

No entanto, este processo de ruptura não é fixo ao longo do tempo, e sim um processo considerado dinâmico. Para Skempton e Hutchinson (1969) (apud HUNGR, LEROUÉIL E PICARELLI, 2013 p. 167), “a história de um movimento de massa compreende deformações de pré-ruptura, a própria ruptura e os deslocamentos pós-ruptura”. Hungr, Leroueil, Picarelli (2014, p 167.), afirmam que:

A ruptura é o único episódio de movimento conhecido ou antecipado na história de um escorregamento, que usualmente abarca a primeira deformação de uma superfície de ruptura plenamente desenvolvida como um deslocamento ou uma descontinuidade na deformação. O grau de perda de resistência durante a falha determina a velocidade de após do escorregamento.

Nessa perspectiva, afirma-se que os movimentos de massa são diferenciados em função de sua velocidade de movimentação e forma de ruptura (GERSCOVICH, 2001). Augusto Filho e Virgili (1998, p. 245) indicam que a maioria das classificações propostas estão baseadas nos seguintes critérios básicos, “velocidade, direção e recorrência dos deslocamentos; natureza do material instabilizado, solo rocha, detritos depósitos, etc., sua estrutura e conteúdo de água; geometria das massas movimentadas, modalidade de deformação do movimento”.

Para classificar os movimentos de massa existem vários sistemas aceitos internacionalmente e adequados de acordo com as necessidades de cada caso, entre os principais mencionados mundialmente encontra-se o sistema Varnes (1958, 1978), Guidicini e Nieble (1976), Turner e Shuster (1996), Augusto Filho (1992), Hungr *et al.* (2001), que apresentam um sistema de classificação específico para escorregamentos tipo fluxo, Cruden e VanDine (2013) e Hungr *et al.* (2013), esta última é uma modificação, atualização e adição de alguns termos a proposta de classificação de Varnes (1978), cuja finalidade é homogeneizar os termos da literatura internacional para uso global, é importante mencionar que a metodologia de classificação de Varnes (1978), é considerada por muitos autores um ponto de referência, pois, a metodologia permite comparar observações de campo com experiências de laboratório, que tem funcionado satisfatoriamente. Na Tabela 2.10, é apresentado um resumo das metodologias e critérios mais usados nas classificações de movimentos de massa.

Tabela 2.10 – Classificação de movimentos de massa por diferentes autores

Autor	Crítérios	Classificação
Sharpe (1938)	Velocidade Relativa. Concentração relativa de sedimentos.	Avalanche de detritos Fluxo de lama Fluxo de solo Solifluxão (<i>Solifluction</i>) Rastejo
Varnes (1958)	Tipo de Material. Tipo de Movimento.	Queda de blocos Avalanche de detritos Fluxo de detritos/lama Fluxo de solo Solifluxão (<i>Solifluction</i>) Quedas
Lowe (1979)	Tipo de movimento. Comportamento reológico das partes sólidas e líquidas.	Corrente de turbidez (Turbidity Current) Fluxo fluidizado (<i>fluidized flow</i>) Fluxo liquefeito (<i>liquefied flow</i>) Fluxo detrítico granular Fluxo detrítico coesivo
Takahashi (1981)	Mecanismos de transporte de grãos	Fluxo de detritos Fluxo piroclástico "Sturztorm" Queda
Savage (1984)	Reologia dos fluxos Granulares	Fluxo em regime macroviscoso Fluxo em Regime quase-estático Fluxo em regime inercial granular
O'Brien e Julien (1985) Pierson e Costa (1987)	Concentração de sedimentos. Propriedades do fluido. Velocidade Concentração de sedimentos. Propriedades Reológicas.	Enchente de lama Fluxo de lama Fluxo de detritos Correntes Fluxos hiperconcentrados Fluxo fluido com atrito Fluxo fluido viscoso Fluxo granular fluidificado Fluxo granular com atrito Fluxo granular viscoso
Davies (1988)	Característica do movimento do fluido. Granulometria dos sedimentos.	Corrente com carga de fundo / carga suspensa.
Chou (1991)	Granulometria dos sedimentos. Natureza da força de arrastre.	Fluxo detrítico Rochosos. Fluxo de lama Fluxo de detritos Fluxo detrítico potenciado por sólidos. Fluxo detrítico potenciado por fluidos
Coussot (1992)	Concentração relativa da fração fina.	Fluxo detrítico de finos Fluxo detrítico granular
Hungr (2001)	Granulometria. Velocidade.	Avalanche de detritos Fluxo de detritos. Escorregamento por fluxo de areia. Escorregamento por fluxo de argilas.

Fonte: ALVARADO (2006).

No entanto, e como foi exposto anteriormente as classificações usadas com maior frequência, devido a sua simplicidade, a sua difusão internacional e homogeneização de termos, e as amplas referências bibliográficas disponíveis são Varnes (1978), Hutchinson (1988) e Hungr *et al.* (2013), e atualmente nos trabalhos tanto de pesquisa quanto profissionais, está tendo um crescente uso a classificação de Ayala-Carcedo e Olcinas (2002). Na Tabela 2.11 é apresentado um resumo da classificação de Varnes (1978),

Para o Brasil, o sistema de classificação aceito pela comunidade de pesquisadores, professores, autores de livros e entidades governamentais é o proposto por Augusto Filho (1992), pois esta classificação é válida para as condições locais e tem sido a base para uma grande variedade de trabalhos tanto em nível de mestrado como doutorado. Além disso, este sistema foi adotado pelo Ministério das Cidades para basear os conceitos dos planos municipais de redução de riscos nas cidades brasileiras. Este sistema fundamenta-se na combinação de três fatores fundamentais, sendo eles: O tipo de material, a granulometria do material que compõe a encosta e tipo de movimento, e são agrupados em quatro grupos como amostra a Tabela 2.12, (a) rastejo ou fluência, (b) escorregamentos, (c) quedas e (d) corridas.

Tabela 2.11 – Resumo do Sistema de Classificação de Varnes (1978)

Tipo de Movimento	Rocha	Detritos	Terra
Queda	De Rocha	De Detritos	De Terra
Tombamento	De Rocha	De Detritos	De Terra
Escorregamento Rotacional	Abatimento de Rocha	Abatimento de Detritos	Abatimento de Terra
Escorregamento translacional	De Rocha	De Detritos	De Terra
Expansões Laterais	De Rocha		De Terra
Corridas	Rastejo de Rocha	Depósitos de talude. Depósitos de detritos Avalanche de Detritos. Solifluxão Rastejo de solo.	Areia seca Areia Úmida Argila ultrasensível De Terra Rápido de Terra. Loess
Complexo	Escorregamento de rocha – Avalanche de detritos	Arqueamento do Vale.	Abatimento de terra – corrida de terra.

Fonte: Hungr *et al.* The Varnes Classification of Landslide types, an update. (2013, p.169)

Augusto Filho e Virgili (1998) comentam que, geralmente as classificações modernas têm seu fundamento na combinação dos seguintes critérios:

- (i) Velocidade, direção e recorrência dos deslocamentos;

- (ii) Natureza do material instabilizado;
- (iii) Geometria das massas movimentadas;
- (iv) Modalidade de deformação do movimento.

No entanto, como afirma Conti, 2012, não existe uma definição clara na proposta de Augusto Filho e Virgili em relação ao que seriam detritos e depósitos, e qual é sua diferenciação de solos, já que desde o ponto de vista geotécnico detritos e depósitos são considerados como solos.

Tabela 2.12 – Características dos principais movimentos de encosta na dinâmica ambiental brasileira.

Tipo de movimento	Características do movimento, material e geometria
Escorregamentos (<i>slides</i>)	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Poucos planos de deslocamento (externos) ▪ Velocidades médias (m/h) a altas (m/s) ▪ Pequenos a grandes volumes de material. ▪ Geometria e matérias variáveis ▪ Planares – Solos pouco espessos, solo e rochas com um plano de fraqueza ▪ Circulares – Solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas ▪ Em cunha – Solos e Rochas com dois planos de fraqueza
Rastejos (<i>Creep</i>)	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Vários planos de deslocamento (internos) ▪ Velocidade muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade. ▪ Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes ▪ Solo, depósitos, rocha alterada / fraturada ▪ Granulometria indefinida
Quedas (<i>falls</i>)	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sem planos de deslocamento ▪ Movimento tipo queda livre ou em plano inclinado ▪ Velocidades muito altas (vários m/s) ▪ Material rochoso ▪ Pequenos e médios volumes ▪ Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc. ▪ Rolamento de matacão ▪ Tombamento
Corridas (<i>flows</i>)	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação) ▪ Movimento semelhante ao de um líquido viscoso ▪ Desenvolvimento ao longo das drenagens ▪ Velocidades médias a altas ▪ Mobilização de solo, rocha, detritos e água ▪ Grandes volumes de material ▪ Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

Fonte: Augusto Filho (1992) em Conti (2012).

A atualização da proposta de Varnes (1978), desenvolvida por Hurg, Leroueil e Picarelli (2013), tem por objetivo proporcionar compatibilidade de conceitos dos

materiais que formam os deslizamentos. A proposta resumida é apresentada na Tabela 2.13:

Tabela 2.13 – Proposta da Nova versão do sistema de classificação de Varnes.

Tipo de movimento	Rocha	Solo
Queda	Queda de rocha ou gelo ^a	Queda de blocos/detritos ou silte ^a
Tombamento	Tombamento de bloco de rocha ^a Tombamento à flexão de rocha	Tombamento de balastro, areia ou silte ^a
Escorregamento	Escorregamento rotacional de rocha	Escorregamento rotacional de argila ou silte
	Escorregamento planar de rocha ^a	Escorregamento planar de argila ou silte
	Escorregamento em cunha de rocha ^a	Escorregamento de balastro, areia ou detritos ^a
	Escorregamentos compostos de rocha	Escorregamentos compostos areia ou silte
	Escorregamento irregular de rocha ^a	
Expansões	Expansão de talude de rocha	Liquefação por expansão de areia ou silte ^a
		Expansão de argila sensível ^a
Expansões	Expansão de talude de rocha	Liquefação por expansão de areia ou silte ^a
		Expansão de argila sensível ^a
Corridas/ Escoamentos	Avalanche de rocha ou gelo ^a	Corrida de areia, silte ou detritos em estado seco
		Escoamento de areia, silte ou detritos ^a
		Escoamento de argilas sensíveis ^a
		Corrida de detritos
		Fluxo de lama ^a
		Inundação de detritos
		Avalanche de detritos ^a
		Corrida de terra
Corrente turva		
Deformação da encosta	Deformação da encosta da montanha	Deformação da encosta de solo
	Deformação da encosta de rocha	Rastejo de solo
		Solifluxão (<i>Solifluction</i>)

Fonte: Hurrgr et al. The Varnes classification of landslide types, an update. (2013, p. 190).

^a tipos de movimentos que usualmente alcançam velocidades extremamente rápidas como são definidas por Cruden e Varnes (1996). Os outros tipos de deslizamentos são mais frequentemente (mas não sempre), muito lenta até muito rápido.

A proposta dos autores permite a existência da compatibilidade do sistema e a possível tradução para outras línguas, sem a existência de confusões e ambiguidades.

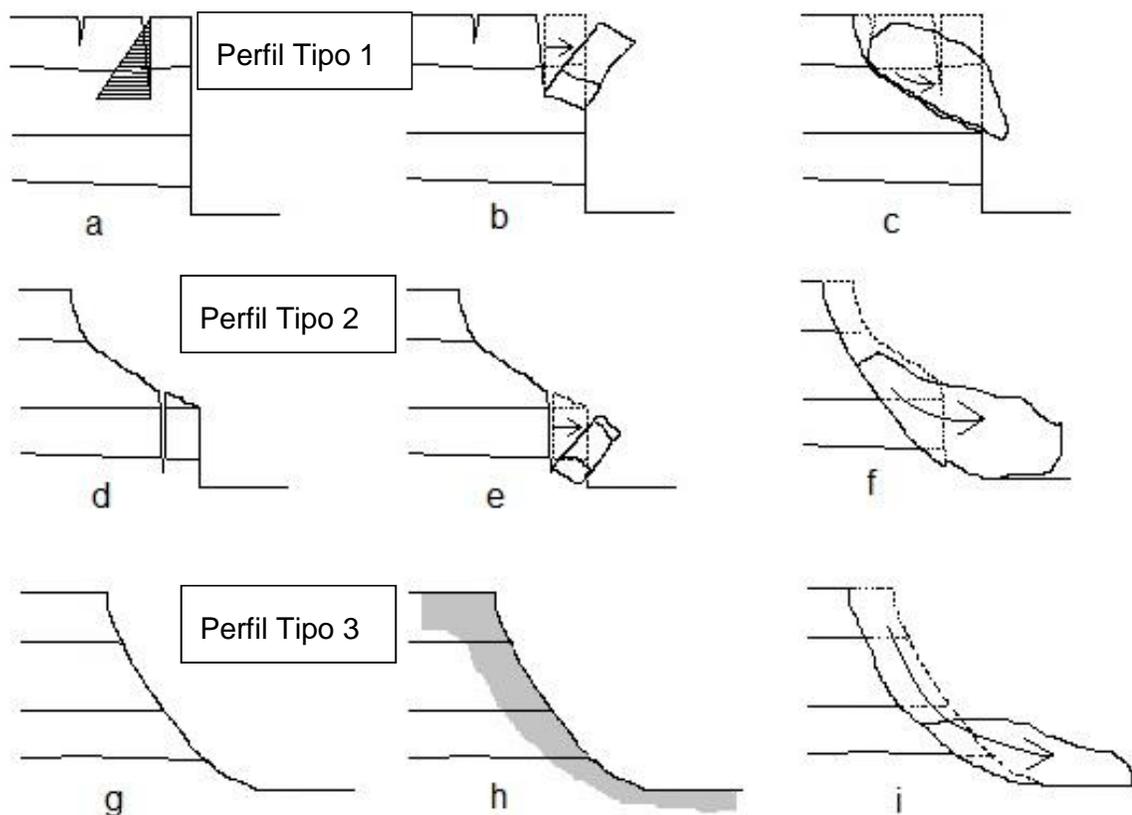
Especificamente, para as falésias do litoral do Rio Grande do Norte, Santos Jr. *et al.* (2008), afirma que existem diferentes movimentos de massa, associados a três configurações de geometrias típicas, Figura 2-10.

As falésias correspondentes ao tipo I, apresentam uma configuração vertical na sua face, começando no pé do talude até o topo, e são susceptíveis aos movimentos de tipo tombamentos e queda de blocos ou a escorregamentos na parte superior do talude, que é um movimento relacionado à umidade que possui o material.

As falésias correspondentes ao tipo II, tem uma dupla configuração, na parte inferior a face é vertical e na parte superior a falésia possui uma inclinação entre 45° e 60° , os movimentos relacionados a este perfil são as quedas ou tombamentos de blocos na parte inferior, por sua parte zona superior ao estar sem tensão de confinamento, pode apresentar escorregamentos.

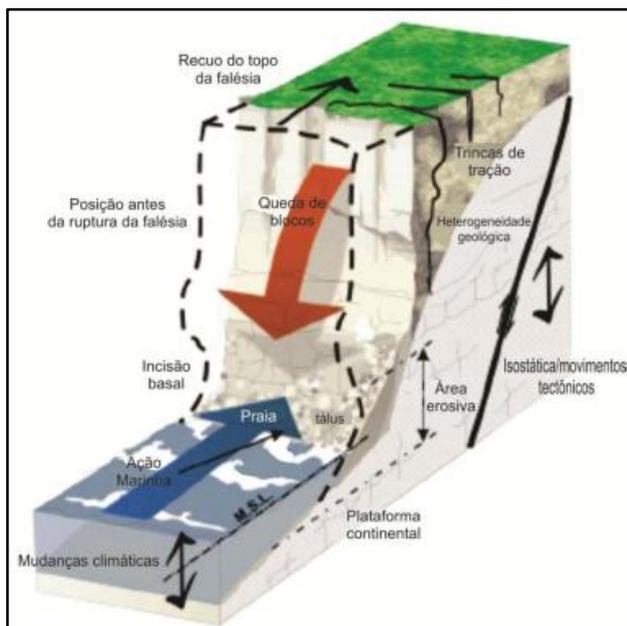
A falésias correspondentes ao tipo III, apresentam uma face inclinada desde o pé até o topo, entorno de 40° a 50° , este tipo de encostas podem apresentar movimentos tipo escorregamentos, desencadeados pela variação de umidade, dentro do maciço de solo.

Figura 2-10. Movimentos de Massa em Função da Geometria típica das falésias do RN



É importante ressaltar que elementos como as fendas de tração, a incisão basal, o próprio recuo da falésia, as mudanças das marés, entre outros, influenciam diretamente o comportamento dos movimentos de massa nas falésias, como é mostrado na Figura 2-11.

Figura 2-11. Segmento de Falésia, representando alguns dos processos geomorfológicos e erosivos.



Fonte: Castedo *et al* (2012), em De Souza Junior (2013).

2.3.1. Fatores que Influenciam os Movimentos de Encostas

A ocorrência de movimentos de massa está dada pela combinação de diferentes fatores que podem ser tanto condicionantes como deflagradores, e existem diversas classificações que definem estes fatores.

Guidicini e Nieble (1976), e Augusto Filho e Virgili (1998), discutem os fatores condicionantes mediante o entendimento da causa ou modo de atuação de um determinado agente na instabilização de um talude ou encosta. Em relação ao anterior, Augusto Filho e Virgili (1998, p.245), afirmam que:

A deflagração das instabilizações de taludes e encostas é controlada por uma cadeia de eventos, muitas vezes de caráter cíclico, que tem sua origem com a formação da própria rocha e toda sua história geológica e morfológica, subsequentemente, como movimentos tectônicos, intemperismo, erosão, ação antrópica, etc.

Os fatores condicionantes são aquelas variáveis que apresentam uma evolução lenta ao longo do tempo e que favorecem a instabilidade de encostas, entre os fatores

mais relevantes destacam-se a litologia, características geomorfológicas, regime das águas de superfície e subsuperfície, e as características de uso e ocupação.

Quanto aos fatores deflagradores Augusto Filho e Virgili (1998) mencionam que são aqueles que aumentam as solicitações e os que diminuem a resistência dos terrenos, como se apresenta na Tabela 2.14.

A definição de fator desencadeante ou deflagrador, leva em consideração variáveis que fazem que um movimento seja ativado e conseqüentemente deflagrem os movimentos de massa. Entre os principais fatores desencadeantes estão: (a) precipitação, (b) atividade vulcânica, (c) sismicidade, (d) inundações, (e) atividades antrópicas.

Tabela 2.14 – Fatores deflagradores dos movimentos de encostas proposta de Varnes (1978) apud Augusto Filho e Virgili (1998)

Ação	Fatores	Fenômenos Geológicos/antrópicos
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	- Erosão, escorregamentos. - Cortes.
	Sobrecarga	- Peso da água de chuva. - Depósito de Material. - Peso da vegetação. - Construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	- Terremotos, ondas, etc. - Explosões, tráfego, sismos induzidos.
	Pressões laterais	- Água em trincas, congelamento, material expansivo.
Redução da resistência	Características inerentes ao material (textura, geometria, estruturas, etc.)	- Características geomecânicas do material, tensões iniciais.
	Mudanças ou fatores variáveis	- Redução da coesão, ângulo de atrito. - elevação do nível de água - Aumento da umidade/ Redução da sucção.

Fonte: Augusto Filho e Virgili (1998).

Outra classificação é feita pela USGS (*U.S. Geological Survey*) (2004), na qual as principais causas são divididas em três grupos Tabela 2.15:

- (i) Geológicas, referentes ao material que compõe as encostas;
- (ii) Morfológicas, referentes à atividade tectônica e formas de erosão;
- Antrópicas, referentes às atividades humanas.

Tabela 2.15 - Principais causas dos movimentos de massa. Adaptado de USGS (2004)

Causas	Fenômenos
Geológicas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Materiais fracos ou sensíveis ▪ Materiais alterados ▪ Materiais fraturados ▪ Orientação da descontinuidade (acamamento, xistosidade, falha, contato, entre outros). ▪ Contraste na permeabilidade e/ou dureza dos materiais
Morfológicas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Atividades vulcânicas ou terremotos ▪ Dinâmica glacial ▪ Erosão fluvial, por ondas do mar ou glaciais do pé e lateral das encostas. ▪ Erosão subterrânea (<i>piping</i>) ▪ Carregamento por deposição ▪ Remoção da cobertura vegetal ▪ Degelo ▪ Intemperismo por congelamento e derretimento ▪ Intemperismo por variação de volume
Antrópicas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Escavações ▪ Carregamentos ▪ Exploração do lençol freático ▪ Desmatamento ▪ Irrigação ▪ Mineração ▪ Vibrações artificiais ▪ Vazamento de tubulações

Fonte: USGS (2004) em Conti (2012).

Ayala-Carcedo e Olcinas (2002), afirma ao igual que outros autores, que os movimentos de massa são uma combinação de fatores que em condições particulares de tempo e espaço, produzem eventos de movimentos de massa, e que é necessário conhecer e entender para poder atuar diretamente, desde as diferentes disciplinas. Na Figura 2-12, apresenta-se uma proposta que tem sido utilizadas em por diversos autores.

Figura 2-12. Classificação dos fatores condicionantes e desencadeantes no terreno



Fonte: Adaptado de Ayala-Carcedo e Olcinas (2002).

2.4. Modelagem Numérica de Taludes

A importância da modelagem de estabilidade de taludes ou encostas tem que nortear o entendimento dos processos dentro do solo que controlam as etapas de um evento de movimentos de massa (pré-ruptura, ruptura, e pós-ruptura).

Existe na atualidade vários softwares que respondem as solicitações de análises de estabilidade, e podem ser agrupados em 3 modelos conceituais, (BOJORQUE, 2011).

O primeiro e mais difundido, é o Método de equilíbrio limite (*Limit Equilibrium Method*), dentro deste método de solução existem várias propostas por autores diferentes, as quais se diferenciam umas das outras por dois fatores: o primeiro é a quantidade variáveis e equações de equilíbrio para serem desenvolvidas, e o segundo nas forças entre fatias são usadas nestas soluções. Um segundo modelo conceitual compreende os Métodos de análise limite (*Limit Analysis Method*), baseados nos teoremas de limite superior e limite inferior, e finalmente, o modelo conceitual dos elementos finitos que estão agrupados pelos métodos dos elementos finitos (*Finite Element Method*) e as diferenças finitas (*Finite Difference Method*). A importância desse último repousa no fato de que a solução dos métodos numéricos levam em consideração requerimentos teóricos baseados nos sistemas de equações de equilíbrio, compatibilidade, leis constitutivas e condições de contorno (POTTS; ZDRAVKOVIC, 1999), e não é preciso fazer considerações nem supostos, conseqüentemente pode ser obtida a solução completa.

2.4.1. Métodos de Análises

Para Huybrechts (2005) apud Bojorque (2011), os métodos existentes na solução de problemas de estabilidade podem ser reunidos em três classes principais: (a) métodos de solução exata (Métodos analíticos), (b) métodos simples, e (c) métodos numéricos.

Os métodos de solução exata ou de resposta analítica podem ser utilizados unicamente para problemas geotécnicos de baixa complexidade, pois a consideração principal é que o solo é um material elástico, no entanto, estes grupo de métodos não são usados com frequência devido ao comportamento não linear do solo. Para Bojorque (2011) ao admitir o uso deste método, têm que ser feitas muitas suposições

em todos os requerimentos para idealizar o modelo matemático. Dentro dos exemplos do uso destes métodos estão casos nos que o comportamento do solo pode ser considerado isotrópico e elástico linear, e onde as condições de contorno são simples ou apresentam uma geometria na qual a solução numa dimensão possa ser resolvida.

Os métodos simples são aqueles que não cumprem dois ou mais dos requerimentos teóricos para a obtenção da solução completa. Bojorque (2011) indica que os métodos de equilíbrio limite em todas suas variações, as soluções por campos de esforços e a análise limite pertencem a esta classe. As soluções do método de teoremas de limite inferior e superior, por exemplo, não fazem uso da equação de equilíbrio e por tanto também pertencem a este grupo. Para estes métodos de acordo com autor, as informações de estabilidade podem ser obtidas, mas não podem ser usados para obter respostas de deslocamentos, o que implica uma limitação.

Nos métodos numéricos são consideradas as equações necessárias para cumprir os requerimentos da solução completa, como é normal em métodos numéricos tradicionais, as respostas podem ser induzidas inicialmente, no entanto mediante formulações matemáticas são solucionadas através de iteração. Estes métodos proporcionam informação sobre deslocamentos, estabilidade, tensão, deformação e informação sobre estruturas adjacentes. Na Tabela 2.16, são apresentados os diferentes requerimentos de solução dos diferentes métodos de estabilidade de taludes propostos por Potts (2003).

Tabela 2.16 – Requisitos para a solução dos diferentes métodos

Métodos de Análise		Requisitos de solução				
		Equilíbrio	Compatibilidade	Comportamento constitutivo	Condições de contorno	
					Força	Deslocamento
Solução analítica		S	S	Elástico - linear	S	S
Equilíbrio limite		S	NS	Rígido com critério de falha	S	NS
Campo de tensões		S	NS	Rígido com critério de falha	S	NS
Análise limite	Limite superior	S	NS	Plasticidade perfeita com regras de fluxo	S	NS
	Limite inferior	NS	S		NS	S
Métodos numéricos		S	S	Qualquer	S	S

S: Satisfaz, NS: Não Satisfaz.

Fonte: Potts (2003).

A seguir se fazem algumas considerações sobre os principais métodos de análise de estabilidade usados na prática cotidiana da análise de estabilidade de taludes, no entanto, será oferecido maiores detalhes a respeito do método da Redução de Resistência SRM (*Strength Reduction Method*), pois, foi o método usado no desenvolvimento desta pesquisa.

2.4.1.1. Método do equilíbrio limite

Os métodos de equilíbrio limite têm sido usados por muito tempo na solução de problemas associados à estabilidade de taludes baseados nas forças gravitacionais cujo objetivo é obter um valor numérico associado a uma potencial ruptura (TERZAGHI (1943), TAYLOR (1948), BISHOP (1955), MORGENSTERN e PRICE (1965)). Cada técnica proposta para a solução do método do equilíbrio limite tem vantagens e desvantagens, no entanto, o problema comum que estes apresentam é que existem mais variáveis do que equações, o que faz dele um método indeterminado que precisa de suposições, para sua solução. O termo equilíbrio limite faz referência a um sistema de forças que se encontram em um limite de iminente ruptura. O sistema de equilíbrio limite supõe que no momento da ruptura as forças atuantes e as resistentes são iguais ao longo da superfície, isto é, numericamente um fator de segurança igual a um. A equação 2.7, dada para o fator de segurança é:

$$FS = \frac{\text{forças resistentes}}{\text{forças atuantes}} \quad \text{Eq. 2-17}$$

O valor numérico que relaciona o resultado da equação 2.17, pode ser interpretado da seguinte forma: se a relação é maior a 1, pode se inferir que a encosta está em condição estável, no momento que esta relação se torne igual ou inferior a 1, se infere que a encosta está instável.

Na Tabela 2.17, são sumarizados as características dos métodos convencionais mais usados para o equilíbrio limite proposto pelos diferentes autores.

Tabela 2.17 – Resumo dos métodos de solução de equilíbrio limite

Método	Equações estáticas Satisfeitas		Superfície de ruptura	Relações das forças		
	Momentos	Forças		Normal (E)	Cortante (x)	Inclinação da resultante (X/E)
Talude infinito	Implícito	Sim	Linear			
Fellenius ou ordinário	Sim	Sim	Circular	Não	Não	Não é considerado a força entre dovelas
Bishop Simplificado	Sim	Não	Circular	Sim	Não	Horizontal
Janbú simplificado	Não	Sim	- Circular - Não circular	Sim	Não	Horizontal
Spencer	Sim	Sim	- Circular - Não circular	Sim	Sim	Constante
Morgenstern-Price	Sim	Sim	- Circular - Não circular	Sim	Sim	Variável, usa uma função
Janbú Generalizado	Sim	Sim	- Circular - Não circular	Sim	Sim	Usa linhas de empuxo e equilíbrio de momento nas dovelas

Fonte: O autor.

2.4.1.2. Métodos Numéricos

Para os métodos numéricos não é necessário impor nem supor condições usadas nos métodos de equilíbrio limite, como são as superfícies de ruptura e as forças interdovelas.

Os métodos numéricos são considerados como os mais próximos da solução exata a um problema geotécnico, especialmente as estabilidades de taludes e na modelagem de fundações tanto superficiais quanto por estacas.

Os métodos numéricos para a solução da análise geotécnica particularmente leva em consideração a resolução de requerimentos teóricos através dos sistemas de equações de equilíbrio, compatibilidade, comportamento constitutivas e condições de contorno, que são descritos a seguir:

Equilíbrio: este requerimento teórico pode ser dividido em duas partes: equilíbrio global e o equilíbrio interno. O equilíbrio global está associado com a resolução de forças e momentos, enquanto que o equilíbrio interno está associado aos campos tensoriais que satisfazem os critérios das seguintes equações diferenciais parciais:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \Upsilon = 0 \quad \text{Eq. 2-18}$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} = 0 \quad \text{Eq. 2-19}$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \quad \text{Eq. 2-20}$$

Observa-se que as anteriores equações estão em termos de tensões totais ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$), em concordância de um sistema de coordenadas, e o peso específico do solo (Υ), assume-se que atua na direção x negativa, por tanto, o equilíbrio está dado pelas forças e as tensões.

Compatibilidade: este requerimento está associado aos deslocamentos e deformações. Em termos gerais, expressa que não devem existir separações nem transposições entre as partículas do material. Claramente isto deve ser garantido dentro de um análise, no entanto, estas restrições devem ser formuladas dentro de expressões matemáticas. Em situações onde as deformações são muito pequenas, é possível representar as restrições por imposição da condição de variação de deslocamentos ao longo do todo o corpo, satisfazendo as seguintes equações:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad \text{Eq. 2-21}$$

$$\Upsilon_{xy} = -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}; \Upsilon_{yz} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}; \Upsilon_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \quad \text{Eq. 2-22}$$

Onde u, v, w , são os deslocamentos nas direções x, y e z , respectivamente. Para Potts e Zdravkovic (1999), pode ser demonstrado matematicamente que, para que exista um campo de deslocamentos compatíveis, os componentes anteriores de deformação e suas derivada, devem existir e ser contínuos ao menos na segunda ordem.

Comportamento Constitutivo: este requerimento é uma descrição do comportamento do material. Em outros termos o comportamento tensão *versus* deformação do solo, conseqüentemente proporciona uma ligação entre o equilíbrio e a compatibilidade, o comportamento constitutivo matematicamente pode ser representado pela expressão:

$$\Delta \sigma = D \Delta \varepsilon \quad \text{Eq. 2-23}$$

A equação 2.23 pode ser expressa tanto em termos de tensões totais, como em termos de tensões efetivas, no entanto, se são usadas tensões efetivas, deve ser considerado o comportamento da poro-pressão para permitir que tensões totais sejam derivadas, e posteriormente poder combiná-las com as equações de equilíbrio. Para o comportamento elástico linear do solo, a acumulação de tensões e deformações podem ser relacionadas entre si através das propriedades elásticas. Não obstante, como o comportamento do solo usualmente é não linear, é mais realista para as equações constitutivas relacionar os incrementos de tensões ($\Delta\sigma$) e de deformações ($\Delta\varepsilon$) como indica a equação 2.23, e a matriz $[D]$ que depende das tensões e deformações atuais e de seu histórico.

Condições de Contorno: este requerimento é específico para cada problema e define os valores limites da situação a ser investigada. Por exemplo, pode ser definida uma restrição de deslocamento, uma sequência de cargas, escavação, construção, ou uma mudança nas poro-pressões do solo. É neste momento onde são modificadas as equações de continuidade (fluidos), equilíbrio (cargas), dentre outras.

Conforme menciona Bojorque (2011), os avanços na computação permite que este tipo de método seja atrativo para o uso na pesquisa e no mercado de trabalho.

Para (POTTS, 2003), no entanto a maioria de engenheiros geotécnicos que tenham tido contato alguma vez na vida com análises numéricas, não tem conhecimento adequado, e não estão cientes das complexidades e sutilezas envolvidas na prática. O uso deste tipo de método deve compreender duas etapas: a pesquisa e as aplicações de lições aprendidas, para produzir melhores trabalhos, publicações e coleções de casos de obra e projetos são essenciais para a validação do processo.

Os métodos numéricos podem ser agrupados em três classes principais como afirma Bojorque (2011):

- **Métodos contínuos:** neste grupo estão os elementos finitos (*Finite Element Method, FEM*), diferenças finitas (*Finite Differences, FDM*), elementos de contorno (*Boundary Element Method, BEM*).
- **Métodos descontínuos:** É composto pelo método dos elementos discretos (*discrete / distinct Element*), redes de fratura discreta (*Discrete*

Fracture Network, DFN), códigos de partículas (*Particle Flow Codes, PFC*).

- **Métodos Híbridos:** conformados por um o mais dos métodos anteriormente mencionados entre os mais usados estão: FEM-BEM, DEM-BEM, FEM-DEM.

Para Griffiths e Lane (1999), os métodos numéricos especialmente os elementos finitos (FEM), combinados com o método de tensão – deformação caso Mohr – Coulomb, tem demonstrado ser um método confiável e robusto para as análises de estabilidade e a avaliação dos fatores de segurança.

Griffiths e Lane (1999), afirmam que uma das principais vantagens dos FEM, é que o fator de segurança surge naturalmente das análises sem que o usuário tenha que estar comprometido com qualquer forma do mecanismo a priori.

2.4.1.2.1. Método da Redução da Resistencia SRM (Strength Reduction Method).

De acordo com Liu, Shao e Li (2015) a análise de estabilidade de taludes usando métodos de elementos finitos tem sido amplamente usados na literatura por vários anos, sendo que o SRM e o ELSM são os principais métodos de elementos finitos para a análise de estabilidade de taludes usados atualmente.

O método SRM foi usado para análise de estabilidade de taludes por Zienkiewicz *et al.* (1975), o método foi nomeado como a técnica da redução da resistência ao cisalhamento (*Shear strength reduction technique*), por Matusi e San (1992) (apud Liu, Shao e Li, 2015. P. 291). Ao longo dos últimos anos muitas pesquisas têm sido desenvolvidas com este método na área de análise de estabilidade de encostas e taludes, onde os pesquisadores afirmam que uma das principais vantagens do método está relacionada com a superfície de ruptura crítica, pois ela é encontrada automaticamente a partir das deformações devidos ao esforço cisalhante, que incrementam com a diminuição da resistência ao cisalhamento. No entanto, os mesmos autores descrevem uma limitação, e tem que ver com a incapacidade de prever outras superfícies de ruptura.

Cheng, Lansivaara e Wei (2007) definem a superfície de ruptura, como uma linha ondulada que conecta os incrementos máximos de esforço cortante. Zheng, Sun

e Liu (2009) (apud Liu, Shao e Li, 2015, p. 293) afirmam que a superfície relaciona todas as deformações máximas plásticas numa curva ondulada que pode ser suavizada através dos métodos de mínimos quadrados.

O método SRM, utiliza os parâmetros de resistência do solo, ângulo de atrito efetivo (ϕ'), e coesão efetiva (c'), o processo começa quando acontece uma diminuição gradual da $\tan \phi'$ e c' , no critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Dentro dessa perspectiva, o método SRM conduz a um estado de tensões que infringe o critério de resistência de Mohr-Coulomb, levando a uma redistribuição de tensões no sistema, até o ponto que o equilíbrio não possa ser estabilizado e a ruptura aconteça.

O fator de segurança para este método está dado pela equação 2.24:

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_{\text{mobilizado}}} = \frac{c'}{c'_{\text{mobilizado}}} \quad \text{Eq. 2-24}$$

Onde, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo, $\phi'_{\text{mobilizado}}$ é o ângulo de atrito efetivo mobilizado durante o método SRM, c' é coesão efetiva, e $c'_{\text{mobilizado}}$ é a coesão efetiva durante o método SRM.

De acordo com Griffith e Lane (1999), os parâmetros de resistência ao cisalhamento no método têm que ser divididos por algum coeficiente para atingir o ponto de falha, segundo as equações 2.25 e 2.26:

$$c'_f = \frac{c'}{SRF} \quad \text{Eq. 2-25}$$

$$\phi'_f = \arctan \frac{\tan \phi'}{SRF} \quad \text{Eq. 2-26}$$

Onde SRF , é o fator de redução da resistência.

Através desse método, problemas robustos, com estratigrafia complexa podem ser avaliados com facilidade e rapidez. Este método tem sido avaliado e validado mediante estudos de comparação com métodos tradicionais, como nos trabalhos de Tschuchnigg, Schweiger e Sloan (2015), Zhao *et al.* (2015), (Wei e Cheng (2010), com resultados satisfatórios.

2.4.2. Seleção entre Tensões Totais e Efetivas

Quando são analisadas as encostas ou taludes é preciso determinar que tipos de análises serão feitas, para poder orientar tanto os ensaios de laboratório quanto as

análises de tempo, definidas como: curto prazo e longo prazo (*short-term e long-term*), na modelagem computacional. Como afirma Nash (1987), a ruptura de encostas acontece geralmente como resultado de mudanças no estado de tensões produzidos por escavações, cortes, mudanças das poro-pressões.

De acordo com Chowdhury (2010), quando é usado o enfoque de tensões totais são usados parâmetros de resistência ao cisalhamento baseados nos ensaios não drenados e são ignoradas as poro-pressões, quando é usado as tensões efetivas, são usados os parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivo baseado nos ensaios drenados (ou não drenados, mas com medição de pressão de poros).

Nash (1987) afirma que conhecer as mudanças resultados das cargas é importante, pois, se as mudanças são rápidas em comparação com o tempo de consolidação do solo. É necessário avaliar em curto prazo (*short-term*), no entanto, quando estas mudanças são lentas em comparação ao tempo de consolidação do solo, ou quando cargas resultado de variações naturais ou mudanças nos níveis do lençol freático como acontece nas encostas, o problema é analisado em longo prazo (*long-term*).

Chowdhury (2010), afirma que a principal vantagem da análise com o uso de parâmetros efetivos, repousa no fato de que quando as poro-pressões são medidas em campo, as análises podem ser atualizadas.

As condições dos ensaios realizados usando tanto as tensões totais quanto as efetivas devem corresponder e garantir às condições de consolidação (isotrópicas, anisotrópicas), condições de cisalhamento sob condições de drenagem em que se encontre o problema.

Algumas conclusões têm sido expostas por alguns autores e são sumarizadas a seguir:

- (i) A estabilidade a longo prazo é provavelmente a mais crítica e pode ser analisada de uma forma mais completa fazendo uso de parâmetros efetivos, com condições de equilíbrio do lençol freático.

- (ii) Se as poropressões são monitoradas durante e depois das mudanças resultado de uma escavação a avaliação da estabilidade pode ser realizada com uma análise de tensão efetiva em qualquer momento.
- (iii) A maioria dos problemas envolvidos em encostas são classificados em longo prazo, embora as rupturas sejam resultados de pequenas mudança de carregamentos, por exemplo o nível de lençol freático pode subir em um período de chuva intensa, resultando em uma diminuição da resistência ao cisalhamento desenvolvendo uma potencial superfície de ruptura. Outro exemplo claro é a erosão no pé das encostas podem incrementar os esforços cisalhantes e diminuir a resistência. Geralmente a análise por meio de tensões efetivas é a mais conveniente, não obstante em solos como areia fofa ou argilas sensíveis, nas quais pequenas deformações podem causar uma acumulação repentina de pressão de poros, é necessário fazer uma adequada seleção de parâmetros, para estas condições pode se considerar uma análise de tensões totais a curto prazo (*short term*), embora exista a dificuldade real de determinar a resistência ao cisalhamento em condições não drenadas na prática.

2.5. Geomorfologia costeira:

A geomorfologia costeira tem como objetivo fundamental estudar as áreas influenciadas por grandes massas de água, por exemplo mares, oceanos e grandes lagos. Esta geomorfologia está influenciada em grande parte por fatores como o tectonismo, a ação climática, ação marítima, fatores geológicos locais, e topográficos, dando como resultado diferentes morfologias, por exemplo arrecifes, cabos, ilhas, dunas, e falésias, sendo esta última, a morfologia que será analisada dentro deste estudo.

2.5.1. Falésias (*cliffs*)

Estes elementos são formados nas costas, onde o litoral (*shoreline*) se desenvolve em rochas ou sedimentos que possuem uma resistência dada pela coesão e por tanto são capazes de resistir a ação das ondas. Como explica Arnott-Davidson, (2010), nestes elementos o material de praia é escasso e é encontrado como uma fina

capa frente ao pé da falésia. O Termo falésia (*Cliff*), é usado quando o ângulo da pendente é superior a 40° , e conseqüentemente os litorais formados por estes elementos, são caracterizados por ter pendentes muito íngremes, diretamente afetadas pela água posterior à plataforma e pela ação direta do mar, oceano o lago.

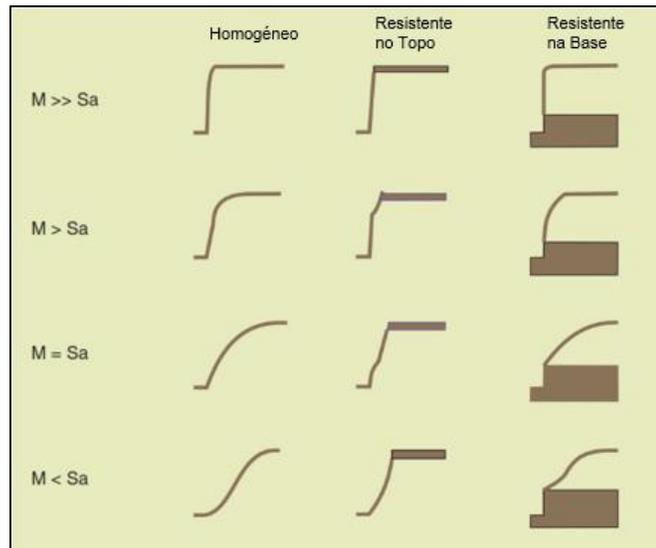
É provável que as falésias sejam formados por areias de baixa coesão onde as raízes das plantas e a umidade do ambiente ofereça uma quantidade de resistência capaz de manter em pé as paredes da falésia, não entanto, a maior parte dum sistema costeiro de falésias se desenvolve em materiais que possuam uma força devida a coesão proporcionada pela ligação entre minerais, cimentação por agentes químicos ou pela união de cristais de rochas ígneas e metamórficas.

Segundo Trenhaile (2012), as falésias são produto de numerosos fatores que são inter-relacionados, como a taxa de recuo, os processos e a atividade oceânica, o clima, a estrutura, a litologia e a mineralogia, sendo que estes últimos os que determinam parcialmente a intensidade e eficácia dos processos erosivos, a aparição, mobilidade, quantidade e tipo de material solto na base da falésia, e se estes tem um papel na proteção ou na colaboração do recuo do elemento.

Para Trenhaile (2012), a ação das ondas frente ao continente, resultam na formação de encostas muito íngremes nas falésias, enquanto que a ação do intemperismo desenvolve encostas com inclinações mais suaves e convexas.

Se o conjunto de ambos processos são efetivos, com a erosão das ondas dominando no pé da falésia e o intemperismo atuando na parte superior, a falésia teria uma combinação de uma parede vertical na zona inferior e uma configuração convexa na parte superior. É importante que a presença de materiais fracos no topo da falésia facilita a ação do intemperismo e a formação de encostas convexas, enquanto que camadas de rocha ou solo com elevada resistência ao intemperismo facilitam a formação de falésias quase verticais, como é mostrado na Figura 2-13.

Figura 2-13. Fatores que controlam a forma da falésia, efeitos dos processos e a dureza da rocha. M e SA Representam processos Marinos e de intemperismo respectivamente.



Fonte: Treatise on Estuaries and Coastal Science, Volumen 3, Estuaries and Coastal Geology and Geomorphology. Flemming, Hansom (2011, p184).

Para Trenhaile (1987), a morfologia das falésias é reflexo também da posição e orientação das camadas estratificadas. Solos e Rochas estratificadas horizontal ou verticalmente produzem falésias com paredes íngremes, quase verticais, enquanto que estratificações com orientações em direção ao mar (*seaward*) ou em direção à zona continental (*landward*), usualmente produzem encostas ao longo das linhas de estratificação, como é observado na Figura 2-14.

Figura 2-14 Tipo de estratificação.

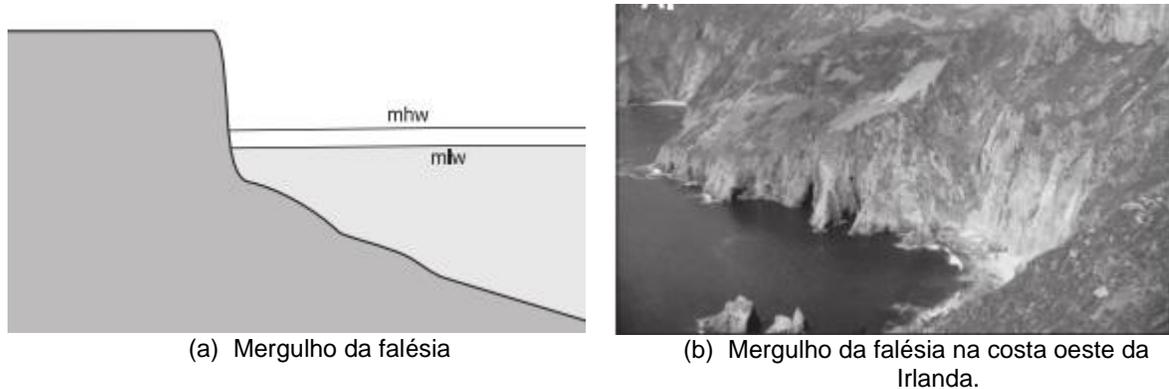


Fonte: Treatise on Estuaries and Coastal Science, Volumen 3, Estuaries and Coastal Geology and Geomorphology. Flemming, Hansom (2011, p184).

De acordo com Arnott-Davidson (2010), existem dois tipos de falésias costeiras que podem ser reconhecidas com base na forma do perfil a nível da costa e a relação com o nível do mar. (i) Falésias que mergulham, acontece onde a parede da falésia é

estendida embaixo da linha da água com uma profundidade considerável como se mostra na Figura 2-15, (a) y (b).

Figura 2-15. Perfis associados aos tipos de falésia. (i) Mergulho da Falésia.



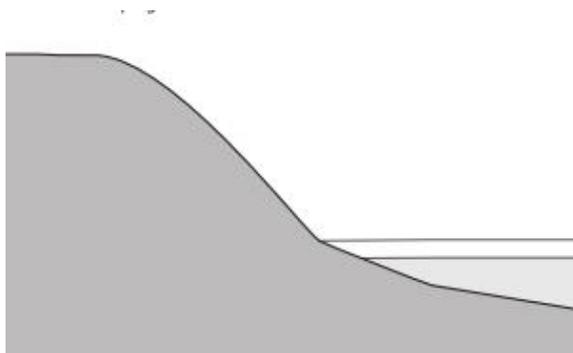
Fonte: Tomado de Arnott-Davidson (2010)

Neste tipo de Falésias as ondas quebram diretamente contra a face da estrutura, e não existe praia ou plataforma que ajude na quebra das ondas e facilite o transporte de sedimentos. As falésias que mergulham acontecem usualmente em rochas resistentes, onde a inclinação e o relevo são determinados por eventos tectônicos ou onde a erosão causada por glaciares e rios incrementam o nível da água e conseqüentemente um afogamento da estrutura. Neste tipo de falésia os processos erosivos são muito lentos, e o principal agente são as ondas do oceano. A falésia que mergulha geralmente não é encontrada em costas de material coesivo pois o material da falésia é muito fraco para suportar o ataque direto da onda por muito tempo.

O Outro tipo de perfil (ii), é formado quando os processos erosivos, atuam no pé da falésia produzindo uma superfície quase horizontal também denominada plataforma. Não obstante, processos erosivos nas zonas *intertidal* e *subtidal* também agem sobre a plataforma levando à descida vertical da superfície.

A sua vez os perfis formados por estes processos erosivos, são divididos em dois subtipos, o tipo A, é um perfil que é gerado com inclinações leves que mergulha até próximo da plataforma costeira sem ter transições abruptas em sua forma como pode ser observado na Figura 2-16 (a) e (b). Estes tipo de perfis aparecem usualmente em falésias de material rochoso de baixa resistência ou conformados por solos de alta resistência e em áreas onde existe presença de areia e cascalho na zona *intertidal*.

Figura 2-16. Perfis associados aos tipos de falésia. (ii) Formados por processos erosivos, tipo A.



(a). Falésia com inclinação à plataforma marinha

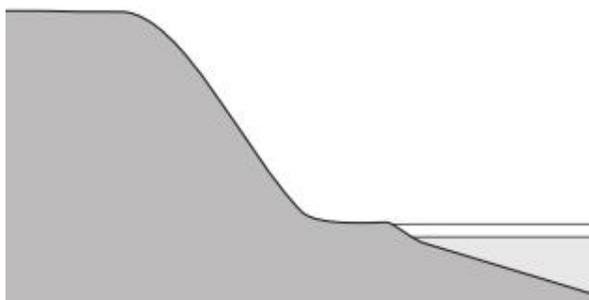


(b). Falésia costeira tipo A, na costa este de Barbados.

Fonte: Tomado de Arnott-Davidson (2010)

O perfil tipo B, apresenta uma superfície horizontal quase vertical afastada da base da falésia e tem uma mudança de forma abrupta quando entra em contato com o mar como se mostra na Figura 2-17, este perfil é resultado da erosão vertical e a erosão horizontal da falésia sendo a segunda a que tem maior velocidade quando comparada com a primeira.

Figura 2-17 Perfis associados aos tipos de falésia. (ii) Formados por processos erosivos, tipo B.



(a) Falésia com plataforma costeira.



(b) Plataforma costeira nas proximidades de Wollongong, Austrália.

Fonte: Tomado de Arnott-Davidson (2010)

CAPÍTULO 3

3. CARACTERÍSTICAS DA REGIÃO

3.1. Área de estudo

A área de estudo encontra-se localizada no Estado do Rio Grande do Norte, no município de Parnamirim (Figura 3-1), dentro da área militar conhecida como Centro de Lançamentos da Barreira do Inferno (CLBI), que faz parte do departamento de Ciência y tecnologia Aeroespacial a cargo da Força Aérea Brasileira, a base está localizada a 12 km de Natal, vizinho aos Bairros de Ponta Negra no extremo norte e Cotovelo no extremo Sul, sobre a rodovia RN-063 em direção ao litoral sul da região.

À base militar concentra operações de lançamento de foguetes de pequeno e médio porte, além de fazer pesquisas e estudos relacionadas as comunicações e controle aeroespacial.

Figura 3-1. Localização Global da área de Estudo



Fonte: Adaptado de Google Earth.

O trecho de estudo compreende aproximadamente 2.5 km de extensão, e as unidades geomorfológicas estudadas principalmente são as falésias (Figura 3-2). Na área de estudo a falésia apresenta alturas entre os 25 e 60 m, e inclinações das suas faces entre os 45° e 80° com referencial horizontal.

Figura 3-2. Inserção local da área de Estudo



Fonte: Adaptado de Google Earth.

3.2. Geologia e Geomorfologia Regional: Nordeste Brasileiro

O litoral do Rio Grande do Norte, é constituído por terrenos cristalinos pré-cambrianos, no embasamento, com uma prevalência de rochas metamórficas, como migmatos, xistos, gnaisses e mármore, representantes do complexo Caicó. (Jardim de Sá, 1994) em Cunha (2004). Como descreve Cunha (2004):

“Sobre este arcabouço, repousam os sedimentos mesocenozóicos, os quais apresentam-se como uma estreita faixa semi-continua, que compõem, de norte para sul, as bacias sedimentares Potiguar e Pernambuco-Paraíba. Estas bacias foram geradas associadas ao processo de ruptura Godwana, e evoluíram para uma fase transicional e, posteriormente de oceano aberto, sendo desta fase os registros aflorantes.”

Sobre as sequencias anteriores encontra-se os sedimentos plio-pleisocênicos do grupo barreiras, que estão recobertos também por sedimentos continentais e transicionais mais recentes (Cunha, 2004).

No nordeste de Brasil existe uma geomorfologia bastante particular, produto da estruturação geológica pré-cenozoica e pela evolução morfoclimática. E um das unidades geomorfológicas mais conhecidas na literatura brasileira, são os tabuleiros costeiros. Estes tabuleiros costeiros são suportados por uma faixa de sedimentos com geometria tabular, sobre as quais aparece o relevo da estrutura, encaixada entre o relevo dissecado da Depressão Sertaneja e as praias atuais. Os tabuleiros se estendem por uma faixa contínua de aproximadamente 700 km ao longo do litoral dos estados do Ceará, Rio Grande do Norte, Paraíba e Pernambuco. A largura média é de 50 km e as variações de altitude estão entre os 70 e 100 metros (Prates *et al.* 1981, apud Cunha, 2004).

Outra unidade geomorfológica predominante e presente na área são as falésias conformadas por materiais ferruginosos do grupo Barreiras e constituem o limite da planície costeira.

3.3. Geologia e Geomorfologia Local

3.3.1. Formação Barreiras:

A formação barreiras constitui a unidade geológica com maior ocorrência da costa brasileira, aflora desde o Estado de Rio de Janeiro até o Amapá. Onde podem ser vistos uma sequência contínua de sedimentos pouco ou nada consolidados, “cuja heterodoxia litológica abarca desde as argilas até os conglomerados, e que normalmente apresentam uma estratificação irregular e muito diferenciada” (Cunha, 2004).

Os primeiros estudos na formação Barreiras, foram desenvolvidos por Branner (1902) que fez uma primeira referência da unidade, logo nos trabalhos de Moraes (1924) e Oliveira (1943) os autores denominaram de “Série das Barreiras”, já no trabalho de Kegel (1957), a unidade passou a categoria de formação. No entanto Birgarella e Andrade (1964, apud DE ARAÚJO *et al.*, 2006) redefiniram a unidade como Grupo Barreiras e propuseram duas novas formações: a inferior chamada Guararapes e, a superior denominada Riacho Morno. Assim, enquanto os anos e as pesquisas avançam são propostas mais unidades em cada região particular, por exemplo as formações da Serra do Martins, Macaíba, Potengui, no entanto foram refutadas por autores.

Como afirma (DE ARAÚJO et al., 2006) em base a pesquisas realizadas, as unidades anteriormente individualizadas, “são apenas variações faciológicas dos diferentes sistemas deposicionais associados.”

Suguio e Nogueira (1999) apud De Araújo (2006), enfatizam que a caracterização faciológica associada à aplicação dos conceitos de Estratigrafia de Sequência é fundamental para gerar uma reconstrução paleográfica do Grupo barreiras.

Arai (2006) apud Nunes, Silva e Vilas Boas (2011), descreve que o Grupo Barreiras esta composto por uma sequência de sedimentos detríticos, siliclásticos, com um origem fluvial e maninho, com materiais conformadores pouco ou não consolidados, de cores variegadas, com variações granulométricas de areias entre finas e grossas, predominando o material anguloso, argilas cinza avermelhadas, com matriz caulinitica e ocorrência escassa de estruturas sedimentares (MABESSON *et al.* 1972; LIMA, 2002 apud NUNES, SILVA E VILAS BOAS, 2011).

Estudos desenvolvidos por King (1965), Tricart e Silva (1968), apontam que a cimentação pela sílica diretamente nas areias do Grupo Barreiras converteu elas em massas de “silcretos” compactos resistentes à meteorização.

Para a região de Natal, Nogueira (1981) apud Cunha (2004) aponta que existe uma subdivisão levando em consideração a “Formação Natal”, ocorrendo acima da Formação Macaíba. Segundo a autora:

“a Formação Natal é constituída de um episódio de origem diversa ao Grupo Barreiras e é observada nos vales formados por dunas brancas e amareladas, com formas de colinas de flancos bastante suaves, onde predominam sedimentos areno-argilosos com intercalações silicáticas e conglomeráticas.”

Se descreve também que nesta região existe uma predominância de sedimentos pouco consolidados, com exceção dos arenitos finos e grossos que são fortemente cimentados por óxidos de ferro, que são “observáveis principalmente ao longo das falésias” (CUNHA, 2004).

3.3.1.1. Caracterização faciológica na região de estudo.

Como descreve De Araújo (2006), os melhores afloramentos do grupo Barreiras encontrassem nas falésias, como a Ponta de Cotovelo (Barreira do Inferno, Figura 3-3), na Ponta de Flamengo e na Ponta de Tabatinga.

Para o presente trabalho a área descrita apresenta três fácies principais, denominadas Gt, St e Fl. (De Araújo, 2006), como amostra a Figura 3-4, Em função as fácies anteriormente descritas, De Araújo (2006) conclui que existem dois depósitos fluviais claramente identificados, os depósitos de preenchimento de canal representados pelas fácies Gt e St compreendendo conglomerados, arenitos com granulometria variando desde médios até muito grossos. Os depósitos de planície de inundação são caracterizados por lamitos intercalados com arenitos com granulometria variando de finos a médios.

A fácies Gt, compreende materiais de textura grossa, corresponde a conglomerados sustentados por matriz arenosa, no seu arcabouço predominam seixos de quartzo, feldspatos e clastos de argila. Apresenta uma cor avermelhada produto da cimentação ferruginosa. A espessura destas fácies estão dispostas em estratos de até 1.5m.

A fácies St, está representada por material de textura muito grossa, grossa, e média, sendo os arenitos o material predominante, está fácies apresenta uma estratificação cruzada marcada por seixos ou grânulos de quartzo, com tamanho de pequeno a médio porte. A espessura de camada desta fácies é de até 2m, em contato erosivo com a fácies Gt e abruptos com a Fl.

A fácies Fl, está conformada por lamitos com diferentes proporções de argila, silte e areia, intercalando arenito fino e muito fino. De coloração avermelhada, é constituída por um material argiloso cimentado por óxido de ferro com grãos de quartzo que estão em disposição flutuante dentro da matriz. Podem atingir até os 2,3 m de espessura. Em função as fácies anteriormente descritas, De Araújo (2006) conclui que existem dois depósitos fluviais claramente identificados, os depósitos de preenchimento de canal representados pelas fácies Gt e St compreendendo conglomerados, arenitos com granulometria variando desde médios até muito grossos. Os depósitos de planície de inundação são caracterizados por lamitos

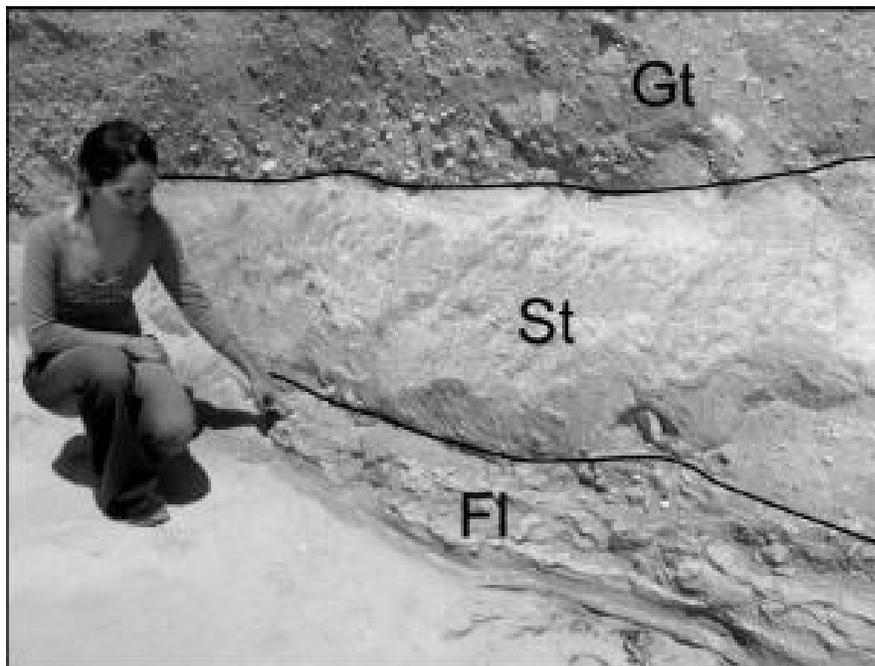
intercalados com arenitos com granulometria variando de finos a médios, representado pela fácies FI.

Figura 3-3. Afloramento na Barreira do Inferno.



Fonte: O autor.

Figura 3-4. Relações de contato entre Fácies Gt, St, e FI na Barreira do Inferno.



Fonte: Tomado de Araújo (2006).

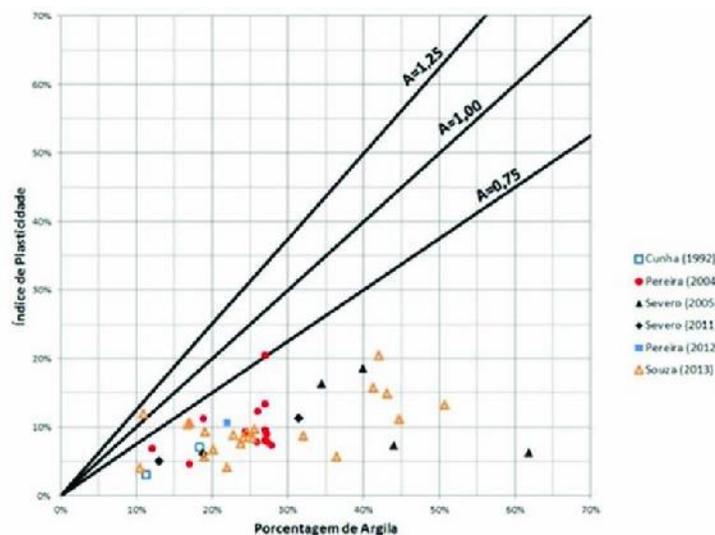
3.4. Aspectos Geotécnicos da região

Vários estudos tem sido realizados na região do nordeste Brasileiro, principalmente nas falésias do litoral de Rio Grande do Norte, e estados vizinhos. Pesquisas desenvolvidas na área tem por objetivo caracterizar os solos que conformam a falésia e determinar suas propriedades tanto físicas como hidromecânicas, mecânicas, permitindo obter uns parâmetros de solos típicos da formação.

Estudos apresentados em (SANTOS JR; COUTINHO; SEVERO, 2015), indicam que os solos da formação barreiras na região apresentam uma granulometria arenosa com variados teores de finos, estes finos apresentam uma plasticidade que varia de media a baixa, nos estudos realizados em diferentes amostras, a classificação de solos de acordo ao sistema unificado de classificação de solos SUCS que predomina é o material classificado como areia argilosa SC, seguido por areia siltosa SM, areia silto argilosa SM-SC, argila de baixa plasticidade CL e em menores proporções solos classificados como silte de baixa plasticidade ML, e pedregulho argiloso GC.

Como amostra a Figura 3-5, na maioria das amostras testadas da região encontrasse limites de liquidez menores a 50% e índices de plasticidade que não superam o 21,3%.

Figura 3-5. Gráfico de Plasticidade



Fonte: Santos Jr; Severo; Coutinho (2015)

Em estudos feitos por Coutinho e Severo (2009) apud Severo (2011), são comparados resultados de índices de vazios de solos provenientes da formação barreiras, e alguns solos como colúvios, saprolitos e solos residuais, eles concluem que os índices de vazios da formação barreiras são relativamente baixos e próximos aos índices do saprolitos do granito de porto. Na Tabela 3.1, são apresentados os resultados de índices de vazios para os solos da formação barreiras.

Tabela 3.1. Índice de vazios de solos provenientes da formação Barreiras.

Local	Material	Índice de Vazios inicial (e_0)
Pernambuco	Formação Barreiras Lafayette (2000)	0,62 – 0,82
	Formação Barreiras fácies: Leque Fluvial; Lafayette <i>et al.</i> (2003,2005)	0,82 – 0,84
	Formação Barreiras fácies: Aluvial de Canal; Silva <i>et al.</i> (2005)	0,65 - 0,91
	Formação Barreiras; Coutinho <i>et al.</i> (1999)	0,62 – 0,69
	Formação Barreiras Fácies: leque proximal; Bandeiras <i>et al.</i> (2004)	0,63 – 0,84
	Formação Barreiras; Silva (2007)	0,61-0,92
	Formação Barreiras; Meira (2008)	0,62 – 0,98
Rio Grande do Norte	Formação Barreiras; Severo <i>et al.</i> (2006)	0,4 – 0,75
	Formação Barreiras - Barreira do Inferno; Silva (2016)	0,5 – 0,6

Fonte: Severo (2011)

Enquanto a resistência a compressão simples (RCS), Silva (2003) apud (Santos Jr; Coutinho; Severo, 2015), apresenta ensaios feitos em amostras indeformadas das falésias do município de Tibau do Sul. As amostras foram coletadas tanto na base como no topo da falésia. Para o topo da falésia os valores de RCS em kPa, variam desde 314 kPa, até 808 kPa, sendo o valor médio 393 kPa, já para as amostras da base, os valores de RCS estão no trecho de 605 kPa e 936 kPa, com um

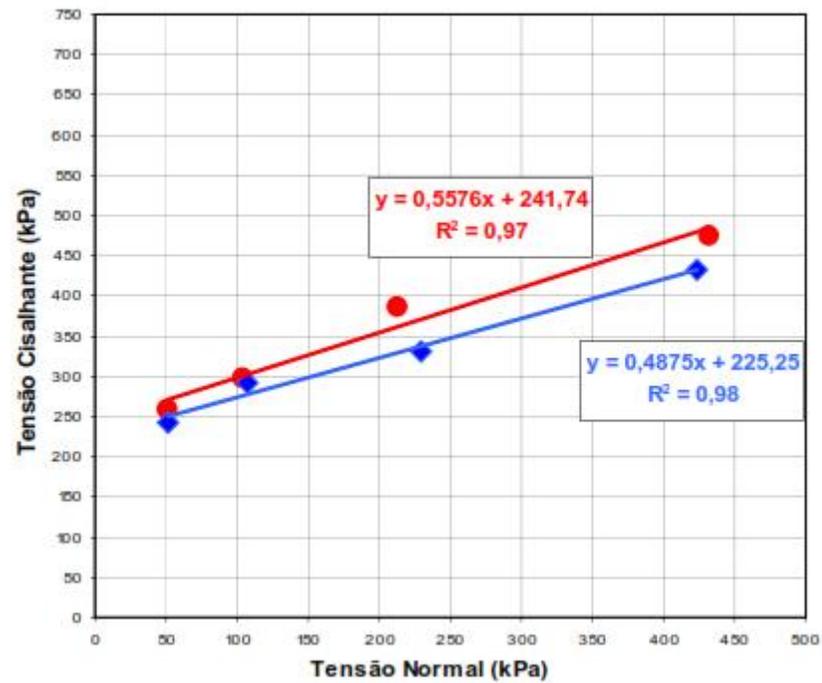
valor médio de 690 kPa. Os autores relacionam o valor do RCS com o grau de cimentação proposto por Collins e Sitar (2009). Os materiais que apresentam valores de RCS inferiores a 100 kPa, são considerados fracamente cimentados, os materiais que apresentam valores de RCS entre 100 e 400 kPa, são considerados moderadamente cimentados e os materiais com RCS superior a 400 kPa, são considerados como fortemente cimentados, concluindo assim que os solos do topo da Falésia de Tibau do Sul encontrassem em um grau de cimentação moderado e os solos da base apresentam uma forte cimentação.

Conforme aos estudos realizados por Santos Jr (2008) apud (Santos Jr; Coutinho; Severo, 2015), os solos da formação Barreiras apresentam coeficientes de permeabilidade entre $6,5 \times 10^{-5}$ m/s e $8,2 \times 10^{-9}$ m/s. Já Severo (2011), afirma que os solos da Formação Barreiras possuem permeabilidade in situ variando de $2,5 \times 10^{-5}$ a $6,6 \times 10^{-8}$ m/s, e em laboratório de $6,5 \times 10^{-5}$ a $1,5 \times 10^{-8}$ m/s. Esta variação é função do teor de argila presente nos solos arenosos próprios da formação Barreiras. Outros estudos realizados sobre a formação Barreiras no local do presente trabalho, por Silva (2016), mostram que as permeabilidades dos solos variam entre $2,54 \times 10^{-3}$ e $9,10 \times 10^{-5}$ m/s.

Enquanto aos parâmetros de resistência Severo (2005) realizou ensaios de cisalhamento direto com a finalidade de obter os parâmetros tanto de atrito quanto de coesão em duas diferentes condições, na umidade natural e na condição inundada. A Figura 3-6 e Figura 3-7, amostram os resultados das envoltórias para as duas condições. O resultado de ângulo de atrito para a condição natural para a série 1 (vermelha) é $29,2^\circ$ e para a série 2 (azul) é $26,0^\circ$, o parâmetro de coesão varia de 225,0 kPa e 233 kPa para cada série, respectivamente.

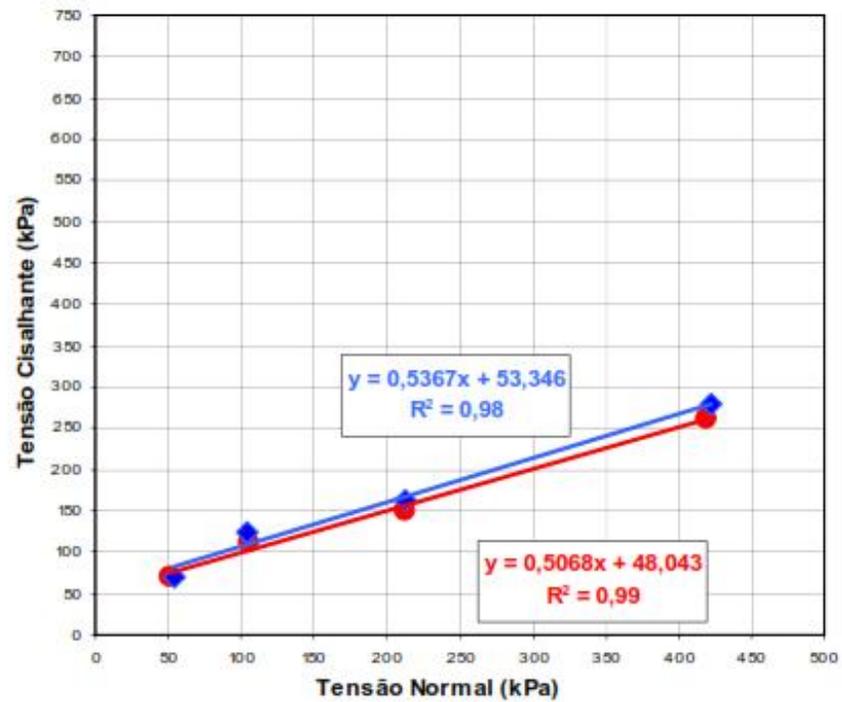
Já os valores para a condição inundada apresentam um ângulo de atrito de $26,9^\circ$ para a série 1 (vermelha), e $28,2^\circ$ para a série 2 (azul), os parâmetros de coesão que apresenta o solo nesta condição são 48,0 kPa e 53,3 kPa, respectivamente. Destes valores Severo (2005), conclui que a coesão apresenta uma redução de 22% para a condição inundada, no entanto, os valores de ângulo de atrito permanecem praticamente iguais para as duas condições.

Figura 3-6. Envoltórias de Resistência na umidade Natural



Fonte: Severo (2005).

Figura 3-7. Envoltórias de Resistência em estado inundado



Fonte: Severo (2005).

Em outros estudos realizados por Santos Jr *et al.* (2008), e Souza Jr. (2013), os resultados de parâmetros de ângulo de atrito e coesão, foram determinados a partir de ensaios de cisalhamento direto nas duas condições, inundados, e na umidade natural, na Tabela 3.2 são apresentados os resultados destes estudos.

Tabela 3.2. Parâmetros de Resistencia dos sedimentos da Formação Barreiras.

Solo	Parâmetros	Umidade Natural	Inundado	Fonte
Topo – Falésia Tibau do Sul	ϕ ($^{\circ}$) c (kPa)	28 233,0	28 50,6	Santos Jr <i>et al.</i> (2008)
Base – Falésia Tibau do Sul	ϕ ($^{\circ}$) c (kPa)	28 384,1	27 45,4	Santos Jr <i>et al.</i> (2008)
Piau – RN 003	ϕ ($^{\circ}$) c (kPa)	32 396,6	30 95,5	Santos Jr <i>et al.</i> (2008)
BR 101 – km 131	ϕ ($^{\circ}$) c (kPa)	27 259,3	26 109,7	Santos Jr <i>et al.</i> (2008)
Topo – Falésia Baía Formosa	ϕ ($^{\circ}$) c (kPa)		29,5 16,9	Souza Jr. (2013)
Base – Falésia Baía Formosa	ϕ ($^{\circ}$) c (kPa)		33,6 59,9	Souza Jr. (2013)

Fonte: Santos Jr; Coutinho; Severo, 2015.

De acordo com os resultados apresentados, os solos da formação apresentam três tipos de ruptura típicos, o tipo A, “é semelhante a condição de um solo sobre adensado, com um pico de resistência bem definido, que ocorre a pequenas deformações seguido de amolecimento até a resistência residual”, o denominado tipo B, mostra um comportamento de crescimento progressivo da tensão cisalhante e a deformação até o valor de ruptura, após este ponto a deformação apresenta uma estabilização, o tipo C, é uma situação intermediária entre as duas anteriores. (SANTOS JR; COUTINHO; SEVERO, 2015)

De acordo com os ensaios Santos Jr; Coutinho; Severo (2015), as amostras ensaiadas na condição inundada apresentam um comportamento tipo A para baixos níveis de tensões (50 e 100 kPa), e tipo C para tensões entre 200 kPa e 400 kPa, já para tensões superiores a 400 kPa o comportamento do solo é Tipo B, como não existem registros de pré-adensamento, os autores atribuem este comportamento à cimentação entre as partículas do solo.

CAPÍTULO 4

4. MATERIAIS E METODOS

4.1. Avaliação e Mapeamento do Risco Geotécnico

Esta etapa da pesquisa tem como objetivo o tratamento de dados de análise de risco, de zonas e áreas que sejam mais susceptíveis aos movimentos de massa dentro da área de estudo, para posteriormente serem caracterizadas através de ensaios de laboratório, e realizar a análise de estabilidade mediante e métodos numéricos.

A Avaliação e Mapeamento de Risco estão baseados nos métodos de mapeamento propostos pelos diferentes autores brasileiros, expostos nos livros manuais e capacitações do Ministério das Cidades. O método usado nesta pesquisa é a combinação do método semi-quantitativo de Processo de Análise Hierárquica, o mapeamento mediante o uso de ARGIS 10.1 e a ferramenta para a ajuda da decisão multicritério, AHP 2.0, desenvolvida pelo Dr. Oswald Marinoni

4.1.1. Considerações da Área de Estudo

Através de visitas preliminares a campo, e levantamento de bibliografia existente sobre estudos na região, foram determinadas algumas características relevantes para o processo de mapeamento, e é valido mencionar que a presente pesquisa faz uso dos termos da produção bibliográfica do Ministério das Cidades, Mapeamento de Riscos em Encostas e Margens de Rios.

Características da área:

- (i) A área de estudo encontra-se dentro de uma área militar, portanto, mesmo tendo construções como prédios, infraestrutura viária e construções particulares do processo de lançamentos de foguetes, estas estão locadas a uma distância considerável do ponto de estudo, no caso, a falésia. Dentro desta perspectiva, caso acontecesse algum acidente na área, está poderia se encontrar num nível de risco

potencial, pois poderia ter consequências econômicas e sociais, no entanto, o ponto de estudo, a falésia, por se encontrar a uma distância considerável das instalações, por não ter elementos como bens materiais e patrimoniais e por apresentar características de pouca habitabilidade e um baixo fluxo de pessoas, o ponto de estudo encontrasse em um nível susceptibilidade de acontecer um evento, pois indica a potencialidade de ocorrer um processo natural, para o caso, processos de movimentos de massa, pois historicamente tem acontecido por diferentes mecanismos deflagradores.

(ii) Foram verificados que os principais movimentos acontecem em locais onde existe maior presença de fendas de tração, portanto este é um fator importante a levar em consideração dentro da análise de susceptibilidade.

(iii) As características geomorfológicas da área de estudo são particulares por se encontrar dentro de uma área militar, no entanto, nas adjacências da área regiões com alta densidade, o que leva a considerar que essas áreas densamente povoadas, de forma que hipoteticamente os níveis de susceptibilidade podem ser tratados como um nível de risco potencial.

4.1.2. Natureza da Encosta Analisada

Dentro do processo de análise e através das visitas de campo, só foi determinado um tipo de encosta, ao longo dos aproximados 2,5 km, só existe a presença de encosta natural, não existem nem taludes de corte, nem blocos rochosos, nem aterros. A encosta é um afloramento da Formação Barreiras bem definido.

Os processos de movimentos de massa considerados para este estudo são aqueles definidos pelo Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior, nos vários estudos sobre falésias da Formação Barreiras e que estão associados sua geometria e o material constituintes, quais sejam:

- Tombamentos
- Quedas de blocos
- Escorregamentos

4.1.3. Processo de Análise Hierárquica

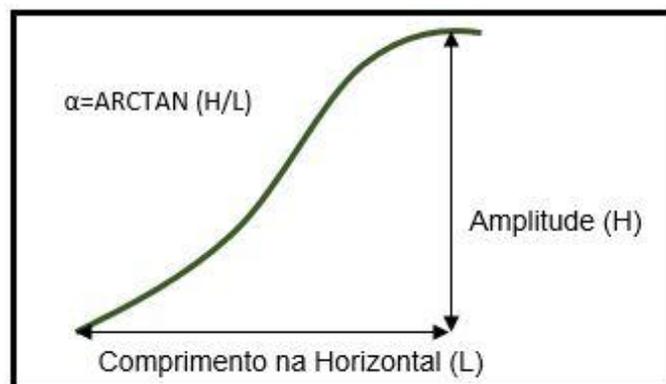
Os indicadores e classes foram definidas por 7 (sete) fatores condicionantes aos movimentos de massa, e 1(um) fator que encontra-se dentro da classificação de desencadeante. Uma vez selecionados todos os indicadores e as classes, foi aplicado o processo de análise hierárquica através das 3 etapas propostas por Saaty (1990).

4.1.3.1. Indicadores de Susceptibilidade

(a) **Amplitude:** para a encosta natural, o presente indicador faz referência à diferença entre as cotas da base e a cota do topo. As classes para a amplitude foram divididas cada 10 m, tendo 3 classes principais de 0 a 10 m, de 10 a 20 m, maior a 20m, seguindo a mesma proposta de Faria e Augusto Filho (2013).

(b) **Inclinação:** a Inclinação representa o ângulo médio da encosta em base ao referencial horizontal, como se mostra na Figura 4-1.

Figura 4-1. Calculo da inclinação de uma encosta.



Fonte: Carvalho, Macedo, Ogura. (2007).

A inclinação está dividida em 4 classes como mostra a Tabela 4.1, que foram selecionadas em base as características da falésia e aos estudos realizados em outras regiões do litoral nordeste.

Tabela 4.1 – Divisão de classes para a inclinação.

Talude	Declividade em Graus (°)
Encosta Natural	$\leq 17^\circ$
Encosta Natural	$17^\circ < D < 30^\circ$
Encosta Natural	$30^\circ < D < 60^\circ$
Encosta Natural	$D > 60^\circ$

(c) **Cobertura Vegetal:** o indicador faz referência à quantidade de vegetação por m², segundo Suárez (1998), este fator deve ser considerado pois é um

parâmetro que ajuda diretamente a estabilidade, por várias causas, apresenta um reforço devido a ação das raízes, o controle na infiltração da água e consequentemente na resistência do maciço do solo. Para este indicador se observaram 4 classes em campo, extensiva quando existe uma vegetação superior a 70% de área coberta

(d) Figura 4-2 - A, parcial quando a vegetação esteja presente entre o 40% e 70%,

(e) Figura 4-2 – B, insuficiente, quando a vegetação presente seja menor a 40% e maior a 5%,

(f) Figura 4-2 – C, e solo exposto quando a vegetação que recobre o solo esteja entre 0-5%, também denominada área desmatada,

(g) Figura 4-2 – D.

(h) **Nível de água:** este indicador se refere às águas subsuperficiais na encosta, relacionado à surgência de água (lençol aflorante), pois este fenômeno diminui de forma direta a resistência do maciço provocando instabilidades da encosta. Foi definido com base na literatura e aos estudos desenvolvidos na área. As classes para este indicador tem comportamento booleano, e estão divididas em Não Observado ou Surgência, dependendo se existe o não afloramento de água.

(i) **Água superficial** este indicador foi considerado a partir dos fatores desencadeantes tipo antrópicos, dentro dele se caracteriza e avalia a presença de vazamentos por tubulações ou imperfeições em sistemas de drenagem e abastecimento. Foram divididas em base a Faria e Augusto Filho (2013), resultando 4 classes:

- Concentração baixa: quando existe a presença de vazamentos primários ou um sistema de drenagem superficial, com baixas infiltrações;

- Concentração média: existência de vazamentos consideráveis em tubulações de abastecimento ou águas servidas;

- Concentração alta: existência de vazamentos consideráveis em vários pontos ao longo da tubulação, disposição direta de águas pluviais o servidas no talude;

- Linha de drenagem: “são feições relacionadas à condição em que o solo tem umidade elevada, podendo atingir a saturação durante os períodos chuvosos.” FARIA (2011).

(j) **Material**: Este indicador avalia três tipos de classes que estão claramente representadas na área de estudo. E dependem do material de formação, a primeira classe está conformada por depósitos eólicos vegetados, a segunda pelos depósitos eólicos não vegetados e finalmente se avalia a Formação Barreiras como um todo, entendendo que a Formação Barreiras está conformada por diferentes fácies de materiais.

Figura 4-2. Ilustração das Classes de Cobertura Vegetal



(A) Vegetação Extensiva



(B) Vegetação Parcial



(C) Vegetação Insuficiente



(D) Solo Exposto

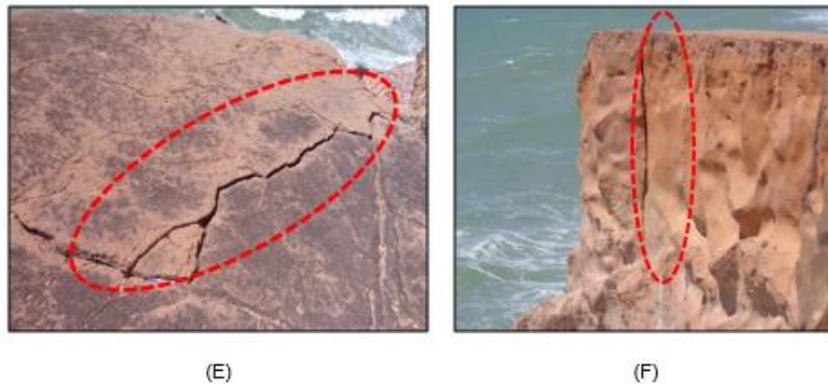
Fonte: o Autor.

(k) **Fatores predisponentes**: este indicador faz referência aos fatores que promovem diretamente os movimentos de massa e foram definidos baseados na observação de campo. Está dividida em quatro classes. A primeira considera a não existência de fatores predisponentes, ou seja que ao longo da falésia não há nenhum

fator possível que promova às instabilidades. A segunda classe está definida como favorável a estabilidade, isto é, quando se apresenta alguma condição que dentro de um fator predisponente ajude a favorecer a estabilidade, como por exemplo, ravinas preenchidas com vegetação (Figura 4-3A), o que possibilita a diminuição do grau de erosão e conseqüentemente a redução das potenciais instabilidades, a terceira classe está definida como desfavorável a estabilidade, dentro desta classe serão avaliadas, e quantificadas as ravinas (Figura 4-3-B) e voçorocas (Figura 4-3-C) ao longo da área de estudo, na quarta classe estão caracterizadas e avaliadas as fendas de tração, que são um fator potencializador de movimentos de queda e tombamentos, além de se considerar como planos preferencias de ruptura, quando preenchidos de água (Figura 4-3 – D;E;F).

Figura 4-3 – Ilustração de classes de Fatores Predisponentes.



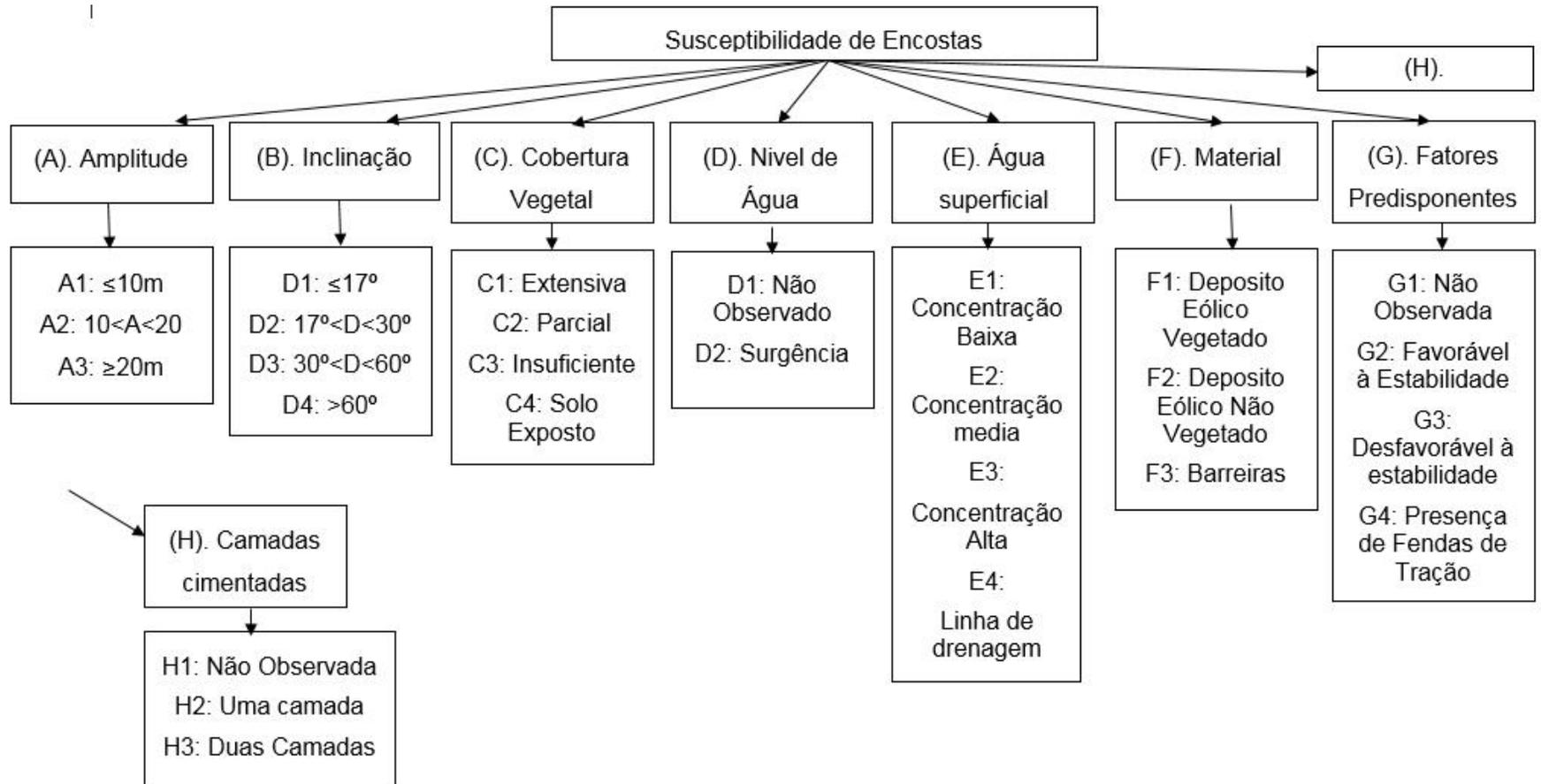


h) **Número de camadas cimentadas:** este indicador avalia o número de camadas de material cimentado que se encontram dentro do maciço de solo. Estas camadas dispostas horizontalmente são típicas da Formação Barreiras e estas camadas de material cimentado, aportam significativamente para a estabilidade das falésias, (SANTOS JR; FREITAS NETO; PRAXEDES L, 2004). As classes avaliadas dentro deste indicador são divididas em três, a saber: a primeira classe não observada refere-se à inexistência da camada dentro do maciço, a segunda e terceira classe, avaliam a existência de uma ou duas camadas cimentadas, respectivamente.

4.1.3.2. Estruturação dos Níveis Hierárquicos

A matriz de hierarquização está compreendida por três níveis, o nível zero encontra-se o objetivo do problema para a presente pesquisa será avaliação da susceptibilidade dos movimentos de massa, o segundo nível tem os indicadores definidos no item 4.1.3.1, e por último no nível dois encontra-se as classes definidas para cada indicador, para realizar o processo de hierarquização foi necessária as opiniões de 4 profissionais dos quais dois tem experiência em Geotecnia, um em geologia e outro em geoprocessamento, pois uns dos passos iniciais para a análise é contar com a informação previa necessária. Para alguns indicadores os quais foram avaliados em campo foram utilizados GPS, e Fotografias, como foi o caso da caracterização das fendas de tração, voçorocas e ravinas, e a água superficial. A estrutura hierárquica se mostra na Figura 4-4.

Figura 4-4. Estruturação da Matriz Hierárquica para Mapear a Susceptibilidade aos movimentos de massa.



Atribuição de Pesos para o nível 1: Indicadores

A atribuição dos pesos tanto para os indicadores, quanto para classes, foram realizados pelo autor em colaboração com alguns especialistas do tema de risco, e foram baseados nas experiências de outros estudos realizados nas falésias do Rio Grande do Norte.

Os pesos dos indicadores e os atributos são o resultado dos julgamentos paritários, este processo se fez com base na proposta de Saaty (1990), e exemplificada em Teknomo (2006).

Os cálculos de todas as classes e os indicadores são apresentados no apêndice A, uma vez conhecidos os indicadores que em total somam 8, se começa a determinar as 28 comparações par a par na escala de SAATY. A matriz recíproca conformada tem um tamanho de 8 por 8. Como mostra a Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Matriz Reciproca

Matriz Reciproca Nivel Hierárquico 1								
Indicadores	Amplitude	Inclinação	Cobertura Vegetal	Nível de água	Agua Superficial	Material	Fator predisponente	Número de camadas cimentadas
Amplitude	1	1	1/3	1	2	3	1/3	1/3
Inclinação	1	1	3	3	2	5	1/3	1/3
Cobertura Vegetal	3	1/3	1	2	2	1/2	1/4	1/3
Nível de Água	1	1/3	1/2	1	1	1/2	1/5	1/3
Agua Superficial	1/2	1/2	1/2	1	1	1/2	1/5	1/3
Material	1/3	1/5	2	2	2	1	1/2	1/2
Fator predisponente	3	3	4	5	5	2	1	1
Número de camadas cimentadas	3	3	3	3	2	2	1	1

Fonte: O autor.

4.1.3.3. Calculo da Matriz Reciproca para o Nivel 1: Indicadores

O resultado desta etapa são os valores do autovetor, que são os valores em termos percentuais da importância que cada indicador tem na influência da susceptibilidade aos movimentos de massa da encosta, os cálculos tanto da matriz recíproca dos indicadores como para as classes, também podem ser revisados no apêndice A. Os resultados do cálculo para o nível 1, são mostrados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Matriz de decisão AHP normalizada, e autovetor dos indicadores de Susceptibilidade aos movimentos de massa.

Matriz Normalizada Nivel Hierárquico 1									
Indicadores	A	B	C	D	E	F	G	H	I
A	0,08	0,11	0,02	0,06	0,12	0,21	0,09	0,08	9,44%
B	0,08	0,11	0,21	0,17	0,12	0,34	0,09	0,08	14,88%
C	0,23	0,04	0,07	0,11	0,12	0,03	0,07	0,08	9,35%
D	0,08	0,04	0,03	0,06	0,06	0,03	0,05	0,08	5,37%
E	0,04	0,05	0,03	0,06	0,06	0,03	0,05	0,08	5,11%
F	0,03	0,02	0,14	0,11	0,12	0,07	0,13	0,12	9,19%
G	0,23	0,32	0,28	0,28	0,29	0,14	0,26	0,24	25,56%
H	0,23	0,32	0,21	0,17	0,12	0,14	0,26	0,24	21,10%
Soma	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	100%

A: Amplitude; B: Inclinação; C: Cobertura Vegetal; D: Água Superficial; E: Material; F: Fator Predisponente; G: Número de Camadas Cimentadas; H: Autovetor.

Fonte: O autor.

Conforme apresentado na Tabela 4.3 a ordem de importância que será usada dentro da análise de susceptibilidade aos movimentos de massa é primeiro lugar os fatores predisponentes com 25,56%, em segundo lugar o número de camadas cimentadas com um 21,10 %, em terceiro lugar a declividade da encosta com 14,88%, como pode ser observado tanto a amplitude, quanto a cobertura vegetal, e o material tem um aproximado de 9%. Quer dizer que para estas encostas estes indicadores têm uma similar influência na susceptibilidade aos movimentos de massa, já os fatores relacionados ao nível de água e água superficial tem um valor de aproximadamente 5%, pois em visitas ao campo não foram evidenciadas importantes afloramentos do lençol que chegassem perto da borda da falésia, conseqüentemente o fator de impacto destes dois indicadores é menor.

Na Tabela 4.4, são apresentados os cálculos da análise de sensibilidade, para uma matriz de ordem 8, pode se constatar que a razão de consistência é de 9.81%, mesmo que seja menor que 10% que é o valor máximo para ter julgamentos aceitáveis. O valor se encontra no limite muito perto de 10%, mas dentro do trecho aceitável.

Tabela 4.4 – Análise de sensibilidade da matriz recíproca dos indicadores

Análise de sensibilidade	
Ordem da matriz	8,00
Random consistence index -CA	1,41
Autovalor	8,97
Índice de Consistência - IC	0,14
Razão de consistência - RC	9,81%

Fonte: O Autor.

4.1.3.4. Atribuição de Pesos o Cálculo para as Matrizes Recíprocas do nível 2: Classes

A avaliação das classes devem seguir os mesmos cálculos anteriormente descritos, considerando as modificações dos tamanhos em função do número de alternativas para cada indicador, para indicadores que tem classes com comportamento booleano a análise de sensibilidade não pode ser realizada.

Entre as Tabela 4.5 e Tabela 4.12, mostram o cálculo das classes de cada indicador mediante o processo de análise hierárquico.

Tabela 4.5. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Amplitude.

Matriz Recíproca Nível Hierárquico 2 - Amplitude			
Clases	10 m	10 <A<20	20 m
10 m	1	1/5	1/9
10 <A<20	5	1	1/3
20 m	9	3	1
Soma	15.00	4.20	1.44

Matriz Recíproca Nível Hierárquico 2 - Amplitude				
Clases	10 m	10 <A<20	20 m	Autovetor
10 m	0.0667	0.0476	0.0769	6.37%
10 <A<20	0.3333	0.2381	0.2308	26.74%
20 m	0.6000	0.7143	0.6923	66.89%
Soma	1.00	1.00	1.00	100%

Análise de sensibilidade	
Ordem da matriz	3.00
Random consistence index -CA	0.58
Autovalor	3.04
Índice de Consistência - IC	0.02
Razão de Consistência - RC	3.90%

Tabela 4.6. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Inclinação.

Matriz Reciproca Nivel Hierárquico 2 - Inclinação				
Indicadores	17°	17° <D<30°	30° <D<60°	D>60°
17°	1	1/4	1/7	1/9
17° <D<30°	4	1	1/3	1/5
30° <D<60°	7	3	1	1/3
D>60°	9	5	3	1
Soma	21.00	9.25	4.48	1.64

Matriz Normalizada Nivel Hierárquico 2 - inclinação					
Indicadores	17°	17° <D<30°	30° <D<60°	D>60°	Autovetor
17°	0.0476	0.0270	0.0319	0.0676	4.35%
17° <D<30°	0.1905	0.1081	0.0745	0.1216	12.37%
30° <D<60°	0.3333	0.3243	0.2234	0.2027	27.09%
D>60°	0.4286	0.5405	0.6702	0.6081	56.19%
Soma	1.00	1.00	1.00	1.00	100%

Análise de sensibilidade

Ordem da matriz	4.00
Random consistence index -CA	0.9
Autovalor	4.19
Índice de Consistência - IC	0.06
Razão de Consistência - RC	7.22%

Tabela 4.7. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Cobertura Vegetal.

Matriz Reciproca Nivel Hierárquico 2 - Cobertura Vegetal				
Indicadores	Extensiva	Parcial	Insuficiente	Solo Exposto
Extensiva	1	1/3	1/6	1/9
Parcial	3	1	1/3	1/5
Insuficiente	6	3	1	1/3
Solo Exposto	9	5	3	1
Soma	19.00	9.33	4.50	1.64

Matriz Reciproca Nivel Hierárquico 2 - Cobertura Vegetal					
Indicadores	Extensiva	Parcial	Insuficiente	Solo Exposto	Autovetor
Extensiva	0.0526	0.0357	0.0370	0.0676	4.82%
Parcial	0.1579	0.1071	0.0741	0.1216	11.52%
Insuficiente	0.3158	0.3214	0.2222	0.2027	26.55%
Solo Exposto	0.4737	0.5357	0.6667	0.6081	57.10%
Soma	1.00	1.00	1.00	1.00	100%

Análise de sensibilidade	
Ordem da matriz	4.00
Random consistence index -CA	0.9
Autovalor	4.12
Índice de Consistência - IC	0.04
Razão de Consistência - RC	4.65%

Tabela 4.8. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Nível de Água.

Matriz Reciproca Nível Hierárquico 2 - Nível d'Água			
Indicadores	Não Observado	Surgência	
Não Observado	1	1/7	
Surgência	7	1	
Soma	8.00	1.14	

Matriz Normalizada Nível Hierárquico 2 - Nível d'Água			
Indicadores	Não Observado	Surgência	Autovetor
Não Observado	0.1250	0.1250	12.50%
Surgência	0.8750	0.8750	87.50%
Soma	1.00	1.00	100%

Tabela 4.9. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Água superficial.

Matriz Reciproca Nível Hierárquico 2 - Água superficial				
Indicadores	Concentração baixa	Concentração media	Concentração Alta	Linha de Drenagem
Concentração baixa	1	1/3	1/7	1/9
Concentração media	3	1	1/3	1/7
Concentração Alta	7	3	1	1/4
Linha de Drenagem	9	7	4	1
Soma	20.00	11.33	5.48	1.50

Matriz Normalizada Nível Hierárquico 2 - Água Superficial					
Indicadores	Concentração baixa	Concentração media	Concentração Alta	Linha de Drenagem	Autovetor
Concentração baixa	0.05	0.03	0.03	0.07	4.48%
Concentração media	0.15	0.09	0.06	0.09	9.85%
Concentração Alta	0.35	0.26	0.18	0.17	24.09%
Linha de Drenagem	0.45	0.62	0.73	0.66	61.57%
Soma	1.00	1.00	1.00	1.00	100%

Análise de sensibilidade	
Ordem da matriz	4.00
Random consistence index -CA	0.90
Autovalor	4.26
Índice de Consistência - IC	0.09
Razão de Consistência - RC	9.58%

Tabela 4.10. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Material.

Matriz Reciproca Nivel Hierárquico 2 - Material				
Indicadores	Barreiras	Deposito Eólico Não Vegetado	Deposito Eólico Vegetado	
Barreiras	1	3	4	
Deposito Eólico Não Vegetado	1/3	1	3	
Deposito Eólico Vegetado	1/4	1/3	1	
Soma	1.58	4.33	8.00	

Matriz Reciproca Nivel Hierárquico 2 - Material				
Indicadores	Barreiras	Deposito Eólico não Vegetado	Deposito Eólico Vegetado	Autovetor
Barreiras	0.6316	0.6923	0.5000	60.80%
Deposito Eólico não Vegetado	0.2105	0.2308	0.3750	27.21%
Deposito Eólico Vegetado	0.1579	0.0769	0.1250	11.99%
Soma	1.00	1.00	1.00	100%

Análise de sensibilidade	
Ordem da matriz	3.00
Random consistence index -CA	0.58
Autovalor	3.10
Índice de Consistência - IC	0.05
Razão de Consistência - RC	8.73%

Tabela 4.11. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Fatores Predisponentes.

Matriz Reciproca Nivel Hierárquico 2 - Fatores Predisponentes				
Indicadores	Não observada	Favorável à estabilidade	Desfavorável à estabilidade	Presença de Fendas
Não observada	1	1/3	1/6	1/8
Favorável à estabilidade	3	1	1/3	1/6
Desfavorável à estabilidade	6	3	1	1/4
Presença de Fendas	8	6	4	1
Soma	18.00	10.33	5.50	1.54

Matriz Normalizada Nivel Hierárquico 2 - Fatores Predisponentes					
Indicadores	Não observada	Favorável à estabilidade	Desfavorável à estabilidade	Presença de Fendas	Autovetor
Não observada	0.06	0.03	0.03	0.08	4.98%
Favorável à estabilidade	0.17	0.10	0.06	0.11	10.80%
Desfavorável à estabilidade	0.33	0.29	0.18	0.16	24.19%
Presença de Fendas	0.44	0.58	0.73	0.65	60.03%
Soma	1.00	1.00	1.00	1.00	100%

Análise de sensibilidade	
Ordem da matriz	4.00
Random consistence index -CA	0.90
Autovalor	4.27
Índice de Consistência - IC	0.09
Razão de Consistência - RC	9.95%

Tabela 4.12. Matriz de decisão AHP normalizada, autovetor e análise da sensibilidade da classe: Número de Camadas Cimentadas.

Matriz Reciproca Nivel Hierárquico 2 - Camadas Cimentadas			
Indicadores	Não observada	Uma camada	Duas camadas
Não observada	1	3	6
Uma camada	1/3	1	4
Duas camadas	1/6	1/4	1
Soma	1.50	4.25	11.00

Matriz Reciproca Nivel Hierárquico 2 - Camada Cimentadas				
Indicadores	Não observada	Uma camada	Não observada	Autovetor
Não observada	0.6667	0.7059	0.5455	63.93%
Uma camada	0.2222	0.2353	0.3636	27.37%
Duas camadas	0.1111	0.0588	0.0909	8.69%
Soma	1.00	1.00	1.00	100%

Análise de sensibilidade	
Ordem da matriz	3.00
Random consistence index -CA	0.58
Autovalor	3.08
Índice de Consistência - IC	0.04
Razão de Consistência - RC	6.79%

4.1.3.5. Processo de combinação AHP – SIG

Dentro do processo de combinação do AHP-SIG, foram usados 8 mapas iniciais para cada indicador os quais continham as classes que são avaliadas em cada um deles. Estes mapas podem ser de qualquer tipo, mas, necessariamente para usar a ferramenta extAHP 2.0 devem ser convertidos ao tipo Raster.

Amplitude: o mapa de amplitude foi obtido a partir de um levantamento topográfico o qual contém as curvas de nível, que permitem a consecução de uma

superfície tipo TIN dentro do software ARCGIS, e posteriormente se classifico o mapa resultante, nas três classes do indicador.

Inclinação: para realizar este mapa, deve ter feito o mapa de sombras a partir do modelo TIN. O segundo passo é usar a ferramenta Slope, contida no Arctoolbox na opção *Raster Surface*, depois deste processo o mapa terá os valores de inclinação em graus, posteriormente se realiza uma divisão por reclassificação para dividir os 4 trechos que serão avaliados.

Cobertura Vegetal: Para a obtenção deste mapa tipo Raster usa-se uma classificação supervisionada sobre uma ortofoto da área, para poder determinar as 4 classes deste indicador.

Nível de Água e Água superficial: Estes mapas resultam da digitalização da área, pois, não existia informação existente para este indicador. Uma vez digitalizadas as zonas de surgência e não surgência e as concentrações, mediante uso de *shapes*, estas são transformadas em um modelo tipo Raster, e posteriormente classificadas.

Material: Para este indicador foi usado o mapa de geologia local do IBGE, não foi necessário realizar classificação, pois as classes foram baseadas neste mapa, e as áreas deste mapa coincidem com as características da ortofoto usada.

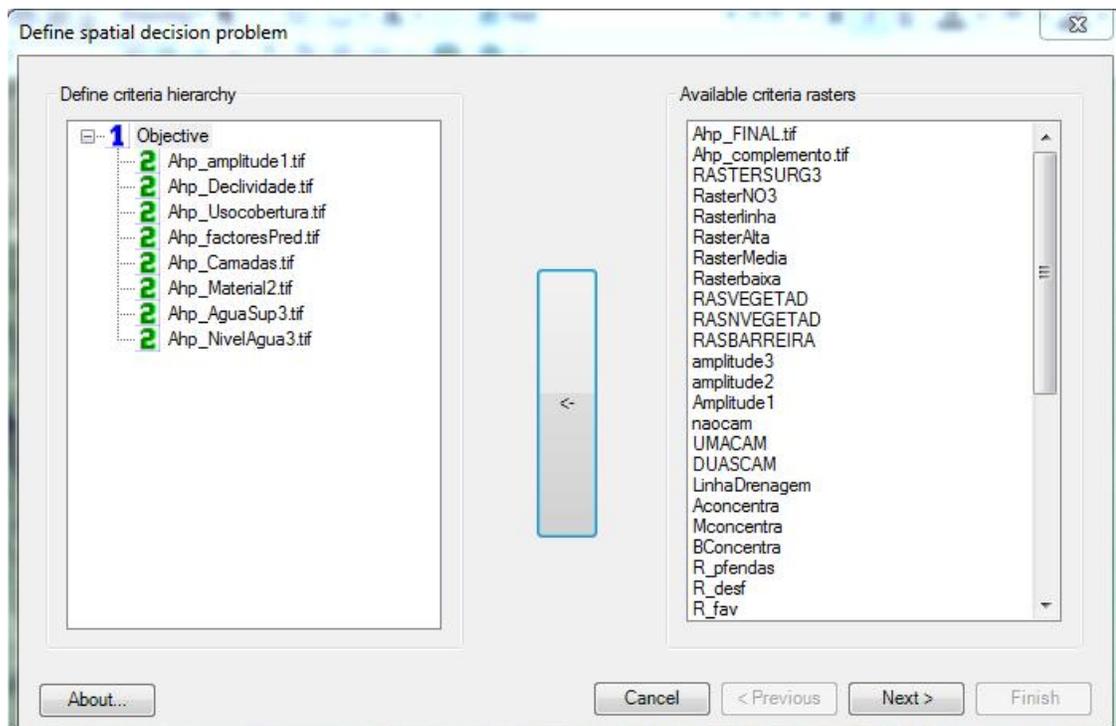
Fator predisponentes: a elaboração deste mapa começa com a coleta de dados em campo mediante dados de GPS, de cada uma das classes. Uma vez obtidos estes dados de coordenadas, foram plotadas dentro da ortofoto e os mapas dentro do programa ARCGIS 10.1, e, posteriormente se realizou o processo de digitalização e classificação.

Número de Camadas Cimentadas: Este mapa é resultado de uma digitalização por aproximação em planta, pois não se tiveram informações precisas nem suficientes fontes como uma fotografia aérea frontal da falésia. Para homogeneizar o processo de mapeamento a digitalização foi feita por aproximação, mediante *shapes* e posteriormente o mapa foi classificado transformado a *Raster*.

Todos os mapas anteriormente mencionados passaram por dois processos principais, o processo de reclassificação, importante para obter as classes de todos os indicadores, e o processo de conversão a mapas *raster* a partir da ferramenta *To*

Raster, do conversion tools localizada no Arctoolbox, para poder usar o aplicativo extAHP 2.0. Este aplicativo tem por objetivo realizar uma soma de pesos resultantes dos indicadores de acordo ao processo de análise hierárquica. Na Figura 4-5, mostra-se a tela inicial do aplicativo extAHP 2.0, onde deve ser definido o problema de decisão espacial através dos mapas *raster*. Para exemplificar será usado o indicador número de camadas.

Figura 4-5. Uso da extensão do aplicativo extAHP 2.0.

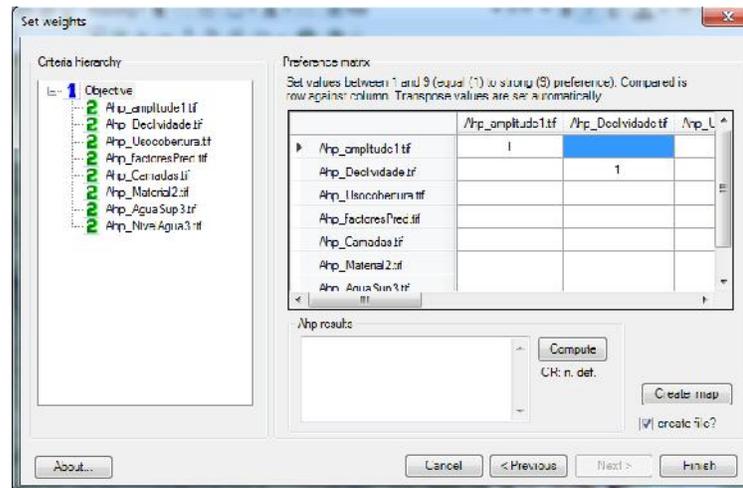


Fonte: O autor.

Na Figura 4-6, mostra-se o processo de definição de pesos na matriz recíproca, o aplicativo usa da mesma forma a escala fundamental de Saaty, e o usuário deve atribuir as preferências produto dos julgamentos pareados.

Finalmente este processo deve ser realizado com todas as classes e todos os indicadores para poder obter o mapa de susceptibilidade final, que é o resultado final desta etapa, a fim de determinar as seções de análises para a modelagem numérica.

Figura 4-6. Definição de pesos na Matriz Reciproca.



Fonte: O autor.

4.2. Parâmetros de Solos Não Saturados

Nesta parte serão descritos os métodos de preparação das amostras e de execução dos ensaios de laboratório, levados para o desenvolvimento desta pesquisa. É importante mencionar que mesmo o foco desta pesquisa sendo o solo sob condição não saturada, o programa experimental também incluiu ensaios em condição saturada, fundamentais para conhecer o comportamento dos solos.

4.2.1. Solo Investigado

Os solos investigados pertencem a uma unidade geomorfológica denominada falésia, pertencente a formações tabulares, da Formação Barreiras. No local de amostragem as fácies são claramente divididas, encontrando-se conglomerados de arenitos com grãos de quartzo angulosos, fortemente cimentados, material arenoso levemente cimentado e material arenoso com uma quantidade considerável de quartzo arredondado, típicas da Formação Barreiras.

4.2.2. Coleta e Extração de Amostras

Foram coletadas amostras tanto indeformadas quanto deformadas para as análises em laboratório. Os locais de coleta foram selecionados de maneira que os solos fossem representativos de cada solo que conforma a falésia, de modo que o solo 1 foi coletado na base da falésia, o solo 2 na seção intermediária e o solo 3 no topo da falésia.

Para as amostras indeformadas foram coletados 5 blocos de solo com aresta de 30 cm x 30 cm e outros, 6 blocos de aresta 20x20 cm, seguindo o que preconiza a norma NBR 9604 (1986). As amostras foram utilizadas para moldar corpos de prova indeformados para os ensaios triaxiais, saturados e não saturados e para determinar a curva de retenção do solo a partir do ensaio de papel filtro.

As amostras indeformadas foram coletadas em sacos de aproximadamente 10 kg, para cada local de amostragem foram coletados aproximadamente 5 sacos. O destino destas amostras foi a caracterização do solo a partir dos ensaios de granulometria, limites de liquidez e plasticidade, massa específica dos sólidos. As coordenadas dos locais de coleta estão apresentados na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Coordenadas dos pontos de Coleta

Amostra	Leste (m)	Norte (m)	Altitude (m)
Solo 1	261116	9344940	6
Solo 2	261070	9344925	18
Solo 3	261389	9344348	43

Figura 4-7. Posição dos Pontos de Coleta



Fonte: FAB, 2015.

As figuras Figura 4-7 e Figura 4-8 (a), (b), (c), (d), mostram o processo de coleta e a localização dos pontos de extração das amostras.

As amostras coletadas tanto da base quanto da seção intermediária, não foram extraídas diretamente do pé da falésia, nem da parte média da unidade, pois em visitas a campo, a equipe de geólogos relatou que por serem solos de depósitos sedimentares, o mesmo solo presente na base da falésia, aflorava uns metros depois num local de mais fácil acesso, optando-se portanto tirar partido dessa situação.

Figura 4-8. Coleta de Amostras Indeformadas



(a) Disposição das camadas no maciço da falésia



(b) Amostra solo 1.



(c) Amostra solo 2



(d) Amostra solo 3.

Fonte: O Autor.

4.2.3. Caracterização Física dos solos

Na pesquisa foram realizados os ensaios de campo de caracterização: Análise granulométrica (NBR – 7181), Limite de Liquidez (NBR – 6459), Limite de plasticidade (NBR – 7180), Massa Específica dos sólidos (NBR – 6508) e (DNER-ME 041/94; DNER-ME 093/94).

4.2.4. Preparação de Corpos de Prova

Os corpos de prova utilizados para a presente pesquisa tanto para os ensaios triaxiais quanto para o ensaio de papel filtro, foram moldados a partir dos blocos indeformados coletados em campo. O processo de moldagem realizou-se com um manuseio criterioso, pois dentro do estudo queria se preservar as características da matriz do solo de cada material, com a finalidade de obter o comportamento similar ao comportamento de campo.

Para os ensaios triaxiais tanto saturados como não saturados, as dimensões dos corpos de prova estão baseados aos requerimentos da norma ASTM D 4767/11, onde a altura do corpo de prova deve ser de 2,0 a 2,5 vezes o seu diâmetro.

Para os ensaios de papel filtro foram talhados corpos de 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura.

4.2.5. Determinação da Curva Característica

A curva característica de um solo permite relacionar os diferentes níveis de sucção em função dos diferentes teores de umidade, sejam gravimétricos ou volumétricos. Para o presente trabalho foi usada a técnica do papel filtro, pois é uma técnica de baixo custo e conta com uma ampla faixa de medição de sucção, importante para os solos estudados.

O método é normatizado pela ASTM D 5298-03, no entanto, foram usadas as recomendações da bibliografia usada em trabalhos com resultados sucedidos no âmbito acadêmico Brasileiro.

Para o trabalho foram moldados 18 corpos de prova para cada tipo de solo, com a finalidade de fazer variar a saturação dos corpos desde a umidade natural até a máxima possível para cada solo, em intervalos de 5% e 10%.

Para evitar o efeito histerese decidiu-se por usar a curva de umedecimento, por duas razões principais, a primeira, experimentalmente foi comprovado que os três tipos de solo em condições de elevada saturação começavam a desagregar, a segunda, porque as umidades naturais do solo estavam próximas à umidade residual, aproximadamente 3%. Dessa maneira foi mais conveniente levar os corpos de prova a saturação inicial próxima de 0%, para o qual todos os corpos de prova foram secos ao ar até a estabilização da massa do corpo. Após a estabilização da massa os corpos de prova foram umedecidos, com controle de umidades gravimétricas para cada ponto de saturação, em outras palavras, foi calculado umidade gravimétrica ideal para atingir um determinado grau de saturação.

As amostras foram configuradas de tal forma que foi possível a determinação tanto da sucção matricial, quanto da sucção total. O procedimento consiste em colocar o papel filtro em contato com o solo para a medida da sucção total e outro separado por um anel perfurado de um material inerte, com a finalidade de deixar um espaço entre o solo e o papel filtro para medir a sucção matricial.

O tempo adotado para o equilíbrio de umidade entre o solo e o papel filtro foi 30 dias, contados a partir da montagem até a medição, o tempo foi selecionado com base as recomendações de Marinho e Oliveira (2006), pois, no estudo se pretende medir sucções superiores aos 100 kPa, que são o começo da faixa em que as falésias se encontram na área de estudo, isto é umidades muito baixas.

O papel filtro usado para o presente trabalho foi o Whatman N°42, e as curvas de calibração usadas foram as propostas por Chandler *et al.* (1992).

4.2.5.1. Materiais

Os materiais utilizados nesta pesquisa para a medição de sucção total e matricial da técnica estão baseados em Marinho (1994) e a Norma ASTM D 5298-03, e são:

- Discos de papel filtro Whatman N° 42.
- Anéis de PVC com 5 cm de Diâmetro e 2 cm de altura.
- Disco perfurado de material (inerte) plástico não absorvente de 5 cm de diâmetro e 3 mm de altura.

- Balança eletrônica com resolução 0,0001 g e capacidade de 250 g, para a pesagem das amostras e dos papeis ensaiados.
- Papel filme de PVC transparente, e papel alumínio para isolar a amostra do ambiente.
- Tampas metálicas para a secagem do papel filtro.
- Estufa à temperatura de 110°C para secagem do papel filtro.
- Pinça metálica para manusear o papel filtro.
- Pipeta plástica graduada de 3 ml (conta-gotas).
- Tesouras para corte.
- Paquímetro Digital para o controle das dimensões do diâmetro e altura das amostras.
- Lixa para aparar os lados inferior e superior do corpo de prova.
- Caixa de isopor para armazenar as amostras e terminar a isolação do ambiente durante o período de equilíbrio.

4.2.5.2. Ensaio

A primeira etapa consiste na moldagem dos corpos de prova na forma cilíndrica cujas dimensões são 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura. Uma vez terminado o processo de moldagem, o corpo de prova é encaixado no anel de PVC, e submetido à secagem ao ar até a sua massa estabilizar. Para o solo 1 foram necessários 7 dias para a estabilização da massa, para o solo 2, 6 dias, e para o solo 3, 5 dias, em ambiente com temperatura e umidade relativa controladas.

A etapa de cálculo está associada ao processo de umedecimento os corpos de prova de tal forma que estes atinjam um determinado grau de saturação. As Tabelas 4.14 e 4.15, exemplificam o processo de atingir o grau saturação, para o caso 10%, do solo 1, correspondente à base da falésia.

A terceira etapa corresponde à montagem do corpo de prova em contato com os papeis filtros. Para determinar a sucção total, foi colocado na parte superior do corpo de prova o disco perfurado e dois papéis filtros possibilitando assim o fluxo de vapor entre o solo e o papel filtro. Já para medir a sucção matricial, foram posicionados dois papéis filtros em contato com o solo na outra face do corpo de prova. Tanto na parte superior quanto na parte inferior foram colocados discos (não perfurados) sobre

os papéis filtro. Uma vez fixados os discos externos ao corpo de prova, o sistema foi envolvido em papel filme PVC e posteriormente em papel alumínio, depois o conjunto foi envolvido em papel filme novamente, para diminuir a perda de umidade para o ambiente, o sistema foi armazenado numa caixa de isopor e guardado numa sala a 24°C, constante ao longo dos 30 dias. As Figuras 4-17, 4-18A e 4-18B mostram um corpo de prova talhado e o sistema armazenado na caixa de isopor.

Tabela 4.14 Dados de Entrada para o Cálculo da quantidade de água

Amostra	Base_A1	Dia	5/08/2016
Peso Total	77,6	S	10%
DADOS DE ENTRADA			
Altura	h	2,4	Cm
Diâmetro	D	4,6	Cm
Umidade Inicial	%	0,4%	%
Densidade Relativa Dos Grãos	Gs	2,68	-
#Anel		1	-
Massa Anel		7,5	g
Massa Anel + Solo		76,4	g

Tabela 4.15 Dados de saída para atingir a saturação

Resultados			
Peso Úmido		68,8	g
Peso Seco		68,5	g
Umidade Objetivo		2,26%	
Peso Objetivo		70,1	g
Saturação		10,0%	%
Quantidade de Agua		1,5	ml

Fonte: O Autor

Figura 4-9. Corpo de Prova Talhado



Fonte: O Autor.

Na quarta etapa, após 30 dias foi procedida a desmontagem do sistema montado na etapa 3. Este procedimento foi realizado em uma sala com temperatura constante a 24°, onde os papéis filtro foram retirados do contato com o solo com o auxílio de pinças para em seguida medir suas respectivas massas em uma balança de resolução 0,0001 g. Após a pesagem cada papel filtro foi levado à estufa por um tem de aproximadamente 6 horas para determinação do teor de umidade do papel filtro.

Figura 4-10. (a) Corpos de prova identificados, (b) Corpos de Prova armazenados.



(a)



(b)

Fonte: O autor.

Com a medida das umidades dos papéis filtro, determinou-se a sucção de cada ponto da curva de retenção através das equações de Chandler *et al.* (1992), eq. 2.7 e eq. 2.8.

4.2.6. Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento dos três solos foi avaliada mediante os ensaios de compressão triaxial. Para os saturados os ensaios foram de tipo CU com medida de poro-pressão, e para os solos não saturados os ensaios foram de tipo CW, e foi usado o modelo hiperbólico de Vilar (2007) (Ver Cap.2, item 2.2.5), para realizar a previsão de resistência a diferentes condições de sucção.

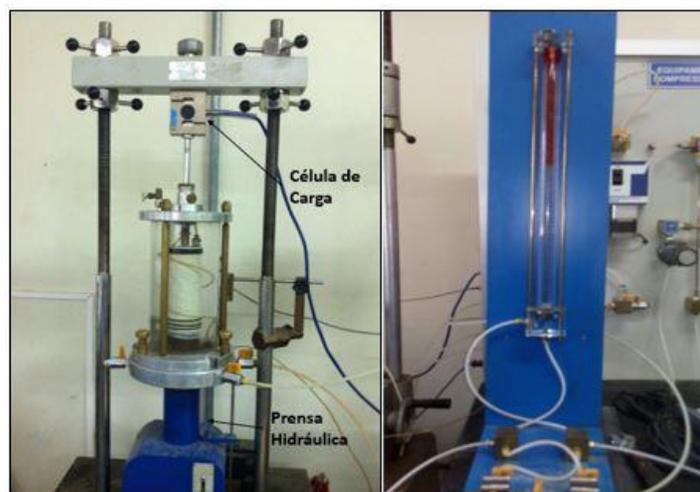
4.2.6.1. Equipamento

O equipamento para os ensaios de compressão triaxial consiste em uma prensa hidráulica (Figura 4-11), um medidor de variação volume (Figura 4-12), um sistema para o controle de pressões hidrostáticas (Figura 4-13) e um computador com o programa que controla tanto a velocidade da prensa, quanto as pressões dentro do sistema.

A força axial é aplicada aos corpos de prova através de um pistão ligado a uma célula de pressão, enquanto a base da câmara sofria deslocamento a uma velocidade constante. A pressão confinante e a contrapressão foram proporcionadas por um sistema de interface ar/água. O software do equipamento permitiu a aquisição digital de dados tanto de força, deslocamento, poro-pressões, e deformações do corpo de prova.

Figura 4-11. Sistema de Prensa hidráulica com elementos de medida.

Figura 4-12. Medidor de Volume.



4-19

4-20

Fonte: O Autor.

Figura 4-13. Sistema de Controle de Pressões.

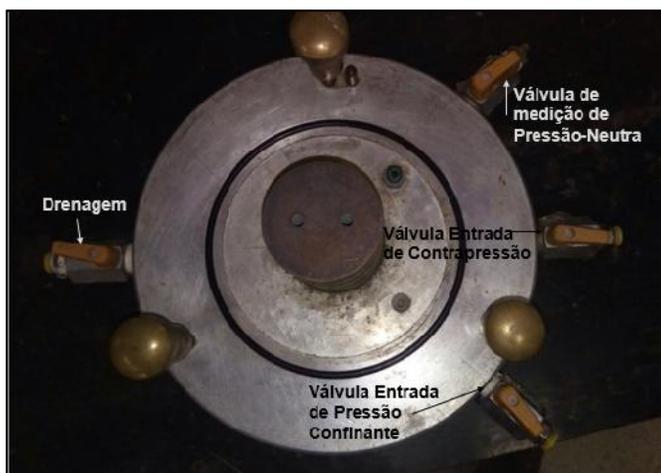


Fonte: O Autor

A câmara para o ensaio triaxial (Figura 4-15) é de material acrílico de alta resistência para suportar as pressões hidrostáticas, a base da câmara (Figura 4-14) é de material de alumínio sem placas porosas incrustadas o que ajuda para o controle da saturação das mesmas, o procedimento de ensaio começa com a saturação tanto da base como das placas porosas que estarão em contato com o solo, para este procedimento foi percolada água por alguns minutos antes de realizar o procedimento de montagem.

Figura 4-14. Base da Câmara Triaxial

Figura 4-15. Câmara Triaxial



(4-22)



(4-23)

Fonte: O Autor.

4.2.6.2. Ensaio com Solo Saturado

Para os ensaios tipo CU foram utilizadas amostras das seguintes dimensões: 10 a 12 cm de comprimento e 5 cm de diâmetro. A etapa de saturação foi realizada por estágios de incrementos de contrapressão. Em cada estágio, tanto a pressão confinante quanto a contrapressão foram incrementadas em 50 kPa, sempre mantendo uma diferença de 10 kPa, com a finalidade de evitar as alterações da estrutura dentro do solo. O parâmetro B de Skempton foi medido entre estágios consecutivos, definindo-se que para estes solos o valor B de saturação deveria ser superior ou igual a 0,95.

A etapa de adensamento, ocorreu sob carregamento isotrópico com tensões confinantes variando entre 100 e 600 kPa, no entanto a diferença de pressões confinante e de contrapressão sempre foi 100,200,400.

As variações de volume dos corpos de prova foram medidas a partir do fluxo de água do corpo de prova, e quantificada no medidor de volume, a etapa de adensamento foi finalizada quando as variações de volume dos corpos de prova estavam estabilizadas, para os solos estudados esta etapa acontecia em horas, no entanto os corpos eram deixados 24 horas adensando.

Com os dados de adensamento e variações de volume na etapa de adensamento foi calculada a velocidade do ensaio considerando a proposta do Head (1998), definida pela equação 4.1:

$$\text{taxa velocidade} = \frac{\varepsilon\% * L}{t_f} \quad \text{Eq. 4-1}$$

Onde, ε , representa a deformação assumida, t_f , representa o tempo de ruptura e L é o comprimento do corpo de prova. Para o material foi assumida uma deformação de ruptura de 20%, e um tempo de ruptura de 120 min, portanto, a velocidade usada para o ensaio foi de 0,166 mm/min.

4.2.6.3. Ensaio com Solo Não Saturado – Determinação da Resistência Última

Para a aplicação do modelo hiperbólico proposto por Vilar (2007), existe a necessidade de realizar ensaios triaxiais a uma umidade constante, a resistência última do solo encontra-se quando este apresenta um teor de umidade próximo de 0%, também denominada umidade residual.

Para este procedimento foram usados corpos de prova secos ao ar, durante aproximadamente 10-15 dias com a finalidade de ser rompidos no procedimento triaxial, avaliando o ganho máximo de resistência que solo pode adquirir em função do aumento da sucção.

A etapa de cisalhamento foi realizada com a mesma velocidade do corpo de prova saturado, não foi permitido o fluxo de água dentro do corpo em nenhuma das etapas típicas do ensaio triaxial, (saturação, adensamento, ruptura), para este fim foi usado um cabeçote fechado que impedia de qualquer jeito o ingresso de água da câmara de pressão ao corpo, os corpos de prova foram ensaiados a pressões de 200, 300, 400 kPa.

4.2.6.4. Curvas Tensão – Deformação

Para os ensaio triaxiais obtiveram-se as curvas tensão-deformação, que foram representadas no gráfico da tensão desviadora (σ_d) [kPa] *versus* deformação axial (ε_a) [%]. Esta curva reflexa comportamentos do solo que são importantes para poder interpretar diferentes fenômenos dentro do solo. Diferentes fatores influenciam na forma, tamanho, e comportamento da curva tensão-deformação entre eles a estrutura do solo, a densidade, o grau de saturação o histórico de carregamento e o estado atual de tensões.

4.2.6.5. Envoltórias de Resistência

Para avaliar a resistência saturada do solo, foi usada como critério de ruptura a tensão ($\sigma_1 - \sigma_3$) máxima atingida e, o máximo valor encontrado na relação (σ'_1/σ'_3). A partir destes máximos, foram calculadas as coordenadas s' e t' para cada ensaio da série de 3 pontos. Usando as equações 4.2 e 4.3, estes pontos representam a tensão cisalhante máxima. A partir destes valores máximos foram definidas as envoltórias lineares e realizou-se um ajuste através dos pontos, cujos parâmetros a' e α' , foram transformados a ângulo de atrito e coesão através das equações 4.4 e 4.5.

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad \text{Eq. 4-2}$$

$$t' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad \text{Eq. 4-3}$$

Como aponta Vilar (2006), o lugar geométrico dos pontos representativos dos diferentes círculos de Mohr constitui uma trajetória de tensões, que é o que acontece

quando um solo passa de um estado de tensões para outro, e para o presente estudo é mais prático representar esta trajetória no diagrama $s; s'$ versus t .

$$c' = \frac{a'}{\cos \varphi'} \quad \text{Eq. 4-4}$$

$$\text{sen } \varphi' = \text{tg } \alpha' \quad \text{Eq. 4-5}$$

As mesmas expressões expostas anteriormente são válidas para tensões totais, usando os parâmetros da envoltória de tensões totais.

4.2.6.6. Modelo Hiperbólico de Vilar (2007)

Com os dados dos ensaios triaxiais em condição saturada, e de umidade residual foi aplicado o modelo hiperbólico de Vilar (2007), este método consiste na aplicação de uma função hiperbólica para obter uma previsão de resistência em solos não saturados a diferentes teores de umidade, conseqüentemente a diferentes níveis de sucção, como foi exposto no capítulo 2, item 2.2.5, este método segue os princípios de que a resistência ao cisalhamento nos solos não saturados, não tem um comportamento linear e sim um comportamento em que as parcelas tanto saturadas quanto não saturadas devem ser analisadas de diferente forma para um mesmo solo, as quais são consideradas neste modelo de previsão.

4.3. Análise de Estabilidade de Taludes e Modelagem Numérica

As seções dos taludes estudados são resultado das análises de susceptibilidade realizados na área de estudo, no total foram identificadas 5 seções suscetíveis a movimentos de massa, representadas na Figura 4-16 e Figura 4-17. Estas seções serão avaliadas em diferentes condições de saturação e com diferentes fatores que influenciam seu comportamento, como são as fendas de tração e as camadas de solo cimentado, que é um fator típico na formação barreiras nesta região. Estas análises serão agrupadas em diferentes cenários com o objetivo de aproximar as modelagens a situações reais que poderiam se apresentar em campo, foi necessário também o uso de uma condição hipotética, a qual assume a saturação total dos solos que compõem a falésia, esta condição nunca vai acontecer na região, por conta das propriedades de permeabilidade do material e pelas condições climáticas da área, no entanto foi considerada para obter um parâmetro comparativo de um extremo com características críticas das falésias estudadas.

Figura 4-16. Localização das seções suscetíveis a movimentos de massa, 3D.

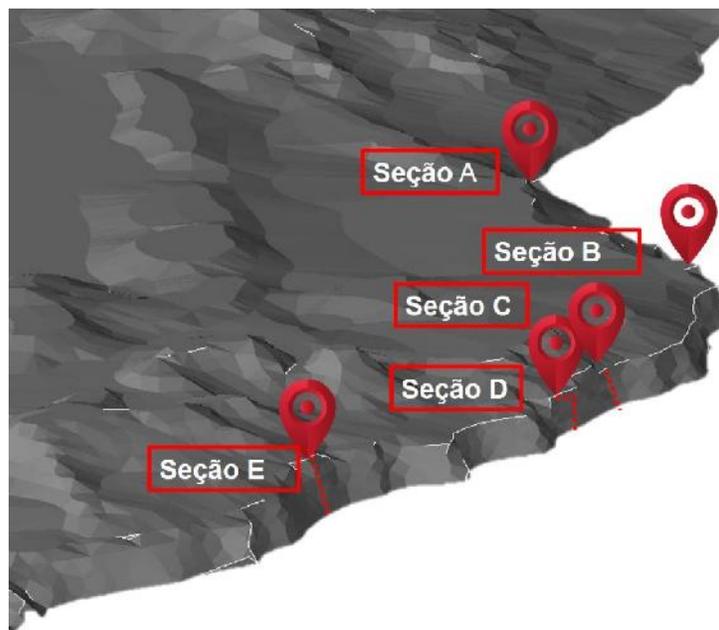
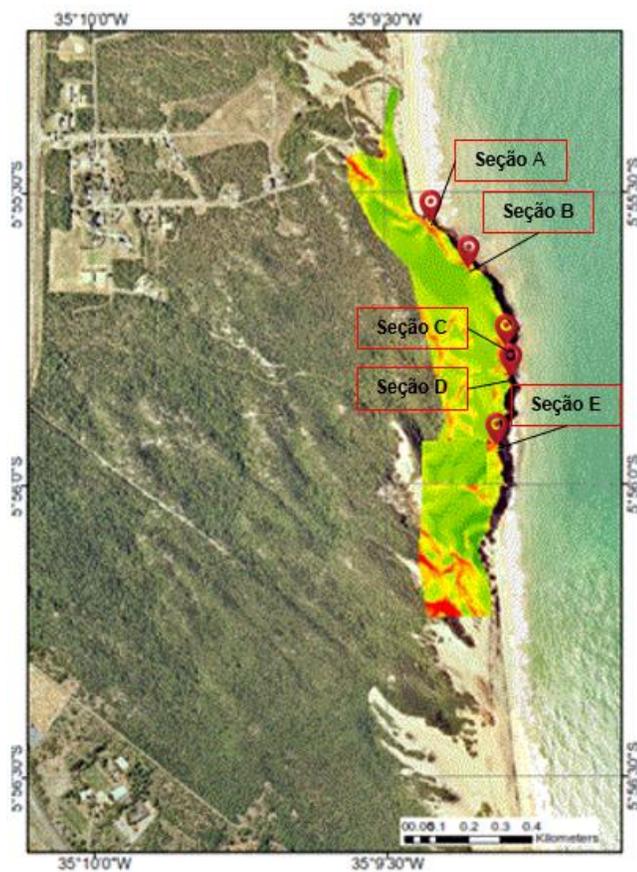


Figura 4-17. Localização das seções suscetíveis a movimentos de massa



Fonte: O Autor.

4.4. Tipos de Movimentos Típicos nas Falésias da Área

Como mencionado por (SANTOS JR; FREITAS NETO; PRAXEDES L, 2004), nas falésias do Litoral do Rio Grande do Norte existem principalmente três tipos de movimentos de massa, as quedas de blocos, os tombamentos e os escorregamentos, estes três tipos de movimentos serão levados em consideração na modelagem numérica. Durante visitas ao campo, foram identificados os três tipos de movimentos, como mostram as figuras 4-26, 4-27, 4-28. Estes movimentos foram em alguns casos foram potencializados pela presença de fendas de tração que é um fator importante a considerar nas análises numéricas, em locais onde existe a presença de camadas cimentadas foi identificado a não presença de escorregamentos e sim a queda de blocos.

Figura 4-18. Vestígios de movimentos tipo Escorregamentos



(A)



(B)

Fonte: O Autor.

A presença de movimentos tipo rolamentos, são evidenciados na área com tamanhos de solos variando entre os 10 cm³ e os 90 cm³ de volume aproximadamente, podem ser vistos movimentos que tem acontecido em um curto tempo, e outros nos quais pode ser inferido que aconteceram faz muito tempo, devido ao estado de intemperismo que apresentam, como é o caso dos blocos que estão na base da falésia (Figura 4-21)

Figura 4-19. Movimentos tipo Rolamentos

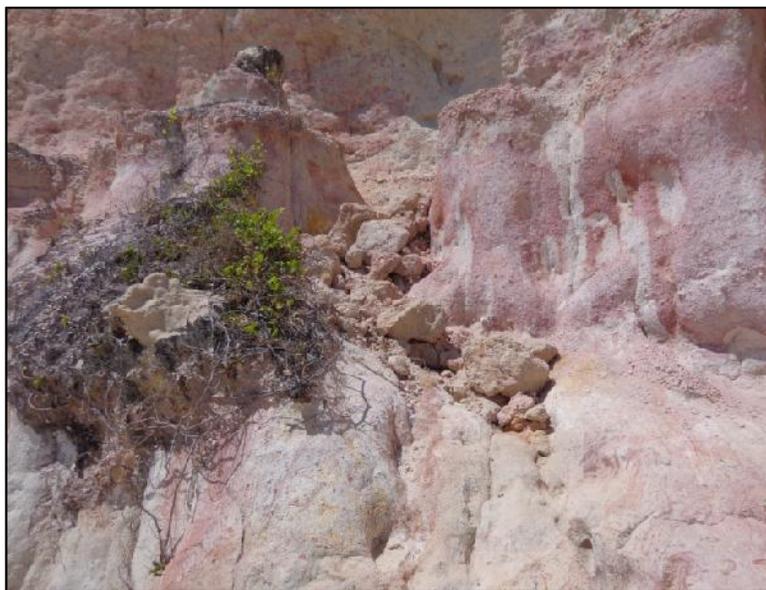
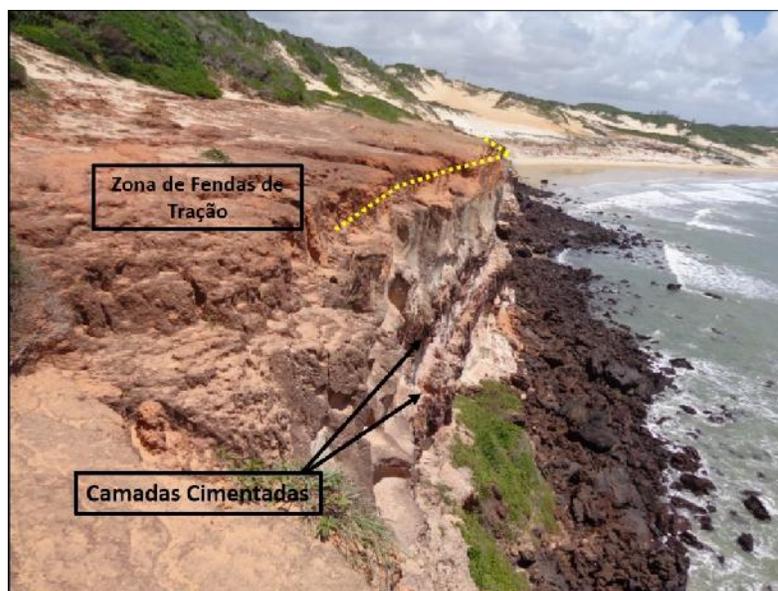


Figura 4-20. Vestígios de movimentos tipo Tombamento de Blocos



Fonte: O autor.

Figura 4-21. Vestígios de movimentos em solo com um grau de intemperismo na base da falésia.



Fonte: O Autor.

4.5. Modelagem Numérica

Para a modelagem numérica da falésia foram considerados os resultados dos ensaios de laboratório, tanto para solos saturados quanto para solos não saturados. Outros parâmetros necessários para a implementação do método SRM, como por exemplo o valor do módulo de Poisson e módulo de elasticidade foram extraídos da literatura de Severo (2011), quem trabalho de forma experimental tanto em campo quanto em laboratório na medição e obtenção destes valores.

O programa utilizado na modelagem foi o OPTUM CE®, por ser este software quem contém o método SRM dentro de seu código fonte, para realizar análises por métodos numéricos. Os resultados obtidos são os fatores de segurança para cada seção analisada, o programa entrega também todas as tensões e deformações em qualquer ponto depois do análise, os critérios selecionados para os análises estão definidos pelo critério de ruptura Mohr-Coulomb com os parâmetros de coesão e ângulo de atrito.

CAPÍTULO 5

5. RESULTADOS E ANÁLISES

5.1. Avaliação e Mapeamento do Risco Geotécnico

Para o mapeamento das áreas suscetíveis aos movimentos de massa, foram utilizados os mapas dos 8 indicadores avaliados, para posteriormente ser combinados e somados avaliando o impacto de seus respectivos pesos, a Tabela 5.1, resume os resultados do processo de análise hierárquico, no qual, são expressados todos os pesos de cada classe e cada indicador que avaliam a susceptibilidade da encosta como um todo.

Tabela 5.1 – Resultados do Processo AHP, para a Falésia Natural

Análise de Susceptibilidade aos movimentos de massa: FALÉSIA NATURAL				
Indicadores de Susceptibilidade	Pesos (%)	Cód.	Classes	Pesos (%)
Amplitude	9.44%	A1	10 m	6.37%
		A2	10 <A<20	26.74%
		A3	20 m	66.89%
Inclinação	14.88%	B1	17°	4.35%
		B2	17° <D<30°	12.37%
		B3	30° <D<60°	27.09%
		B4	D>60°	56.19%
Cobertura Vegetal	9.35%	C1	Extensiva	4.82%
		C2	Parcial	11.52%
		C3	Insuficiente	26.55%
		C4	Solo Exposto	57.10%

Indicadores de Susceptibilidade	Pesos (%)	Cód.	Classes	Pesos (%)
Nível de Água	5.37%	D1	Não Observado	12.50%
		D2	Surgência	87.50%
Água Superficial	5.11%	E1	Concentração baixa	4.48%
		E2	Concentração média	9.85%
		E3	Concentração Alta	24.09%
		E4	Linha de Drenagem	61.57%
Material	9.19%	F1	Deposito eólico Não vegetado	60.80%
		F2	Deposito eólico Vegetado	27.21%
		F3	Formação Barreiras	11.99%
Fatores Predisponente	25.56%	G1	Não observada	4.98%
		G2	Favorável à estabilidade	10.80%
		G3	Desfavorável à estabilidade	24.19%
		G4	Presença de Fendas	60.03%
Número de camadas cimentadas	21.10%	H1	Não observada	63.93%
		H2	Uma camada	27.37%
		H3	Duas camadas	8.69%

Fonte: O Autor.

Com estes pesos, os mapas que contêm diferentes classes são avaliados para gerar um mapa *raster* com a influência da susceptibilidade de cada indicador, a escala de cores vermelhas indicam maior susceptibilidade, as cores amarelas indicam uma susceptibilidade média, e as cores verdes indicam baixa susceptibilidade aos movimentos de massa. Entre as Figuras 5-1 e 5-8 são apresentados os mapas do processo:

Figura 5-1. Mapas De indicador Amplitude (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP)

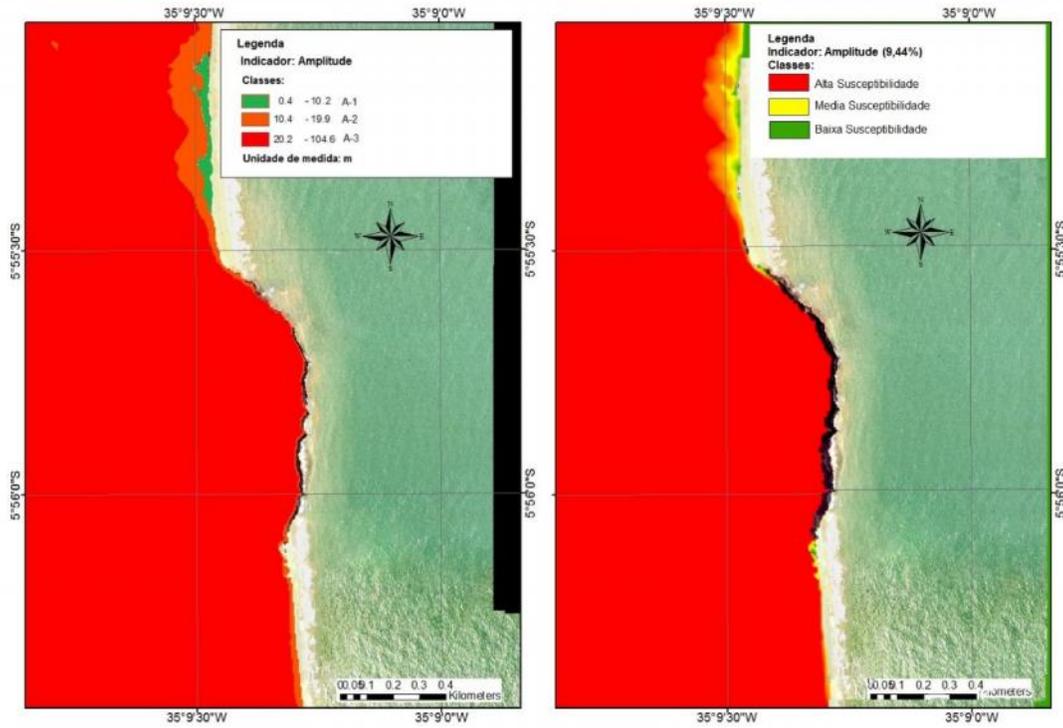


Figura 5-2. Mapas De indicador Inclinação (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP)

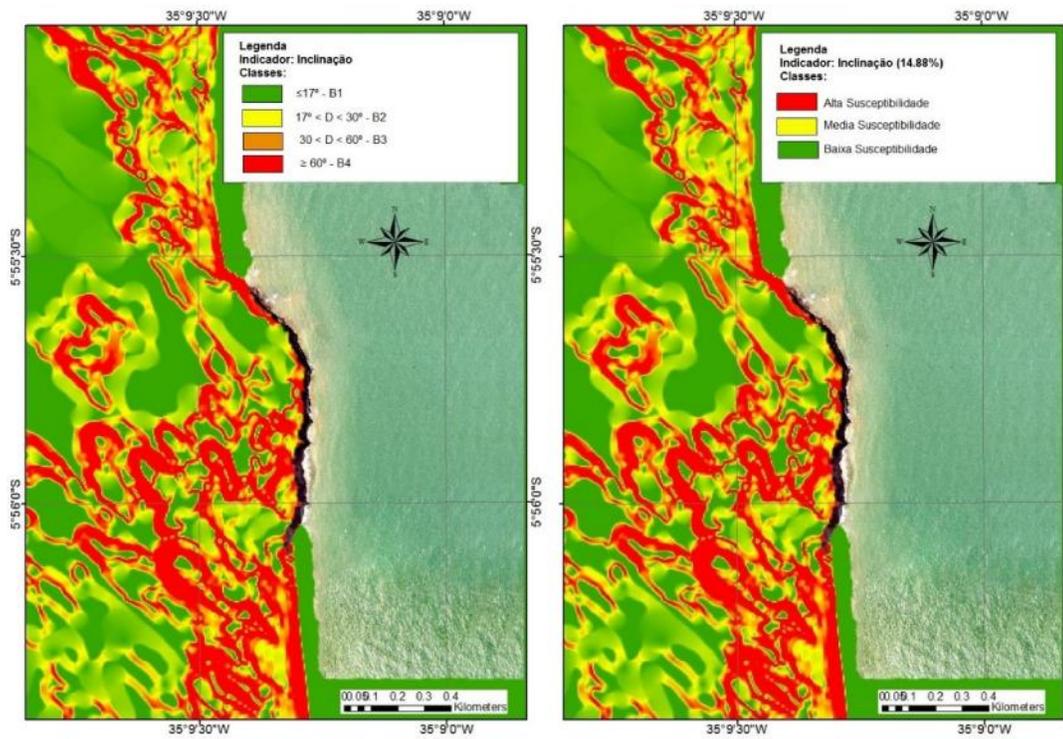


Figura 5-3. Mapas De indicador Cobertura Vegetal (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP).

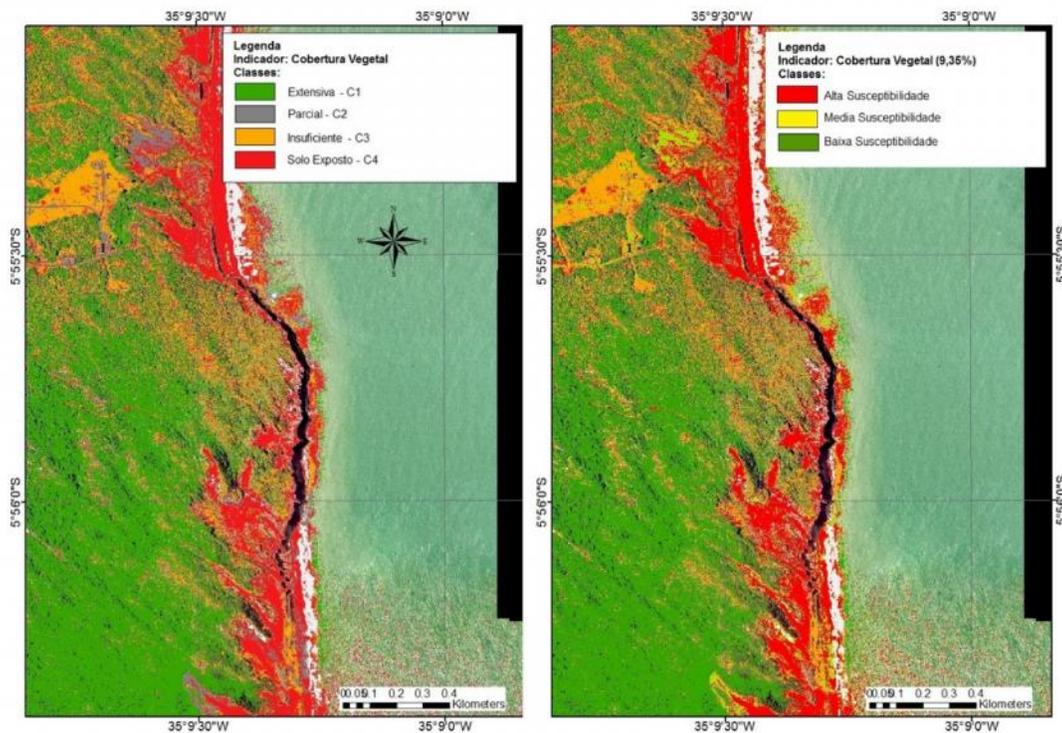


Figura 5-4. Mapas De indicador Nivel de Água (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP).

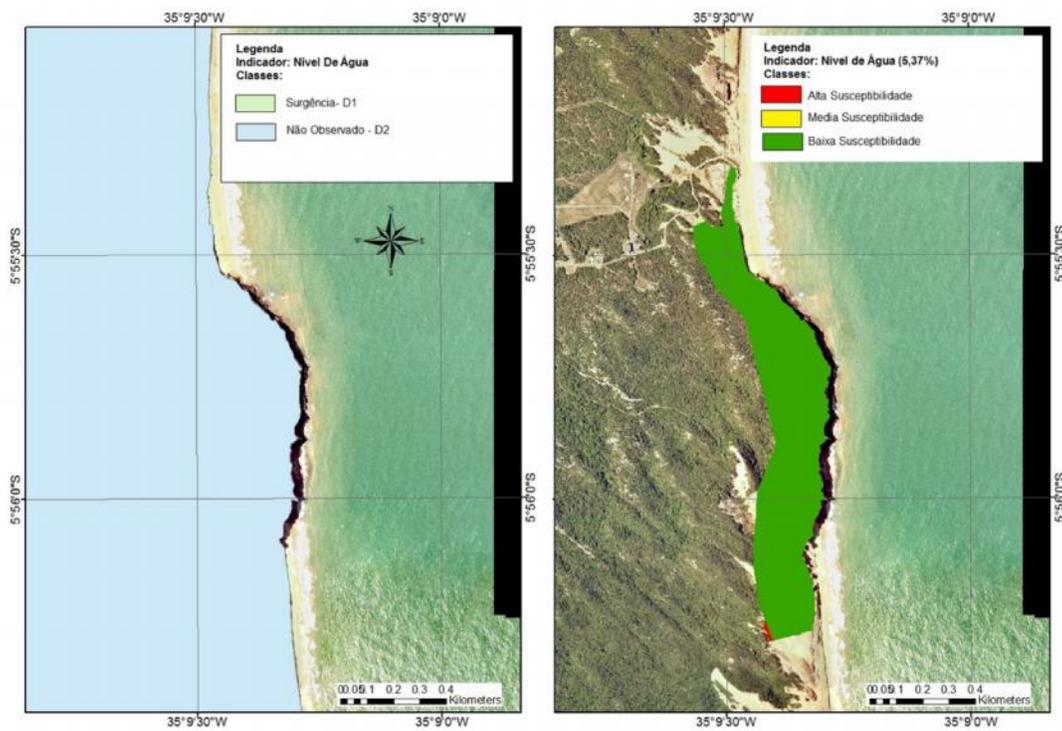


Figura 5-5. Mapas De indicador Água Superficial (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP).

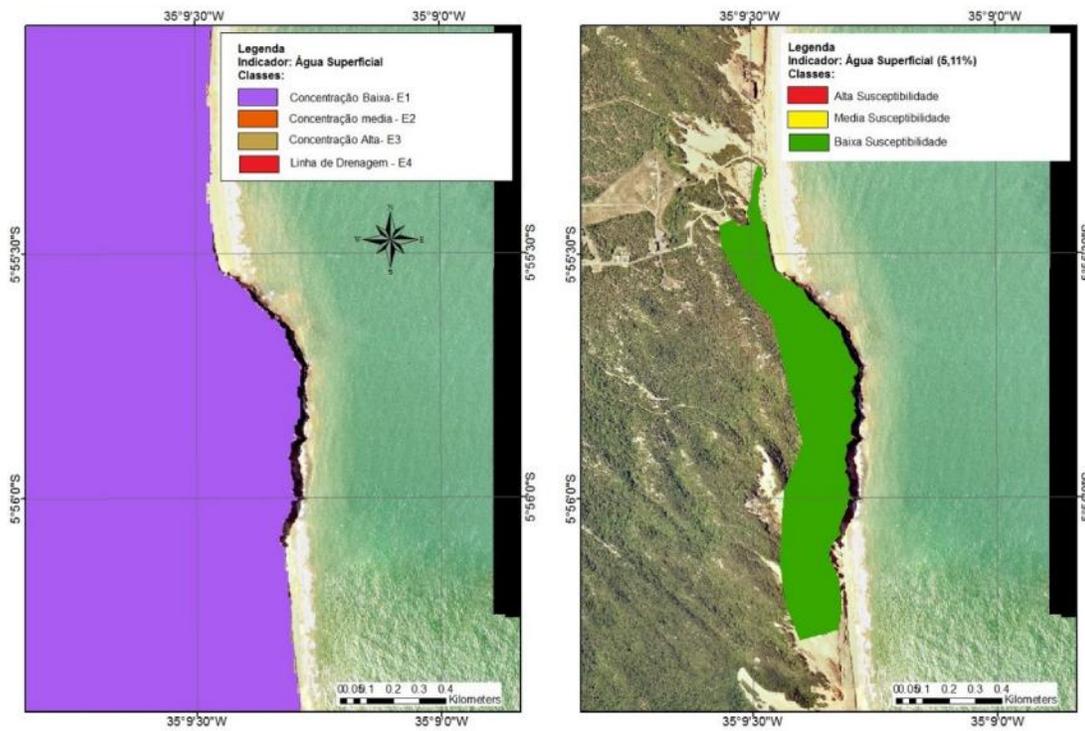


Figura 5-6. Mapas De indicador Material. (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP).

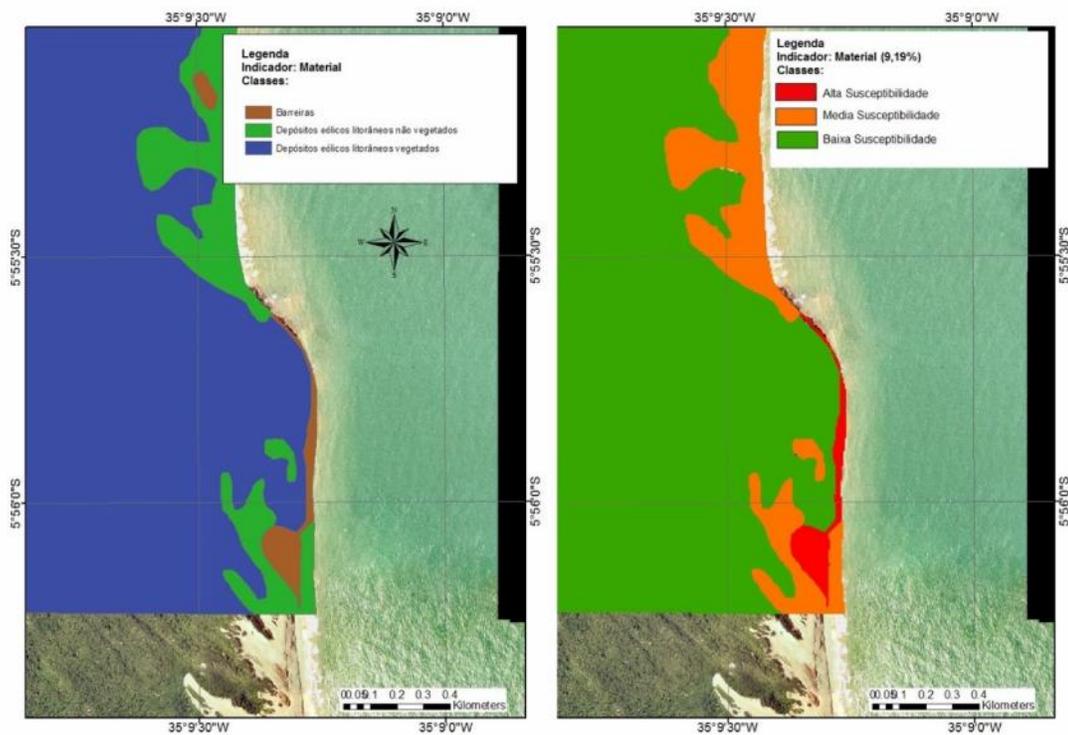


Figura 5-7. Mapas De indicador Fatores Predisponentes (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP).

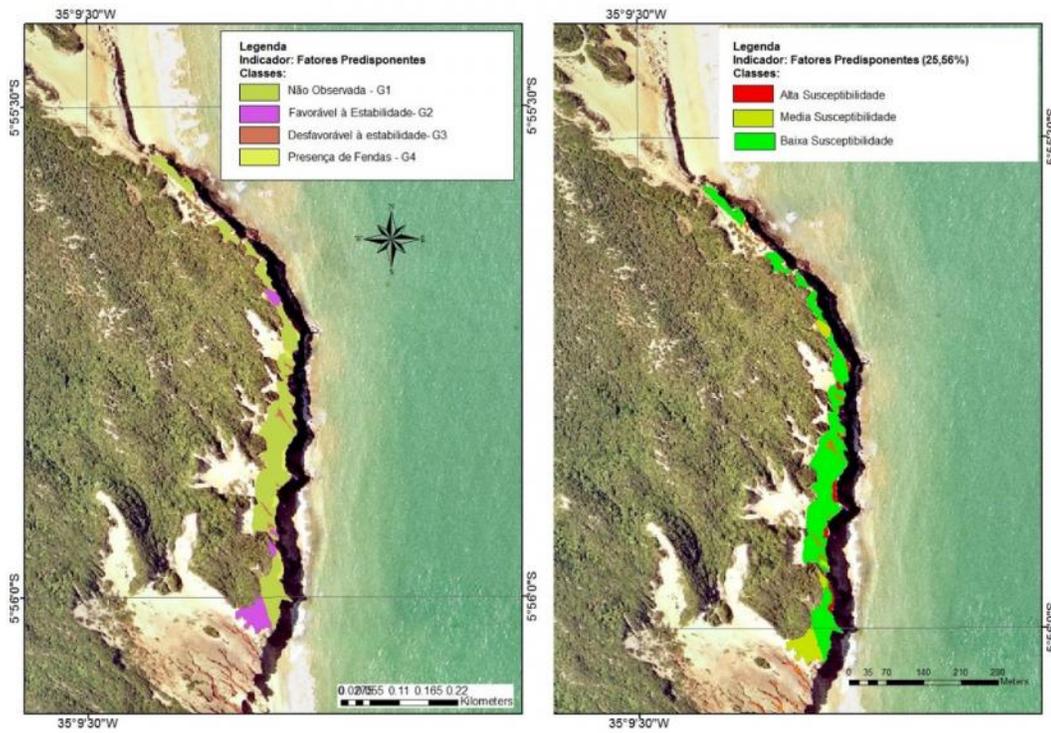
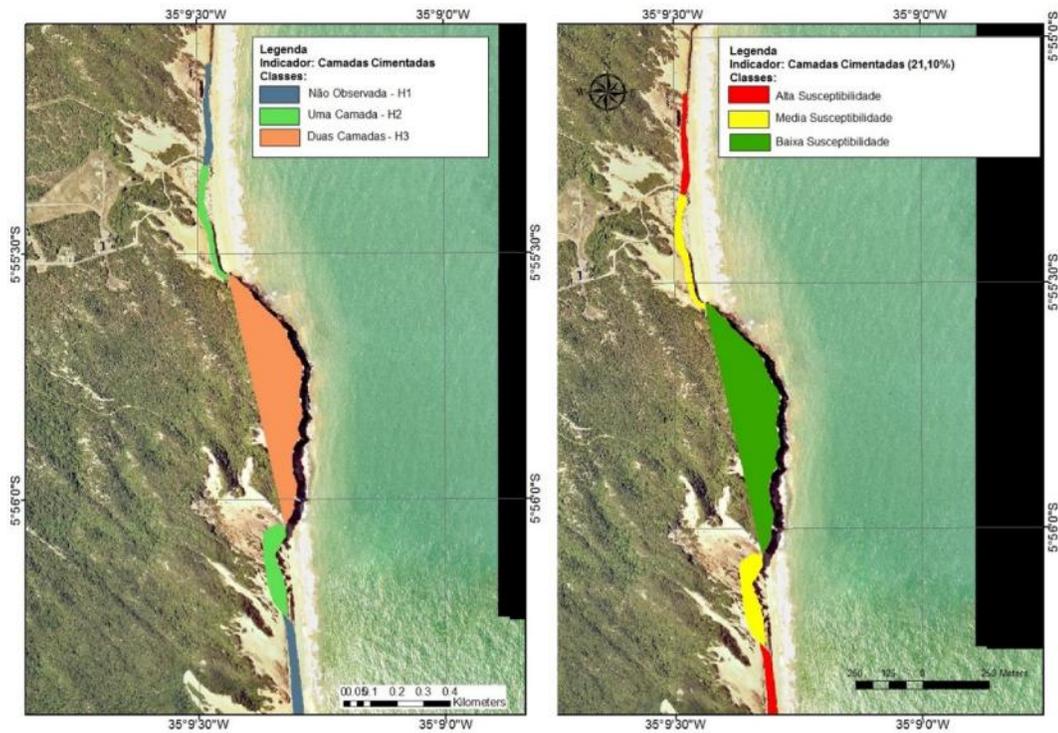


Figura 5-8. Mapas De indicador Camadas Cimentadas (Esq. Mapa de classe; Dir. Mapa AHP).



Posteriormente à definição dos mapas afetados pelos pesos resultados do processo AHP, foi realizado o cálculo do índice de susceptibilidade, para etapa foi necessário avaliar pontualmente as 5 seções, mediante o critério da média aritmética aplicado nos trabalhos de Faria e Augusto Filho (2013), seguindo as instruções da Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Critérios adotados para a classificação do índice de Susceptibilidade.

Índice de Susceptibilidade (IS)	Grau de Susceptibilidade
$IS < \bar{X} - 1/2\Delta$	Baixo
$\bar{X} - 1/2\Delta \leq IS \leq \bar{X} + 1/2\Delta$	Médio
$IS > \bar{X} + 1/2\Delta$	Alto

Fonte: Tomado de Faria e Augusto Filho (2013)

Sendo \bar{X} ; Δ , a média aritmética e o desvio padrão respectivamente, e o índice de Susceptibilidade é calculado com a seguinte expressão:

$$IS = \frac{\sum_{i=1}^n p_i * x_i}{n}$$

Onde, p é o peso do indicador de Susceptibilidade, e x é o peso da classe do respectivo indicador.

A seguir se apresentam os resultados do processo para encontrar os graus de susceptibilidade e o mapa final de Susceptibilidade:

Tabela 5.3 – Dados de Entrada das Análises de Susceptibilidade.

	Seção A	Seção B	Seção C	Seção D	Seção E
Amplitude	A2	A3	A2	A3	A3
Inclinação	B3	B4	B3	B4	B4
Cobertura Vegetal	C4	C4	C4	C4	C4
Nível de Água	D1	D1	D1	D1	D1
Água Superficial	E1	E1	E1	E1	E1
Material	F2	F3	F3	F3	F2
Fatores Predisponentes	G1	G3	G4	G4	G4
Número de camadas	H3	H3	H3	H3	H3

O cálculo dos valores do índice de susceptibilidade estão resumidos na Tabela 5.4, na Tabela 5.5, são apresentados os resultados do grau de susceptibilidade.

Tabela 5.4 – Cálculo do índice de Susceptibilidade

	Seção A	Seção B	Seção C	Seção D	Seção E
Amplitude	0,26	0,66	0,26	0,66	0,66
Inclinação	0,27	0,56	0,27	0,56	0,56
Cobertura Vegetal	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57
Nível de Água	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
Água Superficial	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
Material	0,27	0,11	0,11	0,11	0,27
Fatores Predisponentes	0,04	0,24	0,60	0,60	0,60
Número de camadas	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
Índice de Susceptibilidade (IS)	18,39	29,96	30,89	39,01	40,41

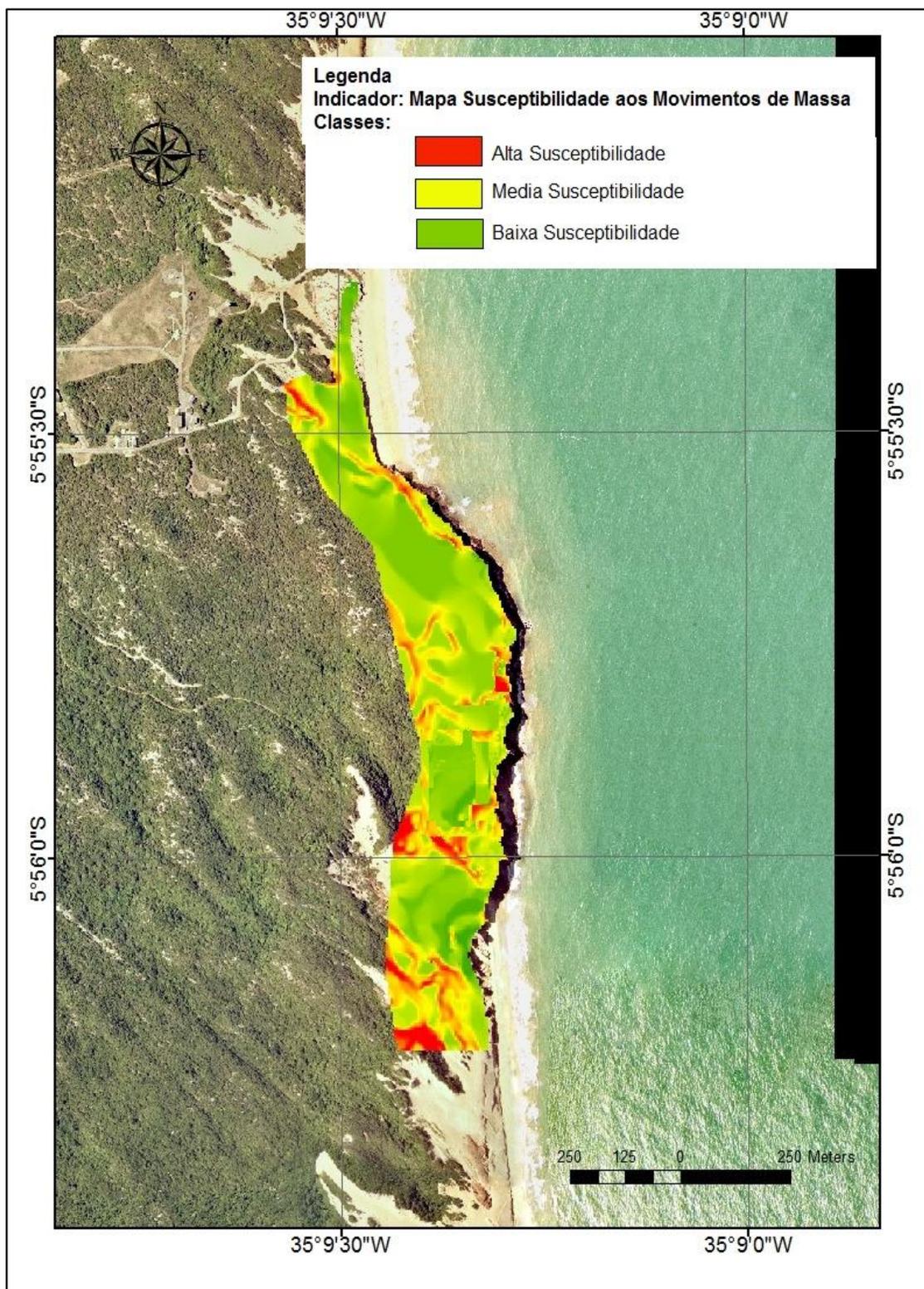
Tabela 5.5 – Determinação do Grau de Susceptibilidade

Média Aritmética índice de Susceptibilidade	31,73
Desvio Padrão	8,81
Alta Susceptibilidade	IS > 36,14
Media Susceptibilidade	27,33 ≤ IS ≤ 36,14
Baixa Susceptibilidade	IS < 27,33
Grau de Susceptibilidade	
Seção A	Baixo
Seção B	Médio
Seção C	Médio
Seção D	Alto
Seção E	Alto

Fonte: O Autor

O elemento final do processo de mapeamento combinando às duas técnicas é apresentado na Figura 5-9. Nesta figura pode ser entendido graficamente os graus de susceptibilidade variando em uma escala de cores, isto permite uma compreensão mais global dos fenômenos envolvidos, como pode ser observado no mapa, para a seção A mesmo que o índice matematicamente tenha dado um grau de susceptibilidade baixa. Esta região apresenta uma grande quantidade de movimentos de massa verificada em campo, o que sugere que o modelo deve ser correlacionado com movimentos históricos, as outras seções e regiões onde se apresentam graus de susceptibilidade tanto médias como altas, predominam elementos como fendas de tração e elementos típicas de erosão. O modelo gráfico se ajusta em uma proporção aceitável aos resultados matemáticos calculados, estes resultados podem ser correlacionados em campo com o volume de massa de solo mobilizada na base da falésia.

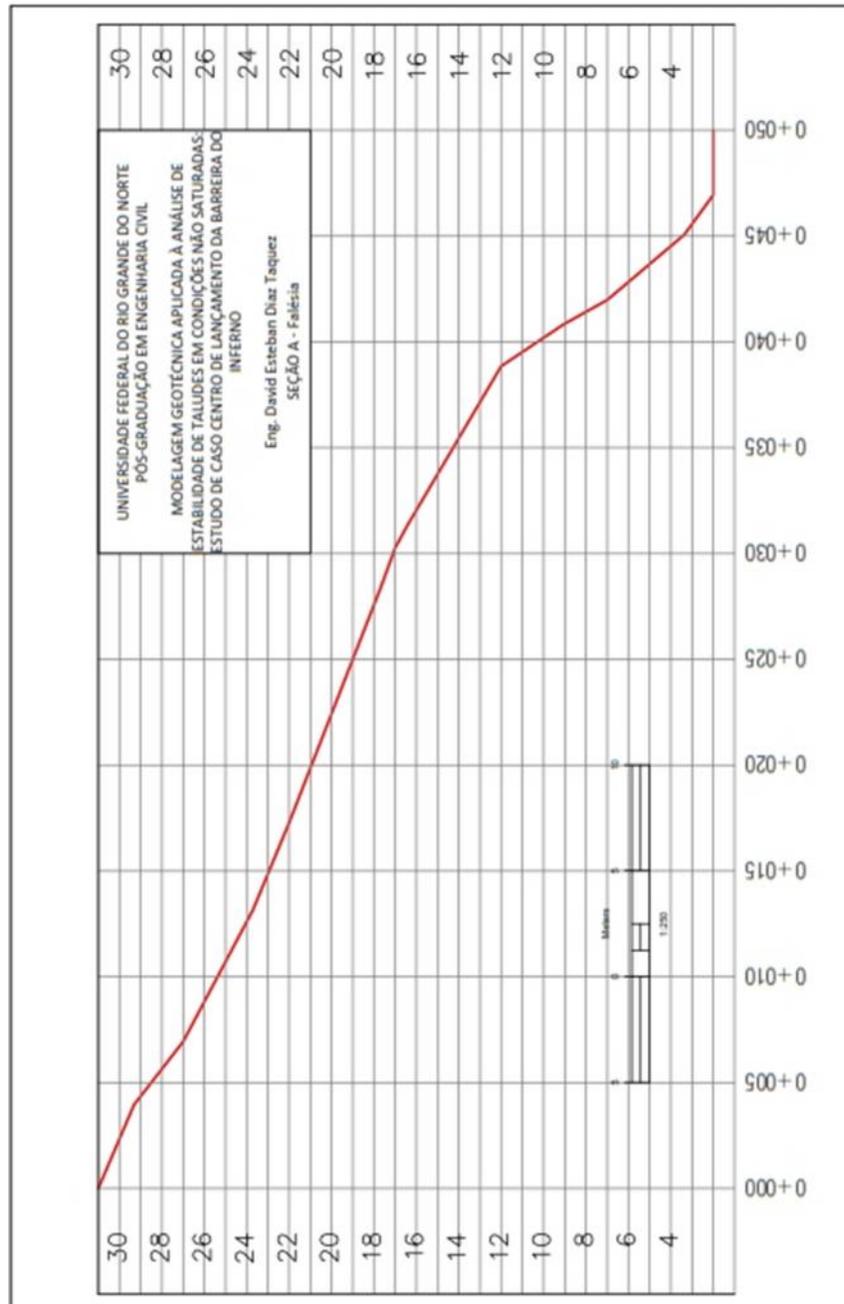
Figura 5-9. Mapa de Susceptibilidade aos Movimentos de Massa na Falésia da Barreira do Inferno

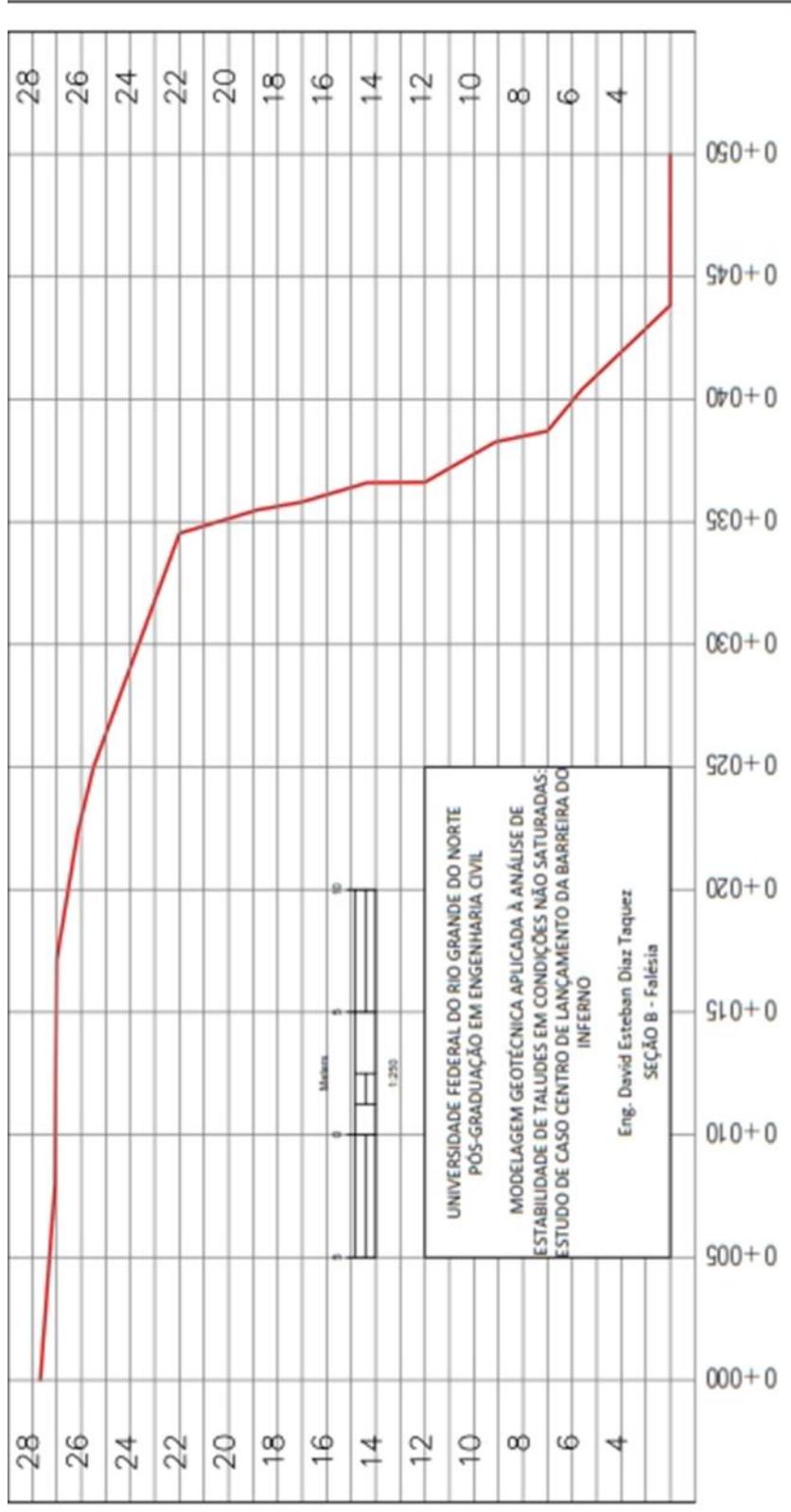


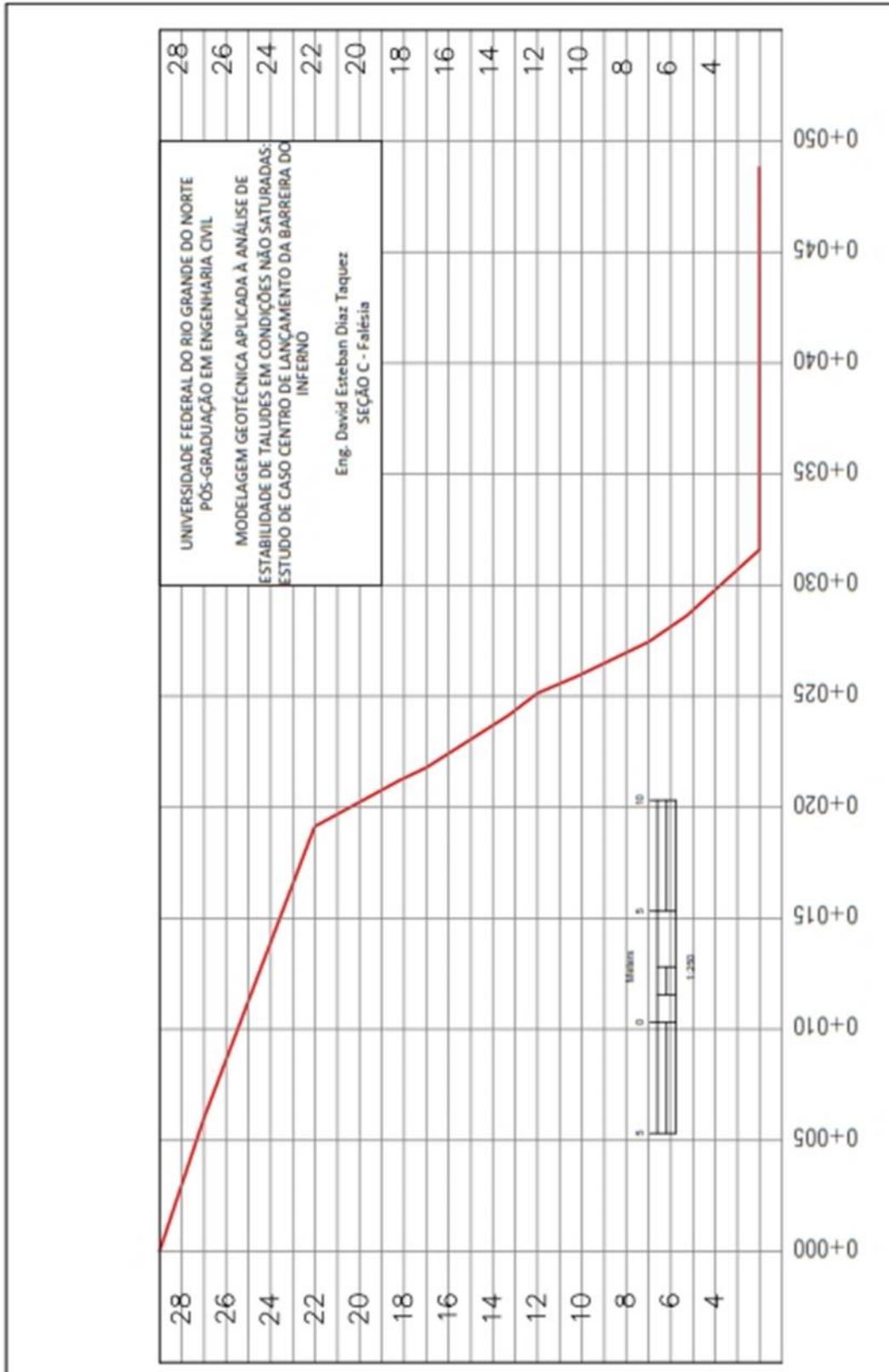
Fonte: O Autor.

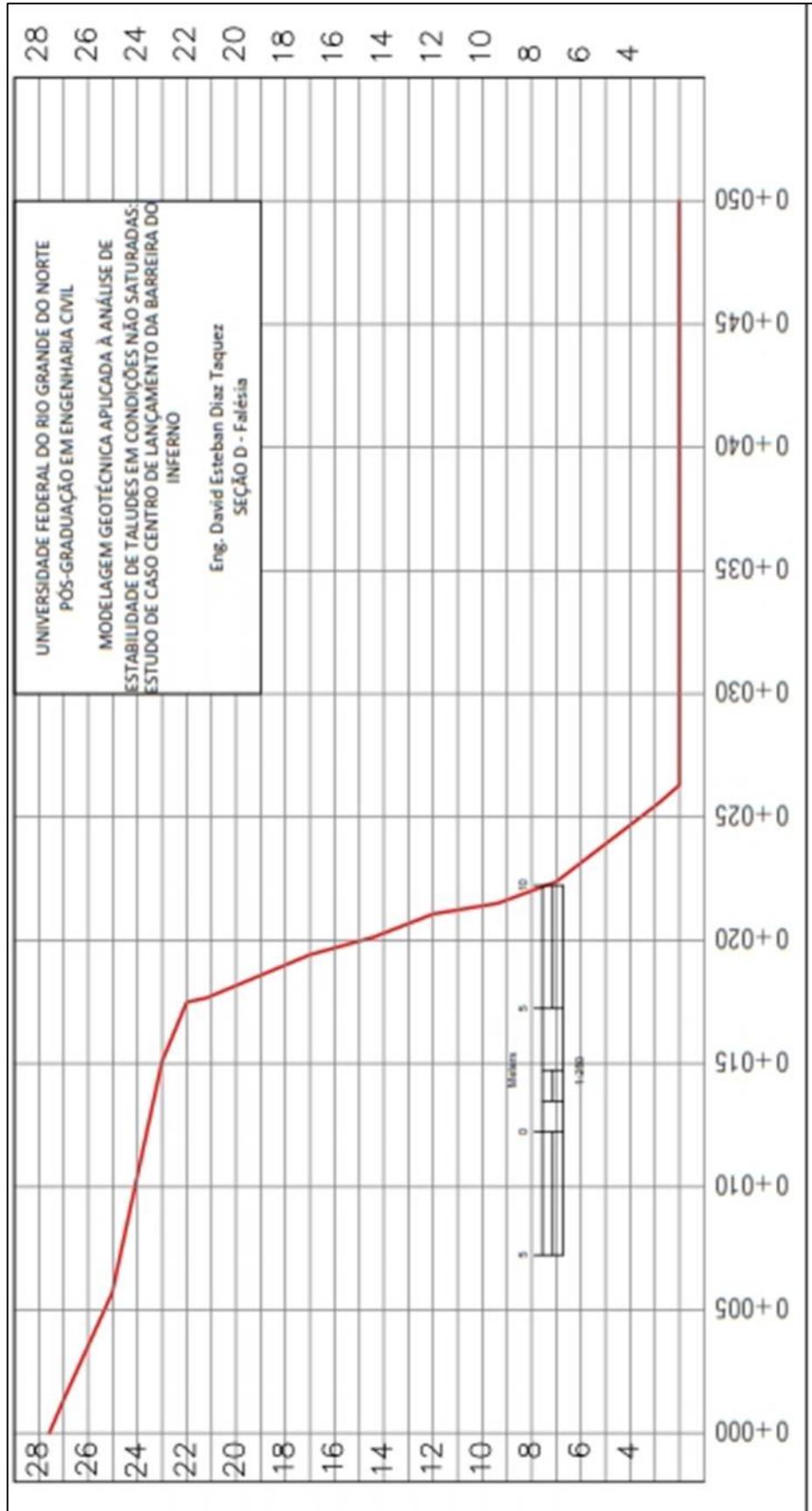
A partir dos resultados gráficos e fazendo uso do software CIVIL3D foram adquiridos os dados para as geometrias das seções que serão objeto de análise no Optum CE, e são apresentados na Figura 5-10.

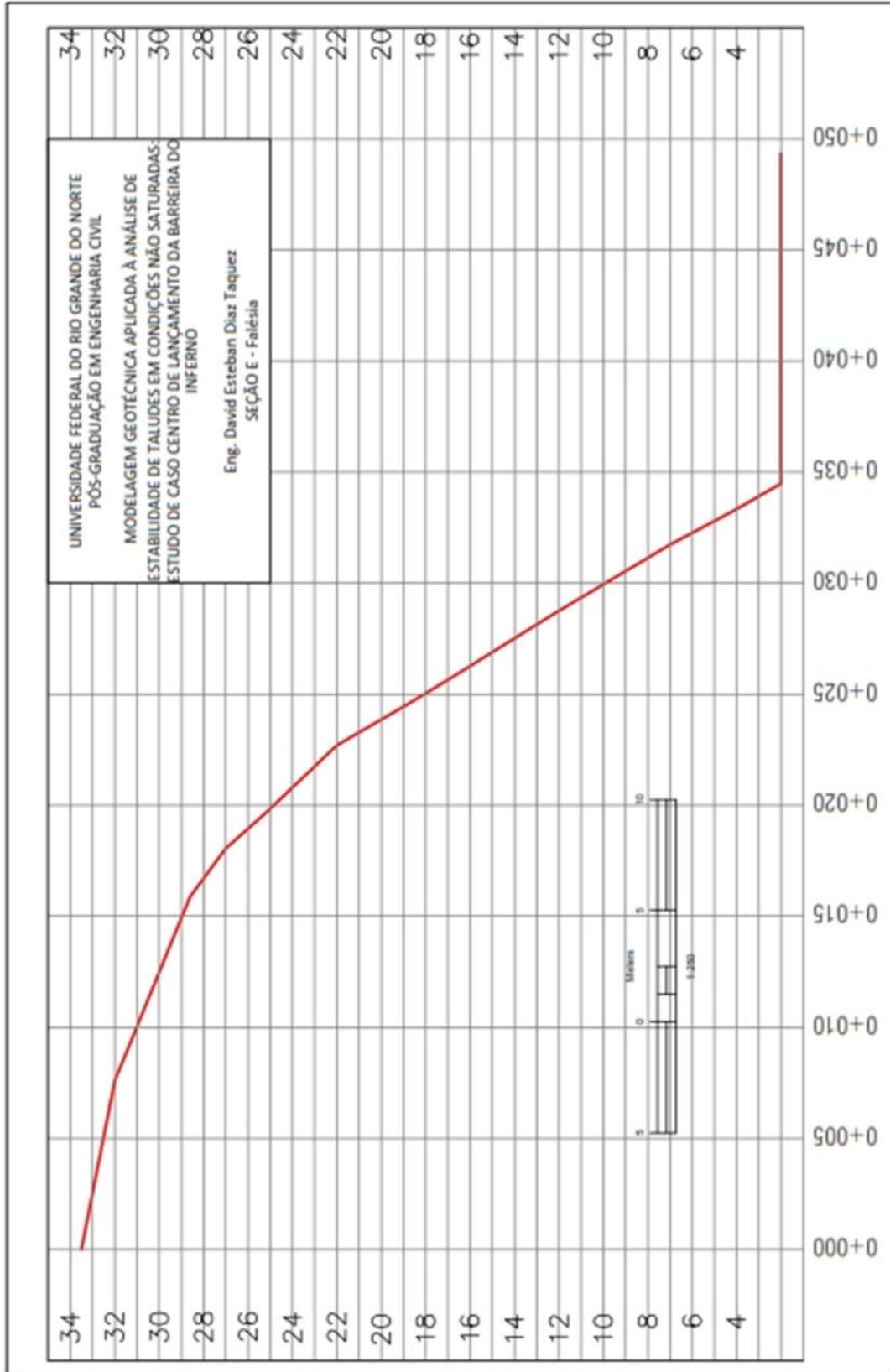
Figura 5-10. Seções das Falésias Susceptíveis aos Movimentos de Massa











As seções tem uma variação de altura entre os 20 e 35 m e uma variação de inclinação dos 50° até 75° com referencial horizontal, estes parâmetros serão objeto de correlação com os tipos de movimentos resultantes nas modelagens geotécnicas.

5.2. Caracterização dos Solos

5.2.1. Caracterização Física dos Solos

As curvas granulométricas obtidas para os solos estudados da base, da seção intermediária e do Topo da falésia, lembrando que estes solos são denominados respectivamente como Solo-1, Solo-2, Solo-3, estão apresentados na Figura 5-11, os ensaios de limites de Atterberg e a massa específica dos sólidos são apresentados na Tabela 5.6 e Tabela 5.7, a classificação obedece ao Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

Figura 5-11. Curvas de Granulometria Conjunta Solos 1;2;3.

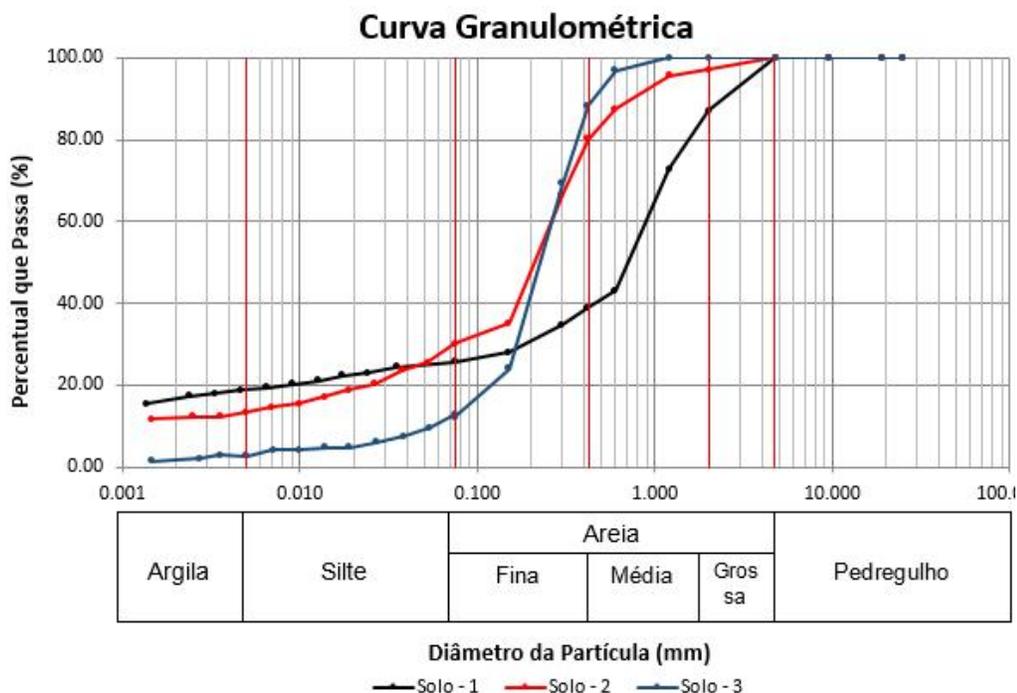


Tabela 5.6 – Porcentagem das frações dos Solos

Amostra	% P	% AG	% AM	% AF	% S	% Arg.
Solo1	0,00	12,95	48,17	13,11	7,01	18,76
Solo 2	0,07	2,73	16,98	50,06	16,69	13,46
Solo 3	0,00	0,00	11,65	76,17	9,45	2,73

Nota: %P-% Pedregulho; %AG-% Areia Grossa; %AM -%Areia Média; %AF- %Areia Fina; %S-%Silte; %Arg.-% Argila

Fonte: O Autor.

Tabela 5.7 – Limites de Atterberg e Classificação dos Solos

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)	G _s (g/cm ³)	Classificação SUCS	
Solo1	32	14	18	2,69	SC	Areia Argilosa
Solo 2	18	14	4	2,66	SC-SM	Areia Silto Argilosa
Solo 3	NL	Np	NP	2,64	SP	Areia Mal Graduada

Nota: G_s – Massa Específica dos Sólidos; LL – Limite de liquidez; LP – Limite de plasticidade; IP – índice de plasticidade; NL – Não apresenta limite de liquidez; Np – Não apresenta limite de plasticidade; NP – Não plástico.

Fonte: O autor.

5.2.2. Resultados Ensaio do Papel Filtro

Os resultados do papel filtro são apresentados nas Tabelas 5.8, 5.9, 5.10, os pontos de sucção foram obtidos mediante a umidade do papel filtro, sendo o papel superior quem mede a sucção total e o inferior a sucção matricial, as equações usadas para a determinação do valor da sucção foram as propostas por Chandler (1992). É importante mencionar que para os três solos não foi atingido 100% do grau de saturação, pois, experimentalmente foi observado que com graus de saturação elevados o solo começa o processo de desintegração de sua estrutura interna.

Tabela 5.8 – Cálculo da sucção Mediante Papel Filtro – Solo 1

S	Papel Filtro - Superior Total					Papel Filtro - Inferior Matricial				
	P _w .	P _d .	w _{pf} .	ψ	pF	P _w .	P _d .	w _{pf} .	ψ	pF
	%	g	g	%	kPa	g	g	%	kPa	
2%	0,18	0,17	7,18	16879,18	4,23	0,18	0,17	7,82	14933,63	4,17
5%	0,18	0,17	8,16	13970,02	4,15	0,18	0,17	8,61	12813,92	4,11
10%	0,19	0,17	10,79	8405,05	3,92	0,19	0,17	10,89	8250,89	3,92
15%	0,18	0,16	11,26	7685,48	3,89	0,19	0,17	11,43	7426,15	3,87
20%	0,19	0,17	12,15	6464,46	3,81	0,20	0,17	12,32	6252,03	3,80
25%	0,19	0,16	13,08	5404,35	3,73	0,20	0,17	13,19	5284,64	3,72
30%	0,20	0,16	17,99	2089,56	3,32	0,21	0,17	18,34	1954,47	3,29
35%	0,23	0,16	28,89	254,96	2,41	0,25	0,17	30,76	177,63	2,25
40%	0,25	0,17	32,03	138,78	2,14	0,31	0,17	45,24	74,70	1,87
45%	0,24	0,16	32,38	129,70	2,11	0,35	0,17	52,24	58,27	1,77
50%	0,26	0,17	33,81	112,01	2,05	0,41	0,17	59,03	45,80	1,66
60%	0,27	0,16	38,63	94,41	1,98	0,83	0,48	42,64	81,91	1,91

Nota: S – Grau de Saturação Estimado; P_w – Peso do papel Filtro úmido; P_d – Peso do Papel Filtro seco, w_{pf} – umidade do Papel filtro; ψ – Sucção para o nível de saturação; pF – Logaritmo da Tensão de água.

Fonte: Autor

Tabela 5.9 – Calculo da sucção Mediante Papel Filtro – Solo 2

Papel Filtro - Superior Total						Papel Filtro - Inferior Matricial				
S	P _w	P _d	w _{pf}	ψ	pF	P _w	P _d	w _{pf}	ψ	pF
%	g	g	%	kPa		g	g	%	kPa	
3%	0,17	0,16	5,03	25574,07	4,41	0,18	0,17	5,17	24923,16	4,40
5%	0,17	0,16	5,67	22617,96	4,35	0,17	0,16	5,73	22358,91	4,35
10%	0,18	0,16	9,60	10574,51	4,02	0,18	0,16	9,77	10246,01	4,01
15%	0,18	0,16	11,85	6850,63	3,84	0,19	0,16	11,98	6686,25	3,83
20%	0,19	0,16	12,22	6373,90	3,80	0,18	0,16	12,62	5901,73	3,77
30%	0,19	0,16	16,75	2657,27	3,42	0,19	0,16	17,09	2491,02	3,40
35%	0,19	0,16	18,30	1969,47	3,29	0,19	0,16	20,09	1393,86	3,14
40%	0,20	0,16	21,16	1134,89	3,05	0,21	0,16	23,91	667,14	2,82
50%	0,21	0,16	25,43	497,29	2,70	0,24	0,16	32,91	117,17	2,07
60%	0,26	0,17	36,19	102,95	2,01	0,35	0,16	54,17	54,43	1,74
65%	0,26	0,17	36,71	101,08	2,00	0,38	0,16	56,53	50,05	1,70
70%	0,25	0,15	37,99	96,60	1,98	0,38	0,17	56,87	49,45	1,69

Nota: S – Grau de Saturação Estimado; P_w – Peso do papel Filtro úmido; P_d – Peso do Papel Filtro seco, w_{pf} – umidade do Papel filtro; ψ – Sucção para o nível de saturação; pF – Logaritmo da Tensão de água.

Tabela 5.10 – Calculo da sucção Mediante Papel Filtro – Solo 3

Papel Filtro - Superior Total						Papel Filtro - Inferior Matricial				
S	P _w	P _d	w _{pf}	ψ	pF	P _w	P _d	w _{pf}	ψ	pF
%	g	g	%	kPa		g	g	%	kPa	
2%	0,17	0,16	5,15	25010,71	4,40	0,17	0,16	5,28	24383,53	4,39
5%	0,17	0,16	5,72	22409,54	4,35	0,18	0,17	5,89	21660,22	4,34
10%	0,18	0,16	7,03	17373,70	4,24	0,17	0,16	7,18	16872,71	4,23
15%	0,18	0,16	9,61	10554,74	4,02	0,18	0,16	9,83	10113,61	4,00
20%	0,18	0,16	10,61	8700,00	3,94	0,18	0,16	11,54	7279,51	3,86
30%	0,21	0,17	19,49	1566,62	3,19	0,26	0,21	20,05	1404,53	3,15
40%	0,22	0,16	24,71	570,76	2,76	0,32	0,16	47,92	67,92	1,83
45%	0,22	0,16	27,30	346,50	2,54	0,33	0,17	49,31	64,66	1,81
50%	0,22	0,16	29,03	247,85	2,39	0,32	0,16	50,13	62,81	1,80
60%	0,22	0,16	29,24	238,11	2,38	0,38	0,16	57,29	48,72	1,69
70%	0,22	0,16	29,31	234,68	2,37	0,38	0,16	58,58	46,55	1,67

Nota: S – Grau de Saturação Estimado; P_w – Peso do papel Filtro úmido; P_d – Peso do Papel Filtro seco, w_{pf} – umidade do Papel filtro; ψ – Sucção para o nível de saturação; pF – Logaritmo da Tensão de água.

Fonte: O Autor.

Os pontos experimentais obtidos pela técnica do Papel Filtro, bem como o ajuste da curva são apresentados nas figuras 5-12, 5-13 e 5-14, os solos apresentam um comportamento bimodal típico de solos arenosos, para o tratamento deste

comportamento se adotaram dois trechos, aplicou-se o ajuste Van Genuchten denominados VG1 e VG2 para os dois trechos, por tanto serão apresentados dois series de parâmetros de ajuste para um mesmo solo, como mostram a Tabela 5.11, Tabela 5.12 e Tabela 5.13.

Os valores menores a 45 kPa, para esta pesquisa foram assumidos por duas razões, a primeira devido à imprecisão do papel filtro para medir estas sucções tão baixas, e a segunda, devido a que a estrutura de este solo quando começa-se a incrementar o conteúdo de água dentro do corpo, a matriz de solo começa a se desmanchar, este fato foi comprovado experimentalmente, o que fazia complexa a manipulação das amostras com elevados pontos de saturação.

Figura 5-12. Curva Característica Bimodal Solo 1

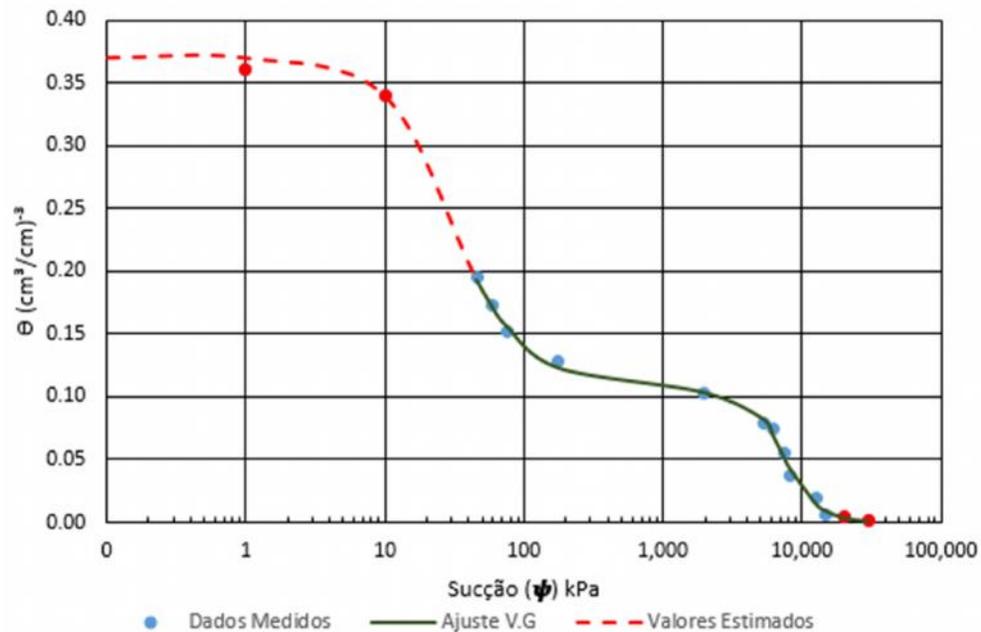


Tabela 5.11 – Parâmetros de ajuste da curva de retenção de água pelo método Van Genuchten (1980) – Solo 1

Ajuste	α	n	m	R (%)	s	r
VG-1 (1 -1955 kPa)	0,053	2,14	0,53	99,8	0,37	0,10
VG-2 (1955 - 30000 kPa)	0,0002	3,94	0,74	98,8	0,10	0,0002
Parâmetros do Solo						
Solo 1	w sat. (%)	S (%)	Gs	$\rho d(\text{g}/\text{cm}^3)$		
	22,58	100	2,69	1,67		

Figura 5-13. Curva Característica Bimodal Solo 2

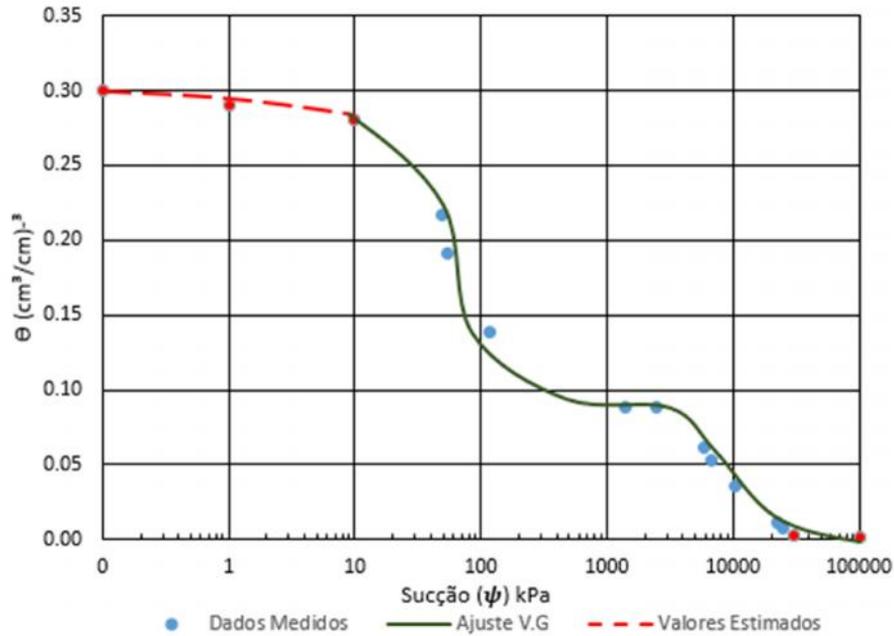


Tabela 5.12 – Parâmetros de ajuste da curva de retenção de água pelo método Van Genuchten (1980) – Solo 2

Ajuste	α	n	m	R (%)	s	r
VG-1 (1 - 2491 kPa)	0,02	2,04	0,51	98,7	0,29	0,08
VG-2 (2491 - 30000 kPa)	0,00	2,80	0,64	99,5	0,08	0,00

Parâmetros do Solo				
Solo 1	w sat. (%)	S (%)	Gs	ρd (g/cm ³)
	16,08	100	2,64	1,86

Figura 5-14. Curva Característica Bimodal Solo 3

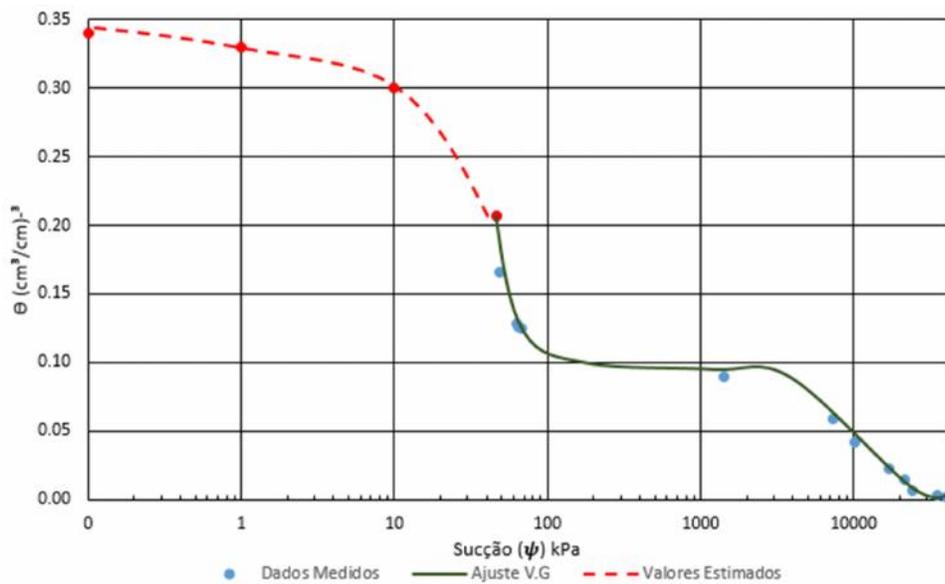


Tabela 5.13 - Parâmetros de ajuste da curva de retenção de água pelo método Van Genuchten (1980) – Solo 2

Ajuste	α	n	m	R (%)	s	r
VG-1 (1 - 2491 kPa)	0,02	21,5	0,95	98,2	0,34	0.12
VG-2 (2491 - 30000 kPa)	0,0004	1,93	0,48	90,54	0.12	0,002

5.2.3. Ensaios de Resistência à Compressão Triaxial

5.2.3.1. Ensaios de Resistência à Compressão Triaxial para Solo Saturado

Os ensaios realizados para o solo saturado foram de tipo CU com medida de poro-pressão (PN), na Tabela 5.14 são apresentados os parâmetros usados para cada amostra de solo ensaiada.

Os resultados dos ensaios da compressão triaxial do tipo CU com medida de poro-pressão, para o solo da base da falésia (Solo-1), são apresentados na Figura 5-15, onde se mostra o gráfico tensão *versus* deformação para tensões confinantes 200 kPa, 300 kPa, 400kPa. Na Figura 5-16 está apresentado o gráfico da variação da poro-pressão *versus* a deformação axial sofrida nos ensaios para as mesmas tensões confinantes, na Figura 5-17, são apresentadas as trajetórias de tensões, tanto totais quanto efetivas para as tensões confinantes de 200 kPa, 300 kPa, 400kPa, no diagrama $s, s' \text{ versus } t$, por último na Figura 5-18, se apresenta o diagrama $s' \text{ versus } t$ para os valores máximos com a finalidade de obter os parâmetros da resistência inicialmente da forma $t = a' + s' \cdot \text{tg}\alpha'$, para logo depois relacionar esta expressão com os parâmetros de coesão e ângulo de atrito efetivos para o solo.

Enquanto as tensões confinantes aplicadas no ensaio de compressão triaxial, estas foram selecionadas a partir dos ensaios de adensamento, onde foi verificado que para este material existe um possível histórico de adensamento, onde o ramo pre-adensado tem como limite superior 160 kPa, conseqüentemente, foram selecionados estes níveis de tensões confinantes, posteriormente verificou-se que este comportamento está dado pelo fenômeno de cimentação que sofrem os materiais da área estudada. Por outra parte, os ensaios de compressão triaxial foram de tipo CU com medida de poro-pressão, pois para o método de previsão que será usado nesta pesquisa, são necessários os parâmetros efetivos, no entanto, o autor quer deixar claro que para futuras pesquisas é recomendável realizar ensaios de compressão

triaxial de tipo CD, pelas características do material, e pelas condições naturais de tensões em que o material se encontra.

Tabela 5.14 Características dos ensaios e dos corpos de prova usados nos ensaios triaxiais tipo CU com medida de poro-pressão

Amostra	Ensaio	Confinante (kPa.)	Vcp (cm ³)	Mcp. (g.)	W _{inicial} (%)	W _{final} (%)	Parâmetro B Skempton
S1-CP1	CU-PN	200	223,90	404,2	0,6	12,75	0,97
S1-CP2	CU-PN	300	244,00	445,75	0,6	14,68	0,96
S1-CP3	CU-PN	400	199,04	367,37	0,6	12,1	0,95
S2-CP1	CU-PN	200	224,00	392,12	0,61	14,36	0,96
S2-CP2	CU-PN	300	215,40	379,83	0,61	13,98	0,96
S2-CP3	CU-PN	400	231,60	406,11	0,61	14,08	0,96
S3-CP1	CU-PN	200	218,20	371,89	0,26	18,23	0,95
S3-CP2	CU-PN	300	210,30	362,62	0,26	16,63	0,94
S3-CP3	CU-PN	400	222,90	391,71	0,26	17,83	0,96

Nota: Vcp=Volume do Corpo de Prova; Mcp=Massa do corpo de Prova; W_{inicial}=Umidade antes do ensaio; W_{final}=Umidade após do ensaio

Na Tabela 5.15, são mostrados os valores da deformação e a tensão aplicada no momento da ruptura, assim como os parâmetros de resistência do solo 1.

Figura 5-15. Tensão Desviadora versus Deformação Axial – Solo 1

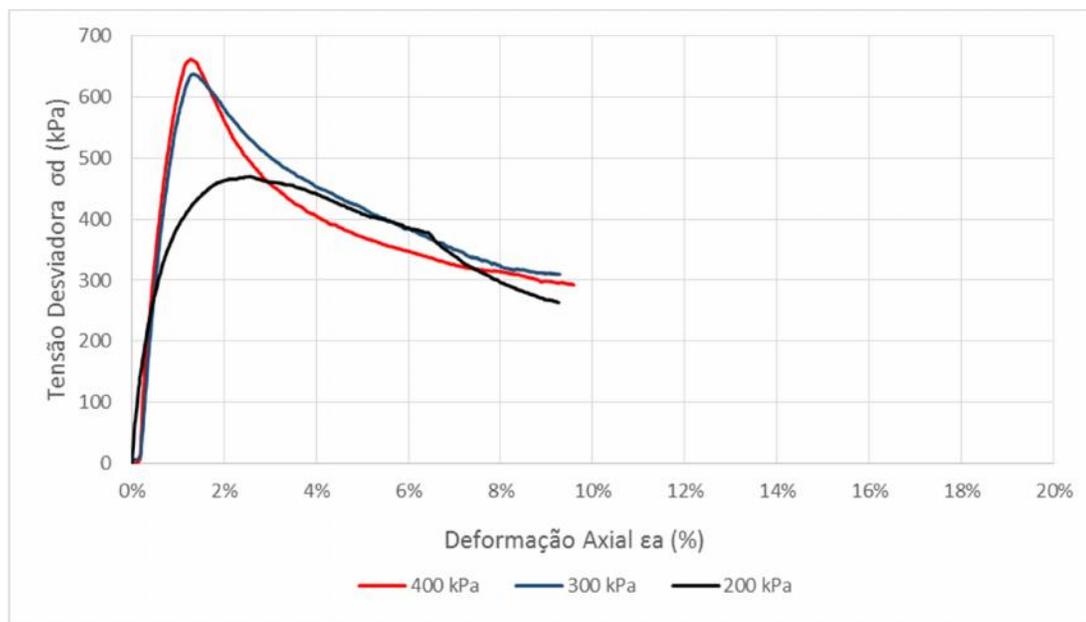


Figura 5-16. Variação da Poro-pressão versus Deformação Axial – Solo 1

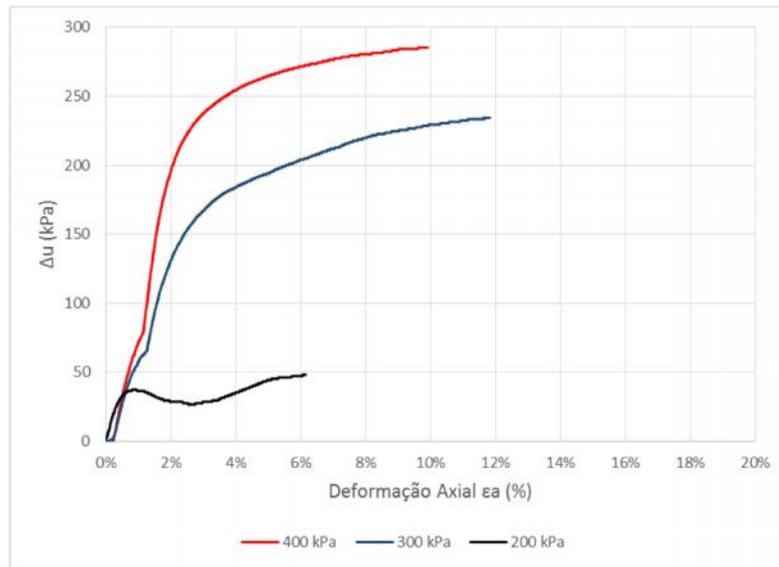


Figura 5-17. Trajetória de Tensões Diagrama s, s' versus t – Solo 1

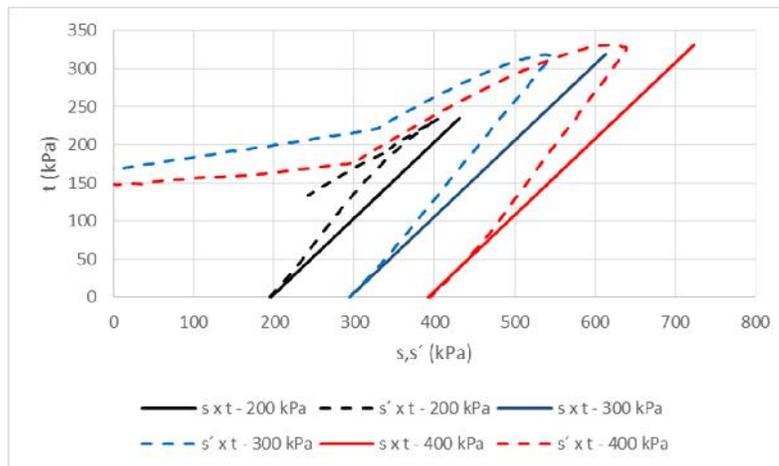


Figura 5-18. Envoltória de resistência – Solo 1

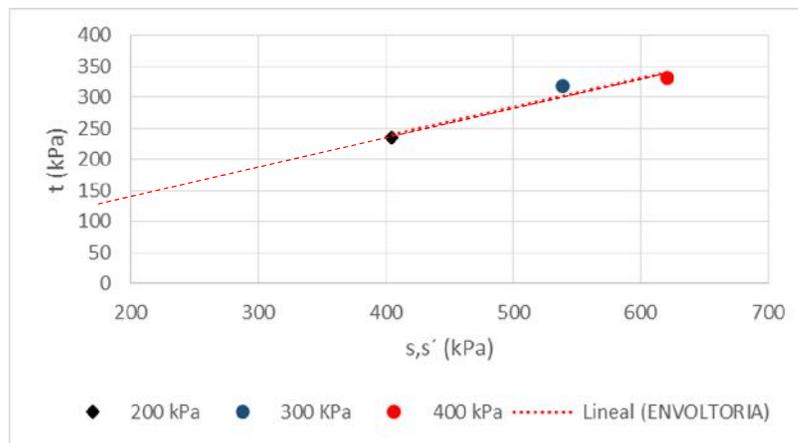


Tabela 5.15 Resultados do Ensaio Triaxial CU – Parâmetros Efetivos Solo 1

Confinante (kPa)	ε Ruptura (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)
200	2,56	470,405
300	1,34	638,163
400	1,289	662,651
Parâmetros de Resistência		
Linha Kr	a'	53,68
	$\text{tg } \alpha'$	0,46
Mohr Coulomb	c'	60,57
	ϕ	27,59

Os resultados dos ensaios da compressão triaxial do tipo CU com medida de poro-pressão, para o solo da seção intermediária da falésia (Solo-2), são apresentados na axial tipo CU, o material permitiu ver que tem um comportamento de resposta similar ao fenômeno de liquefação.

Figura 5-19, onde se mostra o gráfico tensão *versus* deformação para tensões confinantes 200 kPa, 300 kPa, 400kPa; na Figura 5-20, se mostra o gráfico da variação da Poro-pressão *versus* a deformação axial sofrida nos ensaios para as mesmas tensões confinantes. Na Figura 5-21, são apresentadas as trajetórias de tensões, tanto totais quanto efetivas para as tensões confinantes de 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa representadas no diagrama s, s' *versus* t , por último na Figura 5-22, se apresenta o diagrama s' *versus* t para os valores máximos com a finalidade de obter os parâmetros da resistência inicialmente da forma $t = a' + s' \cdot \text{tg} \alpha'$, para logo depois relacionar esta expressão com os parâmetros de coesão e ângulo de atrito efetivos para o solo.

Na Tabela 5.16, são mostrados os valores da deformação e a tensão aplicada no momento da ruptura, assim como os parâmetros de resistência do solo 2.

Este solo apresenta um ângulo de atrito muito baixo comparado com os outros dois materiais, e quando comparado com valores típicos da bibliografia. Este ângulo de atrito pode ser explicado levando em consideração duas hipóteses, a primeira hipótese, faz referência à estrutura do material, isto se deve a que o material em sua matriz tem uma quantidade importante de silte e argila, o que poderia desenvolver este comportamento, a segunda hipótese que surge, é a causa do tipo de ensaio, pois

no ensaio de compressão triaxial tipo CU, o material permitiu ver que tem um comportamento de resposta similar ao fenômeno de liquefação.

Figura 5-19. Tensão Desviadora versus Deformação Axial – Solo 2

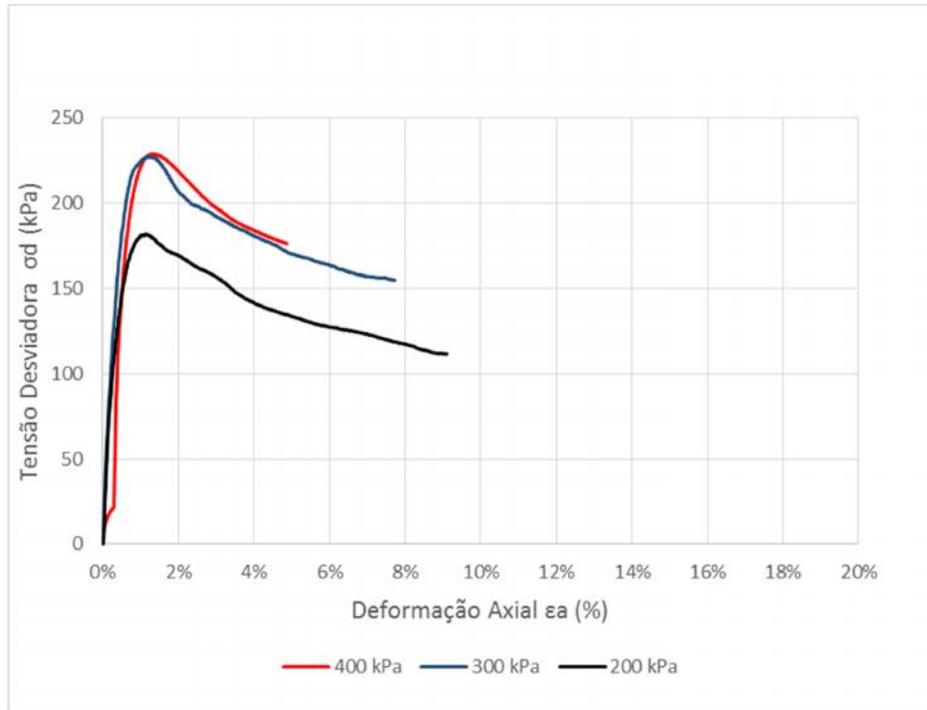


Figura 5-20. Variação da Poro-pressão versus Deformação Axial – Solo 2

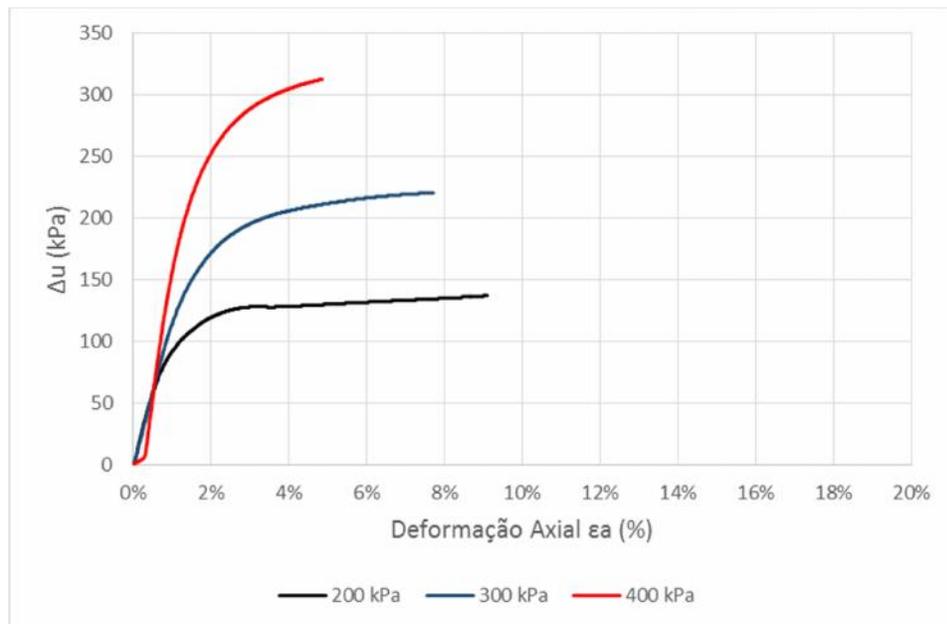


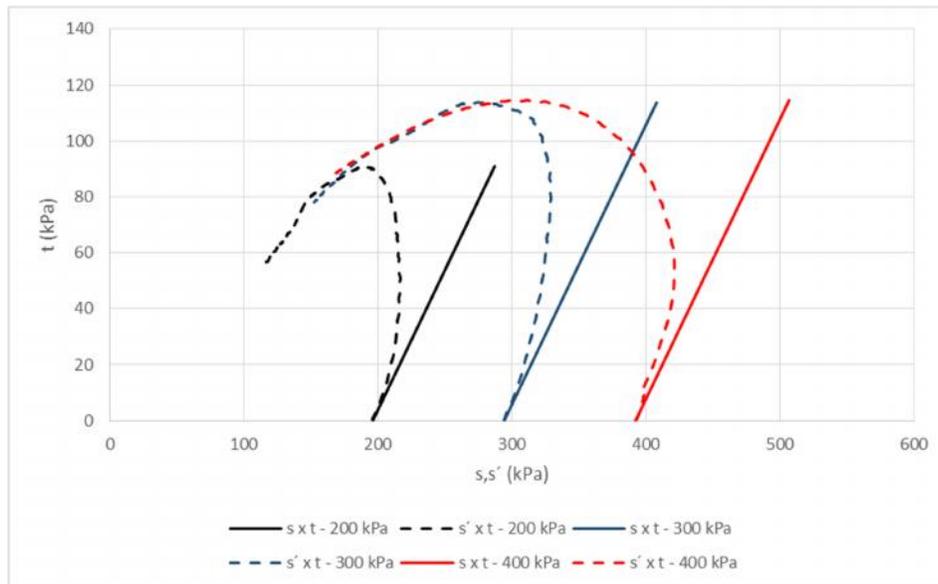
Figura 5-21. Trajetória de Tensões Diagrama s, s' versus t – Solo 2

Figura 5-22. Envoltória de resistência – Solo 2

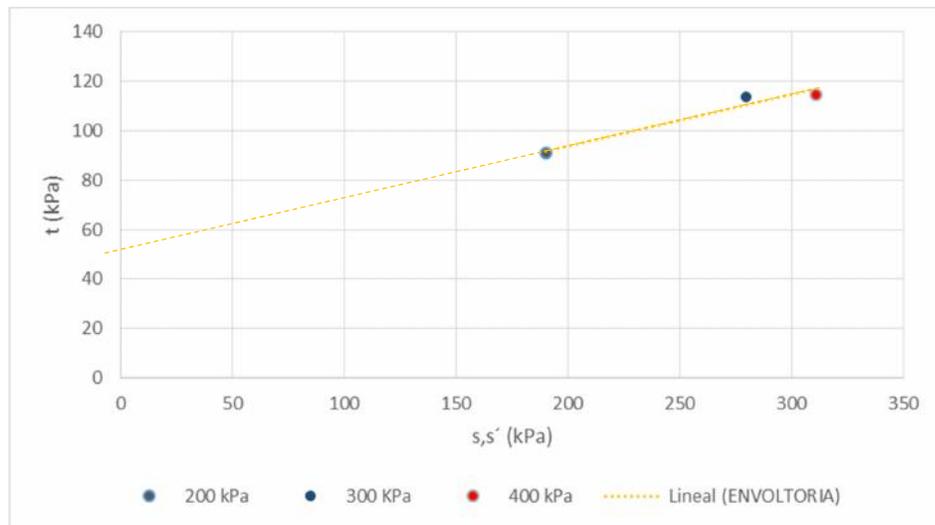


Tabela 5.16. Resultados do Ensaio Triaxial CU – Parâmetros Efetivos Solo 2

Confinante (kPa)	ϵ Ruptura (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)
200	1,14	181,903
300	1,19	227,464
400	1,30	229,172
Parâmetros de Resistência		
Linha Kr	a'	52,12
	$\text{tg } \alpha'$	0,20
Mohr Coulomb	c'	53,30
	ϕ	12,05

Os resultados dos ensaios da compressão triaxial do tipo CU com medida de poro-pressão, para o solo do topo da falésia (Solo-3) são apresentados na Figura 5-23, onde se mostra o gráfico tensão *versus* deformação para tensões confinantes 200 kPa, 300 kPa, 400kPa; na Figura 5-24, se mostra o gráfico da variação da Poro-pressão *versus* a deformação axial sofrida nos ensaios para as mesmas tensões confinantes, na Figura 5-25, são apresentadas as trajetórias de tensões, tanto totais quanto efetivas para as tensões confinantes de 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa representadas no diagrama $s, s' \text{ versus } t$, por último na Figura 5-26, se apresenta o diagrama $s' \text{ versus } t$ para os valores máximos com a finalidade de obter os parâmetros da resistência inicialmente da forma $t = a' + s' \cdot \text{tg} \alpha'$, para logo depois relacionar esta expressão com os parâmetros de coesão e ângulo de atrito efetivos para o solo.

Na Tabela 5.17, são mostrados os valores da deformação e a tensão aplicada no momento da ruptura, assim como os parâmetros de resistência do solo 3, para este tipo de solo foi adoptado o critério de ruptura onde se apresenta o ponto convexo no diagrama $s, s' \text{ versus } t$ o qual é mostrado na Figura 5-25.

Figura 5-23 Tensão Desviadora *versus* Deformação Axial – Solo 3

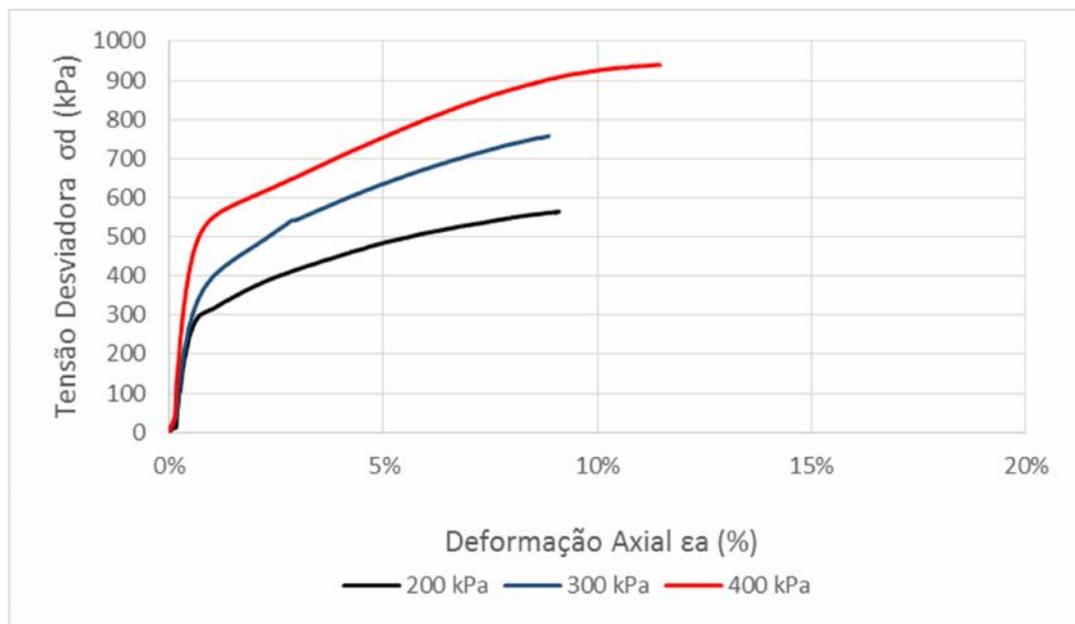


Figura 5-24. Variação da Poro-pressão versus Deformação Axial – Solo 3

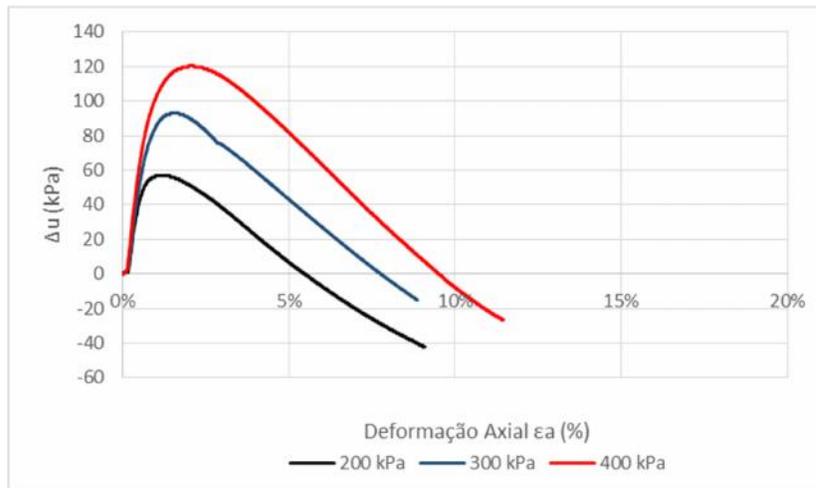


Figura 5-25. Trajetória de Tensões Diagrama s, s' versus t – Solo 3

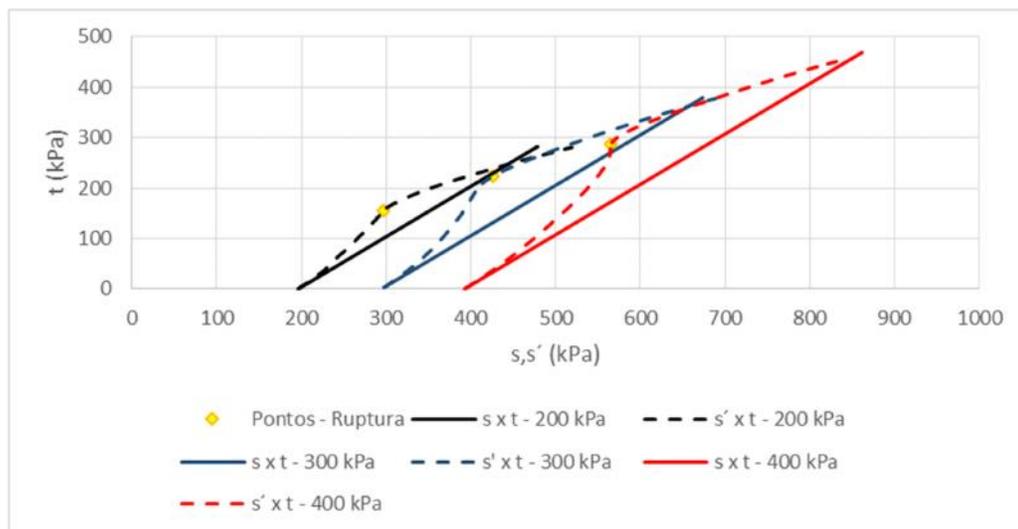


Figura 5-26. Envoltória de resistência – Solo 3

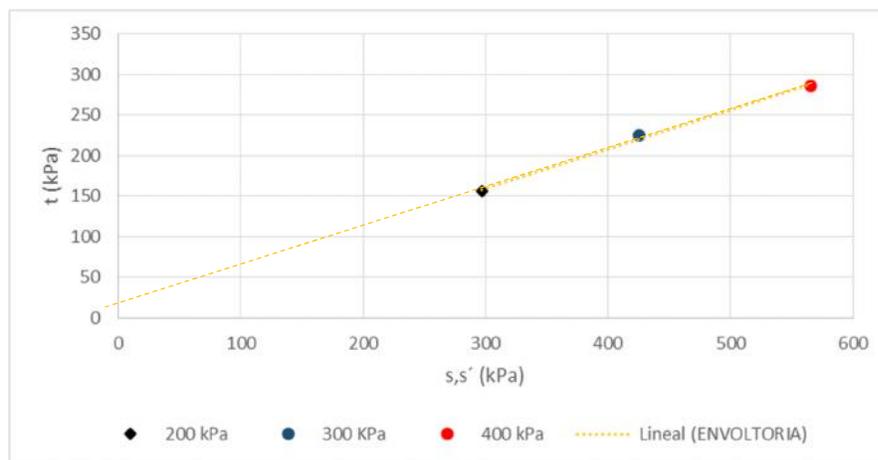


Tabela 5.17 - Resultados do Ensaio Triaxial CU – Parâmetros Efetivos Solo 3

Confinante (kPa)	ε Ruptura (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)
200	0,94	312,960
300	1,60	448,973
400	1,35	573,522
Parâmetros de Resistência		
Linha Kr	a'	14,61
	$\text{tg } \alpha'$	0,48
Mohr Coulomb	c'	16,71
	ϕ	28,99

5.2.3.2. Ensaio de Resistência à Compressão Triaxial para Solo Não Saturado – Solo com teor de Umidade Residual.

Os ensaios realizados para o solo em condição não saturada foram de tipo CW residual, na Tabela 5.18 são apresentados os parâmetros usados para cada amostra de solo ensaiada.

Tabela 5.18 - Características dos ensaios e dos corpos de prova usados nos ensaios triaxiais tipo CW em umidade residual

Amostra	Ensaio	Confinante (kPa.)	Vcp (cm ³)	Mcp. (g.)	$w_{inicial}$ (%)	w_{final} (%)
S1-CPR1	CW	200	211,10	395,63	0,58	0,61
S1-CPR2	CW	300	233,30	424,97	0,58	0,60
S1-CPR3	CW	400	206,60	383,91	0,58	0,62
S2-CPR1	CW	200	232,80	406,97	0,60	0,64
S2-CPR2	CW	300	251,80	460,34	0,61	0,63
S2-CPR3	CW	400	241,30	431,47	0,60	0,62
S3-CPR1	CW	200	243,80	405,05	0,26	0,59
S3-CPR2	CW	300	266,50	432,47	0,26	0,36
S3-CPR3	CW	400	226,90	390,52	0,26	0,53

Nota: Vcp=Volume do Corpo de Prova; Mcp=Massa do corpo de Prova; $w_{inicial}$ =Umidade antes do ensaio; w_{final} =Umidade após do ensaio

Os resultados dos ensaios da compressão triaxial do tipo CW para a condição de umidade residual do solo da base da falésia (Solo-1) são apresentados na Figura 5-27, onde se mostra o gráfico tensão *versus* deformação para tensões confinantes 200 kPa, 300 kPa, 400kPa; na Figura 5-28, são apresentadas as trajetórias de tensões totais para as tensões confinantes de 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa representadas no diagrama *s versus t*, por último na Na Tabela 5.19, são mostrados os valores da

deformação e a tensão aplicada no momento da ruptura, assim como os parâmetros de resistência do solo 1.

Figura 5-29, se apresenta o diagrama s' versus t para os valores máximos com a finalidade de obter os parâmetros da resistência inicialmente da forma $t = a' + s' \cdot \text{tg} \alpha'$, sendo correlacionados os parâmetros de coesão e ângulo de atrito totais para o solo, para estes ensaios não se registraram variações de Poro-pressão .

Figura 5-27. Tensão Desviadora versus Deformação Axial, Ensaio CW – Solo 1

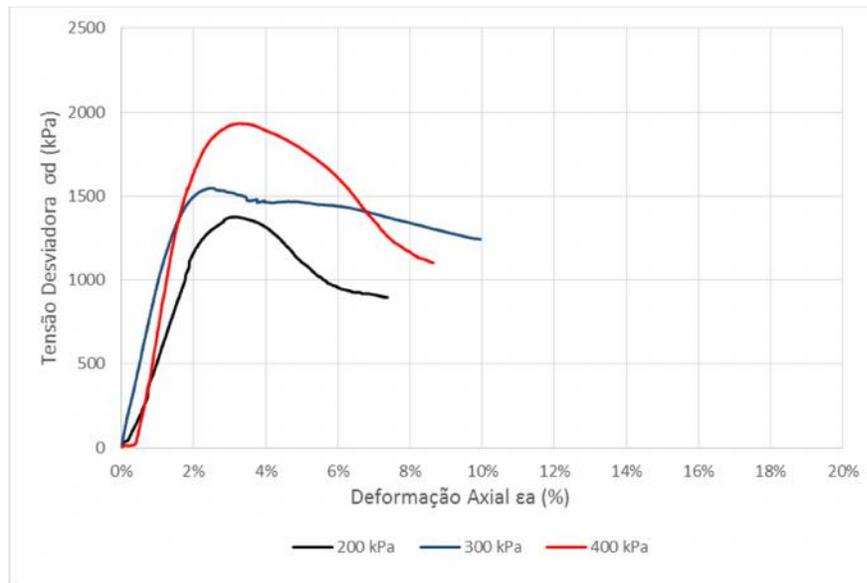
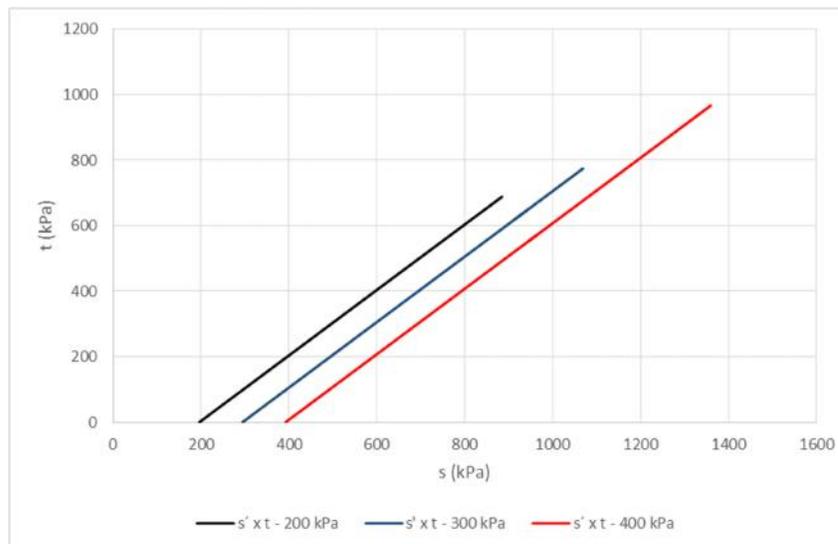


Figura 5-28. Trajetória de Tensões Diagrama s , s' versus t , Ensaio CW – Solo 1



Na Tabela 5.19, são mostrados os valores da deformação e a tensão aplicada no momento da ruptura, assim como os parâmetros de resistência do solo 1.

Figura 5-29. Envoltória de resistência – Solo 1

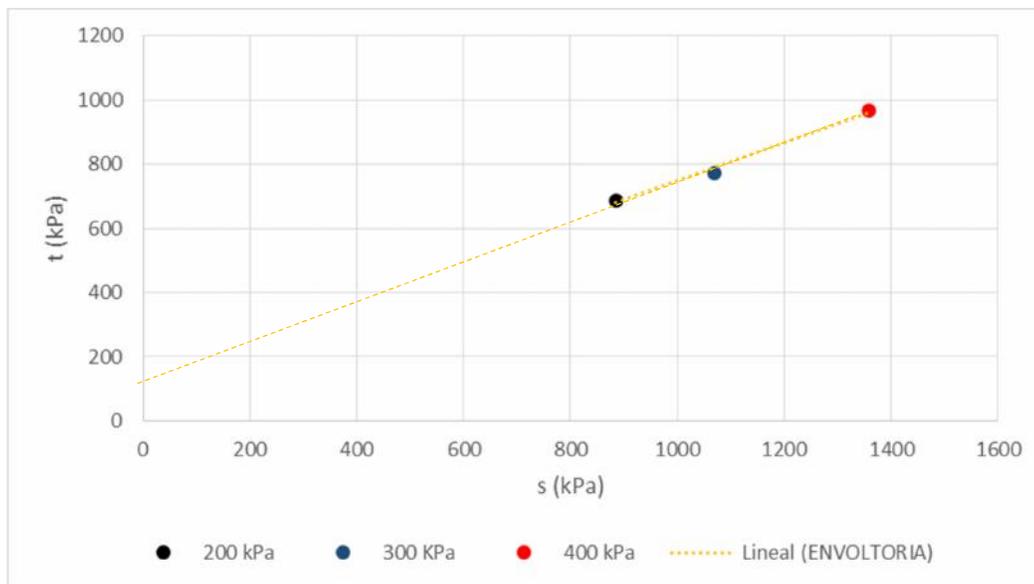


Tabela 5.19. Resultados do Ensaio Triaxial CW – Parâmetros Totais Solo 1

Confinante (kPa)	ϵ Ruptura (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)
200	3,157	1376,430
300	2,539	1549,051
400	3,234	1933,419
Parâmetros de Resistência		
Linha Kr	a	154,58
	tg α	0,59
Mohr Coulomb	c_{ult}	192,06
	ϕ_{ult}	36,40

Os resultados dos ensaios da compressão triaxial do tipo CW para a condição de umidade residual do solo da seção intermediária da falésia (Solo-2) são apresentados na Figura 5-30, onde se mostra o gráfico tensão *versus* deformação para tensões confinantes 200 kPa, 300 kPa, 400kPa. Na Figura 5-31 são apresentadas as trajetórias de tensões totais para as tensões confinantes de 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa representadas no diagrama *s versus t*, por último na Figura 5-32, se apresenta o diagrama *s' versus t* para os valores máximos com a finalidade de obter os parâmetros da resistência inicialmente da forma $t = a' + s' \cdot \text{tg}\alpha'$, sendo correlacionados os parâmetros de coesão e ângulo de atrito total para o solo, para estes ensaios não se registraram variações de poro-pressão.

Na Tabela 5.20, são mostrados os valores da deformação e a tensão aplicada no momento da ruptura, assim como os parâmetros de resistência do solo 2.

Figura 5-30. Tensão Desviadora versus Deformação Axial, Ensaio CW – Solo 2

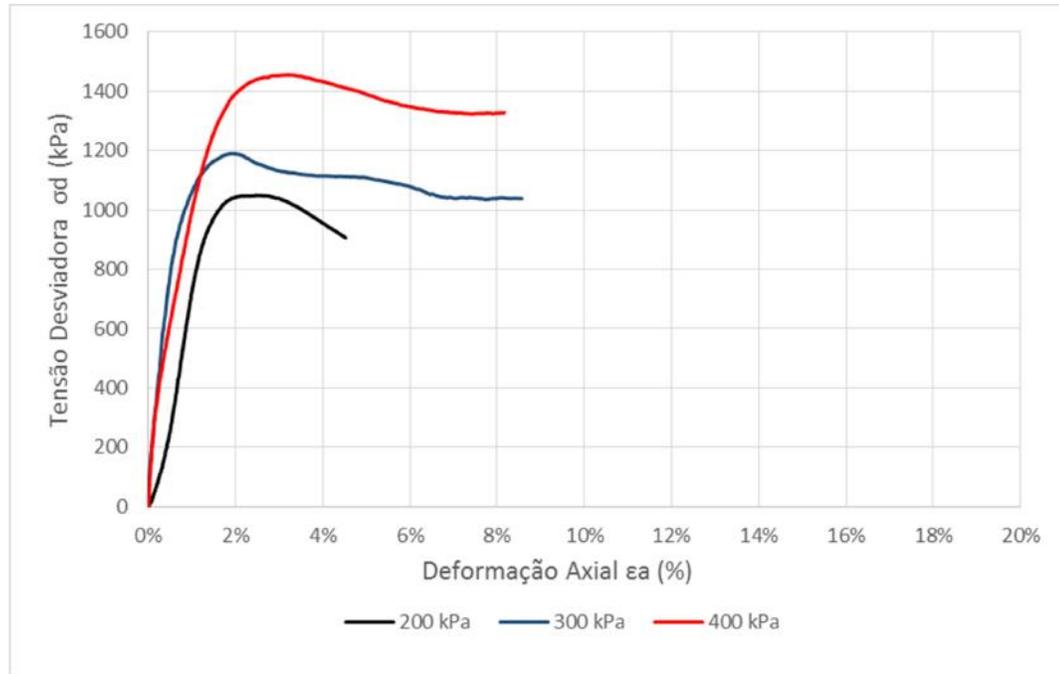


Figura 5-31 Trajetória de Tensões Diagrama s, s' versus t , Ensaio CW – Solo 2

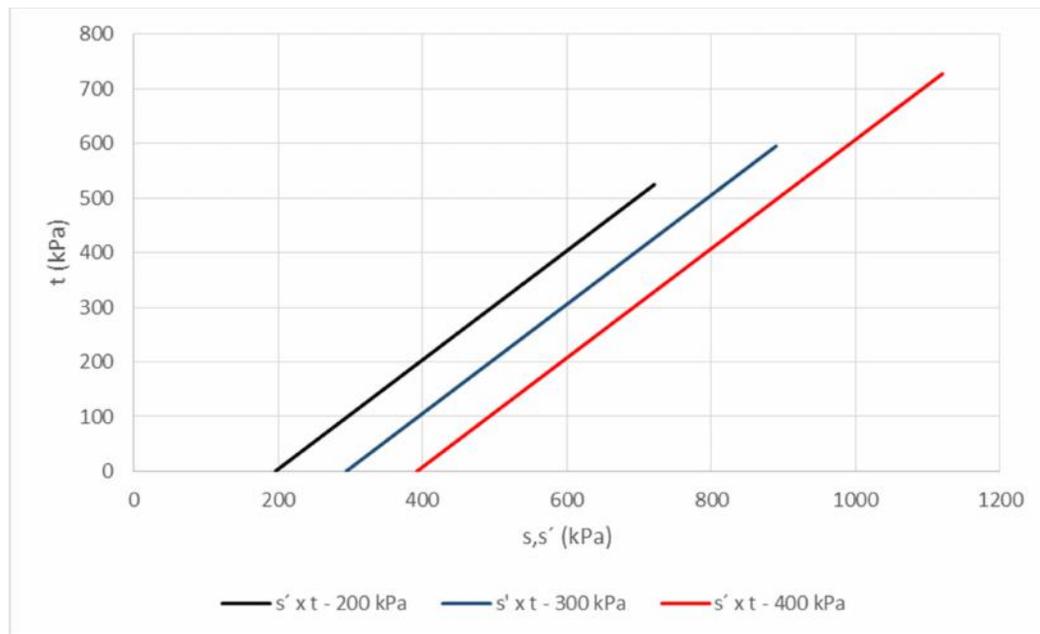


Figura 5-32. Envoltória de resistência – Solo 2

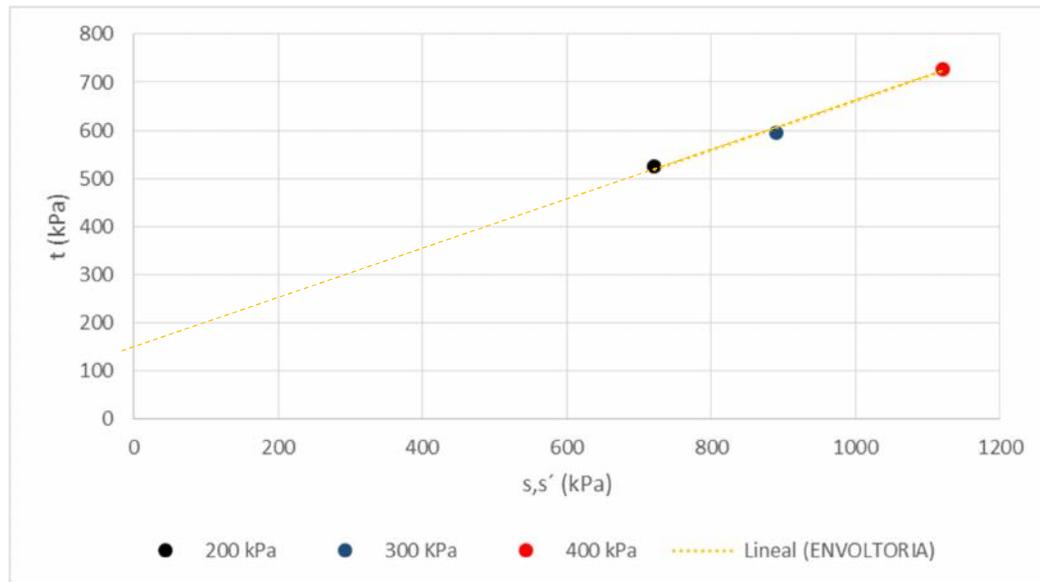


Tabela 5.20. Resultados do Ensaio Triaxial CW – Parâmetros Totais Solo 2

Confinante (kPa)	ϵ Ruptura (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)
200	2,48	1049,998
300	1,98	1190,911
400	3,16	1455,678
Parâmetros de Resistência		
Linha Kr	a	149,73
	tg α	0,51
Mohr Coulomb	c_{ult}	174,34
	ϕ_{ult}	30,82

Os resultados dos ensaios da compressão triaxial do tipo CW, para a condição de umidade residual do solo da parte superior (Topo) da falésia (Solo-3), são apresentados na Figura 5-33, onde se mostra o gráfico tensão *versus* deformação para tensões confinantes 200 kPa, 300 kPa, 400kPa. Na Figura 5-34 são apresentadas as trajetórias de tensões totais para as tensões confinantes de 200 kPa, 300 kPa, 400 kPa representadas no diagrama *s versus t*, por último na Figura 5-35, se apresenta o diagrama *s' versus t* para os valores máximos com a finalidade de obter os parâmetros da resistência inicialmente da forma $t = a' + s' \cdot \text{tg} \alpha'$, sendo correlacionados os parâmetros de coesão e ângulo de atrito totais para o solo, para estes ensaios não se registraram variações de Poro-pressão.

Na Tabela 5.21, são mostrados os valores da deformação e a tensão aplicada no momento da ruptura, assim como os parâmetros de resistência do solo 3.

Figura 5-33. Tensão Desviadora versus Deformação Axial, Ensaio CW – Solo 3

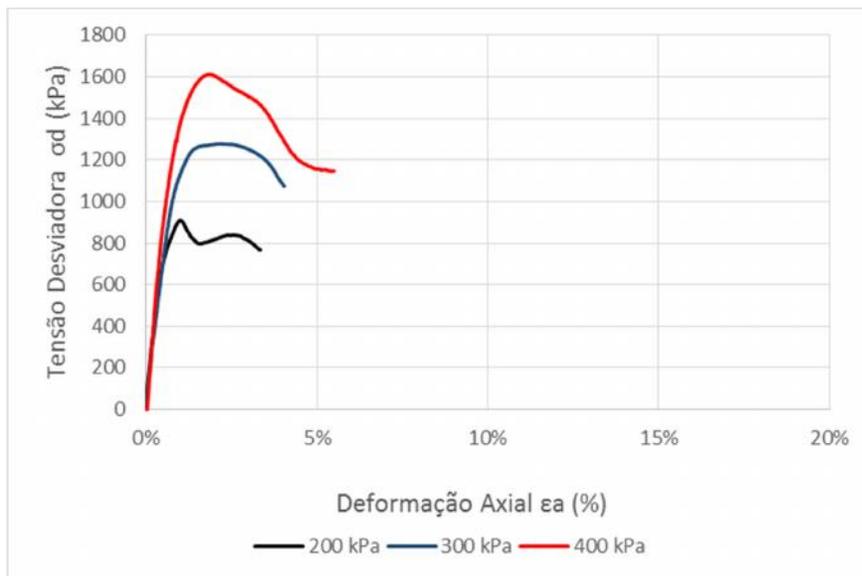


Figura 5-34. Trajetória de Tensões Diagrama s, s' versus t , Ensaio CW – Solo 3

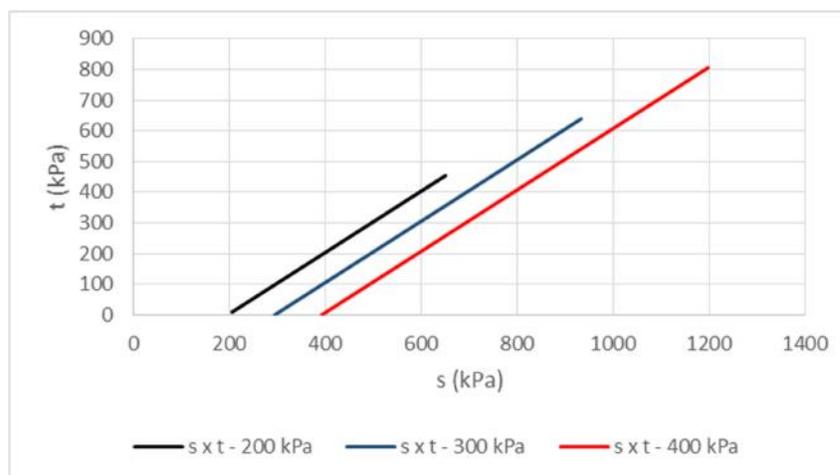


Figura 5-35. Envoltória de resistência – Solo 3

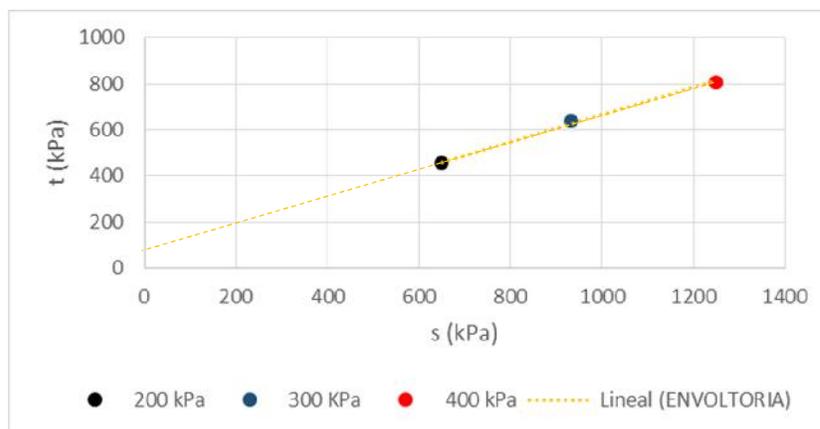


Tabela 5.21. Resultados do Ensaio Triaxial CW – Parâmetros Totais Solo 3

Confinante (kPa)	ε Ruptura (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)
200	1,00	909,162
300	2,20	1278,75
400	1,83	1612,54
Parâmetros de Resistência		
Linha Kr	a	79,04
	tg α	0,59
Mohr Coulomb	c_{ult}	97,64
	ϕ_{ult}	35,95

5.2.3.3. Modelo Hiperbólico de Vilar (2007) para a Previsão dos Parâmetros de Resistência dos Solos em Condição Não Saturada.

Em base aos resultados dos ensaios de compressão triaxial tanto para solos saturados quanto para solos não saturados em condição de teor de umidade residual, realizou-se o ajuste hiperbólico com a finalidade de obter uma previsão dos parâmetros de resistência do solo em qualquer nível de saturação, conseqüentemente em qualquer nível de sucção.

Na Tabela 5.22, são apresentados os parâmetros de ajuste do modelo de previsão para os três solos, nas figuras Figura 5-36, Figura 5-37 e Figura 5-38, são apresentadas as gráficas de previsão do modelo para o solo 1, 2, 3, respectivamente.

Tabela 5.22 - Parâmetros de Ajuste no Modelo Hiperbólico.

Solo	Tipo de Solo	Descrição	ϕ'	c'	c_{ult}	Ajuste Hiperbólico	
			(°)	kPa	kPa	a	b
1	SC	Areia Argilosa	27,59	60,57	192,06	1,914	0,00761
2	SC-SM	Areia Silto Argilosa	12,05	53,3	174,35	4,685	0,00826
3	SP	Areia Mal Graduada	28,99	16,71	97,64	1,805	0,01236

As sucção residual dos três tipos de solo foi determinada mediante cálculo numérico, assumindo que as umidades residuais para este tipo de solos encontrassem abaixo de 1%, conseqüentemente, este trecho de sucção foi assumido, com a hipótese de que as maiores sucções acontecem para umidades que concatenam com o valor 0%.

Figura 5-36, Modelo Hiperbólico: Previsão de Parâmetros de Resistencia Solo 1

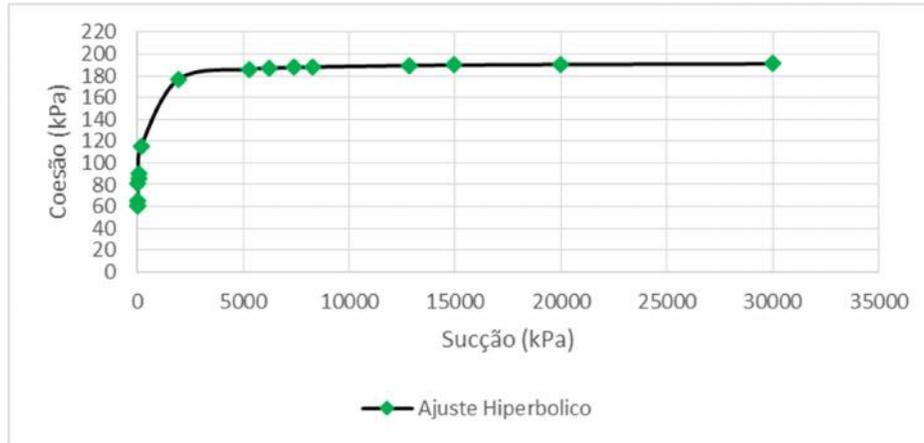


Figura 5-37, Modelo Hiperbólico: Previsão de Parâmetros de Resistencia Solo 2

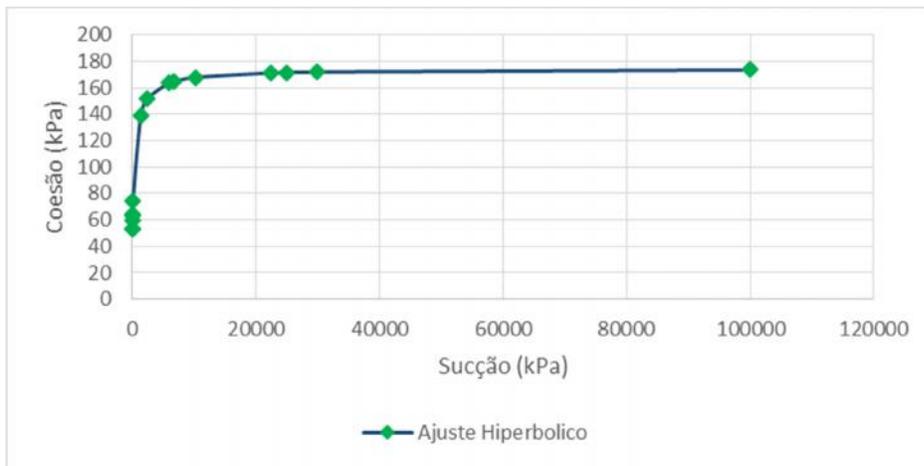
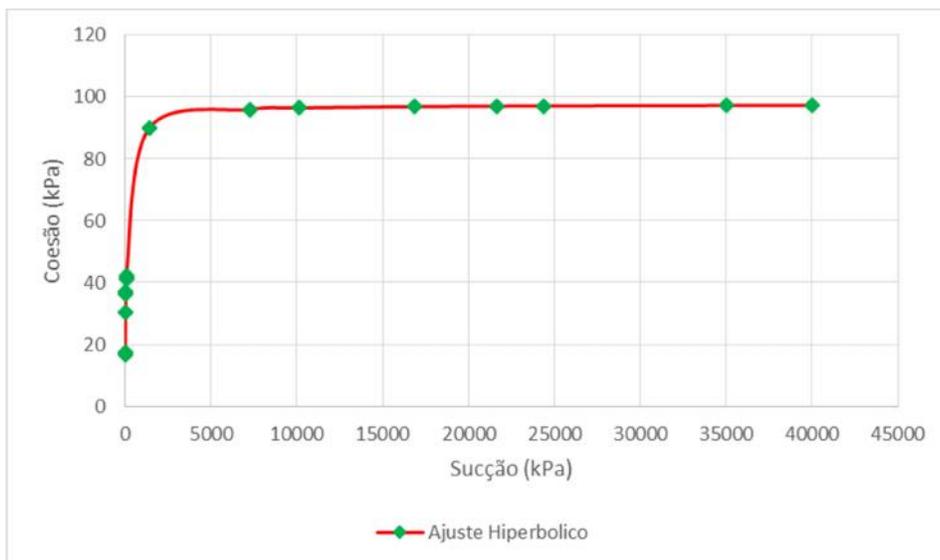


Figura 5-38, Modelo Hiperbólico: Previsão de Parâmetros de Resistencia Solo 3



5.3. Modelagem Numérica e Análise de Estabilidade das Encostas

Para a análise de estabilidade das falésias, são usados todos os parâmetros de solos encontrados em laboratório, e além, foram usados alguns parâmetros da bibliografia específica para a área.

As seções da falésia foram divididas em 5 trechos principais, três definidos pelos solos anteriormente caracterizados (solo 1 - Base, solo 2 – Intermediária, solo 3 – Topo) e dois trechos conformados pelas camadas cimentadas que aparecem em alguns análises, as espessuras dos solos 1, 2, e 3, oscilam entre os 6-8 m cada uma dependendo da seção analisada, e a espessura das camadas cimentadas é de dois metros.

Para as modelagens tentou-se fazer uns cenários de análises próximos da realidade, nos quais foram levados em consideração as fendas de tração presentes no topo da falésia, as camadas cimentadas, e a variação dos parâmetros de resistência em função do grau de saturação. Foram avaliadas 3 condições com diferentes teores de umidade para cada uma das seções, a primeira análise foi realizada para o teor de umidade natural ou de campo, a segunda análise foi realizada para um grau de saturação do 50%, e uma análise final da condição extrema, saturada, para a qual foram usados os parâmetros efetivos do solo, para as duas primeiras condições foi necessário o uso do modelo hiperbólico de resistência para a previsão dos parâmetros do solo, e poder alimentar o modelo em OPTUM CE.

O processo para estimar a coesão a diferentes condições de saturação, se descreve a seguir:

Inicialmente é determinado qual é o grau de saturação, a partir da umidade medida no ensaio, este grau de saturação é relacionado com o conteúdo de umidade volumétrico por meio da expressão:

$$\theta = \frac{S \cdot w \cdot G_s}{S + (w \cdot G_s)} \quad \text{Eq. 5-1}$$

Onde θ , é o conteúdo volumétrico em [cm³/cm³], S , representa o grau de saturação, w , é o conteúdo de água gravimétrico, e G_s , representa a densidade relativa dos grãos de cada solo.

A partir do valor do conteúdo volumétrico associado para o grau de saturação avaliado, devem ser usadas as curvas de retenção de solos das figuras 5-12, 5-13, 5-14, o processo inicia com o ingresso no eixo das ordenadas com o valor do conteúdo de água volumétrico, até conseguir tocar a curva de retenção, para esse ponto deve ser obtido seu valor de abscissa, que estará definido pela sucção.

Uma vez é conhecido a sucção para o grau de saturação, deve ser usado o modelo hiperbólico exposto nas figuras 5-36, 5-37, e 5-38, com o objetivo de determinar a coesão associada ao nível de sucção selecionado. O processo se descreve a seguir: ingressar no gráfico do modelo hiperbólico com sucção definida no eixo das abscissas, levar este valor na vertical até interceptar a curva do modelo, e posteriormente obter o dado de coesão no eixo das ordenadas para este valor, que será a coesão do solo aplicada para este nível de sucção e conseqüentemente para um nível de saturação definido.

5.3.1. Parâmetros dos Solos para as Análises de Estabilidade

Para as análises de estabilidade usando o método SRM é necessário conhecer os parâmetros de resistência, coesão e atrito, os módulos de elasticidade e Poisson dos solos, os pesos para a condição seca e a condição saturada, além de conhecer algumas propriedades hidráulicas como o coeficiente de permeabilidade.

Tomando como referência as pesquisas de Severo (2011), em amostras cimentadas artificialmente, foram adotados para este estudo os valores dos parâmetros de solo da camada cimentada para as análises da falésia e os valores do módulo de elasticidade e Poisson dos 3 tipos de solo. Nas pesquisas de Severo (2011), estes parâmetros foram obtidos de forma experimental em laboratório, mediante ensaios de compressão triaxial CD, sobre amostras de solo cimentadas artificialmente, com o objetivo de aproximar os valores das propriedades mecânicas à condição real das camadas cimentadas naturalmente da área.

Nas tabelas 5.23, 5.24 e 5.25, são apresentados os parâmetros usados para cada solo nas diferentes condições de análise.

Tabela 5.23 – Parâmetros de Solo em Condição Natural de Campo

	γ_{seco}	$w_{Natural}$	$\gamma_{Natural}$	c'	ϕ'	E	ν	k
	kN/m ³	%	kN/m ³	kPa	°	MPa		cm/s
Solo 1	17,4	3,84%	18,1	187,36	27,6	20	0,3	4,51E-05
Solo 2	17,4	1,41%	17,6	169,50	12,1	20	0,3	1,05E-04
Solo 3	16,1	1,97%	16,4	96,58	28,9	20	0,3	2,92E-04

Tabela 5.24 - Parâmetros de Solo em Condição de 50% de Saturação

	γ_{seco}	$w_{50\%}$	$\gamma_{50\%}$	c'	ϕ'	E	ν	k
	kN/m ³	%	kN/m ³	kPa	°	MPa		cm/s
solo 1	17,41	8,50%	18,9	80,8	27,6	20	0,3	4,51E-05
solo 2	17,41	7,21%	18,7	74,0	12,1	20	0,3	1,05E-04
solo 3	16,15	6,51%	17,2	41,0	28,9	20	0,3	2,92E-04

Tabela 5.25 - Parâmetros de Solo em Condição de Total Saturação

	γ_{seco}	w_{sat}	γ_{Sat}	c'	ϕ'	E	ν	k
	kN/m ³	%	kN/m ³	kPa	°	MPa		cm/s
solo 1	17,41	16,50%	20,3	60,6	27,6	20	0,3	4,51E-05
solo 2	17,41	16,88%	20,3	53,3	12,1	20	0,3	1,05E-04
solo 3	16,15	15,79%	18,7	16,7	28,9	20	0,3	2,92E-04

Os parâmetros da camada cimentada são mostrados na Tabela 5.26,

Tabela 5.26 - Parâmetros de Solo Cimentado usada na modelagem

	γ_{seco}	$w_{Natural}$	$\gamma_{Natural}$	c'	ϕ'	E	ν	k
	kN/m ³	%	kN/m ³	kPa	°	MPa		cm/s
Camada cimentada	18	-	22	541,9	40,3	30	0,3	1E-05

5.3.2. Cenários de modelagem

Para cada seção foram considerados 12 cenários possíveis que poderiam se apresentar no campo, 4 cenários diferentes para cada uma das três condições de saturação.

O primeiro cenário considera as três camadas de solo na condição de umidade determinada, o segundo cenário considera a influência de uma fenda de tração no topo da falésia preenchida de água, o terceiro cenário considera a influência das camadas cimentadas dentro da falésia por fim o quarto cenário considera a influência

das camadas cimentadas e a fenda de tração, a Tabela 5.27 mostra os diferentes cenários e as codificações usadas na modelagem.

Tabela 5.27 –Cenários de Modelagem

Cenário	Descrição	Código
1	Solo Umidade Natural	U,N
2	Solo Umidade Natural + Fenda	U,N + F
3	Solo Umidade Natural + Camadas Cimentadas	U,N + CC
4	Solo Umidade Natural + Fenda + Camadas Cimentadas	U,N+F+CC
5	Solo 50% Saturação	50%
6	Solo 50% Saturação + Fenda	50% + F
7	Solo 50% Saturação + Camadas Cimentadas	50% + CC
8	Solo 50% Saturação + Fenda + Camadas Cimentadas	50%+F+CC
9	Solo Saturado	SAT
10	Solo Saturado + Fenda	SAT + F
11	Solo Saturado + Camadas Cimentadas	SAT + CC
12	Solo Saturado + Fenda + Camadas Cimentadas	SAT+F+CC

Nota: Nas análises nas quais a fenda tem influência, foi considerada preenchida totalmente de água, pois é uma situação crítica que poderia acontecer, resultando em uma condição desfavorável.

Estes cenários foram considerados tendo como ponto de partida as condições e fatores nas quais as falésias se encontram em condições naturais, é preciso mencionar que pelas condições climáticas da região como a pluviosidade e a taxa de evaporação, e as propriedades hidráulicas dos materiais, caso a permeabilidade, estes solos nunca vão apresentar condições de total saturação, não obstante, esta condição foi levada em consideração para ter um ponto de comparação com os outros pontos de saturação, e outra razão é para exemplificar o comportamento em condições limite.

A continuação, serão expostos os resultados das análises de estabilidade, serão apresentados graficamente as condições mais críticas para cada seção e posteriormente serão apresentados os valores dos fatores de segurança para os diferentes cenários.

5.3.3. Resultados das Análises Seção A

Após realizar os procedimentos no software OPTUM, foi possível quantificar deterministicamente a estabilidade das encostas para diferentes cenários possíveis mediante o fator de segurança. Nas figuras a seguir são apresentados os fatores de segurança para os cenários mais desfavoráveis de cada seção, seu possível tipo de ruptura, e a superfície potencial de ruptura para fatores de segurança superiores a 1, e superfície de ruptura para fatores de segurança inferiores a 1.

Figura 5-39. Análise de estabilidade para a seção A – Cenário 10.

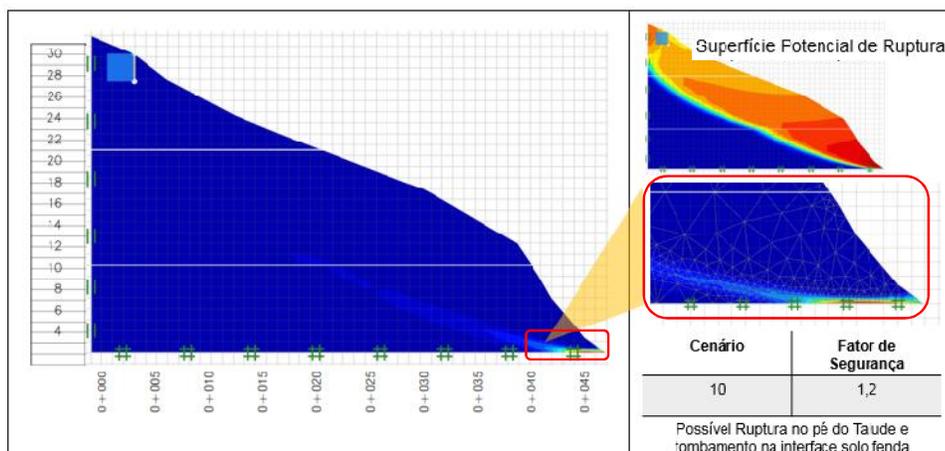
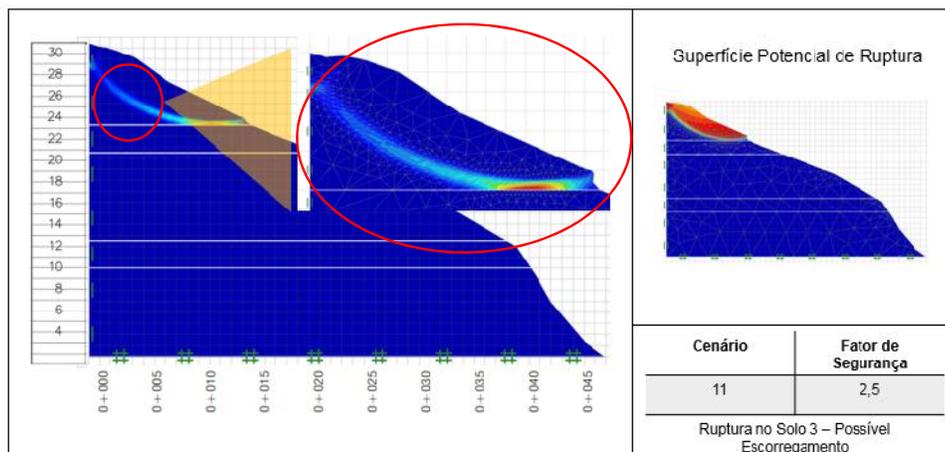


Figura 5-40. Análise de estabilidade para a seção A – Cenário 11.



Como pode ser observado nas figuras 5-39 e 5-40, a condição mais crítica para esta seção, acontece quando o solo encontra-se sob condições saturadas e com a influência da fenda de tração em seu topo, no entanto, mesmo sendo uma condição crítica, o talude se considera estável, por ter um fator de segurança sendo maior a 1.

Um caso que chama a atenção acontece no cenário 11, neste cenário onde o solo está com influência de camadas cimentadas e apresenta condições de saturação a ruptura poderia acontecer na interface do solo de topo com o a camada intermediária.

5.3.4. Resultados das Análises Seção B

Esta seção analisada apresenta um perfil tipo 1 (SANTOS JR *et. al.*, 2008), caracterizado principalmente por uma perfil quase vertical. Neste perfil podem ser

comprovados os dois tipos principais de movimentos, tombamento e escorregamentos de solo, em função da umidade na qual se apresenta o solo e os fatores como a presença de fenda e as camadas cimentadas. No entanto, os valores do fator de segurança para condições de teores de umidade baixos são superiores de 1,0, é possível observar que os movimentos que se desenvolvem no modelo computacional, podem ser verificados em campo.

Figura 5-41. Análise de estabilidade para a seção B – Cenário 9.

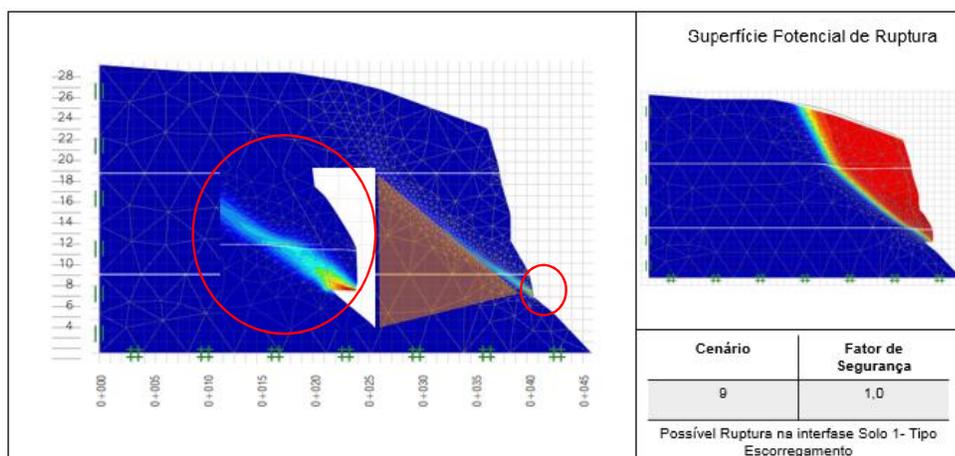
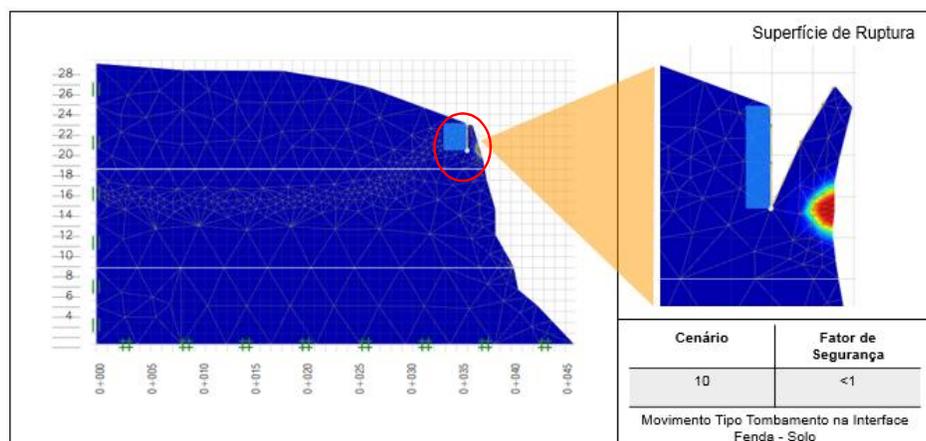


Figura 5-42. Análise de estabilidade para a seção B – Cenário 10.



Para esta seção ao igual que para a seção A, o solo apresenta a condição mais desfavorável quanto encontra-se sob total saturação e tem influência de fenda de tração, neste caso apresenta-se uma ruptura tipo tombamento, como se mostra na figura 5-42. No caso da figura 5-41, existe um potencial escorregamento na interface do solo intermediário e o solo da base, quando existem condições de saturação nestes solos.

5.3.5. Resultados das Análises Seção C

Esta seção analisada ao igual à seção B apresenta um perfil tipo 1 (SANTOS JR *et. al.*, 2008), caracterizado principalmente por uma face quase vertical, não tão pronunciado quanto a seção anterior, neste perfil podem ser comprovados os dois tipos principais de movimentos, tombamento e escorregamentos de solo, em função da umidade na qual se apresenta o solo e os fatores como a presença de fenda e as camadas cimentadas. Mesmo, os valores do fator de segurança para condições de umidade baixos são superiores de 1, é possível observar que os movimentos que se desenvolvem no modelo computacional, podem ser verificados em campo.

Figura 5-43. Análise de estabilidade para a seção C – Cenário 10.

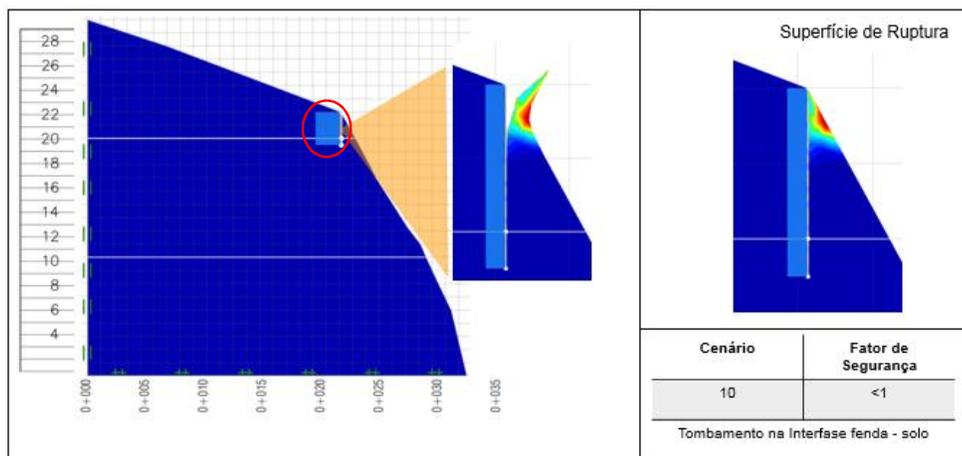
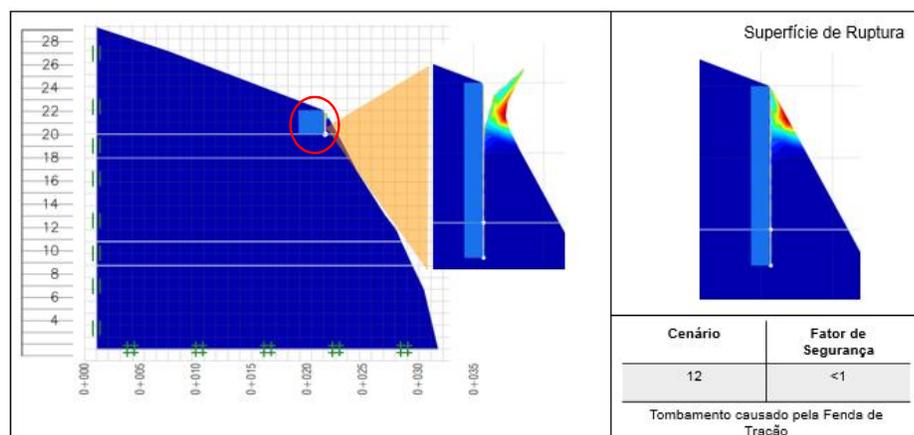


Figura 5-44. Análise de estabilidade para a seção C – Cenário 12.



Esta seção apresenta suas condições mais desfavoráveis sob condições de total saturação e a influência de camadas cimentadas e fenda de tração, desenvolvendo movimentos de massa tipo tombamentos.

5.3.6. Resultados das Análises Seção D

Esta seção analisada ao igual que a seção B e C apresenta um perfil tipo 1 (SANTOS JR *et. al.*, 2008), caracterizado principalmente por uma face quase vertical, sendo esta a de maior verticalidade em comparação as duas anteriores, neste perfil podem ser comprovados os dois tipos principais de movimentos, tombamento e escorregamentos de solo, sendo os tombamentos os que predominam. Os valores do fator de segurança são menores comparados com os anteriores cenários e seções, mesmo em alguns cenários continuam sendo maior que um, esta tendência pode ser causada pela influência da verticalidade da face, o que gera este comportamento.

Figura 5-45. Análise de estabilidade para a seção D – Cenário 6.

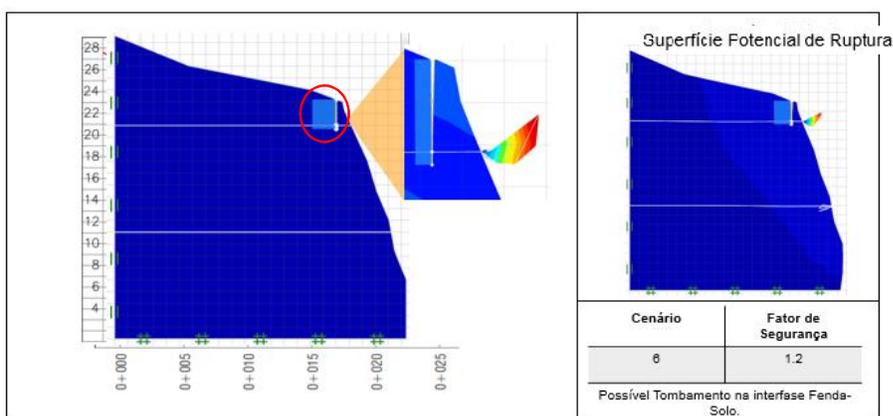
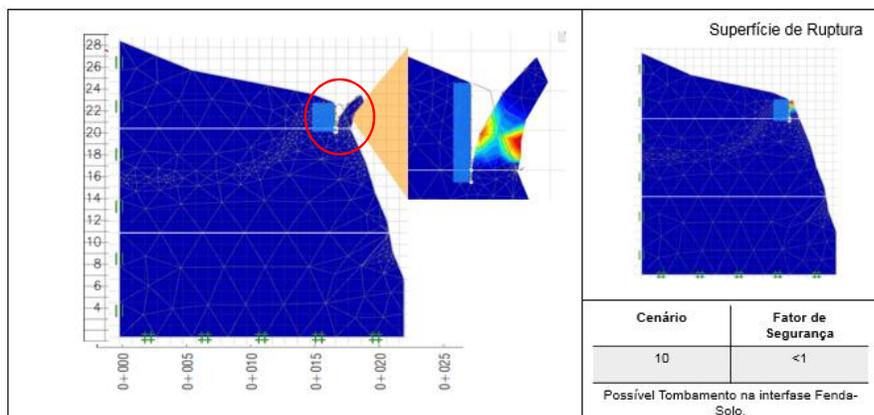


Figura 5-46. Análise de estabilidade para a seção D – Cenário 10.

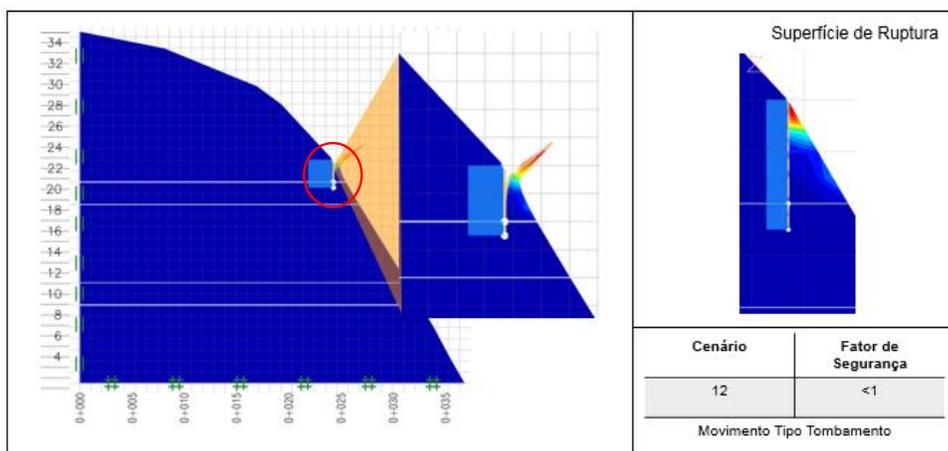


Esta seção, apresenta sua condição mais crítica quando encontra-se sob a influência da fenda de tração no solo de topo, como mostra a figura 5-46, a figura 5-45, mostra uma ruptura tipo tombamento para condições de 50% de saturação do solo, quando encontra-se sobre influência de fenda.

5.3.7. Resultados das Análises Seção E

Esta seção analisada pode ser considerada como tipo III (SANTOS JR *et. al.*, 2008), caracterizado principalmente por uma face inclinada, neste perfil podem ser comprovados os dois tipos principais de movimentos, tombamento e escorregamentos de solo, sendo os movimentos tipo escorregamentos os que predominam na maioria das análises. A tendência deste movimento de solo (escorregamento) é comprovada que está influenciada pela geometria de sua face, e fatores como as camadas cimentadas e as fendas não influenciam tanto quanto nos anteriores seções da falésia.

Figura 5-47. Análise de estabilidade para a seção E – Cenário 12.



Para esta última seção a situação mais crítica acontece quando o solo apresenta condições de total saturação, e a falésia está sob a influência de fendas de tração e as camadas cimentadas, nesta cenário o solo apresenta um movimento de tipo tombamento.

Enquanto a seleção dos graus de saturação do solo das análises (S_r =Natural, S_r =50%, S_r =100%), estes parâmetros foram selecionados para representar uma condição real de campo, uma condição que poderia acontecer (S_r =50%) e uma condição hipotética (S_r =100%), isto devido a que não se tem uma redistribuição de umidades frente às condições hidrológicas da região.

Na Tabela 5.28, apresenta-se um quadro comparativo entre os métodos determinísticos como a análise de estabilidade e o método semi-quantitativo AHP-SIG, usado inicialmente nesta pesquisa, pode ser observado que tanto o modelo de

susceptibilidade quanto as análises de estabilidade de cada seção apresentam uma correlação, o que sugere que existe uma compatibilidade entre os dois métodos, e que as evidencias de movimentos em campo tem uma proximidade com os dois modelos.

Tabela 5.28. Comparativo entre o método Semi-quantitativo e o método determinístico

Seção	Susceptibilidade		Estabilidade	
	Análise Semi-quantitativo	Análise Determinístico - Condição mais crítica-Valor Numérico	Análise Determinístico - Condição mais crítica - Classificação	
1	Bajo	1,5	Estável	
2	Médio	<1	Instável - Tombamento	
3	Médio	<1	Instável - Tombamento	
4	Alto	<1	Instável - Tombamento- Escorregamento	
5	Alto	<1	Instável - Escorregamento	

5.4. Análise de Resultados

5.4.1. Caracterização

De acordo com as tabelas 5.6 e 5.7, referentes à classificação dos solos estes estão classificados como areia argilosa (SC), areia Silto argilosa (SC-SM), e areia mal graduada (SP). Estes resultados são coerentes para os solos encontrados na Formação Barreiras e podem ser comparados com os estudos feitos na área por diferentes autores, entre eles Silva (2003), Severo (2005, 2011), Coutinho *et. al.* (2006), Santos Jr *et. al.* (2008), Pereira (2012), Sousa Junior (2013). Quanto aos valores de **G_s**, os três solos estão dentro dos valores descritos na literatura para este tipo de solo, variam desde 2,64g/cm³ até 2,69g/cm³. O solo 2 apresenta uma classificação SC-SM, Areia Silto Argilosa, esta classificação pode ser comparada com a curva granulométrica exposta na Figura 5.11 e na Tabela 5.6, onde se apresenta um 16,69% de silte e 13,46% de argila. Estas porcentagens dão um suporte para a verificação da classificação. Como pode ser verificado na Tabela 5.6 os solos apresentam uma porcentagem significativa de areia 74,53% para o solo 1, 69,77% para o solo 2, e 87,82% para o solo 3. Destaca-se que tanto o solo 2 como o solo 3 tem o maior porcentagem de areia fina 50.06% e 76.17%.

5.4.2. Curvas Características do Solos

De acordo com as Tabelas 5.8, 5.9 e 5.10 a sucção total para um grau de saturação de 2% para os solos 1, 2, 3 de 16879 kPa, 25574 kPa e 25010 kPa respectivamente. Já a sucção matricial para os mesmos solos são de 14933kPa, 24923kPa e 24383kPa, o que sugere inicialmente que estes solos não tem uma parcela de sucção osmótica que influencia diretamente nos parâmetros de resistência, já que a resistência dada pela sucção provem em um 97% da sucção matricial e um 3% provem da sucção osmótica.

Outra consideração importante são os diferentes níveis de sucções do solo 1 em comparação aos níveis obtidos para o solo 2 e 3, pois, para o primeiro, os níveis de sucção encontra-se entre 16000 kPa e 17000 kPa, enquanto, que para os solos 2 e 3 os níveis de sucção estão entre os 25000 kPa a 26000 kPa. Este comportamento pode ser analisado observando a Figura 5-11, e a Tabela 5-6, já que para o solo 1 existe um porcentagem de areia grossa de 12.95% e de areia média de 48.17%, para um total de 61.12%. O tamanho do grão influencia diretamente na medida de sucção em função dos poros maiores, pois teoricamente solos mais grossos tendem a ter uma facilidade de perder água, e conseqüentemente a diminuir os níveis de sucção, caso contrário ocorre nos solos 2 e 3 onde a fração de areia fina e a fração fina dentro do solo corresponde a 80.20% e 88.35% respectivamente. Esta distribuição granulométrica pode explicar porque os solos 2 e 3 tem estes níveis de sucção, já que em solos com conteúdo de finos elevados é mais difícil expulsar a água e portanto surge uma maior sucção.

Como pode ser observado nas Figuras 5-12, 5-13 e 5-14, o comportamento da curva é do tipo bimodal, típico de solos arenosos onde existe a presença de macroporos e microporos e uma zona denominada patamar intermediário, para o solo 1 existe uma dessaturação nos poros maiores gradualmente aplicando sucções desde 10 kPa até 100 kPa. Esta dessaturação gradual é explicada porque neste trecho encontra-se aproximadamente o 61,12% do material. Para os solos 2 e 3 esta dessaturação acontece de forma mais brusca pois a quantidade de macroporos é menor, devido a que as porcentagens de areias grossas e médias são menores 19,71% para o solo 2 e 11,65% para o solo 3. Para patamares intermediários o solo 3 apresenta um patamar mais extenso, comportamento promovido possivelmente pela

quantidade de areia fina dentro do solo 76,17%, enquanto ao trecho de dessaturação dos microporos, o solo 1 apresenta valores de sucção de aproximadamente 2000 kPa até sucções de aproximadamente 16000 kPa. Para o solo 2 a dessaturação começa em 5000 kPa até os 25000 kPa e para o solo 3 começa com sucções de 3500 kPa até os 26000 kPa. Estes comportamentos podem ser interpretados pela quantidade de argila e silte que tem as amostras, pois, o solo 1 tem uma quantidade de 25,77%, o solo 2 tem uma quantidade de 30,15%, e o solo 3 de 12,18%. Como pode-se observar os valores de sucção para a dessaturação dos microporos para o solo 1 e 3 são similares no entanto as 5-12 e 5-13 apresentam pendentes no trecho final diferentes mais íngreme para o solo 1 e menos íngreme para o solo 2. Este efeito pode ser causado pela quantidade de argila presente na amostra.

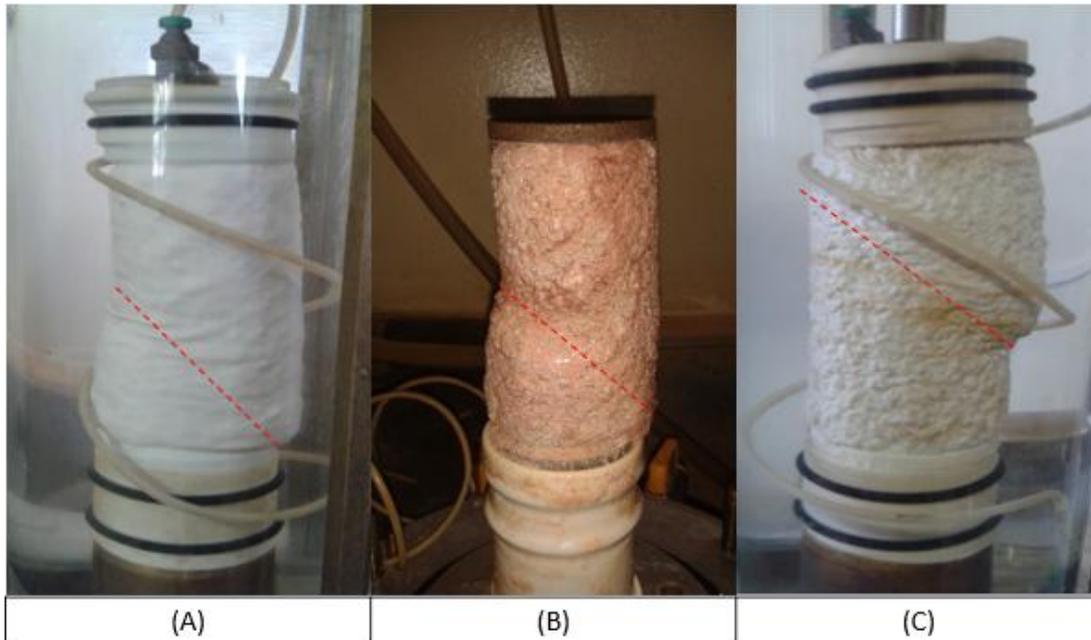
5.4.3. Ensaios de Resistência ao Cisalhamento

5.4.3.1. Ensaios de Resistência à Compressão Triaxial em Solo Saturado CU com Medida de Poro-pressão

De acordo com as gráficas 5-15, 5-19, e 5-23, pode-se observar que os picos de resistência para as tensões de 200 kPa, 300kPa, e 400 kPa, para o solo 1, 2 e 3 acontecem entre 1,1% e 2,2% de deformação axial. Como pode ser observado nos solos 1 e 2, estes apresentam um comportamento típico de areias compactas onde se apresentam valores pico bem definidos e apresentam uma ruptura brusca, caracterizado por uma clara direção e um plano de ruptura no corpo de prova, este fato pode ser verificado nas Figura 5-48 A, B e C.

Com relação as poropressões, nas figuras 5-16 e 5-20, pode se observar que para o solo 1 e 2 se apresenta uma geração de poropressões positivas o ponto de inflexão nesta curva corresponde ao ponto de ruptura do solo, é possível verificar também que quanto maior for a tensão confinante aplicada, maior foi o excesso de poro-pressão gerada no ensaio. Para o comportamento dos solos 1 e 2 o excesso de poro-pressão aumenta até valores de deformações axiais entre o 1,5% e 2,0%. Após atingir o pico de ruptura as poropressões começam a ter um comportamento, que mesmo sendo crescente, tendem a se estabilizar. Para o solo 1, as poropressões dos ensaios com 300 kPa e 400 kPa, mantém uma diferença de aproximadamente 50 kPa, de modo que pode ser observado um padrão de comportamento.

Figura 5-48, A) Ruptura do solo 1 no equipamento triaxial, B) ruptura do solo 1 fora do equipamento, C) Ruptura do solo 2 no equipamento triaxial



Fonte: O autor.

No entanto, para a tensão de 200 kPa este padrão, não é claramente visível. Já no solo 2, para as três tensões de confinamento utilizadas, é possível perceber um incremento na poro-pressão e estas obedecem a um padrão de forma definido, o que sugere que o material se comporta da mesma forma para os três níveis de tensões ensaiados. Observou-se assim como no solo 1, poro-pressão positiva com uma tendência crescente até o ponto de ruptura, que acontece nos 1% a 2% de deformação axial, após estes níveis de deformação se apresenta uma tendência estabilizadora.

O Solo 3, por sua vez, apresenta condições diferentes dos solos 1 e 2. A ruptura deste solo para as 3 tensões confinantes aplicadas (200 kPa, 300 kPa, e 400 kPa), não apresentam uma ruptura brusca, conseqüentemente não gera um pico, o que sugere que a areia não está em estado compacto. O corpo de prova não apresenta um plano de ruptura definido, pelo contrário, apresenta um embarrigamento, como mostra a Figura 5-49. Observa-se na Figura 5-23, que os valores de deformação para o ponto onde começa o processo de ruptura estão entre 1,0 a 2,0%, enquanto que na Figura 5-24, é observada claramente uma tendência crescente nas poropressões positivas até este ponto. Após atingir a ruptura as poropressões começam a diminuir chegando a valores negativos nas três tensões confinantes. De acordo com Vilar

(2006), a trajetória de tensões efetivas em um diagrama s versus t , encontra-se deslocada, na horizontal, da linha de tensões totais, em uma separação igual ao valor correspondente à poro-pressão. Caso a trajetória de tensões efetivas se situe na zona esquerda da trajetória de tensões totais, as poro-pressões geradas são positivas, caso contrário, as poro-pressões são negativas. Com esta definição é possível entender a trajetória de tensões efetivas na Figura 5-25, onde para o solo 3, para as três tensões confinantes após atingir o ponto de ruptura, começam a gerar pressões negativas.

Figura 5-49. Ruptura Solo 3.



Fonte: O autor.

Desta maneira, foi possível observar que solo 3 apresenta um comportamento de endurecimento ou *hardening behaviour*. Este comportamento tem sido foco de verificação e entendimento para muitos autores, quando acontece em areias, diante disto, a bibliografia relata que este comportamento pode acontecer nas areias fofas, médias ou compactas, especificamente para o ensaio triaxial não drenado. Neste ensaio a geração de poro-pressão, pode gerar o processo de liquefação estática em areias fofas (*loose sand*), enquanto, as areias compactas podem resistir um maior esforço cisalhante devido à geração de poropressões negativas, reproduzindo assim o comportamento de endurecimento. Por tanto mesmo que o gráfico tensão versus deformação não permita um claro entendimento da compactidade da areia mediante a

interpretação da forma de ruptura do solo, o comportamento de endurecimento permite sugerir que este solo encontra-se em estado compacto.

Em relação aos valores de resistência dos solos tanto de coesão como de ângulo de atrito, pode ser inferido que os solos 1 e 2 apresentam maior coesão por ter a maior quantidade de finos (25,77% e 30,15% respectivamente), argila e silte na matriz de solo, e que o solo 3 apresenta um valor de coesão menor por ter menor quantidade de argila e silte (12,18%).

5.4.3.2. Ensaio de Resistência à Compressão Triaxial em Solo Não Saturado em Condição de Umidade Residual,

O solo 1, em condição de umidade residual para as tensões confinantes de 200 kPa, 300 kPa, e 400 kPa, apresentou uma ruptura entre os 2,5% e 3,3% de deformação axial, este solo apresentou um incremento na resistência de aproximadamente 36,53%, em comparação com sua condição saturada, como pode ser observado na Figura 5-27. O respectivo solo apresentou um pico de resistência bem definido para as três tensões confinantes conforme verificado na Figura 5-50-A, onde o solo apresenta um plano de ruptura bem definido. Quanto aos parâmetros de resistência, destaca-se que este solo sob condição não saturada apresenta uma coesão de 192,06 kPa, 67.66% a mais do que a condição saturada.

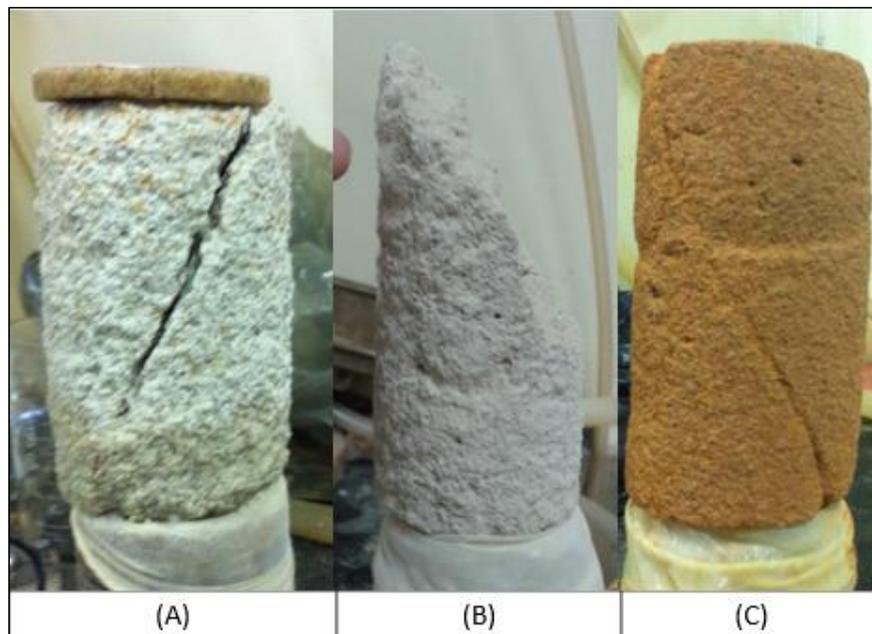
Para o solo 2, a ruptura aconteceu entre os 2,0% e 3,16% de deformação axial. Em comparação com a condição saturada, este solo sob condição não saturada apresentou um incremento na resistência de 17,39% com pico de resistência bem definido nas curvas tensão *versus* deformação ruptura para as três tensões confinantes 200 kPa, 300 kPa e 400 kPa. Foi possível também observar que após o ensaio os corpos de prova apresentaram plano de ruptura bem definidos (Figura 5-50-B).

Quanto ao solo 3, a ruptura aconteceu entre os 1,0% e 2,2% de deformação axial. Quando comparado com a condição saturada, apresentou incremento médio na resistência de 35,03%. Assim como nos solos 1 e 2 o plano de ruptura deste solo sob essa condição de umidade apresentou-se bem definido, como mostra a Figura 5-50-C. Em comparação a condição saturada este solo apresenta um incremento de 82,71% em sua coesão. Este valor é cerca de 40% menor se comparado com os

obtidos para os solos 1 e 2, também na umidade residual. Este parâmetro revela a pouca quantidade de finos que apresenta o solo, fato comprovado na granulometria deste solo.

Em comparação com outros estudos feitos na região como foram expostos na tabela 3.2, quando comparada a condição de umidade natural com o estado inundado, os solos apresentam incrementos no parâmetro de coesão de 78,28%, para o solo de topo, e 88,18% para o solo da base da falésia de Tibau do Sul, 75,92% para as amostras coletadas em Piau na RN003, e de 57,69 da amostra coletada na BR 101. Por tanto este incremento em valores importantes, está dado pelos efeitos da sucção nestes solos, o que poderia dar um indicio da importância deste fenômeno para a estabilidade das falésias da região.

Figura 5-50. Modo de Ruptura dos Solos em Condição de Umidade Residual



Fonte: O Autor.

5.4.4. Modelo de Previsão de Parâmetros de Resistência – Modelo Hiperbólico de Vilar (2007)

As Figuras 5-36, 5-37 e 5-38 mostraram os valores de coesão dos solos variando em função da sucção. Para o solo 1 a variação de coesão começa de 60.57 kPa quando o solo está saturado até 192.06 kPa quando o solo está em condição de umidade residual. O ponto de inflexão encontra-se entre o 30,0% e 35,0% de

saturação e antes deste ponto, a variação de coesão foi de aproximadamente 89,3%. Após este ponto, a variação de coesão tem uma tendência estabilizadora e a variação que apresentada foi de 10,7%. Quando comparado com a curva característica este ponto encontra-se na zona intermediária entre a dessaturação dos macroporos e microporos. O modelo indica que o crescimento da coesão se dá rapidamente em níveis de sucções baixas e para níveis de sucções altas a coesão apresenta valores mais altos, no entanto, apresenta variações mais baixas.

Para o solo 2, a coesão apresentou uma variação de 53,3 kPa até 174,35 kPa, desde a condição saturada até a condição de umidade residual respectivamente. O ponto de inflexão no modelo encontra-se nos níveis de saturação entre os 35,0% e 50,0%. Antes deste ponto, este solo apresenta uma variação na coesão de 71,5%, após o ponto de inflexão a variação que apresenta é 28,5%. Assim como foi observado para o solo 1, quando comparado o ponto de inflexão com a curva característica, observou-se que o mesmo encontra-se na zona intermediária, entre a dessaturação dos macroporos e microporos. O modelo indica que o crescimento da coesão se dá rapidamente em níveis de sucções baixas e para níveis de sucções altas a coesão apresenta valores mais altos, no entanto, apresenta variações mais baixas.

Quanto ao solo 3, o parâmetro de coesão varia entre 16,71 kPa e 97,34 kPa, desde sua condição saturada até sua condição de umidade residual. O ponto de inflexão para este solo encontra-se entre os 30,0% e 40,0% de saturação e a variação da coesão apresentada antes do ponto de inflexão é de 90,9%. Após este valor de inflexão a coesão varia 10,1%, o que sugere, que no modelo de previsão hiperbólica as menores variações na coesão, começam quando começa a dessaturação dos microporos.

5.4.5. Modelagem Numérica e Análise de Estabilidade de Encostas

A análise da estabilidade de encostas é apresentada nas tabelas 5.29, 5.38, 5.39, 5.47, e 5.57, onde são analisadas as seguintes condições: a) O solo em diferentes condições de saturação, b) o solo quando tem influência da fenda de tração, c) o solo quando tem influência das camadas cimentadas, e d) quando o solo tem influência dos dois fatores avaliados, a camada cimentada e a fenda de tração.

5.4.5.1. Solo em diferentes condições de Saturação.

Seção A

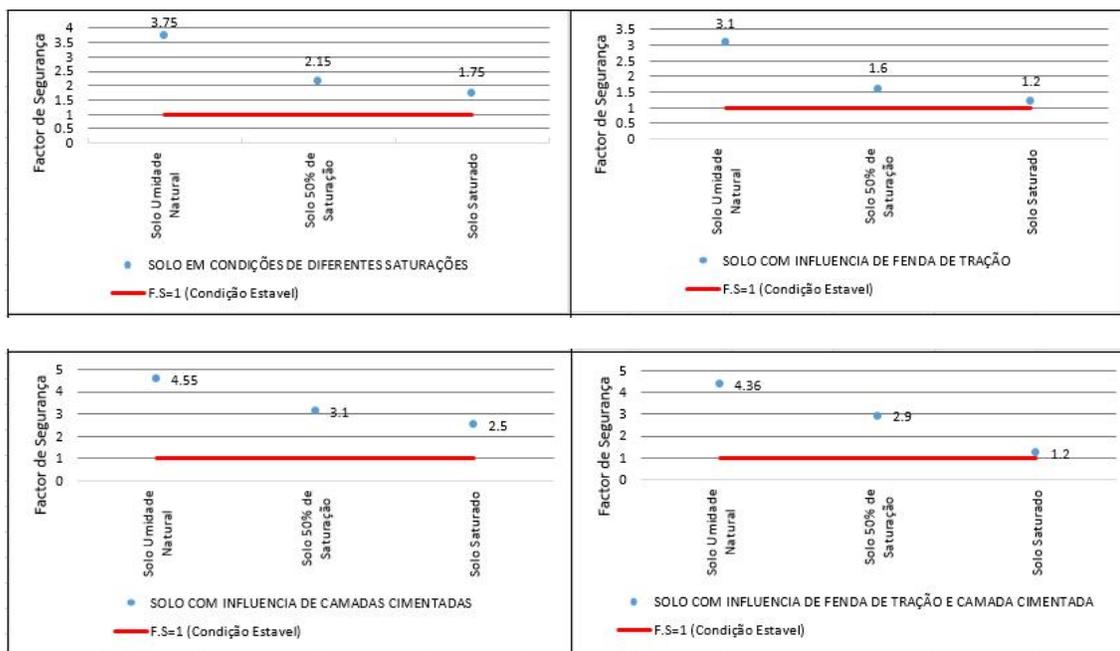
Como pôde ser verificada nos gráficos da Figura 5-51, a seção A é estável em qualquer tipo de condição. A condição mais favorável se apresenta quando o solo tem influência das camadas cimentadas e encontra-se na umidade natural, quando então o fator de segurança obtido foi de 4,55. A condição mais desfavorável aconteceu quando a o solo foi submetido à saturação e à presença de uma fenda de tração, atingindo um fator de segurança de 1,2.

Tabela 5.29. Resultado da Análise para a Seção A

SOLO EM CONDIÇÕES DE DIFERENTES SATURAÇÕES					
CENARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (M)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	POSSIVEL MODO DE RUPTURA
1	Solo Umidade Natural	29	51,20	3,75	Pé do Talude
5	Solo 50% de Saturação	29	51,20	2,15	Pé do Talude
9	Solo Saturado	29	51,20	1,75	Pé do Talude
SOLO COM INFLUENCIA DE FENDA DE TRAÇÃO					
CENARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	POSSIVEL MODO DE RUPTURA
2	Solo Umidade Natural	29	51,20	3,1	Pé do Talude
6	Solo 50% de Saturação	29	51,20	1,6	Tombamento na Interfase Fenda
10	Solo Saturado	29	51,20	1,2	Tombamento na Interfase Fenda
SOLO COM INFLUENCIA DE CAMADAS CIMENTADAS					
CENARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	POSSIVEL MODO DE RUPTURA
3	Solo Umidade Natural	29	51,20	4,55	Pé do Talude
7	Solo 50% de Saturação	29	51,20	3,1	Pé do Talude
11	Solo Saturado	29	51,20	2,5	Escorregamento solo 3
SOLO COM INFLUENCIA DE FENDA DE TRAÇÃO E CAMADA CIMENTADA					
CENARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	POSSIVEL MODO DE RUPTURA
4	Solo Umidade Natural	29	51,20	4,36	Pé do Talude
8	Solo 50% de Saturação	29	51,20	2,9	Pé do Talude
12	Solo Saturado	29	51,20	1,2	Tombamento na Interfase Fenda

Da análise é possível verificar que para qualquer das situações avaliadas o fator de segurança decresce com o aumento da saturação, o que reflete a diminuição do parâmetro da coesão dentro do solo por causa de perda de sucção.

Figura 5-51. Fatores de Segurança para diferentes condições avaliadas Seção A.



Em termos percentuais, quando o solo não tem influência de camadas cimentadas, nem fenda de tração, e tem unicamente a variação de saturações, quando comparado com o solo em condições de umidade natural, o fator de segurança diminui 42.67% quando o solo encontrasse com uma saturação de 50%, e 53.33% quando o solo encontrasse em condição Saturada, na Tabela 5.30 são sumarizados os resultados da análise.

Tabela 5.30. Diminuição do Fator de segurança com variação de graus de saturação do solo, Seção A.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
1	Solo Umidade Natural	3,75	
5	Solo 50% de Saturação	2,15	42,67%
9	Solo Saturado	1,75	53,33%

Quando o solo tem influência da fenda de tração, o solo apresenta uma diminuição do Fator de segurança de 48.39% para o solo com 50% de saturação e de 61.29% em condição saturada, como se mostra na Tabela 5.31

Tabela 5.31. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração, Seção A.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
2	Solo Umidade Natural	3,1	
6	Solo 50% de Saturação	1,6	48,39%
10	Solo Saturado	1,2	61,29%

Quando a falésia encontra-se com influência das camadas cimentadas a diminuição do fator de segurança é a menor de todas as condições, não obstante os valores de fator de segurança são os maiores em comparação com os outros cenários, 31.87% para a condição de 50% de saturação (F.S=4.55) e 45.05% em condição saturada (F.S=2.5). Os resultados são mostrados na Tabela 5.32.

Tabela 5.32. Diminuição do Fator de segurança com a influência da Camada Cimentada, Seção A.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
3	Solo Umidade Natural	4,55	
7	Solo 50% de Saturação	3,1	31,87%
11	Solo Saturado	2,5	45,05%

Quando a falésia encontra-se em influencia tanto da fenda de tração como das camadas cimentadas como mostra a Tabela 5.33, o fator de segurança diminui 33.49% para o solo que está na condição de 50% de saturação, e a diminuição quando o solo está em condição saturada chega a ser 72.48%, destes resultados pode ser observado que as camadas cimentadas são um fator importante na estabilidade das falésias e que a fenda de tração influencia somente quando o solo apresenta uma condição saturada.

Tabela 5.33. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração e a camada cimentada, Seção A.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
4	Solo Umidade Natural	4,36	
8	Solo 50% de Saturação	2,9	33,49%
12	Solo Saturado	1,2	72,48%

Das análises pode-se determinar que para esta seção, como foi exposto anteriormente, todas os cenários tem um Fator de Segurança maior a 1 o que sugere a estabilidade da falésia. Mesmo assim, pode-se destacar as formas de ruptura que poderiam ocorrer, dentre as quais pode-se citar: Escorregamento por ruptura no pé do talude (66.67%), Tombamentos na Interface Solo 3 – Fenda de Tração (25%) e

Escorregamento no Solo 3 (8.33%). Os movimentos de tombamento acontecem quando o solo 3 está sujeito à presença de fenda de tração e está na condição de 50% de saturação, e também quando encontra-se completamente saturado. O escorregamento no solo 3 acontece quando o solo está em condições de total saturação e com influência das camadas cimentadas

Seção B

Como pode ser verificado nos gráficos da Fonte: O autor.

Figura 5-52, a seção B é estável na maioria de condições. A condição mais favorável se apresenta quando o solo tem influência das camadas cimentadas e encontra-se na umidade natural, cujo fator de segurança foi 3,41. A condição mais desfavorável aconteceu quando o solo atingiu a condição de saturação associado à presença da fenda de tração, quando então o fator de segurança foi menor que 1,0.

Em termos porcentuais, quando o solo não tem influência de camadas cimentadas, nem fenda de tração, e tem unicamente a variação de saturações, quando comparado com o solo em condições de umidade natural, o fator de segurança diminui 48,21% quando o solo encontra-se com uma saturação de 50%, e 64,29% quando o solo encontra-se em condição saturada, na Tabela 5.34 são sumarizados os resultados da análise.

Tabela 5.34. Diminuição do Fator de segurança com variação de graus de saturação do solo, Seção B.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
1	Solo Umidade Natural	2,8	
5	Solo 50% de Saturação	1,45	48,21
9	Solo Saturado	1	64,29

Quando o solo tem influência da fenda de tração, o solo apresenta uma diminuição do Fator de segurança de 57,69% para o solo com 50% de saturação, e de 88,46% em condição saturada, como se mostra na Tabela 5.35

Tabela 5.35. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração, Seção B.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança %
2	Solo Umidade Natural	2,6	
6	Solo 50% de Saturação	1,1	57,69
10	Solo Saturado	0,3	88,46

Quando a falésia encontra-se com influência das camadas cimentadas a diminuição do fator de segurança é a menor de todas as condições, não obstante os valores de fator de segurança são os maiores em comparação com os outros cenários, 35,48% para a condição de 50% de saturação (F.S=2,2) e 50,15% em condição saturada (F.S=1,7). Os resultados são mostrados na Tabela 5.36.

Tabela 5.36. Diminuição do Fator de segurança com a influência da Camada Cimentada, Seção B.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
3	Solo Umidade Natural	3,41	
7	Solo 50% de Saturação	2,2	35,48
11	Solo Saturado	1,7	50,15

Quando a falésia encontra-se em influencia tanto da fenda de tração como das camadas cimentadas como mostra a Tabela 5.37, o fator de segurança diminui 33,26% para o solo que está na condição de 50% de saturação, e a diminuição quando o solo está em condição saturada chega a ser 48,39%, destes resultados pode ser observado que as camadas cimentadas são um fator importante na estabilidade das falésias e que a fenda de tração influencia somente quando o solo apresenta uma condição saturada.

Tabela 5.37. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração e a camada cimentada, Seção B.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
4	Solo Umidade Natural	3,1	
8	Solo 50% de Saturação	2,1	32,26
12	Solo Saturado	1,6	48,39

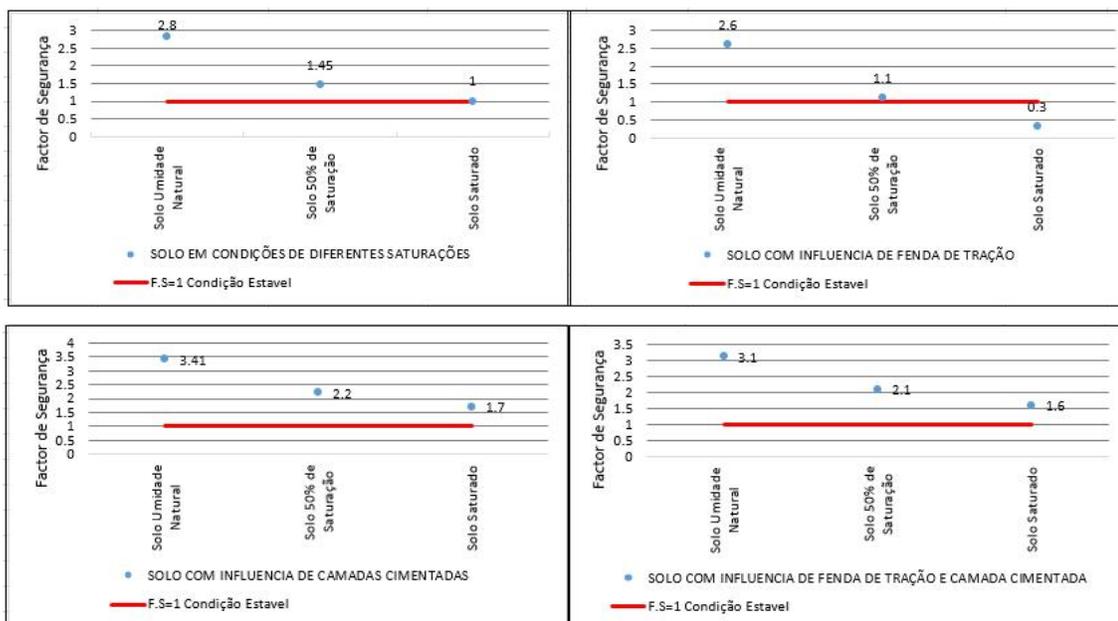
As formas de ruptura que poderiam acontecer nesta seção são: Escorregamento por ruptura no pé do talude (25%), Tombamentos na Interface Solo 3 – Fenda de Tração (16.67%), Escorregamento na Interface da Base e a Seção Intermediaria (50%), Escorregamentos na Interfase seção Intermediaria e Topo da Falésia (8.33%). O tombamento acontece quando o solo 3 está em presença da fenda de tração associado a condição de 50% de saturação e também para a condição completamente saturada. O escorregamento no solo 3 acontece quando o solo está em condições de total saturação sem influência de camadas cimentadas nem fendas de tração. A inclinação da falésia em que acontece este tipo de movimento é 73°.

Tabela 5.38. Resultado da Análise para a Seção B.

SOLO EM CONDIÇÕES DE DIFERENTES SATURAÇÕES					
CÉNARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	MODO DE RUPTURA
1	Solo Umidade Natural	25,7	74,29	2,8	Pé do Talude
5	Solo 50% de Saturação	25,7	74,29	1,45	Ruptura Base e Seção Intermediária
9	Solo Saturado	25,7	74,29	1	Escorregamento na Interface 2-3
SOLO COM INFLUENCIA DE FENDA DE TRAÇÃO					
CENARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	MODO DE RUPTURA
2	Solo Umidade Natural	25,7	74,29	2,6	Pé do Talude
6	Solo 50% de Saturação	25,7	74,29	1,1	Ruptura Base e Seção Intermediária
10	Solo Saturado	25,7	74,29	0,3	Tombamento
SOLO COM INFLUENCIA DE CAMADAS CIMENTADAS					
CENARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	MODO DE RUPTURA
3	Solo Umidade Natural	25,7	74,29	3,41	Pé do Talude
7	Solo 50% de Saturação	25,7	74,29	2,2	Ruptura Interfase Base e Seção Intermediária
11	Solo Saturado	25,7	74,29	1,7	Ruptura Interfase Base e Seção Intermediária
SOLO COM INFLUENCIA DE FENDA DE TRAÇÃO E CAMADA CIMENTADA					
CENARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	MODO DE RUPTURA
4	Solo Umidade Natural	25,7	74,29	3,1	Tombamento interfase da Fenda
8	Solo 50% de Saturação	25,7	74,29	2,1	Ruptura Interfase Base e Seção Intermediária
12	Solo Saturado	25,7	74,29	1,6	Ruptura Interfase Base e Seção Intermediária

Fonte: O autor.

Figura 5-52. Fatores de Segurança para diferentes condições avaliadas Seção B.



Seção C

Como pode ser verificado nos gráficos da Figura 5-53, a seção C apresenta os valores mais baixos dos fatores de segurança em comparação as outras seções. Para as mesmas condições, a condição mais desfavorável acontece quando o solo encontra-se em condições saturadas e na presença da fenda de tração, quando então o fator de segurança foi menor que 1,0.

Em termos porcentuais, quando o solo não tem influência de camadas cimentadas, nem fenda de tração, e tem unicamente a variação de saturações, quando comparado com o solo em condições de umidade natural, o fator de segurança diminui 48,15% quando o solo encontra-se com uma saturação de 50%, e 59,26% quando o solo encontra-se em condição Saturada, na Tabela 5.39 são sumarizados os resultados da análise.

Tabela 5.39. Diminuição do Fator de segurança com variação de graus de saturação do solo, Seção C.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
1	Solo Umidade Natural	2,7	
5	Solo 50% de Saturação	1,4	48,15
9	Solo Saturado	1,1	59,26

Quando o solo tem influência da fenda de tração, o solo apresenta uma diminuição do Fator de segurança de 76% para o solo com 50% de saturação, e de 88% em condição saturada, como se mostra na Tabela 5.40.

Tabela 5.40. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração, Seção C.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança %
2	Solo Umidade Natural	2,5	
6	Solo 50% de Saturação	0,6	76
10	Solo Saturado	0,3	88

Quando a falésia encontra-se com influência das camadas cimentadas a diminuição do fator de segurança é a menor de todas as condições, não obstante os valores de fator de segurança são os maiores em comparação com os outros cenários, 33,33% para a condição de 50% de saturação (F.S=2,2) e 42,42% em condição saturada (F.S=1,9). Os resultados são mostrados na Tabela 5.41.

Tabela 5.41. Diminuição do Fator de segurança com a influência da Camada Cimentada, Seção C.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
3	Solo Umidade Natural	3,3	
7	Solo 50% de Saturação	2,2	33,33
11	Solo Saturado	1,9	42,42

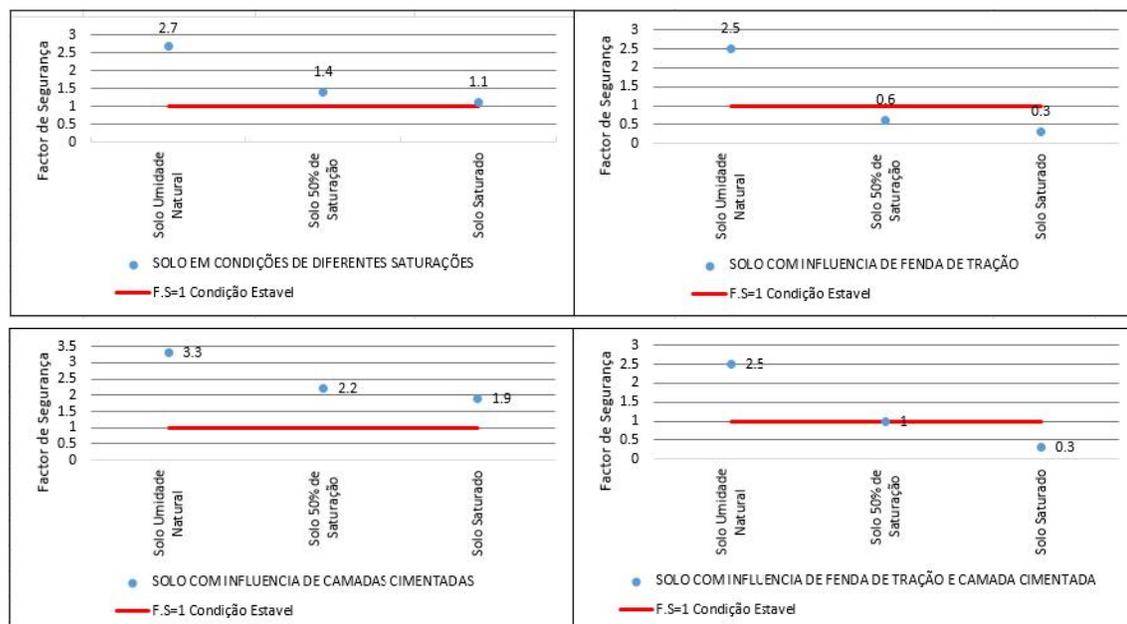
Quando a falésia encontra-se em influencia tanto da fenda de tração como das camadas cimentadas como mostra a Tabela 5.42, o fator de segurança diminui 60% para o solo que está na condição de 50% de saturação, e a diminuição quando o solo está em condição saturada chega a ser 88%, destes resultados pode ser observado que as camadas cimentadas são um fator importante na estabilidade das falésias e que a fenda de tração influencia somente quando o solo apresenta uma condição saturada.

Tabela 5.42. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração e a camada cimentada, Seção C.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
4	Solo Umidade Natural	2,5	
8	Solo 50% de Saturação	1	60,00
12	Solo Saturado	0,3	88,00

As formas de ruptura que poderiam acontecer nesta seção são: Escorregamento por Ruptura no Pé do Talude (50%), Tombamentos na Interface Solo 3 – Fenda de tração (50%). Os movimentos tipo tombamento acontecem para esta seção em todos os cenários onde há presença de fenda de tração.

Figura 5-53. Fatores de Segurança para diferentes condições avaliadas Seção C.



Seção D

Como pode ser verificado nos gráficos da Figura 5-54, a condição mais desfavorável acontece quando a o solo encontra-se em condições saturadas e na presença da fenda de tração ($F.S < 1$). Das análises foi possível verificar que para qualquer das situações avaliadas o fator de segurança decresce com o aumento do grau de saturação, conforme esperado.

Em termos porcentuais, quando o solo não tem influência de camadas cimentadas, nem fenda de tração, e tem unicamente a variação de saturações, quando comparado com o solo em condições de umidade natural, o fator de segurança diminui 48,53% quando o solo encontra-se com uma saturação de 50%, e 58,33% quando o solo encontra-se em condição Saturada, na Tabela 5.43 são sumarizados os resultados da análise.

Tabela 5.43. Diminuição do Fator de segurança com variação de graus de saturação do solo, Seção D.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
1	Solo Umidade Natural	2,4	
5	Solo 50% de Saturação	1,3	45,83
9	Solo Saturado	1	58,33

Quando o solo tem influência da fenda de tração, o solo apresenta uma diminuição do Fator de segurança de 25% para o solo com 50% de saturação, e de 62,5% em condição saturada, como se mostra na Tabela 5.44.

Tabela 5.44. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração, Seção D.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança %
2	Solo Umidade Natural	1,6	
6	Solo 50% de Saturação	1,2	25,00
10	Solo Saturado	0,6	62,50

Quando a falésia encontra-se com influência das camadas cimentadas a diminuição do fator de segurança é a menor de todas as condições, não obstante os valores de fator de segurança são os maiores em comparação com os outros cenários, 33,33% para a condição de 50% de saturação ($F.S=2$) e 43,67% em condição saturada ($F.S=1,69$). Os resultados são mostrados Tabela 5.45.

Tabela 5.45. Diminuição do Fator de segurança com a influência da Camada Cimentada, Seção D.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
3	Solo Umidade Natural	3	
7	Solo 50% de Saturação	2	33,33
11	Solo Saturado	1,69	43,67

Quando a falésia encontra-se em influencia tanto da fenda de tração como das camadas cimentadas como mostra a Tabela 5.46, o fator de segurança diminui 55,17% para o solo que está na condição de 50% de saturação, e a diminuição quando o solo está em condição saturada chega a ser 89,66%, destes resultados pode ser observado que as camadas cimentadas são um fator importante na estabilidade das falésias e que a fenda de tração influencia somente quando o solo apresenta uma condição saturada.

Tabela 5.46. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração e a camada cimentada, Seção D.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
4	Solo Umidade Natural	2,9	
8	Solo 50% de Saturação	1,3	55,17
12	Solo Saturado	0,3	89,66

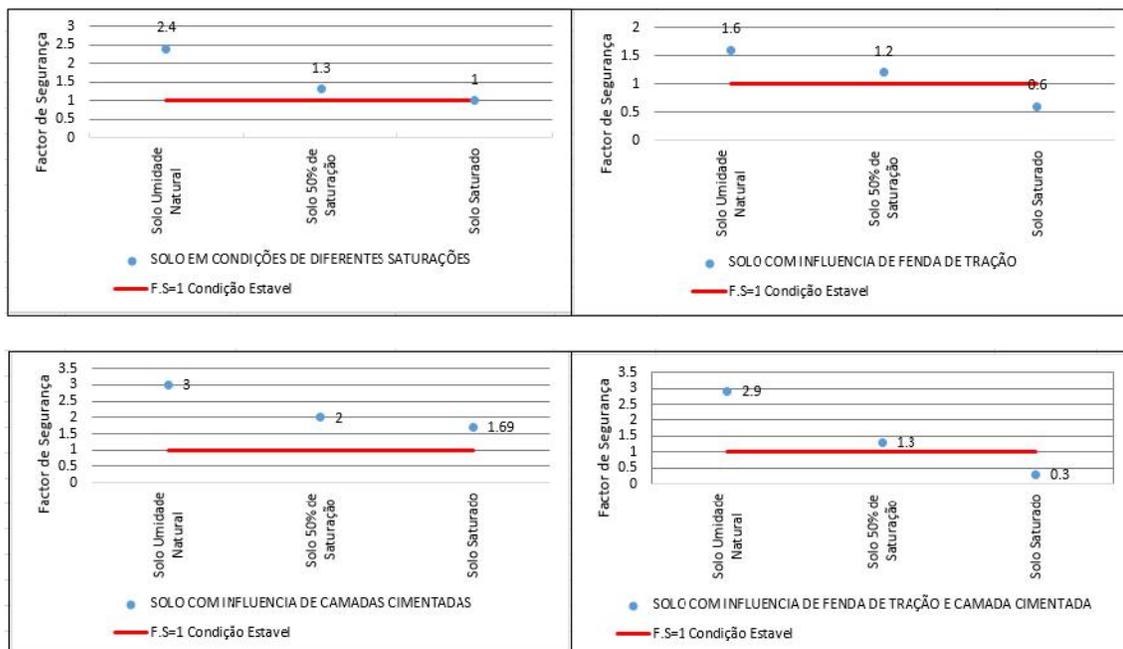
As formas de ruptura que poderiam acontecer nesta seção são: escorregamento por ruptura no pé do talude (25%), Tombamentos na interface Solo 3 – Fenda de tração (75%), os movimentos tipo tombamento acontecem para esta seção na maioria dos cenários, ao exceção da condição de umidade natural sem presença das camadas e da fenda de tração e a condição da umidade natural em presença de influencias cimentadas.

Tabela 5.47 Resultado da Análise para a Seção D

SOLO EM CONDIÇÕES DE DIFERENTES SATURAÇÕES					
CÉNARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	MODO DE RUPTURA
1	Solo Umidade Natural	25,58	71,55	2,4	Pé do Talude
5	Solo 50% de Saturação	25,58	71,55	1,3	Pé do Talude
9	Solo Saturado	25,58	71,55	1	Tombamento

SOLO COM INFLUENCIA DE FENDA DE TRAÇÃO					
CÉNARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	MODO DE RUPTURA
2	Solo Umidade Natural	25,58	71,55	1,6	Tombamento Interfase Solo-Fenda
6	Solo 50% de Saturação	25,58	71,55	1,2	Tombamento Interfase Solo-Fenda
10	Solo Saturado	25,58	71,55	0,6	Tombamento Interfase Solo-Fenda
SOLO COM INFLUENCIA DE CAMADAS CIMENTADAS					
CÉNARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	MODO DE RUPTURA
3	Solo Umidade Natural	25,58	71,55	3	Pé do Talude
7	Solo 50% de Saturação	25,58	71,55	2	Pé do talude-Tombamento Interfase Solo-Fenda
11	Solo Saturado	25,58	71,55	1,6	Tombamento Interfase Solo-Fenda
SOLO COM INFLUENCIA DE FENDA DE TRAÇÃO E CAMADA CIMENTADA					
CÉNARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	MODO DE RUPTURA
4	Solo Umidade Natural	25,58	71,55	2,9	Tombamento Interfase Solo-Fenda
8	Solo 50% de Saturação	25,58	71,55	1,3	Tombamento Interfase Solo-Fenda
12	Solo Saturado	25,58	71,55	0,3	Tombamento Interfase Solo-Fenda

Figura 5-54, Fatores de Segurança para diferentes condições avaliadas Seção D,



Seção E

Como pode ser verificado nos gráficos da Figura 5-55, a condição mais desfavorável acontece quando a o solo encontra-se em condições saturadas e em presença da fenda de tração ($F.S < 1$). Das análises foi possível verificar que para qualquer das situações avaliadas o fator de segurança decresce com o aumento da saturação, conforme esperado.

Em termos porcentuais, quando o solo não tem influência de camadas cimentadas, nem fenda de tração, e tem unicamente a variação de saturações, quando comparado com o solo em condições de umidade natural, o fator de segurança diminui 45,83% quando o solo encontra-se com uma saturação de 50%, e 54,17% quando o solo encontra-se em condição Saturada, na Tabela 5.48 são sumarizados os resultados da análise.

Tabela 5.48. Diminuição do Fator de segurança com variação de graus de saturação do solo, Seção E.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
1	Solo Umidade Natural	2,4	
5	Solo 50% de Saturação	1,3	45,83
9	Solo Saturado	1	54,17

Quando o solo tem influência da fenda de tração, o solo apresenta uma diminuição do Fator de segurança de 45,45% para o solo com 50% de saturação, e de 50,00% em condição saturada, como se mostra na Tabela 5.49.

Tabela 5.49. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração, Seção E.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança %
2	Solo Umidade Natural	2,2	
6	Solo 50% de Saturação	1,2	45,45
10	Solo Saturado	1,1	50,00

Quando a falésia encontra-se com influência das camadas cimentadas a diminuição do fator de segurança é a menor de todas as condições, não obstante os valores de fator de segurança são os maiores em comparação com os outros cenários, 32,14% para a condição de 50% de saturação ($F.S=1,9$) e 42,86% em condição saturada ($F.S=1,6$). Os resultados são mostrados na Tabela 5.50.

Tabela 5.50. Diminuição do Fator de segurança com a influência da Camada Cimentada, Seção E.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
3	Solo Umidade Natural	2,8	
7	Solo 50% de Saturação	1,9	32,14
11	Solo Saturado	1,6	42,86

Quando a falésia encontra-se em influencia tanto da fenda de tração como das camadas cimentadas como mostra a Tabela 5.51, o fator de segurança diminui 30,43% para o solo que está na condição de 50% de saturação, e a diminuição quando o solo está em condição saturada chega a ser 89,66%, destes resultados pode ser observado que as camadas cimentadas são um fator importante na estabilidade das falésias e que a fenda de tração influencia somente quando o solo apresenta uma condição saturada.

Tabela 5.51. Diminuição do Fator de segurança com a influência da fenda de tração e a camada cimentada, Seção E.

Cenário	Descrição	F.S	Diminuição do Fator de Segurança (%)
4	Solo Umidade Natural	2,3	
8	Solo 50% de Saturação	1,6	30,43
12	Solo Saturado	0,3	89,96

As formas de ruptura que poderiam acontecer nesta seção são: escorregamento por ruptura no pé do talude (75%), Tombamentos na interface Solo 3 – Fenda de tração (16,67%), e escorregamento na interface camada cimentada e solo 3 (8,33%).

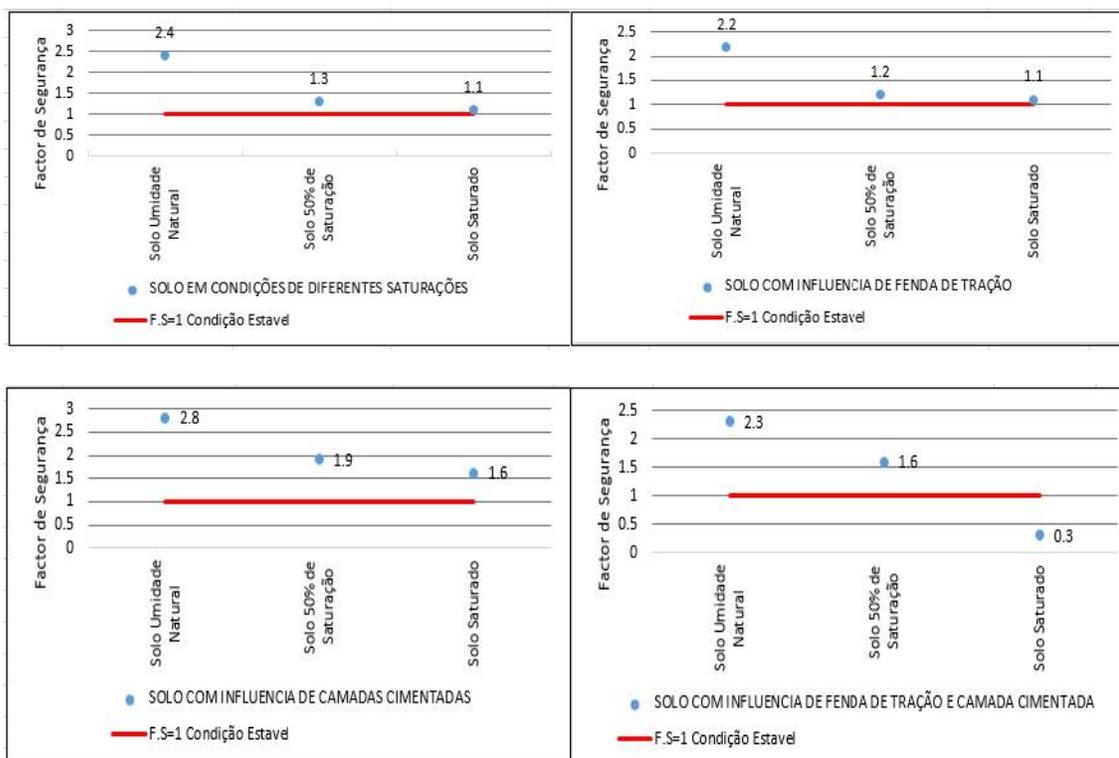
Tabela 5.52 Resultado da Análise para a Seção E

SOLO EM CONDIÇÕES DE DIFERENTES SATURAÇÕES					
CÉNARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	MODO DE RUPTURA
1	Solo Umidade Natural	31,5	60,11	2,4	Pé do Talude
5	Solo 50% de Saturação	31,5	60,11	1,3	Pé do Talude
9	Solo Saturado	31,5	60,11	1,1	Pé do Talude
SOLO COM INFLUENCIA DE FENDA DE TRAÇÃO					
CÉNARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	MODO DE RUPTURA
2	Solo Umidade Natural	31,5	60,11	2,2	Pé do Talude
6	Solo 50% de Saturação	31,5	60,11	1,2	Pé do Talude
10	Solo Saturado	31,5	60,11	1,1	Pé do Talude

SOLO COM INFLUENCIA DE CAMADAS CIMENTADAS					
CÉNARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	MODO DE RUPTURA
3	Solo Umidade Natural	31,5	60,11	2,8	Pé do Talude
7	Solo 50% de Saturação	31,5	60,11	1,9	Pé do Talude
11	Solo Saturado	31,5	60,11	1,6	Escorregamento Interfase Camada Solo 3

SOLO COM INFLUENCIA DE FENDA DE TRAÇÃO E CAMADA CIMENTADA					
CÉNARIO	DESCRIÇÃO	ALTURA (m)	INCLINAÇÃO (°)	F.S	MODO DE RUPTURA
4	Solo Umidade Natural	31,5	60,11	2,3	Tombamento
8	Solo 50% de Saturação	31,5	60,11	1,6	Pé do Talude
12	Solo Saturado	31,5	60,11	0,3	Tombamento

Figura 5-55, Fatores de Segurança para diferentes condições avaliadas Seção E.



Capítulo 6

6. CONCLUSÕES

De acordo com os resultados obtidos na avaliação de susceptibilidade foi possível concluir que, a metodologia usada se ajusta às realidades da área de estudo, o que permitiu reduzir o grau de subjetividade no mapeamento da susceptibilidade na região.

Considera-se que o mapa final de susceptibilidade tem uma boa proximidade com os vestígios de movimentos vistos em campo, o que permite concluir que esta ferramenta gráfica tem uma boa concordância entre a realidade e o modelo matemático. Não obstante, como em todo processo de avaliação de susceptibilidade, risco e perigo existem incertezas as quais podem ser dirimidas com futuras pesquisas. Chama-se a atenção para o fato de que a análise de susceptibilidade apresentada nesta pesquisa é aberta a processos de validação e aprovação conforme sugere a bibliografia.

Com base nos resultados obtidos na análise de susceptibilidade, é necessário reconhecer que estes valores podem ser alterados em função de mudanças na área de trabalho. Tais mudanças repousam principalmente nas condições climáticas, das marés, e pelo efeito da erosão, que é muito forte na região. Portanto as revisões periódicas para realizar os ajustes necessários são sugeridas.

Os resultados obtidos para os solos não saturados, por meio da aplicação do papel filtro, tiveram um comportamento similar nos três solos, a curva de retenção de água ou curva característica para os três solos apresentam comportamento bimodal o que é típico dos solos arenosos, com macroporos e microporos.

Pode se concluir que o ensaio de papel filtro em solos arenosos para sucções muito baixas, isto é, solo com grau de saturação muito altas, não funciona adequadamente. Isto sugere o uso de outros métodos de medição como os

tensiômetros de alta capacidade, funil de placa porosa e o método de translação de eixos.

Constatou-se nesta pesquisa a boa relação entre a sucção e o conteúdo de água presente no solo, apresentando coeficientes de determinação (R^2) para o ajuste Van Genuchten superiores a 98% na maioria das curvas, permitindo assim a estimativa de qualquer valor de sucção em função de um teor de umidade, usando como ferramenta principal a curva característica dos solos.

Quanto aos parâmetros de resistência foram realizados ensaios triaxiais CU e CW em condição de teor de umidade residual (seco ao ar), para os três solos investigados, as tensões confinantes dos três solos foram as mesmas 200 kPa, 300 kPa, e 400 kPa, sendo estas tensões superiores à tensão de pré-adensamento. Os resultados sugerem que os três solos apresentam comportamento de areias compactas, inclusive no solo 3, mesmo que não esteja claramente definido o modo de ruptura.

Na condição saturada, o solo 3 experimentou um fenômeno de endurecimento (*hardening*) pelo desenvolvimento de poropressões negativas dentro do solo, fenômeno que não foi apresentado nos outros dois solos.

A curva característica tem sido usada para descrever tanto os comportamentos hidráulicos como os mecânicos dos solos não saturados. Nesta pesquisa este parâmetro é de fundamental importância pois, o modelo de previsão de resistência proposto por Vilar (2007), usa de forma ampla as características da curva, no entanto, os modelos propostos anteriormente na literatura foram usados para prever comportamentos de solos não saturados que apresentavam uma curva unimodal. Para este estudo observou-se que o modelo é capaz de descrever com eficácia o comportamento de resistência nos solos com curvas características bimodais, fato constatado também nos estudos de Freitas Neto (2008).

As curvas de previsão da resistência mediante o modelo hiperbólico de Vilar (2007), apresentadas nesta pesquisa mostram o possível comportamento de resistência dos solos a diferentes condições de umidade, o qual era um dos objetivos desta pesquisa, não obstante, se recomenda realizar futuras pesquisas com ensaios

triaxiais CW em diferentes condições de umidade para obter parâmetros reais de resistência e assim poder validar o modelo para este tipo de solo.

A partir dos resultados das análise de estabilidade de falésias conclui-se que a falésia apresenta uma condição estável quando acha-se em condição natural, isto devido à resistência resultante da coesão por sucção, não entanto, quando acontecem mudanças de teores de umidade, a falésia apresenta condições de instabilidades, que produzem os movimentos de massa, como pode ser constatado nos resultados.

De acordo com a modelagem das seções de encostas, pode-se interpretar que um fator importante como a inclinação condiciona os tipos de movimento de massa na falésia, pode ser identificado que, quando a face da encosta é menos íngreme predomina o movimento tipo escorregamento, tanto no pé do talude, quanto nas interfases entre os diferentes tipos de solo, já para faces mais íngremes, isto é, com inclinações superiores aos 70° os movimentos que predominam são os tombamentos, estes fatos obtidos das análises, são semelhantes aos estudos feitos por Santos Jr (2004), Severo (2005) e Souza Júnior (2013) em falésias com similares características tanto em geometria, quanto em materiais que as conformam.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABELLA, E. A. Castellanos; VAN WESTEN, C. J. Generation of a landslide risk index map for Cuba using spatial multi-criteria evaluation. **Landslides**, [s.l.], v. 4, n. 4, p.311-325, 19 set. 2007. Springer Nature. <http://dx.doi.org/10.1007/s10346-007-0087-y>.

ALI, Abid et al. Simplified quantitative risk assessment of rainfall-induced landslides modelled by infinite slopes. **Engineering Geology**, [s.l.], v. 179, p.102-116, set. 2014. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.06.024>.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 5298-10 Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper**. ASTM International: West Conshohocken, USA, 2010.

ARNOTT-DAVIDSON, R. **Introduction to coastal processes and geomorphology**. Cambridge: Cambridge University Press; 1 Edition (January 25, 2010), 2010. v.1

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459- **Solo: Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508- **Grãos de solos que passam na peneira de 4,9 mm: Determinação da Massa Específica**. Rio de Janeiro, ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180- **Solo: Determinação Do Limite De Plasticidade**. Rio de Janeiro, ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181- **Solo: Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, ABNT, 1984.

ATKINSON, P.M.; MASSARI, R. GENERALISED LINEAR MODELLING OF SUSCEPTIBILITY TO LANDSLIDING IN THE CENTRAL APENNINES, ITALY. **Computers & Geosciences**, [s.l.], v. 24, n. 4, p.373-385, maio 1998. Elsevier BV. [http://dx.doi.org/10.1016/s0098-3004\(97\)00117-9](http://dx.doi.org/10.1016/s0098-3004(97)00117-9).

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., **Geologia da Engenharia**. 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. cap. 15: Estabilidade de Taludes, p. 243-269.

AYALA-CARCEDO, F.J.; OLCINA CANTOS., J. (Org.). **Riesgos Naturales**. Barcelona: Editora Ariel, 2002. 1512 p.

BARRANTES, G.; BARRANTES, O.; NÚÑEZ, O. Efectividad De La Metodología Mora-Vahrson Modificada En El Caso De Los Deslizamientos Provocados Por El Terremoto De Cinchona, Costa Rica. **Revista Geológica de América Central**, v. 47, p. 141–162, 2011.

BICALHO K. V. et al. Filter Paper Method of Soil Suction Measurement. In: XIII PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 2007, Margarita. Sessao Laboratorio and in-situ testing, 2007. v. 1. p. 1-6.

BLIGHT, Geoffrey E. **Unsaturated Soil Mechanics in Geotechnical Practice**. London: CRC Press, p. 641, 2013.

BISHOP A.W. The principle of effective stress. **Tecknisk Ukeblad**, v.106, n. 39, p.859-863, 1959.

BOJORQUE, J. Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. **Maskana**, v. 2, n. 2, p. 1–16, 2011.

BOJORQUE, J.; ROECK, G. de; MAERTENS, J. Comments on 'Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods' by Y.M. Cheng, T. Lansivaara and W.B. Wei [Computers and Geotechnics 34 (2007) 137–150]. **Computers And Geotechnics**, [s.l.], v. 35, n. 2, p.305-308, mar. 2008. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.04.005>.

CARVALHO, C.S.; MACEDO, E.S.; OGUURA, A. T. (orgs.) **Mapeamento de Riscos em Encostas e Margem de Rios. Ministerio das cidades**; Instituto de pesquisas Tecnológicas – IPT, Brasilia, 2007, 176p.

CERRI, L.E.S.; AMARAL, C.P., **Geologia da Engenharia**. 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. cap. 18: Riscos Geológicos, p. 301-310.

CERRI, L.E.S.; MACEDO, E.S; AUGUSTO FILHO, O. Risco Geológico: uma nova área de atuação da geologia de engenharia no Brasil. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 6, 1990, Salvador. **Anais...Salvador: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia**, 1990, v.1, p. 319-325.

CHANDLER, R. J.; GUTIERREZ, C. I. The filter-paper method of suction measurement (Technical Note). **Geotechnique**, v. 36, p. 265–268, 1986.

CHANDLER, R. J.; HARWOOD, A. H.; SKINNER, P. J. Sample disturbance in London clay. **Geotechnique**, v. 42, n. 4, p.577-585, 1992.

CHENG, Y.M.; LANSIVAARA, T.; WEI, W.B. Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. **Computers and Geotechnics**, [s.l.], v. 34, n. 3, p.137-150, maio 2007. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2006.10.011>.

CHOWDHURY, Robin. **Geotechnical Slope Analysis**. London: Taylor & Francis Group, p. 751, 2010.

CONTI, Alexandre. **Desenvolvimento de um modelo matemático transiente para previsão de escorregamentos planares em encostas**. 2012. 131 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

COROMINAS, J. et al. Recommendations for the quantitative analysis of landslide risk. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 73, n. 2, p. 209–263, 2014.

CRUDEN, D; VANDINE, D F. Classification, description, causes and indirect effects - Canadian technical guidelines and best practices related to landslides: a national initiative for loss reduction. **Geological Survey of Canada Open File 7359**, [s.l.], p.1-22, fev. 2013. Natural Resources Canada/ESS/Scientific and Technical Publishing Services. <http://dx.doi.org/10.4095/292505>.

CUNHA, E.M.S. **Evolución actual del litoral de Natal RN (Brasil) y sus aplicaciones a la gestión integrada**. 2004. 128 f. Tese (Doutorado) - Curso de Ciencias del Mar Departament D'ecologia, Departament D'estratigrafia I Paleontologia, Barcelona, Universitat de Barcelona, Barcelona, 2004.

DE ARAÚJO, V. D. et al. Fácies e sistema deposicional da formação barreiras na região da barreira do inferno, litoral oriental do Rio Grande do Norte. **Geologia USP - Serie Científica**, v. 6, n. 2, p. 43–49, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. DNER - ME 093/94 - **Solos**: Determinação da densidade real. DNER - ME, 1994.

DRAGI EVI , Suzana; LAI, Terence; BALRAM, Shivanand. GIS-based multicriteria evaluation with multiscale analysis to characterize urban landslide susceptibility in data-scarce environments. **Habitat International**, [s.l.], v. 45, p.114-125, Jan. 2015. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.habitatint.2014.06.031>.

ESCARIO, V.; SÁENZ, J. The Shear Strength of Partly Saturated Soils. **Geotechnique Journal**, v. 36, n.3, p. 453-456, 1986.

FARIA, Daniela Girio Marchiori. **Mapeamento de perigo de escorregamentos em áreas urbanas precárias brasileiras com a incorporação do Processo de Análise Hierárquica (AHP)**. 2011. 224 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

FARIA, D.G.M; AUGUSTO FILHO, O. Aplicação do Processo de Análise Hierárquica (AHP) no mapeamento de perigo de escorregamentos em áreas urbanas. **Revista do Instituto Geológico**, [s.l.], v. 34, n. 1, p.23-44, 2013. GN1 Genesis Network. <http://dx.doi.org/10.5935/0100-929x.20130002>.

FEIZIZADEH, Bakhtiar et al. A GIS-based extended fuzzy multi-criteria evaluation for landslide susceptibility mapping. **Computers & Geosciences**, [s.l.], v. 73, p.208-221, dez. 2014. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cageo.2014.08.001>.

FELL, R. et al. Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning. **Engineering Geology**, v. 102, n. 3–4, p. 85–98, 2008.

FEUERHARMEL, Carolina. **E Aspectos do Comportamento Não Saturado de Dois Solos Coluvionares – Gasoduto Bolívia – Brasil**, 2003. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

FEUERHARMEL, Carolina. **Estudo da Resistência ao cisalhamento e da Condutividade Hidráulica de Solos Coluvionares não Saturados da formação Serra Geral**. 2007. 332 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

FREDLUND, D.G. **Volume change behaviour of unsaturated soils**. 1973. Ph.D. Thesis, University of Alberta, Edmonton, Alta.

FREDLUND, D.G. The 1999 R.M. Hardy Lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 37, n. 5, p.963-986, out. 2000. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/t00-026>.

FREDLUND, D. G.; XING, A.; HUANG, S. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, n. 4, p. 533–546, 1994.

FREDLUND, D.G.; MORGESTERN N.R.; WIDGER R.S. The shear strength of unsaturated soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, p.313-321, 1978.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**. Ney Jersey: John Wiley & Sons, Inc. p. 936, 2012.

FREDLUND, D.G.; VANAPALLI, S.K.; XING, A.; PUFHAL, D.E. Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. In: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOIL. **Proceeding of the First International Conference on Unsaturated Soil**. Paris, France, 1995, v. 1, p. 63-69.

FREDLUND, Murray D. **The Role of Unsaturated Soil Property Functions in the Practice of Unsaturated Soil Mechanics**. 1999. 293 p. Ph.D. Thesis, - Degree Civil Engineering, Department Of Civil Engineering, University Of Saskatchewan, Saskatoon, 1999.

FREITAS NETO, O. **Resistência ao Cisalhamento de um solo não saturado com medida direta de sucção**.2008. 178 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

GERSCOVICH, D.M.S. Equações para modelagem da curva características aplicadas a solos brasileiros. In: **4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, NSAT01**, Porto Alegre, Anais..., v.1, p. 76-92, 2001.

GERSCOVICH, D. **Estabilidade de Taludes**. São Paulo, Ed. Oficina de Textos, 2012.

GRIFFITHS, D. V. V; LANE, P. A. A. Slope stability analysis by finite elements. **Géotechnique**, v. 49, n. 3, p. 387–403, 1999.

GULHATI, S. K.; SATIJA, D. J. Shear Strength of Partially Saturated Soils. In: 10th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. **Proc. of the 10th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering**. Stockholm, Sweden, 1981. Rotterdam: A.A. Balkema, 1981, p. 609-612.

GUO, Changbao et al. Quantitative assessment of landslide susceptibility along the Xianshuihe fault zone, Tibetan Plateau, China. **Geomorphology**, [s.l.], v. 248, p.93-110, Nov. 2015. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geomorph.2015.07.012>.

HAGHIGHI, A. MEDERO, G. M. MARINHO, F. A. M. MERCIER, B. & WOODWARD, P. K. Temperature Effects on Suction Measurement Using the Filter Paper Technique. **Geotechnical Testing Journal**, [s.l.], v. 35, n. 1, p.1-8, 2012. ASTM

International. <http://dx.doi.org/10.1520/gtj103575>. Disponível em: <https://www.astm.org/DIGITAL_LIBRARY/JOURNALS/GEOTECH/PAGES/GTJ103575.htm>. Acesso em: 16 set. 2016.

HEAD, K. **Manual of soil laboratory testing**. London: Pretech press, v.3, 1986.

HILLEL, D. **Soil Water: Physical principles and process**. New York: Academic Press, 1971.

HUANG, J. et al. Quantitative risk assessment of landslide by limit analysis and random fields. **Computers and Geotechnics**, [s.l.], v. 53, p.60-67, set. 2013. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.04.009>.

HUNGR, Oldrich; LEROUÉIL, Serge; PICARELLI, Luciano. The Varnes classification of landslide types, an update. **Landslides**, [s.l.], v. 11, n. 2, p.167-194, 30 Nov. 2013. Springer Nature. <http://dx.doi.org/10.1007/s10346-013-0436-y>.

HUTCHINSON, J.N. General Report: morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. In: **Proceedings of the 5th International Symposium on Landslides**, Lausanne, 1:3–35, 1988.

LI, Liang; WANG, Yu; CAO, Zijun. Probabilistic slope stability analysis by risk aggregation. **Engineering Geology**, [s.l.], v. 176, p.57-65, jun. 2014. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.04.010>.

LIU, S.y.; SHAO, L.t.; LI, H.j.. Slope stability analysis using the limit equilibrium method and two finite element methods. **Computers and Geotechnics**, [s.l.], v. 63, p.291-298, Jan. 2015. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.10.008>.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção com o método do papel filtro. In X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. **Anais X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**. Foz do Iguaçu, PR, 1994, v.2, p. 515-522.

MARINHO, F. A. M.; GOMES, J. E. The Effect of Contact on the Filter Paper Method for Measuring Soil Suction. **Geotechnical Testing Journal**, v. 35, n. 1, 2012.

MARINHO, F. A. M.; OLIVEIRA, O. M. The Filter Paper Method Revisited. **Geotechnical Testing Journal**, [s.l.], v. 29, n. 3, p.1-9, fev. 2006. ASTM International. <http://dx.doi.org/10.1520/gtj14125>.

MENEZES, Marla Bruna Melo de. **Análise da influência do teor de umidade na absorção d'água e sucção dos solos em estudos de erodibilidade**. 2010. 139 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

MORA, S. & VAHRSON, W. (1991). Determinación a priori de la amenaza de deslizamientos sobre grandes áreas, utilizando indicadores morfodinámicos. En: **Memoria sobre el Primer Simposio**. Bogotá, Colombia. pp. 259-273.

MORA, S. & VAHRSON, W. (1993). Determinación "a priori" de la amenaza de deslizamientos utilizando indicadores morfodinámicos. En: **Tecnología ICE** N° 1, Vol. 3. p. 32.

MORENO JIMÉNEZ, J. El Proceso Analítico Jerárquico (AHP). Fundamentos, Metodología Y Aplicaciones. **Rect@**, v. 1, p. 21–53, 2002.

NASH, David. A comparative Review of Limit Equilibrium Methods of Stability Analysis. In: ANDERSON, M.G; RICHARDS, K.s. (Ed.). **Slope Stability**: John Wiley & Sons Ltda, 1987. p. 11-75.

NUNES, Fábio Carvalho; SILVA, Enio Fraga da; VILAS-BOAS, Geraldo da Silva. **Grupo Barreiras: Características, Gênese e Evidências de Neotectonismo**. 2. ed. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2011. 31 p. Disponível em: <<http://www.cnps.embrapa.br/publicacoes>>. Acesso em: 21 ago. 2016.

POTTS, D. M.. Numerical analysis: a virtual dream or practical reality?. **Geotechnique**, [s.l.], v. 53, n. 6, p.535-573, ago. 2003. Thomas Telford Ltd

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L. **Finite element analysis in geotechnical engineering. Theory**. p. 440, 1999.

RAHARDJO, H.; CHANG, F. M.; LIM, T.T. Shear strength in situ matric suction of residual soil. In: 1st INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS. **Proc. of the 1st international Conference on Unsaturated Soils**. Paris, France, 1995, v.2, p.637-643.

RODRIGUES, Roger Augusto. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**. 2007. 298 f. Tese (Doutorado) - Curso de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

RÖHM, S.A. **Solos Não Saturados**. Monografia Geotécnica nº4. Departamento de Geotecnia, EESC, USP. São Carlos - SP, 135p.

RÖHM, S. A.; VILAR, O. M. Shear Strength of an unsaturated sandy soil. In: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOIL. **Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soil**, Recife-PE, 1995, v.1, p. 189-193.

SAATY, T.L. **How to make a decision: The analytic hierarchy process**. European Journal of Operational Research, Amsterdam, 1990, v.48, p.9-26.

SAATY, T.L. **Fundamentals of Decision Making and Priority Theory with the Analytic Hierarchy Process**. v. 6. New York, RSW Publications, 1994.

SANTOS JR, O. F.; COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N. Propriedades Geotécnicas Dos Sedimentos Da Formação Barreiras No Litoral Do Rio Grande Do Norte-Brasil. **Geotecnia**, v. 134, p. 87–108, 2015.

SANTOS JR. O.F.; SEVERO, R.N.F.; SCUDELARI, A.C.; AMARAL, R.F. Processos de Instabilização em Falésias: Estudo de um Caso no Nordeste de Brasil. **Geotecnia** N.114 - Novembro, 2008, p.71-90.

SANTOS JR, O. F.; FREITAS NETO, O.; PRAXEDES L, T. A. Estudo da Influência da Água e de Camadas Cimentadas na Estabilidade das Encostas no Litoral Leste do Rio Grande do Norte. **VII Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste**, p. 6–10, 2004.

SEVERO, R. **Análise da estabilidade das falésias entre Tibau do Sul e Pipa - RN**. 2005. 159 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Sanitária, Departamento de Engenharia Sanitária, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2005.

SEVERO, R. **Caracterização Geotécnica da Falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul - RN Considerando a Influência do Comportamento dos Solos Nos Estados Indeformado e Cimentado Artificialmente**. Universidade Federal de Pernambuco, 2011.

SOTO, M. A. A. **Comparação entre Métodos de Imposição e de Controle de Sucção em Ensaios com Solos não Saturados**. 2004. 206 f. Tese (Doutorado) - Curso de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

SOUZA-JÚNIOR, Carlos de. **Análise de estabilidade de falésias na zona costeira de Baía Formosa - RN**. 2014. 139 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2014.

SRDJEVIC, Z. et al. Combining GIS and Analytic hierarchy process for evaluating land suitability for irrigation: A case study from Serbia. **ICBEE 2010 - 2010 2nd International Conference on Chemical, Biological and Environmental Engineering, Proceedings**, n. November, p. 247–250, 2010.

SUÁREZ, J, **Deslizamiento y Estabilidad de Laderas en Zonas Tropicales, Bucaramanga**: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Ingeniería de Suelos Ltda, (1998).

TEKNOMO, K. **Analytic Hierarchy Process (AHP) Tutorial**. 2006. Disponível em <<http://people.revoledu.com/kardi/tutorial/ahp>>. Acesso em: 15 Setembro de 2016.

TRENHAIL, A, S. **The geomorphology at rock coast**, Oxford University Press, Oxford, p, 384, 1987.

TRENHAILE, A. S. Cliffs and Rock Coasts. **Treatise on Estuarine and Coastal Science**, v. 3, p. 171–191, 2012.

TSUCHIDA, Takashi et al. Individual landslide hazard assessment of natural valleys and slopes based on geotechnical investigation and analysis. **Soils and Foundations**, [s.l.], v. 54, n. 4, p.806-819, ago. 2014. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2014.06.012>.

TSCHUCHNIGG, F.; SCHWEIGER, H.f.; SLOAN, S.W.. Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques. Part I: Numerical studies considering non-associated plasticity. **Computers and Geotechnics**, [s.l.], v. 70, p.169-177, out. 2015. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.06.018>.

TSCHUCHNIGG, F.; SCHWEIGER, H.f.; SLOAN, S.W.. Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques. Part II: Back analyses of a case history. **Computers and Geotechnics**, [s.l.], v. 70, p.178-189, out. 2015. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.07.019>.

TURNER A.K., SCHUSTER R.L. (2013) **Rockfall: characterization and control**. **Transportation Research Board**, Washington, D.C., 658p

U.S Geological Survey. Landslides types and processes. **USGS Science for Changing World**, USA, v. 1, n. 2004, p.1-4, Jul. 2004.

VAN GENUCHTEN, M.T. A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Soil Science Society of American Journal**, Madison, v.44, p. 892,898,1980.

VAN WESTEN, Cees J.; CASTELLANOS, Enrique; KURIAKOSE, Sekhar L. Spatial data for landslide susceptibility, hazard, and vulnerability assessment: An overview. **Engineering Geology**, [s.l.], v. 102, n. 3-4, p.112-131, dez. 2008. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.03.010>. VILAR, O. M. An Expedite Method to Predict the Shear Strength of. v. 30, n. 1, p. 51–61, 2007.

VANAPALLI, S.K.; FREDLUND, D.G.; PUFHAL, D.E. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. **Geotechnique**, v.49, n.2, p. 143-159, 1999.

VARNES, D.J. 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, 1978.

VILAR, O.M. **Resistência ao Cisalhamento**, 2006. Apostilha EESC-USP- Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos - SP.

VILAR, O.M. An expedite method to predict the shear strength of unsaturated soils. **Soils and Rocks**, v.30, p,51-61, 2007.

VIVIAN, Juliana Baum. **Utilização do Método do Papel Filtro para a Determinação das Curvas Características de um Solo Coluvionar Não Saturado Contaminado com Óleo Diesel**. 2008. 102 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

WEI, W.B.; CHENG, Y.M. Soil nailed slope by strength reduction and limit equilibrium methods. **Computers and Geotechnics**, [s.l.], v. 37, n. 5, p.602-618, Jul. 2010. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.03.008>.

WIND, Yoram; SAATY, Thomas L. Marketing Applications of the Analytic Hierarchy Process. **Management Science**, [s.l.], v. 26, n. 7, p.641-658, Jul. 1980. Institute for Operations Research and the Management Sciences (INFORMS). <http://dx.doi.org/10.1287/mnsc.26.7.641>.

ZHAO, Lianheng et al. Effects of shear strength reduction strategies on safety factor of homogeneous slope based on a general nonlinear failure criterion. **Computers and Geotechnics**, [s.l.], v. 63, p.215-228, Jan. 2015. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2014.08.015>.

ZIENKIEWICZ OC, HUMPHESON C, Lewis RW. Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. **Géotechnique**, 1975;25(4):671–89.

APÊNDICE A

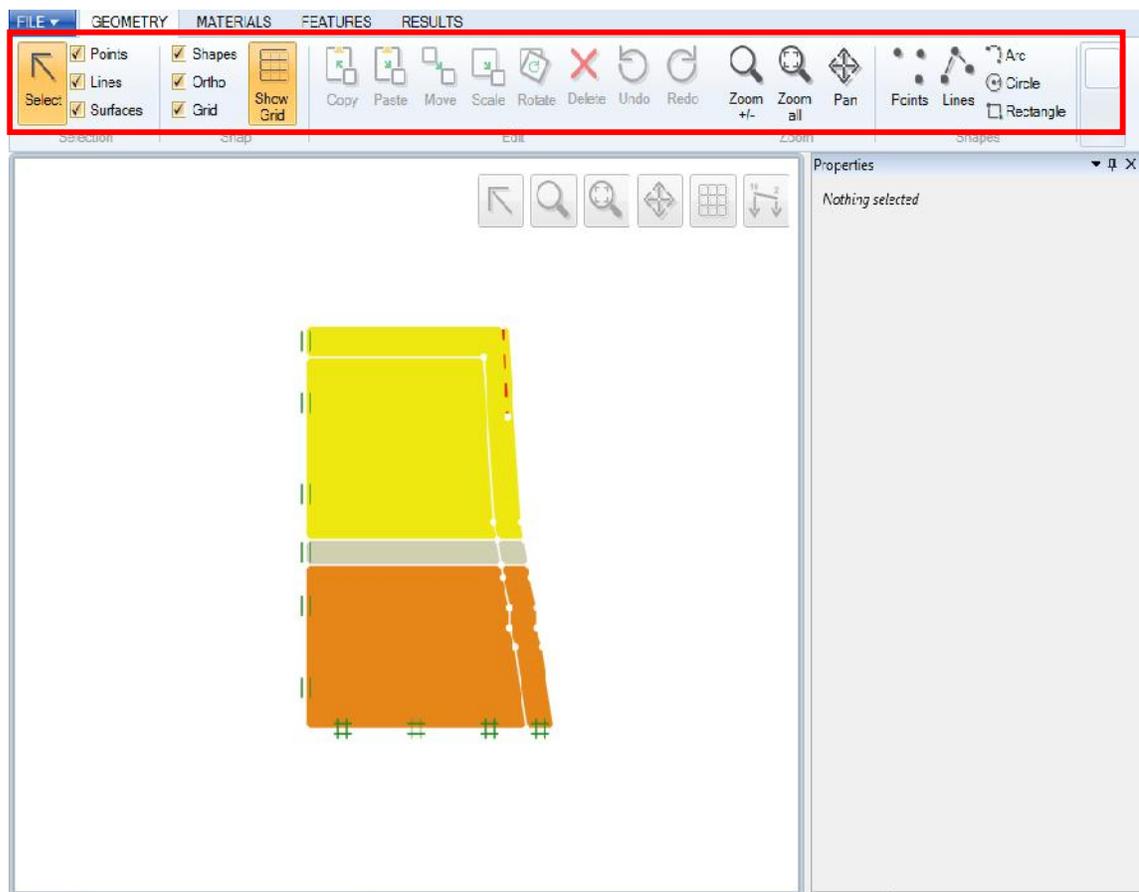
IMPLEMENTAÇÃO DO SOFTWARE OPTUM AO ESTUDO DE CASO.

A implementação do software ao estudo de caso, se realiza em 5 etapas principais:

Etapa I:

Definição da Geometria, em esta etapa é considerada a configuração geométrica da falésia e os solos pelos quais está conformada, fazendo as divisões dos 3 solos analisados em laboratório, como das camadas cimentadas para os casos de análise em que se este avaliando este fator, para a pesquisa se trabalharam as seções inicialmente em Autodesk CIVIL 3D, e depois foram exportadas ao programa Optum, mediante a ferramenta *import DXF* (Figura A-1).

Figura A-1. Definição da Geometria No Programa OPTUM CE



Etapa II:

Definição dos parâmetros dos solos, em esta etapa é necessário incorporar todos os parâmetros de solos, obtidos a partir dos ensaios de laboratório que foram feitos, a caracterização tanto física quanto a mecânica e hidráulica. Este passo deve ser realizado usando a aba de *materials*, e fazendo uso da opção new material para definir um novo material, como mostra a Figura A-2.

Figura A-2. Definição dos tipos de solos (Materiais)

The image displays a software interface for defining soil materials. It is divided into several sections:

- Material Library:** A grid of icons representing different soil models: Bolton Basic, Linear Elastic, Medium Sand-MC, Firm Clay-MC, MCC Basic, Rigid, Dense Sand-MC, Stiff Clay-MC, HMC Basic, Fenda, Soft Clay-MC, and Loose Sand-HMC.
- Properties Panel:** Shows the configuration for a material named 'S3-SAT'.

Material	
Name	S3-SAT
Category	Solids
Color	click to change
Material Type	Mohr-Coulomb
Reducible Strength	Yes
Drainage	
Drainage	Drained/Undrained
Cavitation Cut-Off	No
Stiffness	
Parameter Set	A
E (MPa)	20
ν	0.3
- Strength Panel:**

Strength	
c (kPa)	16.71
ϕ (°)	29.99
Flow Rule	
Flow Rule	Associated
Tension Cut-Off	
Tension Cut-Off	No
Compression Cap	
Compression Cap	No
Fissures	
Fissures	No
- Unit weights Panel:**

Unit weights	
γ_{dry} (kN/m ³)	16.1538
γ_{sat} (kN/m ³)	18.7044
- Initial Conditions Panel:**

Initial Conditions	
Compute by	K0 Analysis
K_0	0.5
σ_0 (kPa)	0
- Hydraulic Model Panel:**

Hydraulic Model	
Model	Linear
K_x (m/day)	0.252
K_y (m/day)	0.252
h^* (m)	1

Fonte: O Autor.

O programa OPTUM com modelos de materiais tais como Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Tresca, Hoek – Brown, GSK, Bolton, Cam Clay Modificado, entre outros, no entanto, os materiais definidos neste trabalho usaram o modelo Mohr – Coulomb, pois permite definir parâmetros como a resistência, as propriedades físicas e o modelo hidráulico e permite conhecer as deformações.

O modelo Mohr-Coulomb oferece três diferentes tipos de elasticidade: elasticidade isotrópica linear, elasticidade isotrópica não linear e elasticidade anisotrópica linear. No primeiro caso, os parâmetros dos materiais podem ser definidos de duas maneiras:

O primeiro é composto pelo módulo de Young, (**E**) (MPa), e o coeficiente de Poisson (**ν**).

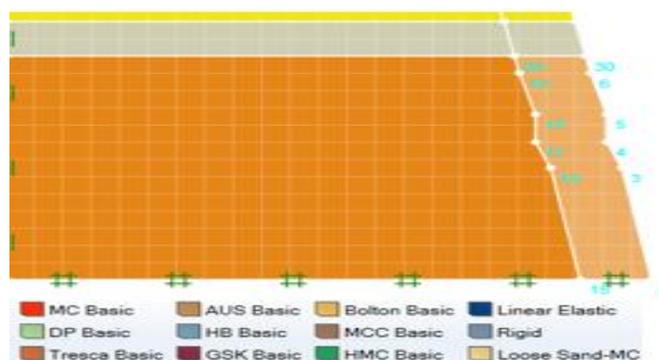
A segunda forma é usar o módulo de Bulk, **K** (MPa), e o módulo de cisalhamento, **G**, (MPa).

Etapa III:

Atribuição dos materiais à geometria: em esta etapa os materiais definidos na segunda etapa, são assinados à geometria do problema, o programa permite ser flexíveis na definição de estas regiões pois ele permite gerar complexas geometrias sem nenhum problema, sempre e quando estas sejam separadas por linhas ou nodos como amostra a Figura A-3.

Os materiais são definidos de forma pratica e simples, selecionando a área da geometria e posteriormente selecionando o material do qual será composta esta seção.

Figura A-3. Atribuição dos materiais à geometria.



Fonte: O Autor.

Etapa IV:

Consideração de particularidades, em esta etapa são definidas todas as particularidades do problema, como por exemplo a presença de fendas em alguma seção do talude, a existência de camadas cimentadas, os diferentes cenários onde a ação da água tenha influencia, e os solos que tem comportamento saturado em diferentes regiões.

O software OPTUM permite inserir diferentes tipos de recursos tais como carregamentos, âncoras, estruturas, malhas, e descontinuidades.

No caso, desta pesquisa foram definidas descontinuidades de material, para avaliara as fendas de tração, e estas fendas foram preenchidas de água para simular o empuxo que a água apresenta quando a fenda está cheia. Tao como amostra a Figura A-4.

Figura A-4: Fenda de tração dentro do maciço de solo.

**Etapa V:**

Etapa de simulação, em esta etapa final, são definidos os parâmetros de simulação do problema, como o tipo de análise, o tempo de análise (*short term*, *long term*), o número de elementos da malha de análise, e as etapas de análise que correspondem aos análises acoplados (Figura A-5).

Figura A-5. Definição de parâmetros de análises.

The image shows two panels from a software interface. The left panel is titled 'Stage Manager' and contains a table with columns 'Name', 'From', and 'Analysis'. It lists eight analysis stages, each with a green checkmark in the first column. The right panel is titled 'Settings' and is divided into sections: 'Settings', 'Mesh', 'Safety', and 'Advanced Settings'. Each section contains various parameters with dropdown menus or text input fields.

Name	From	Analysis
UN	(None)	Strength Reduc
UN+F	(None)	Strength Reduc
UN+CC	(None)	Strength Reduc
UN+F+CC	(None)	Strength Reduc
S50%	(None)	Strength Reduc
S50%+F	(None)	Strength Reduc
50%+CC	(None)	Strength Reduc
50%+F+CC	(None)	Strength Reduc

Settings

- Reduce Strength in: Solids
- Time Scope: Long Term
- Element Type: 6-node Gauss
- No of Elements: 1000

Mesh

- Mesh Adaptivity: Yes
- Adaptive Iterations: 3
- Start Elements: 1000
- Adaptivity Control: Shear Dissipation

Safety

- Design Approach: Unity

Advanced Settings

Fonte: O Autor.