



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

**NATHALIA MARINHO BARBOSA**

**ESTABILIDADE DAS FALÉSIAS DA**  
**BARREIRA DO INFERNO - RN**

**Natal**  
**2017**

NATHALIA MARINHO BARBOSA

**ESTABILIDADE DAS FALÉSIAS DA  
BARREIRA DO INFERNO - RN**

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

Orientador: Olavo Francisco dos Santos Junior

**Natal  
2017**

Barbosa, Nathalia Marinho.

Estabilidade das Falésias da Barreira do Inferno - RN / Nathalia Marinho Barbosa. - Natal, 2017.

130 f.: il.

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

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

1. Processos erosivos - Dissertação. 2. Análise da estabilidade de taludes - Dissertação. 3. Análise de tensões - Dissertação. 4. Propriedades geotécnicas - Dissertação. 5. Falésias - Dissertação. I. Santos Junior, Olavo Francisco dos. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 631.459

NATHALIA MARINHO BARBOSA

**ESTABILIDADE DAS FALÉSIAS DA  
BARREIRA DO INFERNO - RN**

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

**BANCA EXAMINADORA**

---

Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior – Orientador

---

Dr. Osvaldo de Freitas Neto – Examinador UFRN

---

Dr. Marcos Barreto de Mendonça – Examinador Externo UFRJ

Natal, 31 de março de 2017.

Agradeço à minha família, em especial aos meus pais Agerson Barbosa de Oliveira Junior e Nilva Marinho Barbosa, pelos anos de dedicação e apoio aos meus estudos, como também todo amor e carinho compartilhados durante essa empreitada e por todos os dias da minha vida.

## AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Olavo Francisco dos Santos Júnior, pelo suporte necessário para o desenvolvimento desta pesquisa. Seu vasto conhecimento e experiência foram essenciais para a realização deste trabalho.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRN, pelos ensinamentos ministrados em toda essa empreitada, em especial ao Prof. Osvaldo de Freitas Neto, que sempre esteve presente no laboratório, dando colaboração e suporte necessários para realização dos ensaios.

Ao técnico do laboratório de solos da UFRN, Anderson Dantas de Moraes, pelas dúvidas que foram tiradas durante os ensaios, assim como a disponibilidade e apoio oferecidos.

Aos colegas do Curso de Pós-Graduação, pela ajuda indispensável na realização das coletas, pelo apoio e amizade. Em especial a David Esteban Diaz Taquez, pela companhia e trabalho em conjunto nos incontáveis dias no laboratório.

A minha mãe Nilva Marinho Barbosa e meu pai Agerson Barbosa de Oliveira Junior, que sempre se dedicaram a me proporcionar a melhor formação e nunca mediram esforços para que eu alcançasse meus objetivos.

## RESUMO

BARBOSA, Nathalia Marinho. **Estabilidade das falésias da Barreira do Inferno - RN**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN: 2017.

Esta Dissertação trata da obtenção das propriedades geotécnicas de sedimentos da Formação Barreiras e da análise da estabilidade das falésias localizadas no Centro de Lançamentos da Barreira do Inferno, município de Parnamirim, no estado Rio Grande do Norte. Áreas costeiras despertam um grande interesse pela população em geral e empreendimentos nessas regiões são bastante comuns, fazendo com que os processos erosivos precisem ser estudados a fim de proporcionar um maior entendimento dos fatores que influenciam na estabilidade das falésias e conseqüentemente na sua segurança. O local de estudo em questão, por ser uma área militar protegida, encontra-se completamente livre de interferências humanas e sem nenhuma edificação em seu topo, fazendo com que as análises sejam representativas de condições naturais impostas aos taludes estudados. As atividades desenvolvidas durante a elaboração desta dissertação estão agrupadas em quatro etapas: revisão bibliográfica, trabalhos de campo, ensaios de laboratório e análise da estabilidade das falésias. Através de visitas realizadas na área de estudo, foram colhidas informações necessárias para a posterior obtenção dos perfis críticos das falésias para análise de estabilidade. Foram observados que os perfis em geral não são íngremes, com a presença de incisão basal em alguns trechos. Verificou-se nas análises que as tensões de tração atuantes apresentam valores baixos. O principal mecanismo responsável por deflagrar os processos de instabilidade é o aumento parcial da saturação dos solos ocasionado pelas precipitações pluviométricas, o que diminui sua resistência e gera movimentos de massa. Pelos ensaios realizados observou-se que o intercepto de coesão dos solos saturados é em torno de 26% do valor obtido para os solos no teor de umidade natural. Contudo, os ângulos de atrito em ambos os casos sofrem inexpressivas variações. Concluiu-se que a presença da incisão basal não apresentou efeitos significativos na redução da estabilidade nas configurações analisadas pelos métodos por Equilíbrio-Limite, enquanto que pela análise de tensões observa-se um aumento de tensões de tração na face da seção. O estudo da análise de estabilidade realizado neste trabalho representou efetivamente os tipos de ruptura observados nas falésias do litoral do Rio Grande do Norte, sendo bem mais coerentes que os obtidos pelos métodos tradicionais.

**PALAVRAS CHAVE:** Análise da Estabilidade de Taludes. Análise de Tensões. Propriedades Geotécnicas. Processos Erosivos. Falésias.

## ABSTRACT

Barbosa, Nathalia Marinho. **Analysis of the Stability of the sea cliffs of Barreira do Inferno - RN**. Dissertation (Master's degree in Civil Engineering) - Federal University of Rio Grande do Norte, Natal/RN: 2017.

This Dissertation treat of obtaining geotechnical properties of sediments of Barreiras Formation and the stability analysis of the cliffs located at the Barreira do Inferno Launches Center, Parnamirim, Rio Grande do Norte State. Coastal areas attracts great interest for the population in general, and developments in these regions are quite common, causing erosive processes to be studied in order to provide a better understanding of the factors influencing the Stability of the cliffs and consequently their safety. The study site in question, being a protected military area, is completely free of human interference and without any edification at its top, making the analysis representative of natural conditions imposed on the slopes studied. The activities developed during the elaboration of this dissertation are grouped in four stages: bibliographic revision, fieldwork, laboratory tests and stability analysis of the cliffs. Based on visits accomplished in situ, information was collected for the subsequent retrieval of the critical profiles of the cliffs for stability analysis. It was observed that the profiles in general aren't steep, with the presence of basal incision in some areas. It was verified in analyzes that the tensile tensions acting are low. The main mechanism responsible for triggering the instability processes is the partial increase of soil saturation caused by rainfall, which decreases its resistance and generates mass movements. From the tests carried out, it was observed that the cohesion intercept of the saturated soils is around 26% of the obtained value in the natural moisture content. However, the angles of friction in both cases suffer inexpressive variations It was concluded that the presence of the basal incision had no significant effect on the reduction of stability in the configurations analyzed by the limit equilibrium methods, while stress analysis showed an increase in tensile stresses on the face of the section. The study of the stability analysis performed in this work effectively represented the types of rupture observed in the cliffs of the coast of Rio Grande do Norte, being more coherent than those obtained by traditional methods.

**KEY WORDS:** Analysis of the Stability of Slopes. Stress analysis. Geotechnical Properties. Erosive Processes. Sea Cliffs.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Perfis típicos identificados e mecanismos de ruptura. (Modificado de Santos Jr. <i>et al.</i> , 2008) .....	9
Figura 2.2 - Mecanismos de ruptura de um bloco em balanço: a) Ruptura por cisalhamento ao longo de AB; b) Ruptura por rotação em torno da linha neutra; c) Ruptura por tensão ao longo de CD (Thorne e Tovey, 1981).....	11
Figura 2.3 - Gráficos adimensionais para estabilidade de viga em balanço: a) Estabilidade por cisalhamento; b) Estabilidade por rotação; c) Estabilidade por tração (Thorne e Tovey, 1981). .....	13
Figura 2.4 - Ilustração gráfica das tensões normais e de cisalhamento atuantes numa viga elástica em balanço. Notar que as tensões máximas ocorrem em: $-y_{máx}$ , para tração; $+y_{máx}$ , para compressão; $y = 0$ , para cisalhamento (Ashford e Young, 2008).....	14
Figura 2.5 - Esquematização de uma fatia genérica e forças atuantes (Gerscovich, 2012). .....	16
Figura 2.6 - Fatia típica do Método de Spencer (Gerscovich, 2012). .....	21
Figura 2.7 - Fator de correção $f_o$ para uso no Método de Janbu Simplificado (Severo, 2005). .....	22
Figura 2.8 - Fatia típica do Método de Morgenstern e Price (Gerscovich, 2012). .....	24
Figura 2.9 - Função de distribuição da inclinação da resultante da força entre fatias sugeridas por Morgenstern e Price (Gerscovich, 2012). .....	25
Figura 2.10 - Método de Culmann (Collins e Sitar, 2011).....	29
Figura 2.11 - Configuração do talude com plano de cisalhamento paralelo a sua superfície (Collins e Sitar, 2011).....	30
Figura 3.1 - Localização geográfica da área de estudo.....	32
Figura 3.2 – Vista geral da área estudada .....	33
Figura 3.3 - Localização da área de estudo, Centro de lançamentos da Barreira do inferno (Taquez, 2017). .....	35
Figura 3.4 - Presença de fendas de tração na borda da falésia (Taquez,, 2017). .....	36
Figura 3.5 - Presença de ravina ao longo da falésia (Taquez, 2017).....	36
Figura 3.6 - Mapa Final – Susceptibilidade aos movimentos de massa(Taquez, 2017). .....	37
Figura 3.7 - Seções A, B, C, D e E críticas obtidas método AHP e o SIG.....	37
Figura 4.1 - Coleta de amostras das falésias da Barreira do Inferno: a) solo base; b) solo intermediário; c) solo topo. ....	40
Figura 4.2 - Moldagem de corpo de prova .....	44
Figura 4.3 - Corpo de prova após etapa de cisalhamento .....	46
Figura 4.4 - Ensaio de Resistência à Compressão Simples .....	47
Figura 4.5 - Ensaio de Resistência à Compressão Diametral .....	48
Figura 4.6 - Curvas granulométricas das três amostras coletadas.....	51
Figura 4.7 - Ensaio de Imersão Total ( <i>Crumb Test</i> ). a) Amostras antes da imersão. b) Amostras após a imersão.....	52
Figura 4.8 - Curvas Tensão Desviadora x Deformação Axial – Solo Base – Ensaio CU .....	55

Figura 4.9 - Curvas Tensão Desviadora x Deformação Axial – Solo Intermediário – Ensaio CU .....	55
Figura 4.10 - Curvas Tensão Desviadora x Deformação Axial – Solo Topo – Ensaio CU .....	56
Figura 4.11 - Envoltórias de Resistência dos solos analisados – Ensaio CU .....	56
Figura 4.12 - Curvas Tensão Desviadora x Deformação Axial - Solo Base – Ensaio CW .....	58
Figura 4.13 - Curvas Tensão Desviadora x Deformação Axial - Solo Intermediário – Ensaio CW .....	59
Figura 4.14 - Curvas Tensão Desviadora x Deformação Axial - Solo Topo – Ensaio CW .....	59
Figura 4.15 - Envoltórias de Resistência dos solos analisados – Ensaio CW .....	60
Figura 5.1 - Elemento bidimensional submetido à tensões normais e de cisalhamento .....	66
Figura 5.2 - Seção A .....	68
Figura 5.3 - Seção B .....	68
Figura 5.4 - Seção C .....	69
Figura 5.5 - Seção D .....	69
Figura 5.6 - Seção E .....	70
Figura 5.7 - Seção hipotética .....	70
Figura 5.8 - Desenho esquemático da seção analisada .....	71
Figura 5.9 - Tensões totais mínimas da Seção A (sem incisão basal) .....	74
Figura 5.10- Tensões totais mínimas da Seção B (sem incisão basal) .....	75
Figura 5.11 - Tensões totais mínimas da Seção C (sem incisão basal) .....	76
Figura 5.12- Tensões totais mínimas da Seção D (sem incisão basal) .....	77
Figura 5.13 - Tensões totais mínimas da Seção E (sem incisão basal) .....	78
Figura 5.14- Tensões totais mínimas da Seção Hipotética (sem incisão basal) .....	79
Figura 5.15 - Tensões totais na Seção A com a) 1 m de incisão basal; b) 2 m de incisão basal; c) 3 m de incisão basal .....	81
Figura 5.16- Tensões totais na Seção B com a) 1 m de incisão basal; b) 2 m de incisão basal; c) 3 m de incisão basal .....	81
Figura 5.17 - Tensões totais na Seção C com a) 1 m de incisão basal; b) 2 m de incisão basal; c) 3 m de incisão basal .....	82
Figura 5.18 - Tensões totais na Seção D com a) 1 m de incisão basal; b) 2 m de incisão basal; c) 3 m de incisão basal .....	82
Figura 5.19 - Tensões totais na Seção E com a) 2 m de incisão basal; b) 3 m de incisão basal .....	83
Figura 5.20 - Tensões totais na Seção Hipotética (parâmetros dos solos saturados) com a) 1 m de incisão basal; b) 2 m de incisão basal; c) 3 m de incisão basal .....	83
Figura 5.21 - Seção A, sem incisão basal – FS mín = 1,091 .....	85
Figura 5.22 - Seção B, sem incisão basal – FS mín = 1,466 .....	86
Figura 5.23 - Seção C, sem incisão basal – FS mín = 1,439 .....	86
Figura 5.24 - Seção D, sem incisão basal – FS mín = 1,131 .....	87
Figura 5.25 - Seção E, sem incisão basal – FS mín = 1,760 .....	87
Figura 5.26 - Seção A, com 1 m de incisão basal – FS mín = 1,077 .....	88
Figura 5.27 - Seção B, com 1 m de incisão basal – FS mín = 1,438 .....	89
Figura 5.28 - Seção C, com 1 m de incisão basal – FS mín = 1,413 .....	89

Figura 5.29 - Seção D, com 1 m de incisão basal – FS mín = 1,107 .....	90
Figura 5.30 - Seção A, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,061 .....	91
Figura 5.31 - Seção B, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,415 .....	91
Figura 5.32 - Seção C, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,390 .....	92
Figura 5.33 - Seção D, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,093 .....	92
Figura 5.34 - Seção E, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,721 .....	93
Figura 5.35 - Seção A, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,052 .....	94
Figura 5.36 - Seção B, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,392 .....	95
Figura 5.37 - Seção C, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,374 .....	95
Figura 5.38 - Seção D, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,085 .....	96
Figura 5.39 - Seção E, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,699 .....	96
Figura 5.40 - Gráfico indicativo da Influência da Incisão Basal nos Fatores de Segurança (FS) das Seções A, B, C, D e E .....	97
Figura 5.41 - Seção hipotética admitindo solos não saturados, sem incisão basal – FS mín 2,061....	99
Figura 5.42 - Seção hipotética admitindo capa saturada de 3 m, sem incisão basal – FS mín < 1 .....	99
Figura 5.43 - Seção hipotética admitindo solos saturados, sem incisão basal – FS mín < 1 .....	100
Figura 5.44 - Seção hipotética admitindo solos não saturados, com 1 m de incisão basal – FS mín = 1,922 .....	101
Figura 5.45 - Seção hipotética admitindo capa saturada de 1 m, com 1 m de incisão basal – FS mín = 1,796 .....	102
Figura 5.46 - Seção hipotética admitindo capa saturada de 3 m, com 1 m de incisão basal – FS mín < 1 .....	102
Figura 5.47 - Seção hipotética admitindo solos saturados, com 1 m de incisão basal – FS mín < 1	102
Figura 5.48 - Seção hipotética admitindo solos não saturados, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,893 .....	103
Figura 5.49 - Seção hipotética admitindo capa saturada de 1 m, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,776 .....	104
Figura 5.50 - Seção hipotética admitindo solos saturados, com 2 m de incisão basal – FS mín < 1.	104
Figura 5.51 - Seção hipotética admitindo solos não saturados, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,874 .....	105
Figura 5.52 - Seção hipotética admitindo camada saturada de 1 m, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,766 .....	105
Figura 5.53 - Seção hipotética admitindo solos saturados, com 3 m de incisão basal – FS mín < 1.	106
Figura 5.54 - Gráfico indicativo da Influência da Incisão Basal e da Capa Saturada nos Fatores de Segurança (FS) da Seção Hipotética .....	106

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Características dos diferentes métodos de análise de estabilidade (Adaptado de Chowdhury, 2009).....	27
Tabela 4.1 - Coordenadas das amostras de solo coletadas.....	40
Tabela 4.2 - Porcentagem das frações constituintes dos solos.....	49
Tabela 4.3 - Densidade relativa dos sólidos, limites de Atterberg e classificação dos solos pelo SUCS e Sistema Rodoviário. ....	50
Tabela 4.4 - Dados obtidos no Ensaio CU para os solo base, intermediário e topo .....	53
Tabela 4.5 - Propriedades dos solos de cada corpo de prova ensaiado e índices de vazios inicial e final .....	54
Tabela 4.6 - Parâmetros de Resistência obtidos – Ensaio CU.....	57
Tabela 4.7 - Dados obtidos no Ensaio CW para os solo base, intermediário e topo .....	57
Tabela 4.8 - Parâmetros de Resistência obtidos – Ensaio CW .....	60
Tabela 4.9 - Resultados dos ensaios de Resistência à Compressão Simples para os solos base, intermediário e topo.....	61
Tabela 4.10 - Resultados dos ensaios de Resistência à Compressão Diametral para os solos base, intermediário e topo.....	62
Tabela 5.1 - Tabela esquemática com as características geométricas das seções analisadas .....	67
Tabela 5.2 - Parâmetros utilizados no programa GeoStudio 2012.....	72
Tabela 5.3 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para as Seções A, B, C, D e E, sem incisão basal .	85
Tabela 5.4 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para as Seções A, B, C, D e E, com 1 m de incisão basal .....	88
Tabela 5.5 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para as Seções A, B, C, D e E, com 2 m de incisão basal .....	90
Tabela 5.6 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para as Seções A, B, C, D e E, com 3 m de incisão basal .....	94
Tabela 5.7 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para a Seção Hipotética com diferentes frentes de saturação, sem incisão basal .....	98
Tabela 5.8 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para a Seção Hipotética com diferentes capas de saturação, com 1 m de incisão basal.....	101
Tabela 5.9 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para a Seção Hipotética com diferentes capas de saturação, com 2 m de incisão basal.....	103
Tabela 5.10 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para a Seção Hipotética com diferentes capas de saturação, com 3 m de incisão basal.....	105
Tabela 5.11 - Comparação dos FS obtidos nas Análises de Estabilidade realizadas.....	107

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	Sociedade Americana de Testes e Materiais
AHP	Processo de Análise Hierárquica
CU	Ensaio adensado não-drenado
DCTA	Departamento de Ciência e Tecnologia Aeroespacial
DGPS	Sistema de posicionamento global em modo diferencial
FS	Fator de Segurança
IP	Índice de Plasticidade
LABMEM	Laboratório de Metais e Ensaio Mecânicos
LIDAR	Sistema de Varredura a Laser
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
NBR	Norma Brasileira
NE	Nordeste
NP	Não plástico
NW	Noroeste
RCS	Resistência à Compressão Simples
RT	Resistência à Tração
$S_r$	Grau de Saturação
SC	Areia argilosa
SC-SM	Areia argilo-siltosa
SE	Sudeste
SP	Areia mal graduada
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
SW	Sudoeste
UFRN	Universidade Federal do Rio Grande do Norte
CW	Ensaio não-adensado não-drenado
w	Teor de umidade

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\beta$	Ângulo da falésia com a horizontal
$\alpha$	Ângulo da superfície de ruptura com a horizontal
A	Parâmetro de estabilidade geral
b	Largura da “viga em balanço”
B	Parâmetro B de Skempton
c	Intercepto de coesão
cos	Cosseno
e	Índice de vazios
$E_n, E_{n+1}$	Componentes horizontais atuantes nas laterais da fatia
$E_T$	Empuxo de água na trinca
$f_0$	Fator de correção
FS	Fator de segurança
$\gamma$	Peso específico do solo
$G_s$	Gravidade específica
H	Altura da “viga em balanço”
I	Altura abaixo do eixo neutro
m	Altura da fenda de tração
$m_\alpha$	Fator de cálculo usado no processo iterativo de resolução dos métodos de fatias
N	Profundidade da “viga em balanço”
$N'$	Força normal atuante na base da fatia
O	Origem dos raios
P	Força normal atuante na base de cada fatia
Q	Resultante das forças interlamelares
R	Raio do centro do sistema até o centro da base de cada fatia
$\sigma$	Tensão normal total
s	Força tangencial atuante na base da fatia
$\sigma'$	Tensão normal efetiva
sen	Seno
$\sigma_t$	Tensão de tração
$\sigma_{x \text{ máx}}$	Tensão normal máxima
T	Força resistente ao cisalhamento na base de cada fatia
tan	Tangente
$\tau_{xy \text{ máx}}$	Tensão de cisalhamento máxima
u	Poropressão atuante na base da fatia
w	Peso da fatia
x	Recuo da crista
$X_n, X_{n+1}$	Componentes verticais atuantes nas laterais da fatia

$Z_n, Z_{n+1}$	Forças interlamelares resultantes
$\beta$	Grau de desenvolvimento de fendas de tração
$\gamma_d$	Peso Específico do Solo Seco
$\lambda$	Parâmetro escalar
$\varphi$	Ângulo de atrito

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Justificativas.....	2
1.3. Objetivos.....	3
1.4. Organização do trabalho.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. Movimentos de massa em falésias.....	5
2.2. Erosão basal.....	10
2.3. Métodos de análise de Estabilidade de Taludes por Equilíbrio-Limite.....	15
2.3.1. Método das Fatias.....	16
2.3.2. Comentários sobre os Métodos de Equilíbrio Limite.....	26
2.4. Método de análise proposto por Collins e Sitar (2011).....	28
3. ÁREA DE ESTUDO.....	32
3.1. Limites físicos e localização da área de estudo.....	32
3.2. Contextos geológico e geomorfológico costeiros.....	33
3.3. Metodologia utilizada para obtenção das seções críticas.....	34
4. PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS MATERIAIS DA FALÉSIA.....	39
4.1. Campanhas de amostragem.....	39
4.2. Metodologia dos ensaios.....	41
4.2.1. Ensaios de caracterização física.....	42
4.2.2. Ensaios para avaliação das propriedades de resistência dos solos...43	
4.3. Apresentação e análise dos resultados dos ensaios.....	49
4.3.1. Caracterização, identificação e classificação dos solos.....	49
4.3.2. Propriedades de resistência dos solos.....	52
5. ANÁLISES DE ESTABILIDADE.....	63

5.1. Metodologia para análise da estabilidade das falésias .....	63
5.2. Ferramentas para análise da estabilidade .....	64
5.2.1. Generalidades .....	64
5.2.2. Exibição dos resultados das análises.....	65
5.3. Características das seções .....	67
5.4. Situações analisadas .....	71
5.5. Parâmetros adotados nas Análises de Estabilidade .....	72
5.6. Resultados das Análises de Estabilidade.....	73
5.6.1. Análises das Tensões de Tração .....	73
5.6.2. Análises dos Fatores de Segurança (FS).....	84
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....	109
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	111

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Generalidades

O estudo da dinâmica costeira é cada vez mais importante para a engenharia, visto que é comum a ocupação inadequada de áreas consideradas de alto risco. Além disso, outros agravantes como disposição inadequada de lixo, destinação incorreta de esgotos sanitários e águas pluviais, fazem com que se intensifiquem os processos erosivos na zona costeira.

É possível observar a presença cada vez maior de empreendimentos turísticos e imobiliários nas regiões costeiras no decorrer do tempo, principalmente no topo de falésias, muitas vezes construídos sem as devidas liberações. Isso influencia de forma significativa na estabilidade de tais encostas, devido ao aumento do carregamento superficial, remoção de vegetação, aumento de erosão por águas servidas e diminuição da área disponível para percolação, que tende a gerar regiões com fluxo concentrado, dando origem a processos erosivos.

A estabilidade de falésias pode ser influenciada por processos marítimos e continentais, sendo os principais: erosão marítima, provocando incisões na base das mesmas, tornando-as mais íngremes; e precipitação pluviométrica, que pode causar movimentos de massa por perda de resistência devido ao aumento do grau de saturação. Aliados às causas principais, observa-se que até mesmo a irrigação de jardins no topo das falésias pode induzir à instabilidade. De acordo com Duperret *et al.* (2002), a estabilidade das falésias depende também de propriedades intrínsecas como suas características estruturais, mecânicas e hidráulicas.

Além dos fatores externos, se faz necessário considerar a influência dos parâmetros das falésias, como a geometria (altura e inclinação), propriedades geotécnicas (parâmetros de resistência e peso específico) e posição do lençol freático, para avaliar as condições limitantes de estabilidade (Edil e Vallejo, 1980).

Diversos estudos no que diz respeito aos tipos de movimentos de massa que mais acometem as regiões costeiras têm sido realizados, assim como em relação aos métodos de análise para avaliação da estabilidade das falésias. No estado do Rio Grande do Norte tem sido dada relativa atenção à zona costeira de Tibau do Sul, principalmente devido ao crescimento do uso e ocupação por restaurantes e hotéis na região superior das falésias.

Silva (2003) realizou a identificação e compreensão dos movimentos de massa. Braga (2005) propôs um checklist adaptado para identificar e caracterizar os processos erosivos atuantes nas falésias, objetivando uma melhor avaliação dos impactos provocados por obras costeiras. Severo (2005) estudou a estabilidade e fez a caracterização geotécnica de solos da Formação Barreiras, constatando que o principal mecanismo deflagrador dos processos de instabilidade está ligado à intensidade das precipitações pluviométricas. Severo (2011) estudou as propriedades de resistência dos sedimentos da Formação Barreiras, nos estados indeformado e compactado. Estudou ainda o efeito da adição de cimento em amostras com vistas a compreender o efeito das ligações entre as partículas no comportamento dos solos. Ribeiro (2015) produziu gráficos para estimar fatores de segurança, através de um estudo paramétrico considerando variáveis como intercepto de coesão, altura e inclinação da falésia. Tais gráficos são úteis para análises preliminares e definição de áreas críticas.

Também foram realizados estudos nas falésias de Pirangi do Norte por Nascimento (2009) e em Baía Formosa por Souza Júnior (2013). Foram observados os processos erosivos atuantes e a viabilidade de monitoramento dos mesmos com o auxílio de DGPS (Sistema de Posicionamento Global em Modo Diferencial).

## **1.2. Justificativas**

Nos estudos que vem sendo realizados na região costeira do Rio Grande do Norte, observa-se que os métodos usuais de análise de estabilidade que são costumeiramente empregados tendem a subestimar a estabilidade realmente observada em falésias. Isso pode ser evidenciado através dos tipos de movimentos

de massa que geralmente ocorrem, como exemplo quedas e tombamentos, diferindo dos observados nesses métodos tradicionais, que apresentam superfícies de ruptura mais profundas. Com vistas a uma melhor obtenção de dados para análise, considerou-se apropriado utilizar uma nova abordagem para sua investigação e interpretação.

Estudou-se uma faixa de praia protegida do acesso do público externo, ou seja, as falésias estão livres de intervenções humanas, o que possibilitou observar quais são os principais fatores instabilizantes numa falésia virgem. Além disso, considerou-se nas análises que apenas as condições naturais seriam relevantes na sua estabilidade.

Esta pesquisa foi realizada dentro do projeto Estudo Ambiental e Monitoramento de Mudanças Morfológicas Costeiras nas Falésias do Centro de Lançamento da Barreira do Inferno – CLBI, RN, vinculado ao Acordo de Cooperação firmado entre o Centro de Lançamento da Barreira do Inferno (CLBI) e a Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN).

### **1.3. Objetivos**

O objetivo principal deste trabalho foi estudar as condições de estabilidade das falésias da área do Centro de Lançamento da Barreira do Inferno do Rio Grande do Norte, através de investigações de campo, coleta de amostras e análises de laboratório para determinar as características geotécnicas das mesmas.

Como objetivos específicos, pode-se destacar:

- 1) Caracterizar e definir em termos geotécnicos os sedimentos da Formação Barreiras que formam o perfil da encosta;
- 2) Analisar a estabilidade das falésias considerando métodos desenvolvidos para este tipo de talude, mais especificamente o método proposto por Collins e Sitar (2011);

3) Comparar os resultados das análises de estabilidade obtidos no método de Collins e Sitar (2011) com análises utilizando métodos por Equilíbrio-limite.

#### **1.4. Organização do trabalho**

No capítulo 1 consta uma breve introdução a respeito dos processos envolvidos na instabilização de falésias, a citar os movimentos de massa e erosão basal. É feita uma contextualização do que vem sendo retratado ao redor do mundo no que concerne à estabilidade de taludes. São mostrados os objetivos da pesquisa e a organização do trabalho.

No capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica sobre os movimentos de massa que normalmente ocorrem em taludes, assim como a erosão basal. Também é feita uma breve discussão sobre os métodos de análise de estabilidade por Equilíbrio-limite. Mostra-se também um método alternativo para análise de falésias, proposto por Collins e Sitar (2011).

No capítulo 3 é mostrada a localização da área de estudo, bem como o contexto geológico e geomorfológico costeiros, no qual as falésias em questão estão inseridas.

No capítulo 4 é explicitada a metodologia seguida por este trabalho, com os correspondentes ensaios adotados para obtenção das propriedades geotécnicas dos sedimentos da Formação Barreiras. Após descrição dos procedimentos, são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios realizados.

A seguir, no capítulo 5, são evidenciados os resultados das análises de estabilidade para as simulações consideradas, como também é feita a comparação entre os resultados obtidos pelos métodos por Equilíbrio-limite e o proposto por Collins e Sitar (2011).

No capítulo 6 encontram-se as conclusões da pesquisa realizada, com um resumo e discussão geral a respeito das propriedades geotécnicas e dos resultados das análises de estabilidade das falésias da Barreira do Inferno.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Movimentos de massa em falésias

Falésias são taludes íngremes sujeitos principalmente à ação marinha, responsável por desencadear processos erosivos costeiros. De modo geral, as falésias podem ser classificadas em três grupos principais: ativas – apresentam exposição da base rochosa devido ao recuo contínuo provocado por processos e agentes marítimos e subaéreos; inativas – falésias cuja região da base encontra-se coberta por tálus; antigas – falésias que não sofrem influências dos processos marítimos, onde a erosão subaérea tende a deixar a crista da falésia mais arredondada, acumulando material erodido na base da mesma (Emery e Kuhn, 1982). O processo ativo é o mais complexo, onde vários agentes intervêm na instabilização do maciço, provocando movimentos de massa.

De acordo com Varnes (1978), os movimentos de massas em encostas podem ser classificados como quedas, tombamentos, deslizamentos, escoamentos e movimentos complexos. Hungr *et al.* (2014) propuseram uma atualização do sistema de classificação de Varnes (1978), segundo o qual, os movimentos são classificados em quedas, tombamentos, deslizamentos, espalhamentos, escoamentos e deformações em taludes. O último sistema será adotado neste trabalho.

As quedas são provocadas pela ação das forças gravitacionais e são eventos extremamente rápidos. Consistem na separação do material da encosta, com posterior queda livre, resultando na acumulação de material na região da base, denominado tálus. Em outras palavras, trata da queda livre do material que se desprende do maciço, sob gradientes altos ou queda com algumas colisões com outros blocos. Ocorre frequentemente em taludes íngremes.

Os tombamentos resumem-se ao movimento de rotação de blocos de solo ou rochosos em torno de um ponto na sua base. São condicionados por estruturas geológicas sub-verticais, onde os fragmentos se desprendem do maciço na superfície das descontinuidades. Este processo ocorre em áreas com encostas bastante

íngremes sob ação da gravidade e de forças exercidas por unidades adjacentes ou por fluidos nas falhas e fendas. São em geral mais lentos que as quedas.

Os deslizamentos são movimentos de material a jusante, caracterizados pelas propriedades e leis constitutivas próprias de materiais porosos, onde o topo dos blocos permanece indeformado. As forças de cisalhamento são responsáveis pela ruptura. São ativados por eliminação de material da base do talude por atividades humanas ou erosivas, sobrecargas, chuvas intensas ou sismos. A principal característica do deslizamento é a formação de uma superfície de ruptura bem definida. Classificam-se em rotacionais ou translacionais, a depender da forma da superfície de ruptura, que pode ser circular, planar, em formato de cunha ou composta. Superfícies circulares provocam movimentos rotacionais, enquanto que superfícies planas conduzem a movimentos translacionais.

Os espalhamentos se referem a situações em que ocorre o alongamento de uma camada rígida, que se fragmenta em blocos, ocorrendo deslocamento e rotação dos mesmos. Ocorre como resultado da deformação excessiva de uma camada de material fraco localizada sob a massa que se espalhou. O termo espalhamento deve ser aplicado quando uma região bem definida do talude sofre deslocamentos distintos, podendo ser visualizada uma “superfície de ruptura” delimitada, separando a zona que se moveu da que permanece parada (Hungar *et al.*, 2014). Geralmente provoca deslocamento total limitado e pode ser bastante lento ou extremamente rápido, a exemplo da liquefação de solo granular por terremotos.

Os escoamentos podem ser rápidos ou lentos, a depender das características dos materiais envolvidos. Ocorrem como resultado de um deslizamento ou queda de blocos e de forma extremamente rápida, onde rochas fragmentadas se desintegram rapidamente durante o movimento e sua mobilidade aumenta de acordo com o volume do evento. Também podem ser observados na presença de material granular em estado parcialmente saturado, envolvendo excesso de poro-pressão ou liquefação de material. Podem surgir a partir de deslizamentos planares de materiais secos, devido a homogeneidade dos parâmetros de resistência, neste caso a baixas velocidades quando na ausência de mudanças de poro-pressão.

As deformações em taludes ocorrem em montanhas altas e íngremes, apresentando alterações visíveis. São evidenciadas por características topográficas

como escarpas, bancos, fendas, trincheiras e protuberâncias (Hungar *et al.*, 2014). As taxas de movimento são baixas e frequentemente não mensuradas. Podem ser observadas também em taludes rochosos, onde a crista perde a rigidez e desenvolve fissuras ou falhas, sem uma superfície de ruptura bem definida.

Segundo Emery e Kuhn (1982), as falésias existem em aproximadamente 80% da costa marítima terrestre. Devido a essa ocorrência frequente, vários tipos de movimentos de massas têm sido relatados em diversos trabalhos em várias regiões do mundo.

Na região de Cilento, sul da Itália, vários movimentos de massa são observados ao longo da costa, ocasionados principalmente devido à força destrutiva das ondas, como foi observado por Budetta *et al.* (2008). Foram identificadas 154 falésias, 97 delas compostas por maciços rochosos competentes (calcários, dolomitos e arenitos) e as outras 57 compostas por material pedregoso ou areia e argila interestratificadas, com os arenitos mostrando em geral base erosiva. Os principais tipos de movimentos encontrados foram deslizamentos rotacionais, que evoluíram para escoamentos e quedas, deflagrados pela escavação no pé do talude. As quedas acontecem em taludes muito inclinados ou quase verticais, com o destacamento de blocos rochosos. Os fatores que exercem influência na instabilização dos taludes são a força das ondas na base das falésias e a redução de resistência devido ao intemperismo provocado pela água do mar, remoção de massas, ação das marés e fadiga causada pela ação cíclica das ondas (Budetta *et al.*, 2000). Outros movimentos podem ser visualizados na região, como fluxo de detritos e rastejos.

Em Puys, na França, ocorreu a ruptura de uma falésia composta por lentes de calcário argiloso intercaladas com camadas de calcário permeável, apresentando recuo de crista de 12,5 m. Através de estudos realizados por Duperret *et al.* (2002) com investigações no local, o resultado da ruptura foi uma avalanche de detritos provocada por um deslizamento, com um modo de ruptura por tração na região superior e por cisalhamento na região inferior. Como causas principais detectadas, consideraram que as fortes chuvas semanas anteriores ao evento poderiam ter sido o fator deflagrador, associadas com as descontinuidades litológicas.

Já na região costeira de Cádiz, sudoeste da Espanha, em estudos feitos por Río *et al.* (2009) observaram-se diversos movimentos de massa, devido à variedade

de litologias das falésias. Houve a predominância de quedas e deslizamentos, com poucos casos de tombamentos e escoamentos. Com relação às quedas de rochas e detritos, o principal agente estabilizador foi o impacto das ondas, causando erosão direta da base da falésia, como também vibrações que levaram a um aumento progressivo na extensão de fendas e discontinuidades. Os deslizamentos rotacionais foram associados ao contraste entre unidades estratigráficas (arenitos sob calcário argiloso) e ocorreram em consequência da saturação da camada superior após chuvas intensas. Foram poucos os tombamentos evidenciados, surgindo devido a presença de fendas verticais paralelas à superfície da falésia. De modo geral, a maioria dos eventos foi resultante da ação das marés combinada com a erosão superficial na região superior da falésia.

Os processos erosivos de curto e longo prazo atuantes na costa mediterrânea de Israel foram estudados por Arkin e Michaeli (1985). Consideraram que no topo das falésias atuavam processos erosivos que dependiam das variações sazonais, ciclos de tempestades ou se relacionavam às ações humanas. Foram observados deslizamentos, queda de blocos e rastejo de material da região próxima à face das falésias. Como causas principais dos deslizamentos, evidenciou-se a presença de fendas de tração na região do topo, que iam se alargando devido à infiltração de água e carreamento de finos, culminando no início do movimento. Durante o verão, esse processo era intensificado pela irrigação de jardins no topo das falésias ou infiltração descontrolada de esgotos. Já em relação à base da falésia, os processos foram considerados dependentes da ação erosiva das ondas, infiltração de água para o interior de fraturas verticais e ação dos ventos. Verificaram quedas de blocos rochosos associadas à infiltração de água, provocadas por deslocamento ao longo de falhas verticais.

Já na Califórnia, os processos de erosão costeira em falésias de areia fracamente litificadas foram estudados por Collins e Sitar (2008). Foi observado que as rupturas ocorreram devido às mudanças na geometria dos taludes, induzidas pela ação das ondas ou por precipitações e infiltração de água superficial, aumentando o nível de água nas falésias. A maioria dos movimentos de massa ocorreu após precipitações intensas. Os principais processos geomórficos encontrados foram deslizamentos de terra.

Em estudos realizados por Santos Jr. *et al.* (2008) na região nordeste do Brasil, especificamente ao longo de 16 km da costa de Tibau do Sul, no Rio Grande do Norte, foram analisadas as características morfológicas das falésias e os processos de recuo. As falésias da região são compostas por sedimentos pré-quaternários da Formação Barreiras, com camadas intercaladas de arenitos e argilas consolidadas. Em perfis verticais evidenciou-se a presença de fendas de tração, que atuam promovendo a expulsão dos blocos do talude caso preenchidas por água (Figura 2.1).

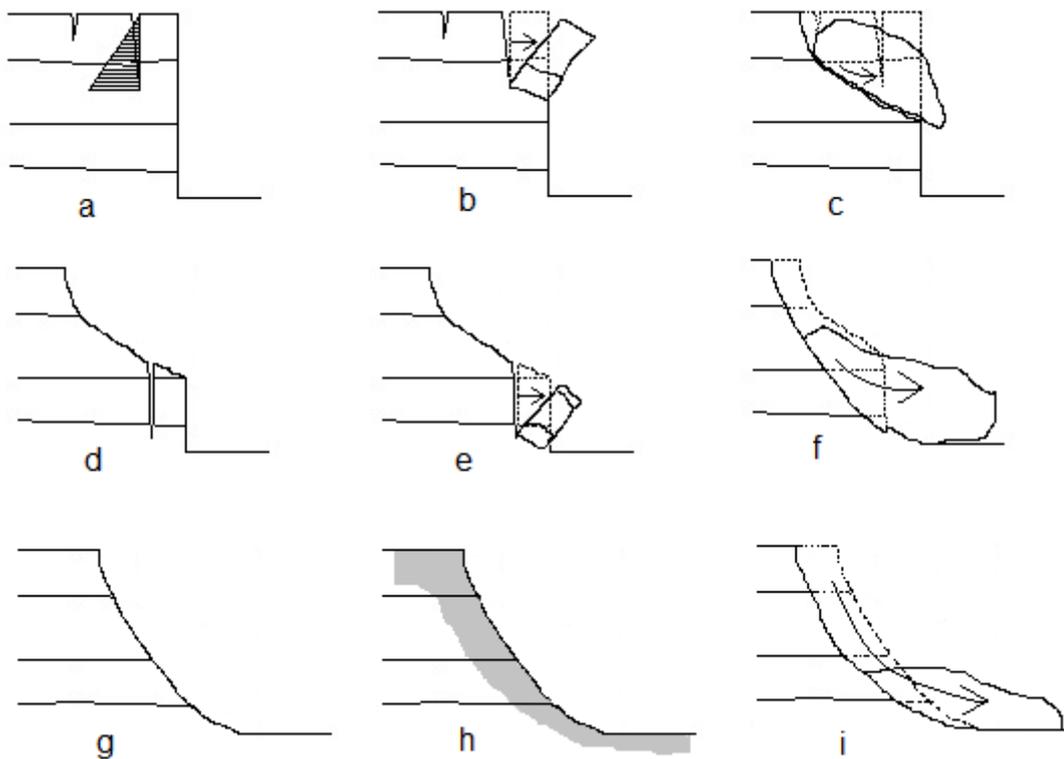


Figura 2.1 - Perfis típicos identificados e mecanismos de ruptura. (Modificado de Santos Jr. *et al.*, 2008)

Observaram-se nesses perfis quedas, tombamentos e deslizamentos na região superior, que podem ter sido desencadeados por discontinuidades ou falhas presentes em regiões próximas à face dos taludes (Figura 2.1 a, b, c). Outro tipo de perfil analisado apresenta inclinação vertical na região inferior do talude e na superior inclinação variando de 45° a 60°. Nesse caso, foram observados quedas e tombamentos na região inferior do perfil devido às discontinuidades pré-existentes, por vezes provocando deslizamentos na região superior (Figura 2.1 d, e, f). Já os perfis

com inclinações variando entre 40° e 50° com a horizontal são mais estáveis que os anteriores, onde se evidenciou erosão superficial e possíveis deslizamentos em situações com grande intensidade chuvosa (Figura 2.1 g, h, i). O aumento do grau de saturação do solo provocou a diminuição do intercepto de coesão e conseqüentemente da resistência ao cisalhamento. As principais causas para os movimentos citados são a ação das chuvas e a ação das marés, gerando incisão basal.

## **2.2. Erosão basal**

A água de mares e rios pode ser responsável por causar erosão na base de falésias e taludes, criando uma incisão basal nos mesmos, que pode provocar instabilidade e conseqüentemente ruptura. Em outras palavras, a erosão basal consiste na destruição mecânica e/ou remoção de partículas de solo do “pé” das falésias costeiras, através principalmente da ação das ondas.

De acordo com Anderson e Richards (1987), os movimentos de massa que ocorrem em falésias de argila sobreadensada podem ser classificados como: deslizamentos de terra translacionais superficiais e deslizamentos rotacionais profundos. Vários fatores contribuem na determinação do tipo de ruptura, nas taxas de movimento de massa e no recuo observado em falésias e variam com a escala de tempo considerada. A intensidade da erosão basal marítima é um fator que exerce influência importante, visto que em regiões onde ocorrem taxas médias de erosão basal predominam deslizamentos de terra, enquanto que em falésias submetidas à ação marítima forte, surgem rupturas profundas. Algumas circunstâncias são relevantes para a taxa de erosão basal, como as propriedades estruturais e estratigráficas do material das falésias. Vale salientar que o recuo da falésia pode ocorrer em um simples movimento ou em situações sucessivas, não acontecendo necessariamente em curto prazo.

Embora as condições de erosão basal claramente se distinguem em falésias com recuo ativo e falésias cujo ângulo é declinante (inclinação mais suave com o decorrer do tempo), a intensidade e tipo de movimento de massa envolvido no

processo de recuo provocam influências adicionais. De acordo com Ashford e Young (2008), é preciso analisar também a posição do lençol freático, visto que poderia ocorrer erosão por percolação de água, que provocaria incisões na base de forma semelhante, também denominado “piping”.

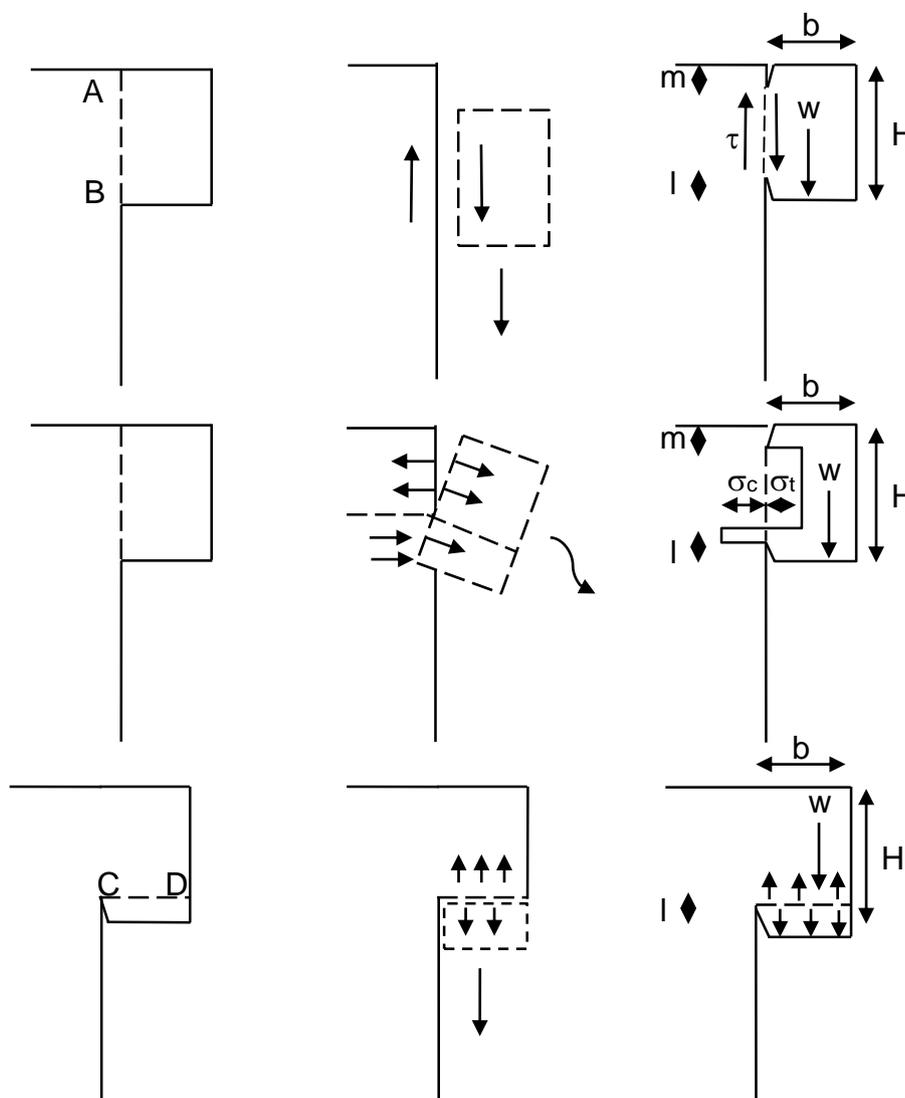


Figura 2.2 - Mecanismos de ruptura de um bloco em balanço: a) Ruptura por cisalhamento ao longo de AB; b) Ruptura por rotação em torno da linha neutra; c) Ruptura por tensão ao longo de CD (Thorne e Tovey, 1981).

As margens de rios são frequentemente formadas por depósitos sedimentares, onde o recuo da margem é provocado pela ação mecânica resultando num bloco em balanço, com escavação da base, podendo ocorrer o colapso. O colapso do bloco em balanço foi analisado por Thorne e Tovey (1981) através do equilíbrio estático de forças e a teoria elementar de flexão de vigas. Os modelos utilizados foram: ruptura

por cisalhamento (ocorre quando o bloco está na iminência de ruptura ao longo da vertical AB), ruptura por rotação (envolve rotação do bloco em torno da linha neutra, no qual ocorrem tensões de tração na região superior e de compressão na região inferior) e ruptura por tração (que ocorre quando a tensão provocada pelo peso da região inferior do bloco é maior que a resistência à tração) (Figura 2.2).

Esses modelos utilizados deram origem a três gráficos de dimensionamento de estabilidade (Figura 2.3), definindo fatores de segurança contra a ruptura para cada modo analisado. Foram obtidos ao examinar o caso crítico, onde as forças são balanceadas e o bloco encontra-se num estado de equilíbrio estático. Resolvendo as forças horizontais e verticais, e as equações dos momentos, foram obtidos os gráficos de dimensionamento.

Para a aplicação dos gráficos, utiliza-se apenas características geométricas do bloco em balanço e propriedades do solo. Nesta análise, é levada em consideração o efeito de fendas de tração e fissuras existentes. Cada fator de segurança é expresso em relação a um parâmetro de estabilidade geral "A":

$$A = \frac{\sigma_t}{\gamma b} \quad (2.1)$$

O parâmetro "β" mede o grau do desenvolvimento de fendas de tração e os outros parâmetros são relativos à geometria:

$$\beta = \frac{H - l}{H} \quad (2.2)$$

$$X = \frac{m}{H} \quad (2.3)$$

$$B = \frac{b}{H} \quad (2.4)$$

$$B' = B \left( \frac{\beta}{\beta - X} \right)^2 \quad (2.5)$$

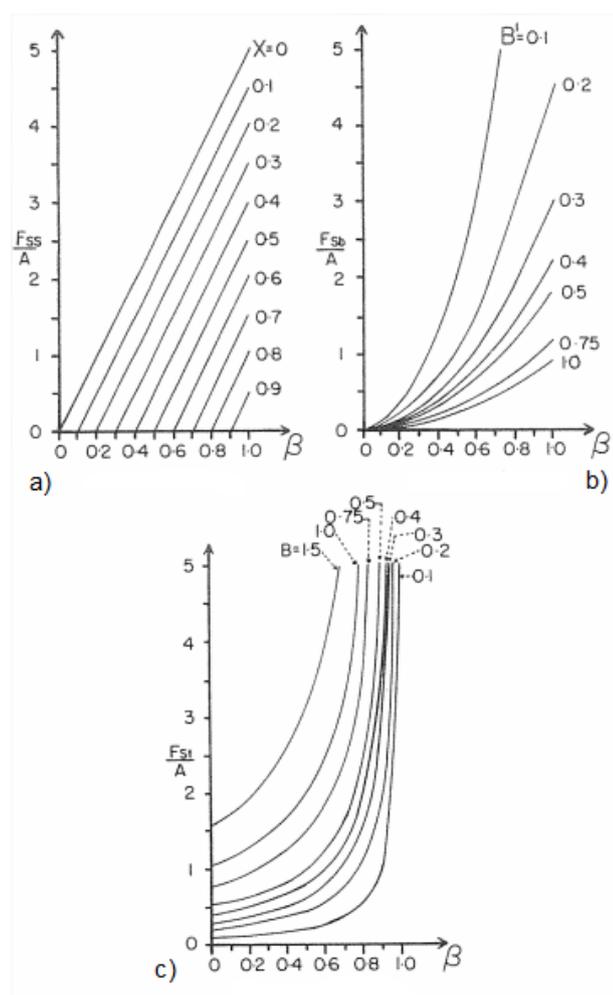


Figura 2.3 - Gráficos adimensionais para estabilidade de viga em balanço: a) Estabilidade por cisalhamento; b) Estabilidade por rotação; c) Estabilidade por tração (Thorne e Tovey, 1981).

Segundo Anderson e Richards (1987), taludes íngremes que são formados por sedimentos quaternários submetidos a uma eficiente erosão basal gerada pelas águas de rios, estão sujeitos a movimentos de massa com superfície de ruptura em forma de cunha, planar ou circular. A estabilidade de tais taludes pode ser analisada pelo método de Culmann, que se trata de um modelo de ruptura planar, através da definição de uma altura limite. Quanto mais íngreme for o talude, menor é a altura limite. Porém, antes de se atingir a altura limite pode surgir fendas de tração, causando instabilidade.

Ashford e Young (2008) investigaram a instabilidade de falésias compostas por depósitos sedimentares na Califórnia. As falésias estavam submetidas à erosão basal, o que resultou na formação de um perfil em balanço. No estudo foi feita uma

retroanálise de duas falésias rompidas, através da teoria da viga em balanço e da análise por elementos finitos.

Através de dados obtidos por levantamento terrestre com LIDAR (Sistema de Varredura a Laser), foi possível obter as dimensões médias da “viga em balanço” e a superfície de ruptura. Admitiram que a “viga em balanço” rompe por tração no ponto de máxima tensão normal horizontal, ou seja, na região superior (Figura 2.4). Por meio de simplificações, segundo Timoshenko e Goodier (1951, apud Ashford e Young, 2008), as tensões máximas podem ser calculadas por:

$$\sigma_x \max = \pm \frac{3N^2\gamma}{H} \quad (2.6)$$

Onde N é a profundidade da “viga em balanço” e H sua altura. Já a máxima tensão de cisalhamento ocorre na metade da altura considerada (H/2), que só é dependente da profundidade da incisão N e do peso específico do solo  $\gamma$ :

$$\tau_{xy} \max = \frac{3N\gamma}{2} \quad (2.7)$$

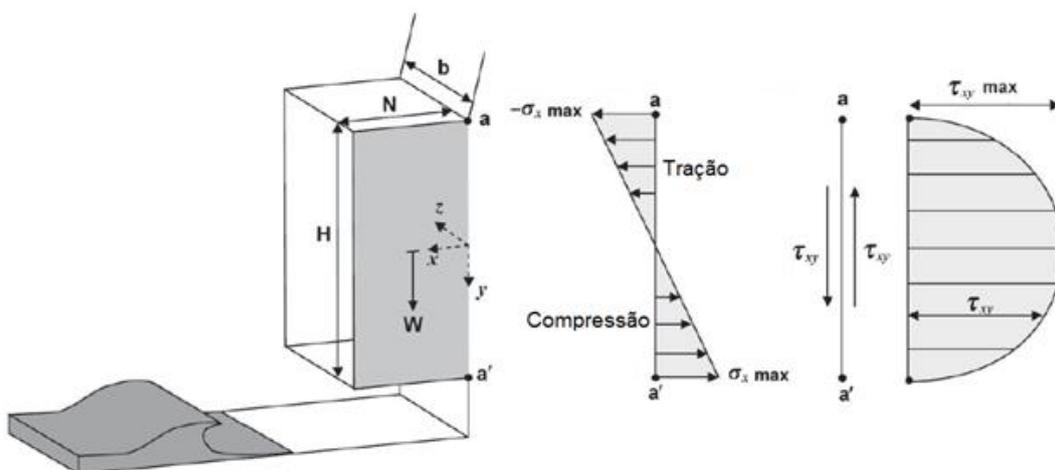


Figura 2.4 - Ilustração gráfica das tensões normais e de cisalhamento atuantes numa viga elástica em balanço. Notar que as tensões máximas ocorrem em:  $-\gamma_{\max}$ , para tração;  $+\gamma_{\max}$ , para compressão;  $y = 0$ , para cisalhamento (Ashford e Young, 2008).

No estudo também foram consideradas as tensões causadas pelas forças gravitacionais para a avaliação das tensões de tração máximas. Porém, foi observado que a maior parte das tensões é provocada pela configuração da “viga em balanço”. Os resultados calculados para as tensões máximas foram comparados com valores de resistência à tração e cisalhamento advindos de análises de laboratório.

### **2.3. Métodos de análise de Estabilidade de Taludes por Equilíbrio-Limite**

Os métodos de análise por Equilíbrio-Limite são analíticos e podem ser subdivididos em três grupos: considerando a massa rompida como um corpo único, onde são assumidas hipóteses ao longo da superfície potencial de ruptura, métodos que dividem a massa rompida em cunhas e os que dividem a massa rompida em fatias.

De acordo com Gerscovich (2012), algumas particularidades relacionadas ao método podem ser citadas: a análise é bidimensional e estática; a superfície de ruptura é bem definida; a condição de ruptura da massa de solo é generalizada e incipiente (isto é, em um estado de equilíbrio limite); o critério de ruptura de Mohr-Coulomb é satisfeito ao longo da superfície potencial de ruptura; o fator de segurança ao longo da superfície potencial de ruptura é constante; os maciços de solos comportam-se mecanicamente como materiais rígidos perfeitamente plásticos; introduzem hipóteses simplificadoras para complementar as equações de equilíbrio, pois o número de incógnitas é em geral superior ao número de equações de equilíbrio estático, tornando o problema estaticamente indeterminado.

Foram propostos vários métodos de cálculo, que diferem entre si de acordo com as hipóteses simplificadoras, com o objetivo de reduzir o número de incógnitas. Uma das hipóteses comum a todos os métodos é admitir que o esforço normal na base da fatia atua em seu ponto central.

Vale salientar que há os métodos lineares e os não-lineares. Os métodos lineares são os mais usados na prática, visto que fornecem uma equação linear para o cálculo do fator de segurança. Já nos métodos não-lineares é necessário utilizar um

processo iterativo para o cálculo do fator de segurança final, sendo feitas várias suposições sobre as forças que atuam nas fatias e são bem mais complexos.

A seguir serão apresentados os principais métodos baseados em equilíbrio-limite para a análise de estabilidade de taludes.

### 2.3.1. Método das Fatias

O método das fatias é o mais utilizado em análises de estabilidade, visto que não apresenta restrições quanto à homogeneidade do solo, geometria do talude e tipo de análise (em termos de tensão total ou efetiva). Permite que o solo seja heterogêneo, com talude apresentando superfície irregular e é possível considerar o efeito da poro-pressão nos cálculos. Consiste em dividir a superfície potencial de ruptura em fatias (Figura 2.5), onde é feito o equilíbrio de forças (horizontais e verticais) e momentos.

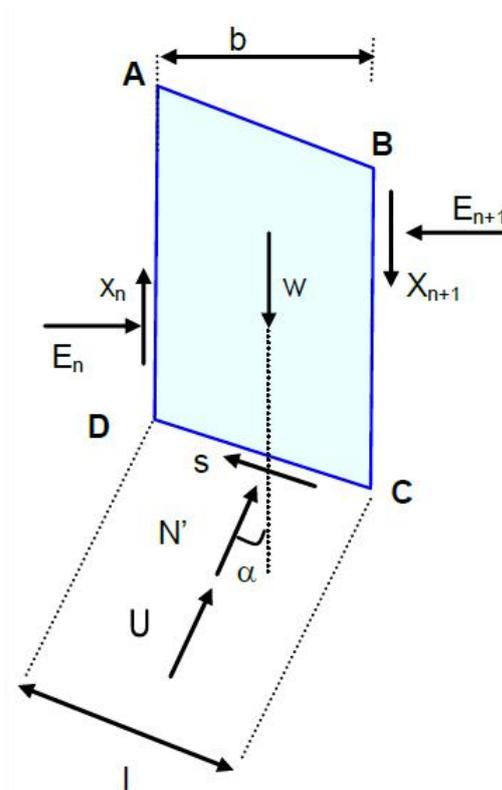


Figura 2.5 - Esquemática de uma fatia genérica e forças atuantes (Gerscovich, 2012).

Onde:

$X_n, X_{n+1}$  – Componentes verticais atuantes nas laterais da fatia

$E_n, E_{n+1}$  – Componentes horizontais atuantes nas laterais da fatia

$w$  – Peso da fatia

$s$  – Força tangencial atuante na base da fatia

$N'$  – Força normal atuante na base da fatia

$U$  – Poro-pressão atuante na base da fatia

Para a subdivisão do talude em fatias, algumas considerações precisam ser feitas:

- A base da fatia é assumida linear e deve estar contida no mesmo material. O topo da fatia não pode apresentar descontinuidades.
- Para o equilíbrio de forças, assume-se que as tensões normais na base da fatia são geradas pelo peso de solo contido na fatia e pelas forças interlamelares.
- Para o equilíbrio de momentos são considerados os pesos e as forças tangenciais na base das fatias. O somatório dos momentos das forças interlamelares é considerado nulo.

Utilizando-se as equações provenientes do equilíbrio, percebe-se que o número de incógnitas é maior que o de equações. São feitas hipóteses simplificadoras para tornar o problema estaticamente determinado, as quais diferenciam cada um dos métodos.

Por equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo, tem-se:

$$\sum W_i \times (R \sin \alpha_i) = \sum \tau_{mob_i} \times R \quad (2.8)$$

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' \quad (2.9)$$

$$s = \frac{c'l}{FS} + (N - ul) \frac{\tan \varphi'}{FS} \quad (2.10)$$

Logo:

$$FS = \frac{\sum c'l + (N - ul) \tan \varphi'}{\sum W_i \sin \alpha} \quad (2.11)$$

### 2.3.1.1. Método de Fellenius

O método de Fellenius, também chamado sueco, é o de uso mais simples, visto que não considera as forças normais e tangenciais às paredes de cada fatia. Assume-se que a resultante das forças age paralelamente à base de cada fatia. Por ser bastante simples, é bastante conservador e erros apreciáveis podem acontecer, como situações em que ocorrem poro-pressões elevadas e círculos profundos.

O equilíbrio de forças em cada fatia é feito nas direções normal e tangencial à superfície de ruptura. É possível obter então:

$$N = (W + X_n - X_{n+1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n+1}) \sin \alpha \quad (2.12)$$

Como as forças interlamelares (E, X) não são consideradas no método, tem-se que:

$$FS = \frac{\sum [c'l + (W \cos \alpha - ul) \tan \varphi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.13)$$

Esse procedimento é repetido diversas vezes até que se encontre o fator de segurança crítico, que é o menor valor encontrado. Por ser conservativo, este método tende a fornecer baixos valores de FS. Para o caso de poro-pressões elevadas e círculos muito profundos, o método fornece valores pouco confiáveis.

### 2.3.1.2. Método de Bishop Simplificado

O método de Bishop simplificado analisa superfícies de deslizamento circulares. Admite que a resultante das forças interlamelares tem direção horizontal, ou seja, as forças cisalhantes podem ser negligenciadas. O equilíbrio de forças em cada fatia é feito nas direções vertical e horizontal.

Pelo somatório de forças na direção vertical:

$$N' \cos \alpha + ul \cos \alpha = W + X_n - X_{n+1} - \tau \sin \alpha \quad (2.14)$$

Como as forças cisalhantes entre as fatias podem ser negligenciadas, temos:

$$X_n = X_{n+1} = 0 \quad (2.15)$$

$$N' = \frac{W - ub - \frac{c'l}{FS_i} \sin \alpha}{m_\alpha} \quad (2.16)$$

Onde:

$$m_\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{FS_i} \right) \quad (2.17)$$

Substituindo o valor de N' na equação geral, tem-se:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha} \sum \left\{ [c'b + (W - ub) \tan \varphi'] \frac{1}{m_\alpha} \right\} \quad (2.18)$$

O fator de segurança é calculado iterativamente, até que o valor arbitrado "FS<sub>i</sub>" para o cálculo de  $m_\alpha$  seja igual ao valor obtido "FS". Para a primeira tentativa é comum adotar-se  $FS_i = FS_{\text{FELLENIUS}}$ . A convergência do método é relativamente rápida e ocorre quando o  $FS = FS_i$ .

Em relação ao Método de Fellenius, o Método de Bishop Simplificado fornece resultados mais próximos dos métodos mais rigorosos. Em geral,  $FS_{\text{BISHOP}} \cong 1,25$

FS<sub>FELLENIOUS</sub>. Às vezes é possível constatar problemas na região próxima ao pé de taludes muito íngremes, sendo necessárias correções no valor de  $N'$ , caso  $m_\alpha$  seja inferior a 0,2.

Se  $\alpha < m_\alpha < 0,2$

$$N' = W \cos \alpha \quad (2.19)$$

Se  $m_\alpha < 0$

$$N' = 0 \quad (2.20)$$

A grande vantagem do método é a simplicidade, com cálculos manuais ou computacionais. Como limitações, pode-se citar o fato de ser um método iterativo e pode apresentar valores imprecisos para círculos profundos.

### 2.3.1.3. Método de Spencer

O método de Spencer é utilizado para superfícies circulares. Trata-se de um método rigoroso, pois considera todas as equações de equilíbrio e não despreza as forças interlamelares ( $X$ ,  $E$ ), que podem ser representadas por suas resultantes ( $Z_n$  e  $Z_{n+1}$ ) (Figura 2.6). O método adota a hipótese de que todas as resultantes dos esforços entre as fatias são paralelas entre si e apresentam inclinação constante, ou seja:

$$\tan \theta = \frac{X_1}{E_1} = \frac{X_2}{E_2} = \dots = \frac{X_n}{E_n} \quad (2.21)$$

A resultante dos esforços interlamelares passa pelo ponto de interseção das demais forças atuantes na fatia, ou seja, pelo ponto médio da base da fatia. Outra particularidade do método é que este admite a existência de trincas de tração.

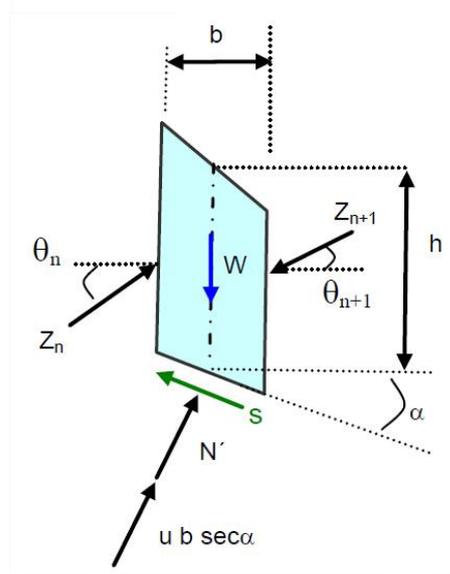


Figura 2.6 - Fatia típica do Método de Spencer (Gerscovich, 2012).

Fazendo o equilíbrio de forças normais à base e paralelas a mesma, é possível calcular a resultante das forças interlamelares:

$$Q = \frac{\frac{c'b}{FS} \sec \alpha + \frac{\tan \varphi'}{FS} (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[ 1 + \frac{\tan \varphi' \tan(\alpha - \theta)}{FS} \right]} \quad (2.22)$$

Como a força resultante  $Q$  é função de  $FS$  e  $\theta$ , trata-se de uma situação sem solução. Não havendo carregamento externo, para garantir o equilíbrio global, a soma das componentes horizontal e vertical das forças interlamelares deve ser nula:

$$\sum Q \cos \theta = \sum Q \sin \theta = \sum Q = 0 \quad (2.23)$$

Já que o somatório dos momentos das forças externas é nulo, o mesmo acontece com o somatório de momentos das forças internas. Então:

$$\sum [Q \cos(\alpha - \theta)] \times R = 0 \therefore \sum [Q \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad (2.24)$$

A solução final para o problema é obtida arbitrando um valor para  $\theta$  e calculando o valor da resultante  $Q$  para cada fatia, mantendo o FS como incógnita. Após isso, substitui-se  $Q$  nas equações para o equilíbrio de forças ( $FS_f$ ) e de momentos ( $FS_m$ ) interlamelares. Enfim, comparam-se os valores de  $FS_f$  e  $FS_m$  por  $\theta$ , até que sejam idênticos, obtendo assim o fator de segurança crítico do talude.

#### 2.3.1.4. Método de Janbu Simplificado

O método de Janbu simplificado é utilizado para superfícies não circulares e foi obtido com o intuito de reduzir o esforço computacional exigido pelo método rigoroso, obtendo o fator de segurança de forma mais simples. Aplica-se a taludes homogêneos, mas não fornece bons resultados para superfície em forma de cunha. Para o caso de superfícies de ruptura rasa e alongada, fornece resultados semelhantes quando comparado aos métodos rigorosos.

Admite-se que as forças cisalhantes entre as fatias sejam nulas, sendo os efeitos provocados incorporados ao cálculo por meio de um fator de correção ( $f_0$ ), que é função da relação entre a profundidade e o comprimento da superfície de ruptura ( $d/L$ ) e os parâmetros de resistência (Figura 2.7).

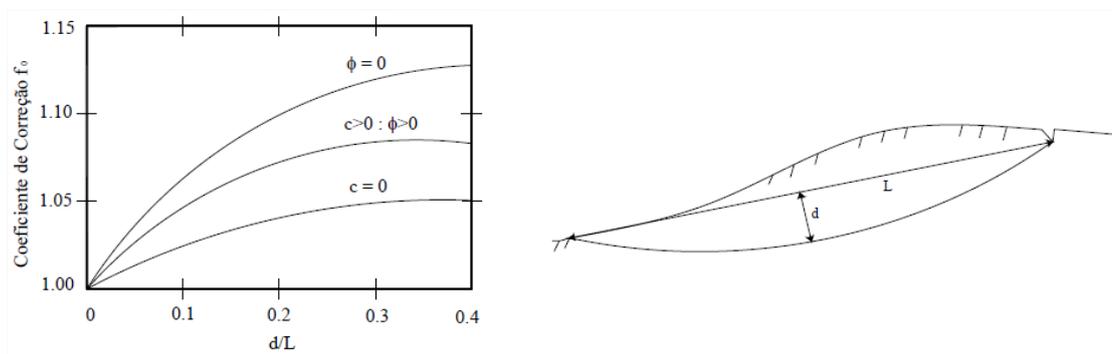


Figura 2.7 - Fator de correção  $f_0$  para uso no Método de Janbu Simplificado (Severo, 2005).

O fator de segurança é determinado pelo equilíbrio de forças e é definido pela equação:

$$FS = f_o \frac{\sum \frac{[c'b + (p - u) \tan \varphi']}{n_\alpha}}{\sum W \tan \alpha + E_T} \quad (2.25)$$

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha \left( 1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{FS_i} \right) \quad (2.26)$$

$$p = \frac{dW}{dx} = \frac{\gamma h_m dx}{dx} \quad (2.27)$$

Onde:

$p$  – Peso médio por unidade de largura

$h_m$  – Altura média da fatia

$u$  – Poro-pressão média na base da fatia

$E_T$  – Empuxo de água na trinca

$W$  – Peso da fatia

O cálculo do fator de segurança também é realizado iterativamente. Primeiro se assume um valor para  $FS_i$  e calcula-se  $n_\alpha$ . Determina-se graficamente o fator  $f_o$  e obtém-se  $FS$ . Caso  $FS \neq FS_i$ , determinar novos valores de  $f_o$  e  $n_\alpha$  até que ocorra convergência nos valores. Como limitação, o método pode subestimar o fator de segurança de taludes compostos por solo homogêneo.

### 2.3.1.5. Método de Morgenstern e Price

O método de Morgenstern e Price é um dos métodos mais rigorosos e pode ser aplicado a qualquer tipo de superfície de ruptura. São satisfeitas as condições de equilíbrio de forças e momentos simultaneamente, tomando direções normais e paralelas à superfície de deslizamento. A massa de solo é dividida em fatias infinitesimais, sendo os esforços atuantes representados na Figura 2.8:

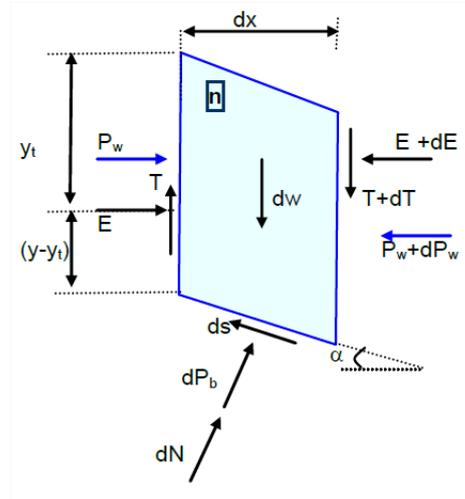


Figura 2.8 - Fatia típica do Método de Morgenstern e Price (Gerscovich, 2012).

Sendo:

$dW$  – Peso da fatia

$P_w$  – Poro-pressão no contorno entre fatias

$dP_b$  – Resultante da poro-pressão na base da fatia

$E$  e  $T$  – Esforços entre fatias atuando em  $(y - y_t)$

$ds$  – Resistência na base

Diferentemente de outros métodos, assume-se que a inclinação da resultante das forças  $\theta$  varia de acordo com uma função (Figura 2.9). Admite-se a seguinte relação entre as forças  $E$  e  $T$ :

$$T = \lambda f(x)E \quad (2.28)$$

Ou,

$$\tan \theta = \frac{T}{E} = \lambda f(x) \quad (2.29)$$

Onde:

$\lambda$  – Parâmetro escalar

$f(x)$  – Função arbitrária

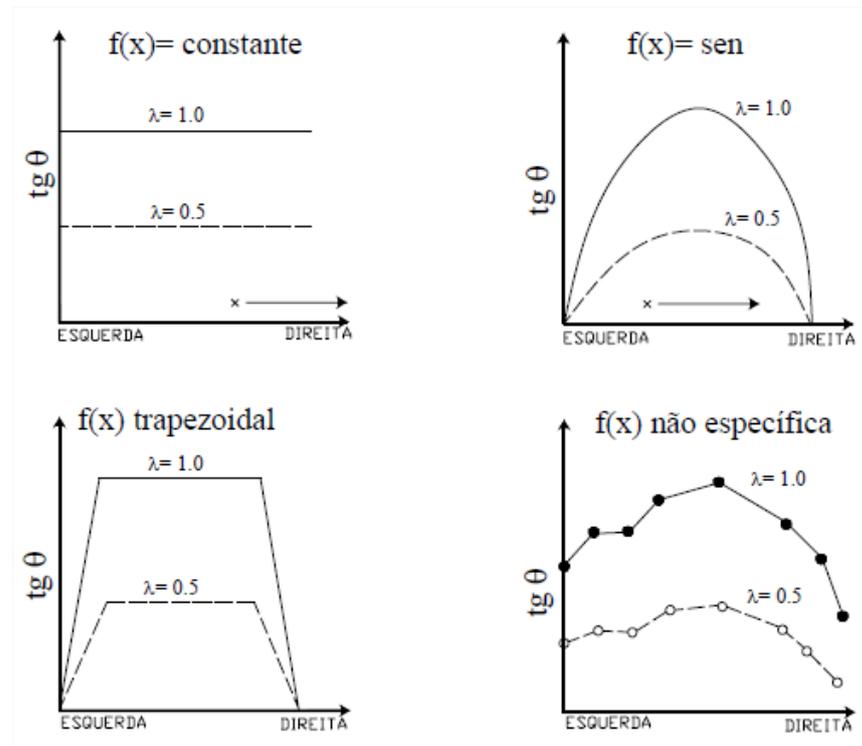


Figura 2.9 - Função de distribuição da inclinação da resultante da força entre fatias sugeridas por Morgenstern e Price (Gerscovich, 2012).

O equilíbrio de momentos com relação a base da fatia infinitesimal fornece:

$$-T = \frac{d[E(y - y_t)]}{dx} - E \frac{dy}{dx} + \frac{d[P_w(y - h)]}{dx} - P_w \frac{dy}{dx} \quad (2.30)$$

Onde,  $y(x)$  representa a superfície de ruptura,  $z(x)$  representa a superfície do talude,  $h(x)$  representa a linha de ação da poro-pressão,  $y_t(x)$  representa a linha de ação da tensão efetiva normal.

Com o equilíbrio das forças na direção normal e paralela à base, é possível obter a força  $E(x)$  entre fatias, onde  $x$  é a abscissa da fatia:

$$E(x) = \frac{1}{L + Kx} \left[ E_i L + \frac{Nx^2}{2} + Px \right] \quad (2.31)$$

Sendo:

$$K = \lambda k \left( \frac{\tan \varphi'}{FS} + A \right) \quad (2.32)$$

$$L = 1 - \frac{A \tan \varphi'}{FS} + \lambda m \left( \frac{\tan \varphi'}{FS} + A \right) \quad (2.33)$$

$$N = \frac{\tan \varphi'}{FS} [2AW_w + p - r(1 + A^2)] + (-2W_w + pA) \quad (2.34)$$

$$p = \frac{1}{FS} [(c - s \tan \varphi')(1 + A^2) + V_w A \tan \varphi' + q \tan \varphi'] + (qA - V_w) \quad (2.35)$$

Com relação ao equilíbrio de momentos chega-se à equação:

$$M(x) = E(y_t - y) = M_{ew}(x) + \int_{x_0}^x \left( \lambda f - \frac{dy}{dx} \right) E dx \quad (2.36)$$

Onde:

$$M_{ew}(x) = \int_{x_0}^x \left( -P_w \frac{dy}{dx} \right) dx + [P_w(y - h)] \quad (2.37)$$

O método é solucionado iterativamente, onde inicialmente se define a função de distribuição da resultante da força entre fatias, obtendo valores para FS e  $\lambda$ . Calcula-se as funções E (x) e M (x) para cada fatia, admitindo que nos contornos ( $x = 0$  e  $x = n$ ) os valores de E e M serão nulos. Repete-se o processo até que as condições de contorno sejam satisfeitas. Como limitação, por apresentar grandes cálculos e interações, só pode ser feito com o auxílio de computador.

### 2.3.2. Comentários sobre os Métodos de Equilíbrio Limite

Os métodos baseados em equilíbrio limite diferem entre si nas considerações que são feitas em cada método, no que diz respeito ao equilíbrio de forças (direção vertical-horizontal ou direção normal-paralela à base da fatia). De acordo com Chowdhury et al. (2009), diferenças na acurácia nos valores de fator de segurança dependem principalmente do tipo do problema. Em alguns casos, FS calculados por

métodos simples podem não diferir significativamente dos resultados de métodos mais rigorosos, enquanto que em outras situações isso não ocorre. Deve ser considerado que diferentes métodos levam em geral a diferentes posições da superfície de ruptura crítica.

Tabela 2.1 - Características dos diferentes métodos de análise de estabilidade (Adaptado de Chowdhury, 2009).

Método	Características
Fellenius	Fator de segurança subestimado. Erros para superfícies de ruptura profundas e poro-pressão elevada. Cálculo muito simples, nenhuma iteração requerida. Apenas aplicável a superfícies de ruptura circulares. Adequado para a análise de tensões totais de superfícies de falhas circulares, mas nem sempre adequado para análise tensões efetivas.
Bishop Simplificado	A força normal na fatia é obtida pelo equilíbrio de forças na direção vertical. Os resultados são bastante acurados. O método é restrito para superfícies de deslizamento circulares. É necessário procedimento iterativo para solução, com convergência rápida. Possíveis erros quando a superfície de ruptura é muito íngreme na região próxima ao pé do talude.
Janbu Simplificado	Necessário usar fator de correção que incorpora as forças cisalhantes interlamelares ao cálculo. O método pode ser aplicado a qualquer tipo de superfícies de ruptura.
Morgenstern e Price	Método versátil que satisfaz o equilíbrio de forças e momentos e considera as forças interlamelares. Assume que a inclinação da resultante de forças entre fatias varia conforme uma função. O método é aplicável às superfícies de ruptura de forma qualquer.
Spencer	Assume que a resultante das forças interlamelares são paralelas. Precisão aceitável. Satisfaz equilíbrio de forças e momentos. O equilíbrio de forças é feito nas direções normais e paralelas à base da fatia.

## 2.4. Método de análise proposto por Collins e Sitar (2011)

A análise da estabilidade de taludes íngremes em areia cimentada constitui um desafio para os métodos usuais de análise, visto que estes tendem a subestimar a estabilidade realmente observada em taludes existentes. Em estudos realizados por Collins e Sitar (2011), foi possível estabelecer como o grau de cimentação controla a evolução dos taludes e que uma geometria detalhada do talude é importante para determinar o modo de ruptura, servindo de guia para a escolha de um método de análise apropriado. Os taludes são sujeitos a processos instabilizadores, tais como intemperismo, percolação de água, erosão no pé e modificações de configuração. Cada um desses processos se relaciona a um modo de ruptura particular, que requer um método de análise específico.

Uma das características de falésias de areia cimentada é a tendência de formar taludes mais íngremes, quase verticais. A estabilidade é tipicamente modelada através de técnicas por equilíbrio-limite, cuja escolha depende do modo de ruptura e das propriedades do material. De acordo com Ashford e Sitar (2002), para taludes de areia cimentada que sofrem ruptura com mínima deformação potencial, a técnica de análise por equilíbrio-limite preferida.

Collins e Sitar (2011) verificaram a aplicação da metodologia proposta por Culmann para a análise da estabilidade de taludes íngremes. O método de Culmann se baseia na hipótese de que a superfície de ruptura é planar, cuja inclinação do plano não é paralela à superfície do terreno e passa pelo pé do talude. A solução é obtida através do equilíbrio de forças atuantes na cunha (Figura 2.10), onde se obtém:

$$H = \frac{4c}{\gamma} \left[ \frac{\sin \beta \cos \varphi}{1 - \cos(\beta - \varphi)} \right] \quad (2.38)$$

Em termos do fator de segurança, a equação pode ser expressa por:

$$\frac{c}{FS} = \frac{\gamma}{2H} \left( \frac{H^2}{\tan \alpha} - \frac{H^2}{\tan \beta} \right) \left( \sin^2 \alpha - \sin \alpha \cos \alpha \frac{\tan \varphi}{FS} \right) \quad (2.39)$$

Onde,

$$\alpha = \frac{\beta + \varphi}{2} \quad (2.40)$$

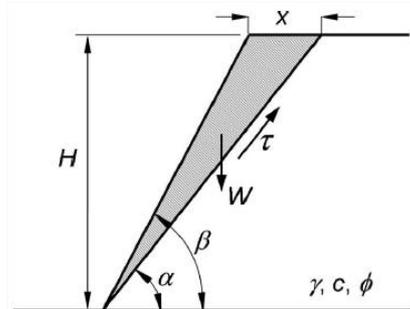


Figura 2.10 - Método de Culmann (Collins e Sitar, 2011).

Esse método de análise de estabilidade não é amplamente utilizado visto que gera fatores de segurança satisfatórios apenas para o caso de taludes muito íngremes ou verticais, o que não ocorre em taludes relativamente planos, onde a superfície observada é quase sempre curva (Taylor, 1948). Porém, de acordo com Collins e Sitar (2011), a aplicação do método para taludes de areia cimentada gera valores para o recuo da crista ( $x$ ) até 5 vezes maiores que o esperado, referente ao recuo real observado em campo, e os valores da inclinação do plano de ruptura são até  $10^\circ$  menores.

O método proposto por Collins e Sitar (2011), para taludes de areia fracamente cimentada (resistência à compressão não confinada  $< 30$  kPa), cujo ângulo de inclinação varia entre  $50^\circ$  e  $60^\circ$  aproximadamente, são levados em consideração o recuo da crista, inclinação do talude, inclinação do plano de ruptura e a geometria do pé do talude (Figura 2.11). É utilizado o método de análise por equilíbrio-limite, que permite considerar variáveis alturas do pé do talude (considerado vertical), a inclinação do talude e a altura vertical da crista, que apresenta fendas de tração. Assume-se nesta análise que a inclinação do plano de ruptura é paralela a inclinação do talude, a qual é verificada pelos dados de levantamento terrestre LIDAR (Sistema de Varredura a Laser).

Vale salientar que a altura vertical da crista pode ser zero, porém a altura vertical do pé do talude precisa ser maior que zero para gerar a profundidade da

superfície de ruptura. Com a formulação obtida é possível identificar as condições geométricas críticas para ocorrer ruptura, como erosão no pé do talude, escavação, etc.

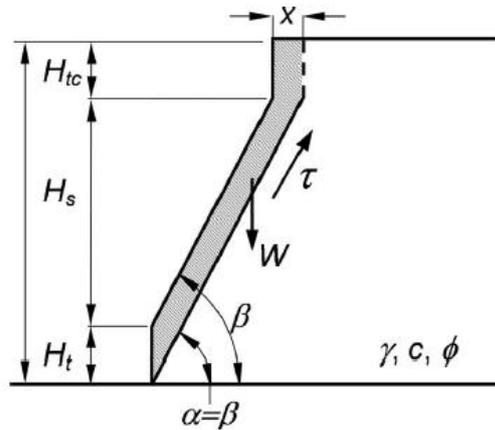


Figura 2.11 - Configuração do talude com plano de cisalhamento paralelo a sua superfície (Collins e Sitar, 2011).

$$FS = \frac{2c \left[ \frac{(H_s + H_t)}{H^2 - (H_s + H_{tc})^2} \right] + \gamma (\cos \beta)^2 \tan \phi}{\gamma \sin \beta \cos \beta} \quad (2.41)$$

Para as análises de estabilidade realizadas por Collins e Sitar (2011), percebeu-se que os resultados do método por equilíbrio-limite proposto são consistentes com os resultados obtidos pelo método das fatias de Spencer, que considera a superfície de deslizamento passando pelo pé do talude. Já os outros métodos costumeiramente empregados apresentam algumas limitações, como valores elevados de recuo da crista.

Segundo Collins e Sitar (2011), no caso de taludes de areia moderadamente cimentada ( $30 \text{ kPa} < \text{resistência à compressão não confinada} < 400 \text{ kPa}$ ), com inclinação superior a  $70^\circ$ , as causas principais de ruptura são o aumento da inclinação e a redução da resistência por umedecimento (relativa à infiltração superficial). Uma outra característica de tais taludes é o fato de serem capazes de resistir não só às tensões de compressão e cisalhamento, como também as de tração, devido aos efeitos da cimentação. As tensões de tração em um talude quase vertical não podem ser determinadas por uma análise por equilíbrio-limite. É utilizado o método dos

elementos finitos para distribuição das tensões de tração e assim identificar a superfície de ruptura.

O método de análise compara as tensões de tração com a resistência à tração do solo. Quando a resistência à tração é maior que as tensões de tração, o talude é considerado estável. Podem existir duas condições para que ocorra a instabilidade: a geometria do talude muda até que ocorra um aumento nas tensões de tração ou a resistência à tração diminui, como resultado do umedecimento. Esse método não pode ser aplicado a taludes de areia fracamente cimentada devido a sua resistência à tração ser desprezível.

Em resumo, o emprego das duas metodologias citadas anteriormente depende do grau de cimentação do talude. Sabe-se que a forma de ruptura de um talude de areia fracamente cimentada e moderadamente cimentada são diferentes, assim como as considerações adotadas em cada um dos métodos.

### 3. ÁREA DE ESTUDO

#### 3.1. Limites físicos e localização da área de estudo

A Barreira do Inferno, área de estudo deste trabalho, é um local indexado ao Departamento de Ciência e Tecnologia Aeroespacial – DCTA do governo Brasileiro. Está localizada na Rota do Sol, no município de Parnamirim, a aproximadamente 12 km de Natal, capital do estado do Rio Grande do Norte (Figura 3.1). Os pescadores da região deram esse nome ao local, pois quando voltavam do mar ao entardecer, as falésias reluziam cor avermelhada como fogo.

A região apresenta falésias da Formação Barreiras com altura variando de 2 a 40 metros. Em alguns trechos, as falésias estão sobrepostas por dunas e vegetação.



Figura 3.1 - Localização geográfica da área de estudo

Por ser uma área militar protegida, a zona estudada apresenta-se livre de interferências antrópicas e não existem estruturas imobiliárias ou de recreação próximas à borda da falésia (Figura 3.2). Assim sendo, trata-se de uma área virgem, onde se estudou a instabilidade apenas por razões naturais. Foi analisada a área que abrange toda a falésia, com um comprimento aproximado de 2 km. A partir do estudo da área, foram escolhidas as seções mais susceptíveis à ruptura, para posteriores análises de estabilidade.



Figura 3.2 – Vista geral da área estudada

### 3.2. Contextos geológico e geomorfológico costeiros

A maior parte do Rio Grande do Norte é constituído geologicamente por embasamento cristalino pré-cambriano, por rochas sedimentares cretáceas das bacias sedimentares Potiguar e Pernambuco-Paraíba e por depósitos terrígenos miocênicos a pliocênicos da Formação Barreiras (Barreto *et al.*, 2004).

A Formação Barreiras é constituída, principalmente, por quartzo-arenitos a sub-arcóseos, de colorações variadas (creme, vermelho, laranja, roxo e etc.) moderadamente selecionadas, com aspecto maciço, ocasionalmente com níveis argilosos e sílticos intercalados (Alheiros e Lima Filho, 1991). A Formação Barreiras apresenta as maiores espessuras encontradas nas faixas costeiras de Baía Formosa, Nísia Floresta e Parnamirim, incluindo regiões de litoral onde ocorrem falésias de grande extensão e altitude. (Barbosa *et al.*, 2007). Sua formação tem profunda relação com eventos tectônicos compartimentando-o em diferenciados blocos estruturais.

Do ponto de vista geomorfológico, esta formação apresenta uma superfície mais ou menos plana (tabuleiro), dissecada pela drenagem atual e suavemente inclinada para o oceano. Os afloramentos da Formação Barreiras separam a região costeira da sub litorânea e terminam, próximo ao mar, em falésias muitas vezes ativas (vivas) (Barreto *et al.*, 2004). O Município de Parnamirim é marcado por um relevo de altitudes baixas, geralmente inferiores a 100 metros, sendo caracterizado principalmente por tabuleiros costeiros, planícies fluviais e dunas, móveis ou fixas.

Os fatores climáticos são condicionantes relativos à influência sobre o clima de uma determinada região, podendo ser considerados naturais ou não. As principais características são altitude, longitude, continentalidade, maritimidade, relevo, vegetação, massas de ar e urbanização. Em relação ao clima de Parnamirim, considera-se tropical chuvoso com verão quente e úmido. Apresenta uma temperatura média anual de 25,6°C e média anual de pluviosidade de 1261 mm, onde chove muito mais no verão que no inverno, principalmente de março a julho. Sua umidade relativa do ar média é de 79%.

A cobertura vegetal da área de estudo é formada principalmente por mata atlântica, vegetação de tabuleiro e restinga. A mata atlântica classifica-se como uma floresta vegetal heterogênea, apresentando variações de espécies por características como latitude, altitude, precipitação e solo. A vegetação de tabuleiro é caracterizada por apresentar grandes áreas planas com altitude inferior a 100 m, ocorrendo junto às áreas de Mata Atlântica e abrange grande parte do litoral. Já a restinga é formada por depósitos arenosos dispostos paralelamente à linha da costa, com cobertura vegetal em mosaico, onde ocorrem processos de sedimentação responsáveis por deixar sua forma alongada.

### **3.3. Metodologia utilizada para obtenção das seções críticas**

Para tratar da estabilidade das falésias, foram selecionados cinco perfis considerados críticos através da aplicação do Processo de Análise Hierárquica (AHP). Este método leva em consideração a existência de múltiplos critérios simultâneos, com o objetivo de abordar problemas complexos. Em outras palavras, permite tratar

um problema multidimensional e analisá-lo em escala unidimensional pela priorização dos critérios.

A metodologia foi aplicada por Taquez (2017) numa distância de aproximadamente 2 km que abrange toda a falésia da área de estudo (Figura 3.3).

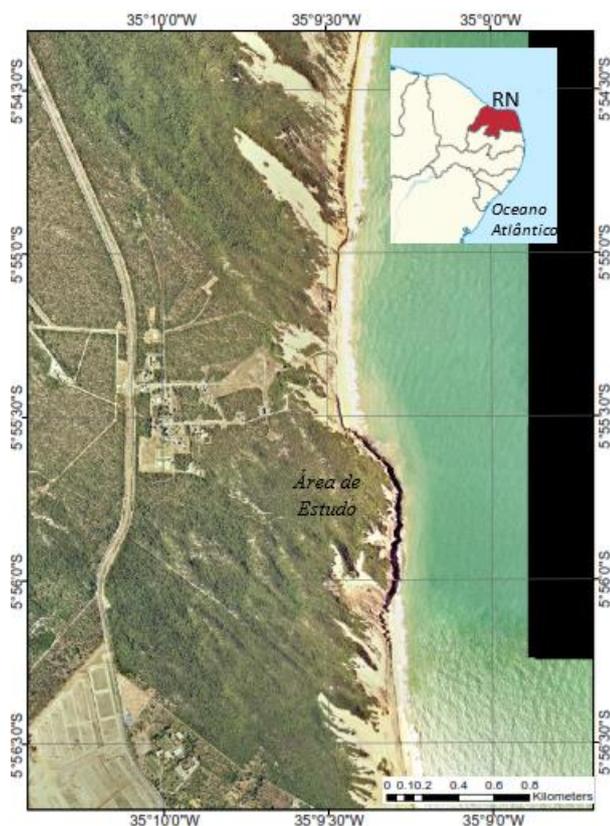


Figura 3.3 - Localização da área de estudo, Centro de lançamentos da Barreira do inferno (Taquez, 2017).

Taquez (2017) elaborou um mapa de susceptibilidade com o uso da incorporação do método AHP e o SIG, cujo objetivo final foi obter informações para uma modelagem numérica de estabilidade de taludes nas áreas mais susceptíveis a movimentos de terra. Após visitas preliminares à área de estudo, de acordo com trabalhos realizados anteriormente, decidiu-se por avaliar os seguintes atributos: amplitude, declividade, uso/cobertura, nível de água, água superficial, material, fatores predisponentes (como fendas de tração e ravinas) e número de camadas cimentadas.

Para a avaliação dos atributos foram utilizados mapas topográficos e mapas geológicos disponíveis e aplicados em outros estudos, como também planilhas e GPS

para coleta de dados em campo de forma fácil e rápida. Foram levados em consideração condicionantes geológicos e geotécnicos, ambientais, hidrológicos. Também foi feita a avaliação das fendas de tração (Figura 3.4) e das camadas cimentadas da falésia estudada.



Figura 3.4 - Presença de fendas de tração na borda da falésia (Taquez,, 2017).



Figura 3.5 - Presença de ravina ao longo da falésia (Taquez, 2017).

Após a realização de todo o processo de combinação entre a metodologia de análise hierárquica e o uso de sistemas de informação geográfica foi confeccionado o mapa final da Figura 3.6. Nesta imagem, as regiões com tonalidade avermelhada representam maior susceptibilidade aos movimentos de massa e as de tonalidade verde, menor susceptibilidade. Observa-se graficamente que as regiões mais susceptíveis são as bordas da falésia, o que é facilmente demonstrado em campo, pois os registros fotográficos mostram que historicamente existem evidências de

movimentos de massa em tais áreas. Após a confecção do mapa final, foi possível escolher as cinco seções consideradas críticas para a análise de estabilidade da falésia (Figura 3.7)

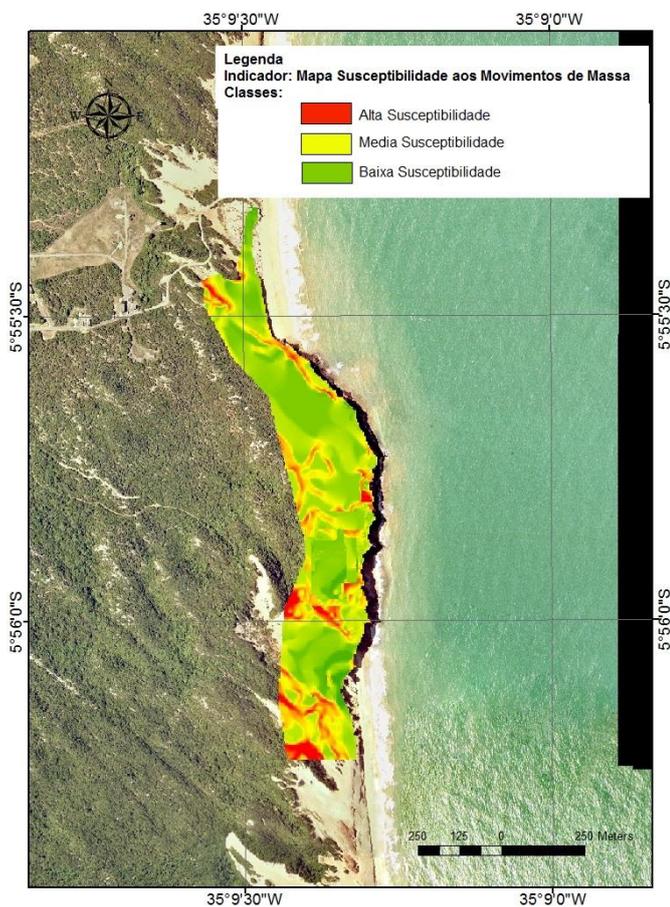


Figura 3.6 - Mapa Final – Susceptibilidade aos movimentos de massa(Taquez, 2017).



Figura 3.7 - Seções A, B, C, D e E críticas obtidas método AHP e o SIG

Constatou-se em campo que as falésias eram compostas basicamente por três camadas de materiais principais, denominados de solo base, solo intermediário e solo topo. Para fins de análise, admitiu-se que as camadas possuíam igual espessura.

Também foi estudado um perfil vertical hipotético, que não existe nas falésias da Barreira do Inferno, mas que pode ser encontrado frequentemente em outras falésias da costa do Rio Grande do Norte. Por essa razão resolveu-se analisá-lo, admitindo que o mesmo era composto pelos mesmos materiais dos perfis considerados críticos, assim como possuíam a mesma espessura de camadas.

## 4. PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS MATERIAIS DA FALÉSIA

### 4.1. Campanhas de amostragem

Foram obtidas amostras deformadas e indeformadas para realização dos ensaios. As deformadas serviram para o estudo da caracterização, identificação e classificação dos solos (análise granulométrica, limites de Atterberg e massa específica dos sólidos). Conservam todos os constituintes minerais do solo e textura, inclusive seu teor de umidade natural, mas modificam a estrutura original que é alterada pelo processo de extração.

Com o objetivo de preservar a estrutura interna do solo, também foi necessário coletar amostras indeformadas, escavando manualmente blocos de solo para posterior moldagem dos corpos de prova. As amostras colhidas dessa forma fornecem resultados mais consistentes com as condições reais de campo.

É importante salientar que uma amostra indeformada é aquela que sofre as menores alterações possíveis, da fase da coleta até a de acondicionamento. Fez-se necessário indicar corretamente a sua orientação (topo e base) em campo, visto que a posição do material retrata as propriedades do maciço original de solo, influenciando fortemente nos resultados obtidos.

A retirada de amostras indeformadas foi necessária para o estudo das propriedades de resistência dos solos, visto que foram realizados ensaios triaxiais do tipo CU e CW, ensaios de resistência à compressão simples e ensaios de resistência à compressão diametral.

Inicialmente foi feita uma avaliação da área de estudo com o intuito de escolher pontos para a coleta de amostras que representassem as várias camadas observadas na falésia. Com isso em mente, foi feita uma avaliação tátil-visual, assim como foi observada a possibilidade da realização da coleta nos locais escolhidos.

Foram coletados em ocasiões distintas três tipos de solo, extraídos da base, região intermediária e topo da falésia da Barreira do Inferno (Figura 4.1). As amostras

indeformadas foram obtidas em tamanhos de 30x30 cm e 15x15 cm, cortando e conformando o bloco de solo do tamanho requerido. Após essa etapa, foram colocados em caixas de armazenamento para uma maior proteção da amostra, evitando o surgimento de fissuras devido aos impactos relativos ao transporte.

Tabela 4.1 - Coordenadas das amostras de solo coletadas

Solo	Coordenadas E	Coordenadas N	Cota (m)
Base	261116	9344940	6
Intermediário	261070	9344925	18
Topo	261389	9344348	43

A coleta dos blocos de solo começou pela escavação do maciço usando ferramentas como pá, enxada, picareta e serrote. Iniciou-se no sentido de fora para dentro, a uma distância maior do que a requerida, avançando em direção ao centro do bloco. Na etapa de acabamento, as faces laterais foram ajustadas e posteriormente foi feito o arrasamento do topo, com o uso de espátula e serra para a conformação nos tamanhos desejados. O corte na base do bloco foi feito abaixo do tamanho pretendido, utilizando serrotes.

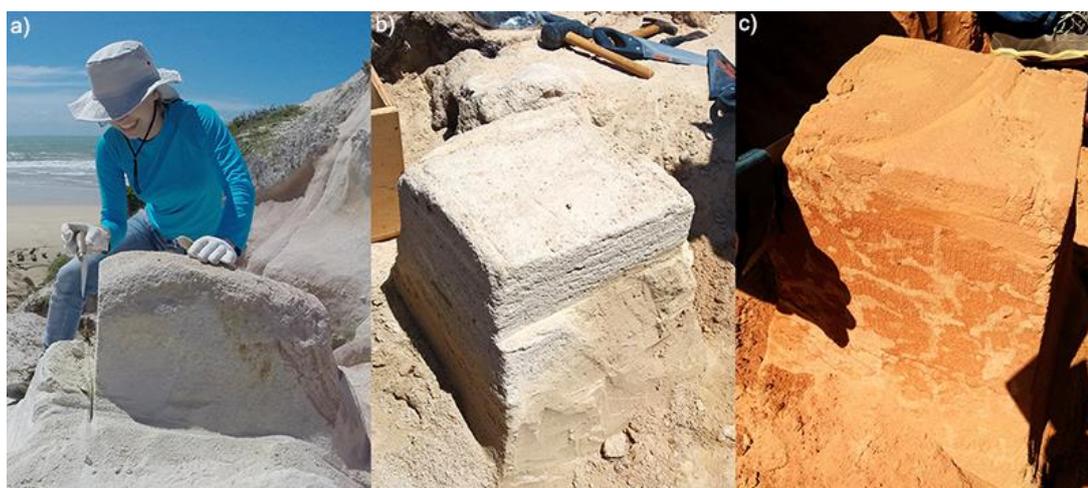


Figura 4.1 - Coleta de amostras das falésias da Barreira do Inferno: a) solo base; b) solo intermediário; c) solo topo.

As dificuldades encontradas foram basicamente a presença de fendas que por vezes estavam escondidas e apareciam conforme ia sendo dado o acabamento final. A presença de pedregulhos também atrapalhava a moldagem e extração, visto que se encontravam agregados a outros materiais de menor granulometria e quando iam ser retirados, provocavam aberturas na amostra. Também foram encontradas raízes em algumas amostras, que acarretavam na diminuição da resistência e aumentava sua vulnerabilidade. Em relação à coleta do terceiro solo, o clima estava instável e por vezes chuviscava, o que aumentava o teor de umidade do mesmo e tornava-o mais facilmente desagregável.

No caso dos solos coletados, percebeu-se que facilmente se deformava, desagregava ou quebrava quando removido, principalmente quando apresentava algum tipo de fratura natural. Observou-se que quanto maior o grau de saturação, menor era o grau de dificuldade da retirada dos blocos em campo. Porém, quando o bloco ia perdendo parte de sua umidade natural o mesmo se tornava mais resistente, o que facilitava a posterior moldagem dos corpos de prova.

Após a coleta dos corpos *in loco*, realizou-se o transporte dos mesmos até o laboratório onde seriam realizadas as análises do solo. Assim que chegavam eram apropriadamente armazenados e colhiam-se amostras para obtenção do teor de umidade natural do solo.

#### **4.2. Metodologia dos ensaios**

As amostras de solo foram preparadas de acordo com a ABNT NBR 6457 (2016) para a realização dos ensaios de caracterização. Essa Norma prescreve o método para preparação de amostras de solos para os ensaios de caracterização, análise granulométrica, determinação dos limites de liquidez e plasticidade, massa específica dos grãos, massa específica aparente e absorção de água dos grãos retidos na peneira 4,8 mm.

#### 4.2.1. Ensaio de caracterização física

Os ensaios de caracterização física dos solos objetivam determinar as propriedades índices compostas pelos índices físicos, granulometria, índices de consistência e gravidade específica, através de material proveniente de amostras deformadas. Foi avaliada a dispersibilidade dos solos através do *Crumb test*.

O ensaio de granulometria permite a construção da curva de distribuição granulométrica, importante para a classificação dos solos e foi realizado de acordo com a ABNT NBR 7181 (2016). A análise granulométrica por peneiramento e sedimentação foram combinadas, devido a presença de finos como argila e silte. O peneiramento foi realizado utilizando-se a quantidade de solo retida na peneira de 2,00 mm. Já para a sedimentação utilizou-se 120 g de material que passa pela peneira de 2,00 mm, que foi imerso em solução defloculante a base de hexametáfosfato de sódio. Após a etapa da sedimentação, realizou-se o peneiramento fino, onde o material foi lavado na peneira de 0,075 mm e secado em estufa. Posteriormente foram pesados os materiais retidos nas peneiras de 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075 mm.

Os ensaios de Limites de Atterberg permitem obter o estado de consistência do solo que podem ser: líquido, plástico, semisólido e sólido. Os teores de maior uso na engenharia são o Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP). Estes ensaios foram realizados conforme a ABNT NBR 6459 (2016) e ABNT NBR 7180 (2016).

A gravidade específica ( $G_s$ ) é essencial para o cálculo de outros índices físicos, tais como índices de vazios, porosidade, massa específica seca e massa específica saturada. Foram obtidas com base na ABNT NBR 6508 (2016).

Além dos ensaios citados, também foi avaliada a dispersibilidade dos solos, através do ensaio do torrão ou *Crumb test*. O ensaio consiste na imersão de uma amostra de solo em água destilada, onde se observa as reações ocorridas, no decorrer de 24 horas de repouso. Trata-se de uma maneira muito simples de identificar solos dispersivos sem utilizar equipamentos especiais. O procedimento de ensaio é descrito na ABNT NBR 13601 (1996), onde se atribui um grau, conforme a susceptibilidade à dispersão observada.

Quatro situações são possíveis, conforme o grau de dispersibilidade atribuído: (1) comportamento não dispersivo, onde pode ocorrer esborroamento, mas não se observa a turvação no líquido; (2) comportamento levemente dispersivo, turbidez incipiente ou inexpressiva na superfície da amostra; (3) comportamento moderadamente dispersivo, observando-se uma nuvem de coloides em suspensão; (4) comportamento fortemente dispersivo, com o surgimento de uma nuvem coloidal cobrindo quase todo o fundo do béquer, podendo tornar a água turva. Portanto, os graus 1 e 2 indicam um solo não dispersivo e os graus 3 e 4 indicam um solo dispersivo, em ordem progressiva de reação.

#### **4.2.2. Ensaio para avaliação das propriedades de resistência dos solos**

##### **4.2.2.1. Preparação das amostras**

Para avaliação das propriedades de resistências dos solos, foram realizados ensaios triaxiais, ensaios de resistência à compressão simples e diametral. Para que os ensaios pudessem ser executados, inicialmente foi preciso conformar os blocos de solo colhidos anteriormente em corpos de prova menores. As dimensões adotadas para a confecção dos mesmos foram 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura.

O procedimento de moldagem dos corpos de prova foi difícil, principalmente dos solos da base e intermediários, visto que eram constituídos por pequenos pedregulhos, o que impossibilitava o perfeito ajuste dos mesmos. Foram utilizadas serras, lixas e escova de aço para que as dimensões ficassem mais próximas dos valores escolhidos para comprimento e diâmetro. O processo também era demorado, visto que se não houvesse o cuidado necessário, as amostras poderiam vir a romper ou fissurar antes da finalização (Figura 4.2). Durante a moldagem obtinha-se amostras para determinação do teor de umidade.

Após a confecção dos corpos de prova, os mesmos foram acondicionados dentro de um isopor para minimizar variações de umidade. Antes da realização dos ensaios, os corpos de prova eram pesados e tinham suas dimensões aferidas. Os valores obtidos na pesagem e medidas das dimensões dos corpos de prova eram

usados para o cálculo dos índices físicos das amostras. Após o ensaio, o teor de umidade final era determinado.



Figura 4.2 - Moldagem de corpo de prova

#### 4.2.2.2. Ensaios triaxiais

O ensaio de compressão triaxial foi utilizado para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, sendo um dos métodos mais confiáveis para obtenção desses valores. Normalmente se utiliza um corpo de prova de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, que é revestido por uma membrana de látex e posteriormente colocado no interior de uma câmara a ser preenchida por água. Em seguida, a amostra é submetida a uma pressão de confinamento. É aplicada uma tensão axial que provoca a ruptura do corpo de prova por cisalhamento, também chamada de tensão desviadora. O ensaio realizado foi do tipo adensado não-drenado (ensaio CU) e não-adensado não-drenado (ensaio CW).

No caso dos ensaios CU, inicialmente o corpo de prova é submetido à percolação de água no sentido ascendente por intervalos na faixa de 30 min, até que ocorra o gotejamento de água constante pela válvula de pressão neutra. Em seguida, promoveu-se a saturação do corpo de prova, que consiste em aumentar a poro-pressão a fim de eliminar o ar presente nos vazios do solo. A poro-pressão foi incrementada de maneira controlada por contrapressão. Ao mesmo tempo, aumentou-se a pressão confinante, com o objetivo de manter uma pequena diferença de tensão

positiva no corpo de prova. As tensões foram aumentadas simultaneamente e continuamente, mantendo constante a mesma diferença de pressão, adotou-se para os ensaios o valor de  $\Delta\sigma = 10$  kPa. O grau de saturação foi monitorado através da resposta da poro-pressão para cada incremento de pressão confinante e calcula-se o parâmetro B de Skempton. Este parâmetro é determinado a partir dos valores da pressão confinante e da contrapressão, antes e depois da aplicação de um incremento de carga. O valor aceitável tradicionalmente é  $B = 0,95$ , de acordo com a norma ASTM D7181 (2011).

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_c} \quad (4.1)$$

Onde  $\Delta u$  é igual à diferença de poro-pressão antes e depois do aumento da carga e  $\Delta\sigma_c$  é igual ao incremento de tensão confinante, para carregamento isotrópico.

A vantagem de aplicar contrapressão para a saturação do corpo de prova consiste em eliminar o ar presente nos vazios de solo do corpo de prova, que são forçados a se dissolverem em água, quando a saturação é atingida. Além disso, qualquer partícula de ar entre o corpo de prova e a membrana também sofre o mesmo efeito.

Após a etapa de saturação ser concluída e antes de iniciar o adensamento propriamente dito, a tensão efetiva no corpo de prova deve ser o valor requerido para o ensaio. Isto é feito ajustando os valores da pressão de confinamento e de contrapressão, para que a diferença entre eles seja igual ao valor desejado.

Então, inicia-se a etapa de adensamento. É realizado hidrostáticamente sob uma tensão confinante predeterminada, sendo permitida a drenagem através das válvulas e mangueiras da contrapressão, até que o valor da poro-pressão diminua e se iguale ao da contrapressão. Na prática, considera-se que uma dissipação de 95% da poro-pressão é aceitável para considerar o fim do adensamento. Além disso, adotou-se como critério de parada a estabilização da variação de volume observada pelo medidor volumétrico. Nessa etapa surgiram algumas dificuldades, principalmente pelo fato dos solos base e intermediário da falésia apresentarem grãos pontiagudos,

que por vezes furavam a membrana e ocasionavam a perda do ensaio. Ocorreram em sua maioria nos casos em que a pressão confinante tinha valores mais elevados.

Em seguida, rompe-se o corpo de prova por cisalhamento não drenado (Figura 4.3). A força axial é aumentada gradualmente à velocidade constante adotada de 0,16666 mm/min, enquanto que a pressão confinante permanece inalterada. Essa velocidade foi definida com base nas características do adensamento e realização de ensaios testes, com base na ASTM D7181 (2011). Por fim, ocorre a ruptura por cisalhamento, momento em que a força axial aplicada é máxima. No ensaio CU adotado, a drenagem é impedida e são realizadas medições dos valores de poro-pressão. Essa etapa do ensaio ocorre sem variação de volume.



Figura 4.3 - Corpo de prova após etapa de cisalhamento

Já para os ensaios do tipo CW, o que mudou em relação ao procedimento acima explicado, é que não foi realizada a saturação do corpo de prova. Contudo, as etapas seguintes são executadas da mesma forma. Pelo fato da saturação ser a etapa mais demorada dos ensaios CU, o ensaio CW é concluído rapidamente.

No mínimo três corpos de prova idênticos são moldados e preparados de uma única amostra de solo para a realização da série de ensaios, onde cada corpo de prova é hidrosticamente adensado com uma pressão de confinamento diferente. Porém, foi necessário moldar mais corpos, visto que os ensaios às vezes ficavam comprometidos quando a membrana furava.

Para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, foram adotadas tensões confinantes efetivas de 200 kPa, 300 kPa e 400 kPa. Com base nos resultados dos ensaios foram obtidas as envoltórias de resistência.

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios triaxiais é denominado PAVITEST, fabricado pela CONTENCO. Foram realizadas medições de deformações axiais com o auxílio de um transdutor de deslocamento linear. Já as medições de variação de volume foram feitas através de um medidor de volume externo de forma manual, nas etapas de saturação e adensamento. O sistema de aquisição e armazenamento de dados da fase da ruptura por cisalhamento é computadorizado, sendo possível a posterior extração dos dados para traçado e tratamento dos gráficos em planilhas de Excel.

#### 4.2.2.3. Resistência à Compressão Simples e Diametral

Foi determinada a resistência à compressão simples (não confinada) (RCS), mediante a aplicação de uma carga axial com controle de deformação (Figura 4.4). Foi obtida a resistência em termos de tensões totais. A resistência ao cisalhamento ( $s_u$ ) é o valor correspondente à metade da tensão de compressão na ruptura. Em relação aos corpos de prova, devem ter diâmetro mínimo de 35 mm, de acordo com a ABNT NBR 12770 (1992). O valor da resistência medido neste ensaio é para a condição não saturada.



Figura 4.4 - Ensaio de Resistência à Compressão Simples

Para determinar a resistência à tração do solo, foi realizado o ensaio de compressão diametral (também chamado Ensaio Brasileiro), permitindo a obtenção de forma indireta. Um corpo de prova cilíndrico é colocado horizontalmente em uma prensa, onde na região superior e inferior existem bases de borracha, que servem para uniformizar as forças transferidas ao corpo de prova (Figura 4.5). É aplicada uma carga na região superior do corpo de prova com velocidade constante, mobilizando tensões de tração até que ocorra a ruptura com o desenvolvimento de uma fissura vertical, segundo Das *et al.* (2007).



Figura 4.5 - Ensaio de Resistência à Compressão Diametral

A resistência à tração é então definida da seguinte forma:

$$RT = \frac{2F_n}{\pi DH} \quad (4.2)$$

Onde  $F_n$  é o carregamento vertical máximo no momento da ruptura, D e H são o diâmetro e o comprimento do corpo de prova.

Os ensaios para obtenção da resistência à compressão simples e diametral foram realizados no Laboratório de Metais e Ensaios Mecânicos (LABMEM) da UFRN, onde o equipamento utilizado era totalmente automatizado, minimizando possíveis erros que poderiam ser causados por interferência humana.

Adotou-se como dimensões padrão diâmetro de 5 cm e comprimento de 10 cm para ambos os ensaios. Foram confeccionadas em borracha bases circulares de 5 cm, para os ensaios de compressão simples, e tiras retangulares de 1 cm de largura e 10 cm de comprimento, para os de compressão diametral. As bases foram posicionadas tanto na região inferior quanto superior dos corpos de prova, com o objetivo de uniformizar a região onde seria aplicado o carregamento.

Percebeu-se que as características inerentes aos corpos de prova dos solos base e intermediário da falésia influenciavam o resultado do ensaio. Por vezes as amostras apresentavam grãos de tamanhos razoáveis em sua superfície, impedindo que ficassem totalmente alinhadas. Essa foi uma dificuldade encontrada, pois alguns corpos de prova romperam antes do esperado e os ensaios precisaram ser refeitos.

### **4.3. Apresentação e análise dos resultados dos ensaios**

#### **4.3.1. Caracterização, identificação e classificação dos solos**

##### **4.3.1.1. Resultados da análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, limites de Atterberg e gravidade específica**

Os ensaios de caracterização estão apresentados nas Tabelas 4.2 e 4.3, onde são mostrados os resultados da granulometria, gravidade específica e limites de Atterberg. O solo foi classificado de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

Tabela 4.2 - Porcentagem das frações constituintes dos solos.

AMOSTRA	Altitude (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)
BASE	6	18,8	7,0	13,1	48,2	12,9	0
INTERMEDIÁRIO	18	13,5	16,7	50,1	16,9	2,7	0,1
TOPO	43	2,7	9,5	76,2	11,7	0,00	0

Na Tabela 4.3 são apresentados os resultados da gravidade específica, os limites de consistência e a classificação dos solos de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). Os limites de Atterberg, também conhecidos como limites de consistência, tratam de um indicativo da plasticidade da fração fina (silte e argila) dos solos. Pelo SUCS, foi possível classificar o solo base como areia argilosa – SC, o solo intermediário como areia argilo-siltosa – SC-SM e o solo topo como areia mal graduada – SP.

Tabela 4.3 - Densidade relativa dos sólidos, limites de Atterberg e classificação dos solos pelo SUCS e Sistema Rodoviário.

AMOSTRA	G <sub>s</sub>	LL (%)	LP (%)	IP (%)	(SUCS)
BASE	2,69	32	18	14	SC
INTERMEDIÁRIO	2,66	18	14	4	SC-SM
TOPO	2,64	NL	NP	NP	SP

Nota: G<sub>s</sub> – Gravidade específica; 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; SC – Areia argilosa; SC-SM – Areia argilo-siltosa; SP – Areia mal graduada.

A Figura 4.6 mostra as curvas granulométricas das amostras dos solos base, intermediário e topo, com o uso do defloculante. Os três solos coletados quase não apresentam fração de pedregulho e fração de areia grossa. A porcentagem de areia média é mais representativa para o solo base com valor de 48,2 %. Já o solo intermediário e topo apresentam maiores porcentagens de areia fina, respectivamente 50,1 % e 76,2 %. Observa-se que a porcentagem de finos é bem pequena para o solo topo, o que pode explicar a falta de plasticidade observada neste solo.

Em relação aos valores de LL e LP obtidos das amostras, pode ser visto que o solo da base da falésia apresentou plasticidade média de 14 % e o do meio apresentou plasticidade baixa 4%, enquanto que o do topo não possui plasticidade. O solo base foi classificado normal, por apresentar o índice de atividade do solo  $A = 0,8$  e o solo intermediário inativo, com  $A = 0,3$ .

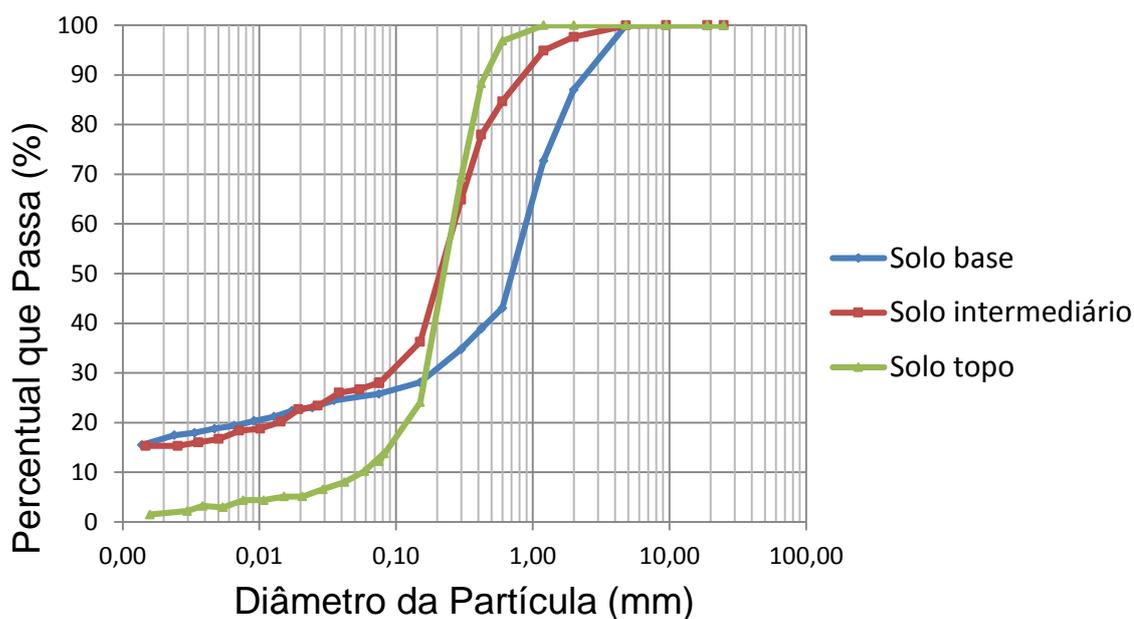


Figura 4.6 - Curvas granulométricas das três amostras coletadas.

#### 4.3.1.2. Resultados da imersão total dos solos (*Crumb test*)

Para avaliar a dispersão dos solos, foram realizados ensaios para cada amostra estudada, referentes à base da falésia, região intermediária e topo. Foram moldados corpos de prova de formato esférico, com diâmetro aproximado de 5 cm (Figura 4.7). Observou-se que as modificações ocorreram principalmente nos primeiros minutos após imersão.

O material proveniente da base sofreu pequenas desintegrações ao longo dos primeiros minutos, sem sofrer outras modificações ao longo das 24 h de observação. O material intermediário se desintegrou totalmente antes de 5 min. Já o do topo, de coloração avermelhada, soltou partículas de forma uniforme no decorrer das 24 h observadas. Percebe-se na imagem, que a fissura deste último solo se tornou visível logo após a imersão.

Após as 24 h, verificou-se que a água permanecia cristalina, indicando a não existência de partículas em suspensão, mesmo com a presença de Hidróxido de Sódio no béquer. A dispersividade dos materiais analisados pode ser considerada inexistente para os solos da base, intermediário e do topo, apresentando um

comportamento não dispersivo e grau 1. Em outras palavras, partículas do material se desagregaram atingindo o fundo do béquer, mas em nenhum momento surgiu uma nuvem causada pelos colóides em suspensão.



Figura 4.7 - Ensaio de Imersão Total (*Crumb Test*). a) Amostras antes da imersão. b) Amostras após a imersão.

### 4.3.2. Propriedades de resistência dos solos

#### 4.3.2.1. Generalidades

Com o objetivo de se obter os parâmetros de resistência dos solos da falésia da Barreira do Inferno, intercepto de coesão e ângulo de atrito, foram realizados os ensaios triaxiais. Também foram realizados ensaios de compressão simples e de compressão diametral, a fim de obter a resistência à compressão não confinada e a resistência à tração dos solos.

Em relação aos ensaios triaxiais, optou-se por realizar ensaios do tipo CU (ensaio adensado não-drenado) e CW (ensaio não-adensado não-drenado). A finalidade de realizar ambos ensaios foi de obter os parâmetros naturais e saturados do solo, para utilizá-los nas análises de estabilidade deste trabalho.

Para os ensaios triaxiais CU e CW, foram rompidos nove corpos de prova (CPs) para cada tipo de ensaio, em séries de três cisalhamentos, com os três solos coletados. As tensões normais utilizadas nos ensaios foram em torno de 200, 300 e 400 kPa.

A seguir serão apresentados os resultados de cada série obtidos, com os respectivos gráficos de Tensão Desviadora versus Deformação Axial e a Envoltória de Resistência com os parâmetros de resistência dos solos.

#### 4.3.2.2. Ensaios triaxiais CU

A tabela 4.4 a seguir mostra os dados obtidos na ruptura dos corpos de prova dos ensaios CU. Entre eles estão a tensão desviadora máxima  $\sigma_d$  e a deformação axial correspondente  $\epsilon_a$ , como também os parâmetros  $s'$  e  $t'$ . O diagrama  $s':t'$  é construído de forma similar ao círculo de Mohr, onde:

$$s' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \quad (4.3)$$

$$t' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \quad (4.4)$$

Tabela 4.4 - Dados obtidos no Ensaio CU para os solo base, intermediário e topo

Solo	CP	Condições na Ruptura				
		$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\epsilon_a$ (%)	$s'$ (kPa)	$t'$ (kPa)
Base	1	200	470,4	2,57	404,9	235,2
	2	300	638,2	1,34	538,8	319,1
	3	400	662,7	1,29	620,6	331,3
Intermediário	1	200	214,4	1,17	189,9	90,9
	2	300	227,5	1,19	279,5	113,7
	3	400	229,2	1,30	310,7	114,6
Topo	1	200	312,9	0,94	296,7	156,5
	2	300	448,9	1,60	425,5	224,5
	3	400	573,5	1,35	565,3	286,8

Os índices de vazios iniciais  $e_0$  e finais (após a consolidação)  $e_c$  estão apresentados na tabela 4.5. O índice de vazios médio inicial foi de 0,507. Já peso específico do solo, na umidade natural, é em média 17,4 kN/m<sup>3</sup>.

Tabela 4.5 - Propriedades dos solos de cada corpo de prova ensaiado e índices de vazios inicial e final

Solo	CP	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (kPa)	$e_0$	$e_c$
Base	1	17,7	17,6	196,1	0,498	0,445
	2	18,5	18,4	294,2	0,430	0,365
	3	18,1	17,9	392,3	0,468	0,421
Intermediário	1	17,2	17,1	196,1	0,528	0,483
	2	17,3	17,2	294,2	0,517	0,473
	3	17,2	17,1	392,3	0,526	0,453
Topo	1	16,7	16,7	196,1	0,554	0,533
	2	16,9	16,9	294,2	0,536	0,507
	3	17,2	17,2	392,3	0,507	0,465

As figuras 4.8 a 4.10 mostram curvas Tensão Desviadora versus Deformação Axial das três séries de ensaios referentes ao solo base, intermediário e topo. Observa-se um pico de resistência bem definido para tensões confinantes de 300 kPa e 400 kPa do solo base e de 200 kPa, 300 kPa e 400 kPa do solo intermediário, seguidos por perda de resistência, evidenciada pela região descendente das curvas. Já para o caso do solo topo, percebe-se que para as três tensões confinantes adotadas, não se observa pico de resistência bem definido.

A figura 4.11 apresenta as envoltórias de resistência no diagrama  $s'$  x  $t'$  dos solos analisados, para as três séries ensaiadas. Para a tomada de dados dos solos base e intermediário, buscou-se o  $t'$  máximo e o correspondente  $s'$ . Já para o solo topo, o procedimento utilizado foi diferente, adotou-se o ponto convexo da curva  $s'$  versus  $t'$ .

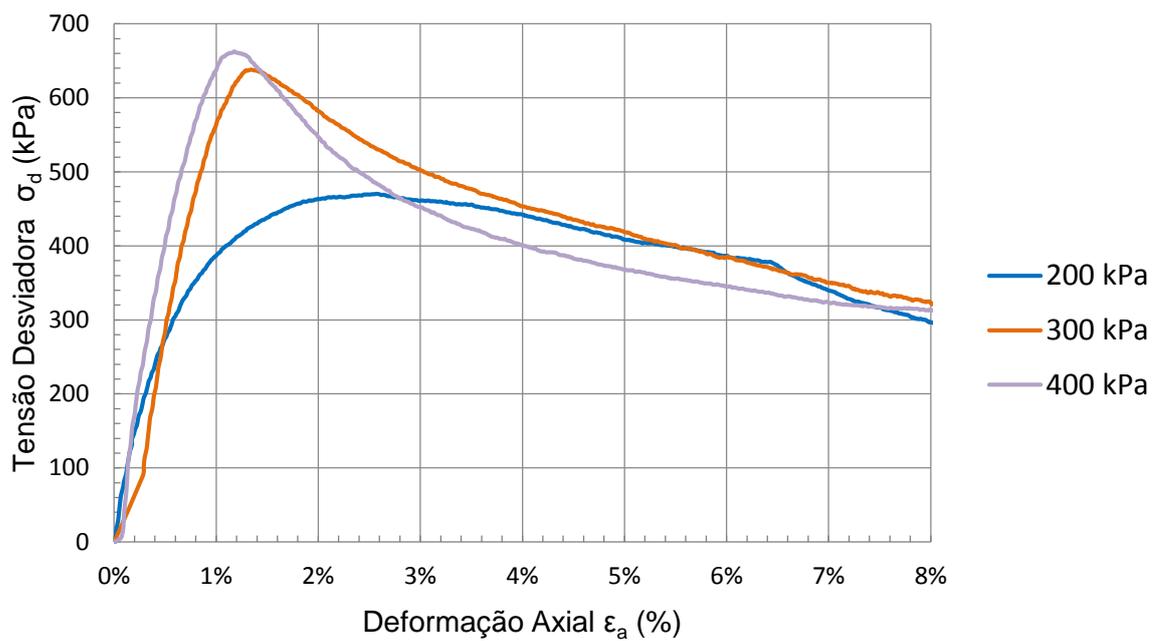


Figura 4.8 - Curvas Tensão Desviadora x Deformação Axial – Solo Base – Ensaio CU

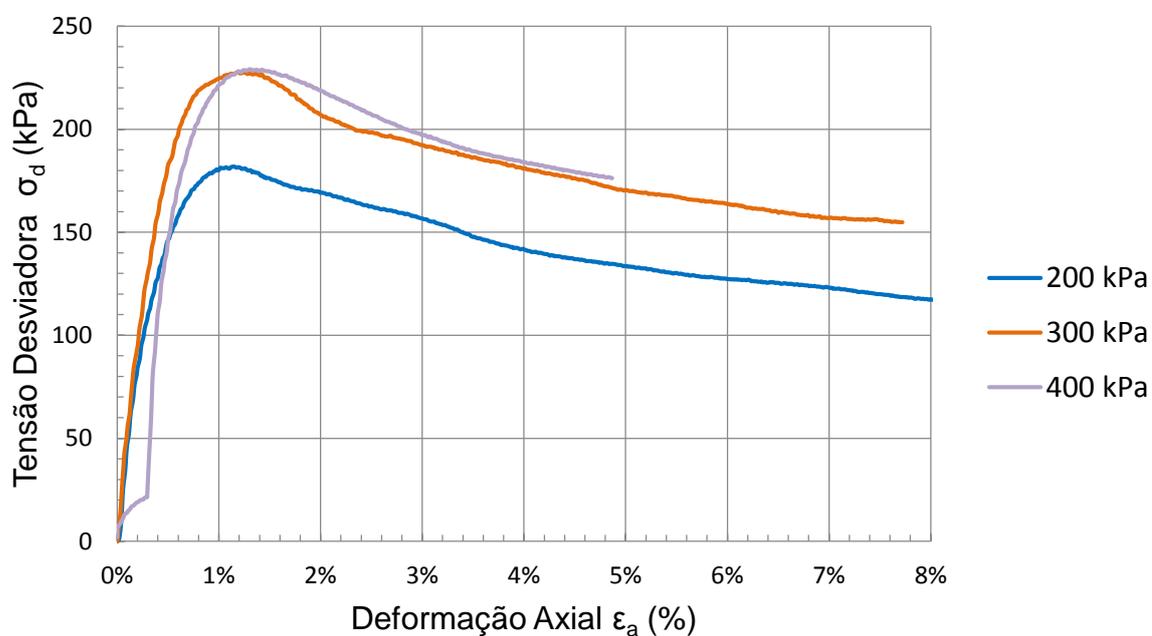


Figura 4.9 - Curvas Tensão Desviadora x Deformação Axial – Solo Intermediário – Ensaio CU

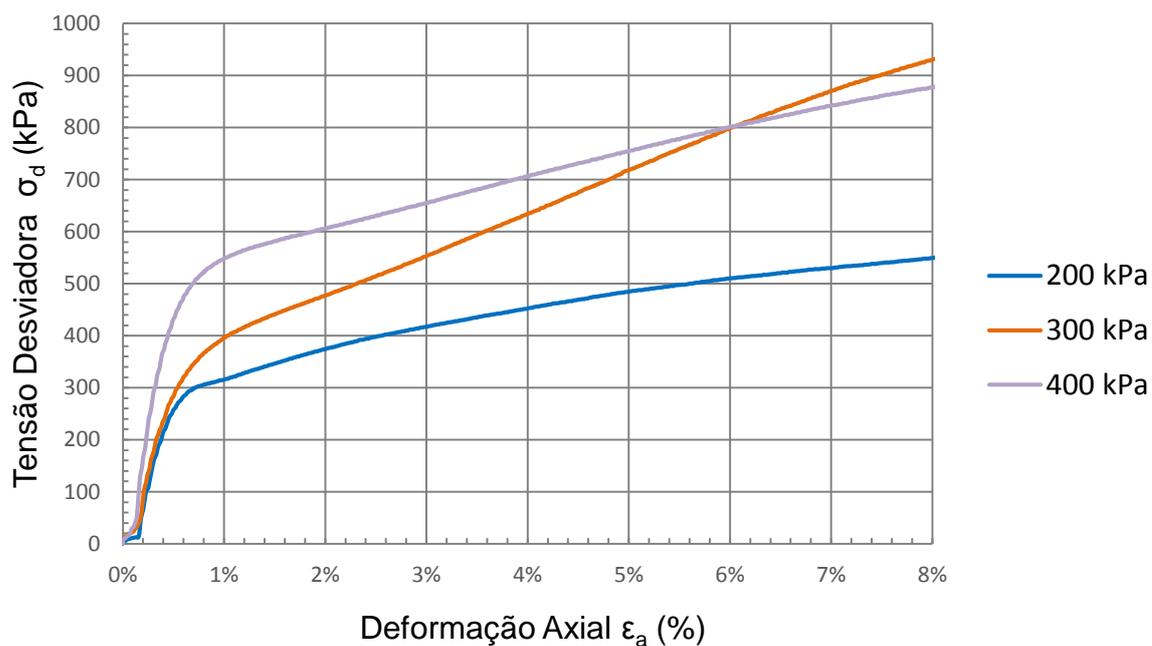


Figura 4.10 - Curvas Tensão Desviadora x Deformação Axial – Solo Topo – Ensaio CU

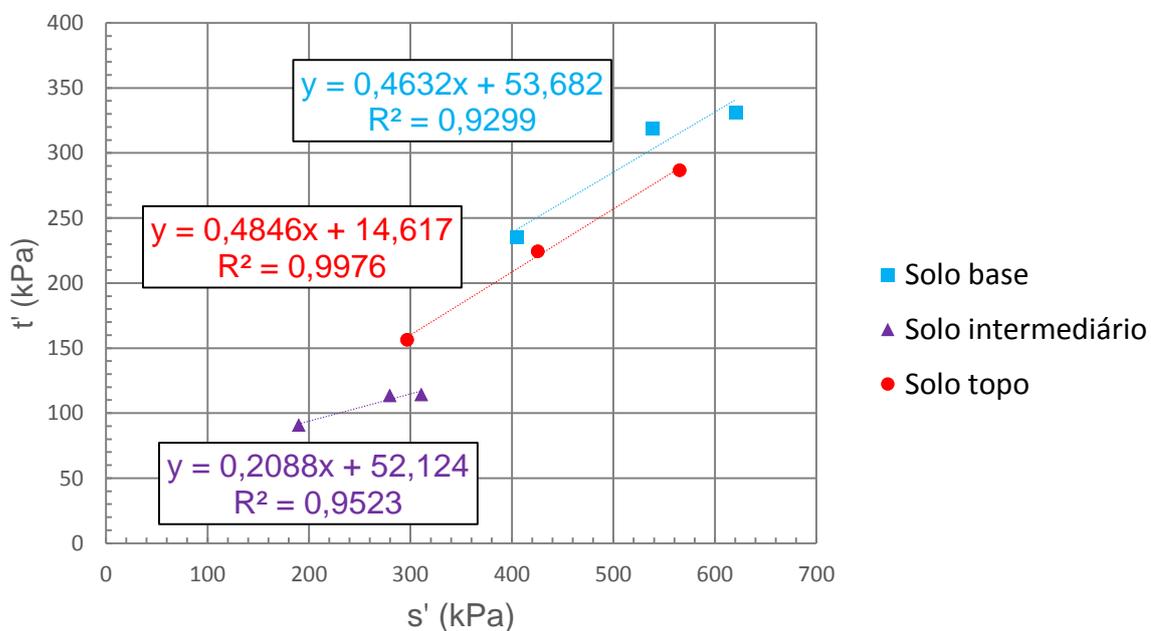


Figura 4.11 - Envoltórias de Resistência dos solos analisados – Ensaio CU

Tabela 4.6 - Parâmetros de Resistência obtidos – Ensaio CU

Parâmetros de resistência – Ensaio CU				
Solo		Base	Intermediário	Topo
Linha $K_r$	$a'$	53,7	52,1	14,6
	$\text{tg } \alpha'$	0,46	0,20	0,48
Mohr-Coulomb	$c'$ (kPa)	60,6	53,3	16,7
	$\phi'$ (°)	27,6	12,1	28,9

Como produto da equação da linha de tendência obtida através dos pontos escolhidos, foi possível obter os valores relativos ao ângulo de atrito e intercepto de coesão. Para o solo base obteve-se o ângulo de atrito de 27,6° e intercepto de coesão 60,6 kPa. Na segunda série de ensaios, com o solo intermediário, o ângulo de atrito resultante foi 12,1° e intercepto de coesão 53,3 kPa. Já para o solo topo, os valores obtidos foram de 28,9° de ângulo de atrito e intercepto de coesão 16,7 kPa.

#### 4.3.2.3. Ensaios triaxiais CW

Tabela 4.7 - Dados obtidos no Ensaio CW para os solo base, intermediário e topo

Solo	CP	Condições na Ruptura				
		$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\epsilon_a$ (%)	$s'$ (kPa)	$t'$ (kPa)
Base	1	200	1376,4	3,16	884,3	688,2
	2	300	1549,1	2,54	1068,7	774,5
	3	400	1933,4	3,23	1358,9	966,7
Intermediário	1	200	1049,9	2,48	721,1	524,9
	2	300	1190,9	1,98	889,7	595,5
	3	400	1455,7	3,17	1120,1	727,8
Topo	1	200	909,2	0,99	650,7	454,6
	2	300	1278,8	2,19	933,6	639,4
	3	400	1612,5	1,83	1248,7	806,3

A tabela 4.7 acima mostra os dados obtidos na ruptura dos corpos de prova dos ensaios CW. Entre eles estão a tensão desviadora máxima  $\sigma_d$  e a deformação axial correspondente  $\epsilon_a$ , como também os parâmetros  $s'$  e  $t'$ . É possível observar que a deformação axial sofrida pelos solos do topo continua inferior que as da base, variando entre 0,99 % e 3,23 %, com valor médio de 2,39 %.

As figuras 4.12 a 4.14 mostram curvas Tensão Desviadora versus Deformação Axial das três séries de ensaios referentes ao solo base, intermediário e topo, para o ensaio CW. A Deformação Axial correspondente à máxima Tensão Desviadora fica abaixo de 4 % para o solo base, abaixo de 3 % para o solo intermediário e abaixo de 2 % para o solo topo.

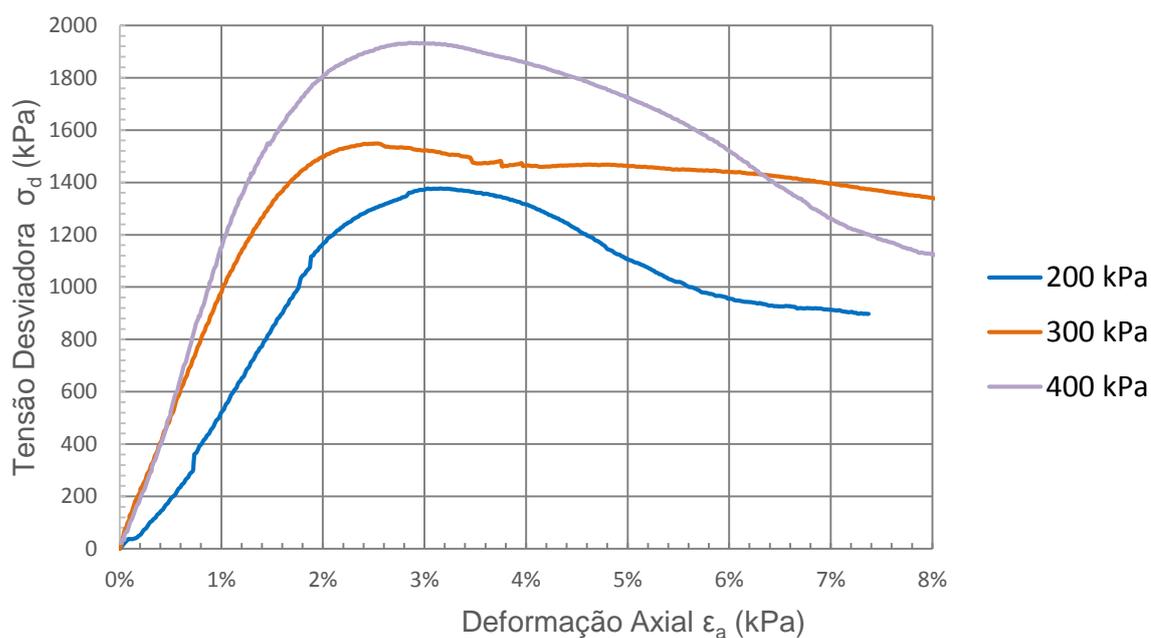


Figura 4.12 - Curvas Tensão Desviadora x Deformação Axial - Solo Base – Ensaio CW

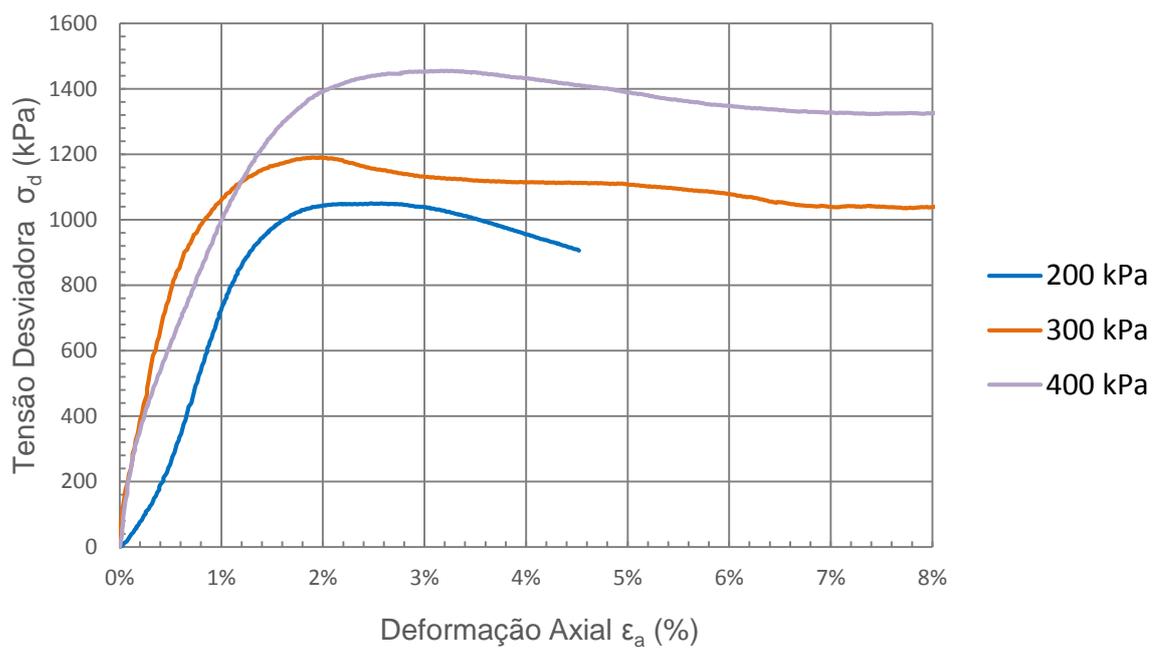


Figura 4.13 - Curvas Tensão Desviadora x Deformação Axial - Solo Intermediário – Ensaio CW

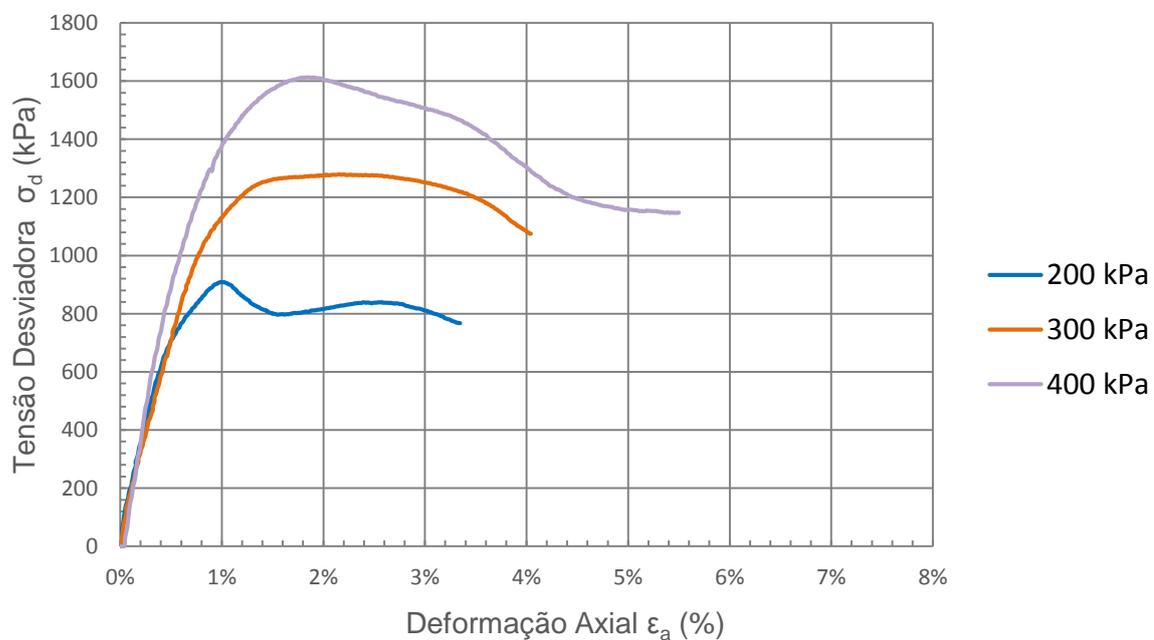


Figura 4.14 - Curvas Tensão Desviadora x Deformação Axial - Solo Topo – Ensaio CW

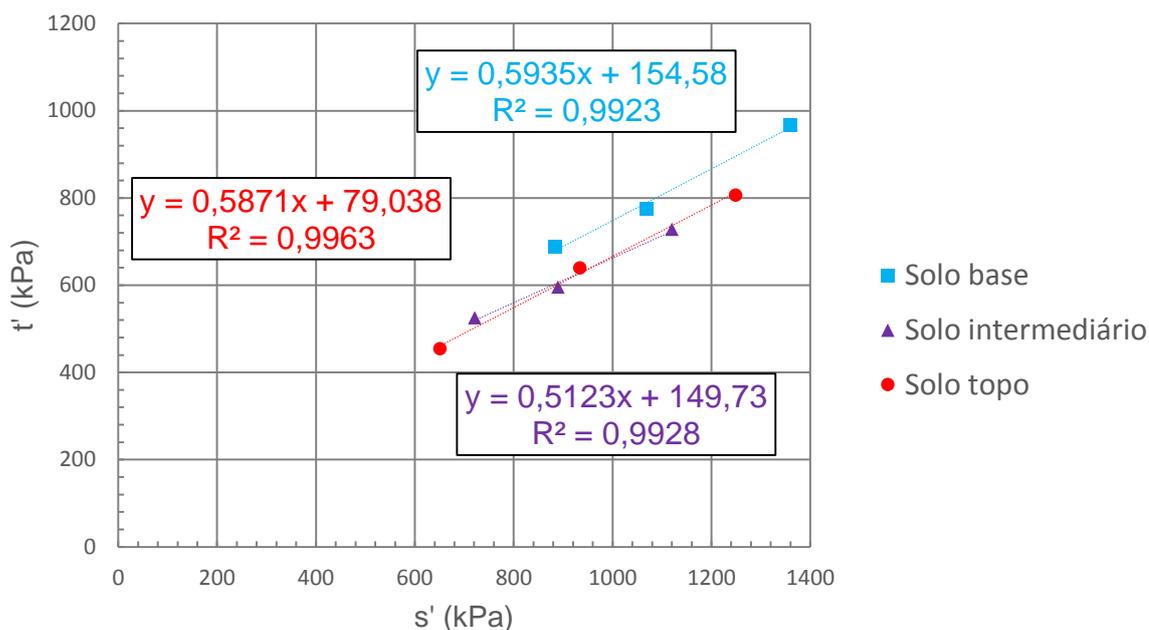


Figura 4.15 - Envoltórias de Resistência dos solos analisados – Ensaio CW

Tabela 4.8 - Parâmetros de Resistência obtidos – Ensaio CW

Parâmetros de resistência – Ensaio CW				
Solo		Base	Intermediário	Topo
Linha $K_r$	$a'$	154,6	149,7	79,0
	$\text{tg } \alpha'$	0,59	0,51	0,59
Mohr-Coulomb	$c'$ (kPa)	192,1	174,4	97,6
	$\phi'$ (°)	36,4	30,8	35,9

De forma análoga ao ensaio do tipo CU, foi possível construir o gráfico da Figura 4.15. Como produto da equação da linha de tendência obtida através dos pontos escolhidos, foi possível obter os valores relativos ao ângulo de atrito e intercepto de coesão. Para o solo base obteve-se o ângulo de atrito de  $36,4^\circ$  e intercepto de coesão 192,1 kPa. Na segunda série de ensaios, com o solo intermediário, o ângulo de atrito resultante foi  $30,8^\circ$  e intercepto de coesão 174,4 kPa. Já para o solo topo, os valores obtidos foram de  $35,9^\circ$  de ângulo de atrito e 97,6 kPa intercepto de coesão.

#### 4.3.2.4. Ensaios de Resistência à Compressão Simples

Neste item estão evidenciados os valores obtidos pelos ensaios de compressão simples das amostras. Na tabela 4.9 estão apresentadas as características das amostras ensaiadas, como peso específico natural, seco, teor de umidade, gravidade específica, índice de vazios, os valores individuais de resistência à compressão simples (RCS) e os valores médios calculados.

Observa-se que o solo da base apresenta uma resistência à compressão simples maior que os demais, com valor médio de 505,8 kPa, enquanto que o solo topo é o menos resistente, com resistência equivalente a 294,1 kPa.

Tabela 4.9 - Resultados dos ensaios de Resistência à Compressão Simples para os solos base, intermediário e topo

Solo	CP	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	Gs	e	RCS (kPa)	RCS média (kPa)
Base	1	18,1	17,4	3,84	2,688	0,514	527,4	505,8
	2	17,7	17,0	3,84	2,688	0,549	484,2	
Intermediário	1	17,7	17,4	1,41	2,659	0,498	496,7	468,7
	2	17,3	17,1	1,41	2,659	0,525	440,7	
Topo	1	17,2	16,8	1,97	2,641	0,539	294,1	294,1

#### 4.3.2.5. Ensaios de Resistência à Compressão Diametral

Na tabela 4.10 estão evidenciados os valores obtidos pelos ensaios de compressão diametral das amostras ensaiadas. Foram apresentadas as características das amostras, como altura e diâmetro, como também os valores máximos de força aplicada na ruptura. Os valores individuais de resistência à tração (RT) e os valores médios calculados.

Observa-se que o solo da base apresenta uma resistência à compressão simples maior que os demais, com valor médio de 62,3 kPa, enquanto que o solo topo é o menos resistente, com resistência equivalente a 25,9 kPa. De acordo com a literatura, a resistência à tração costuma ser equivalente a 10 % da resistência à compressão e isto pode ser verificado aqui, pois 10 % RCS seria equivalente a: 50, 6

kPa para solo base, 46,9 kPa para o solo intermediário e 29,4 kPa para o solo topo, valores estes bem próximos aos obtidos pelo ensaio.

Tabela 4.10 - Resultados dos ensaios de Resistência à Compressão Diametral para os solos base, intermediário e topo

Solo	CP	F <sub>n</sub> (kN)	H (mm)	D (mm)	RT (kPa)	RT média (kPa)
Base	1	509,0	109,8	51,8	57,0	62,3
	2	538,7	104,1	48,7	67,6	
Intermediário	1	412,2	128,2	50,2	40,8	39,7
	2	371,7	118,4	51,6	38,7	
Topo	1	233,5	115,4	49,5	25,9	25,9

## 5. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

### 5.1. Metodologia para análise da estabilidade das falésias

De acordo com Collins e Sitar (2011), falésias compostas por areias moderadamente cimentadas, com resistência à compressão não-confinada de até 400 kPa, na maioria dos casos não rompem pela ação direta da erosão basal provocada pelo desgaste provocado pela força das ondas, mas sim, por infiltração de água advinda de precipitações pluviométricas. Devido ao fato das falésias serem constituídas por um material coesivo e serem bastante inclinadas, surgem tensões de tração próximas à face das mesmas.

O objetivo desta análise visou obter a situação na qual ocorrerá ruptura com base na perda de resistência à tração devido ao umedecimento, pelo aumento do nível do lençol freático ou por infiltração de água superficial. Foi utilizada uma abordagem baseada no método de elementos finitos, a qual irá avaliar as tensões de tração observadas na falésia ( $\sigma_t$ ) comparando com os respectivos parâmetros de resistência à tração dos solos (RT), obtidos em ensaios de laboratório.

A falésia será considerada estável se a resistência à tração do solo for superior que as tensões de tração verificadas:

$$|RT| > |\sigma_t| \text{ para } \sigma_t < 0 \quad (5.1)$$

Caso ocorra alguma mudança na geometria da falésia, poderá ocorrer um aumento das tensões de tração, gerando ruptura:

$$|RT| < |\sigma_t| \text{ para } \sigma_t < 0 \quad (5.2)$$

O que também poderá levar à instabilidade é o umedecimento, que reduziria a resistência à tração do solo:

$$|RT_{saturado}| < |\sigma_t| \text{ para } \sigma_t < 0 \quad (5.3)$$

Aliado a essas análises, também foram realizadas abordagens por equilíbrio limite, utilizando os métodos de Morgenstern-Price, Spencer, Bishop, Janbu e Fellenius. Se procurou comparar os valores obtidos para FS, com a análise de tensões de tração atuantes na falésia citada anteriormente.

## 5.2. Ferramentas para análise da estabilidade

### 5.2.1. Generalidades

Nesta pesquisa foi utilizado o software gráfico SIGMA/W (GEO-STUDIO International, 2012), que conta com o método dos elementos finitos. Esse método se baseia na subdivisão em pequenas partes da falésia a ser analisada, permitindo investigar o comportamento de cada uma delas e também do conjunto. Foi possível realizar a alteração dos parâmetros dos materiais e a divisão do contínuo (também chamada discretização), assim como foram executadas análises de tensões.

Para utilizar o software foi necessário inserir informações a respeito da discretização, propriedades dos materiais e condições de contorno. Na primeira etapa foram definidas a geometria da falésia, área, nós e a distância entre eles. A construção da malha de elementos finitos foi automaticamente definida no SIGMA/W, permitindo ao usuário determinar se os elementos são quadrados ou triangulares, assim como se a malha é estruturada ou não estruturada. Em relação às propriedades dos materiais, os parâmetros envolvidos dependem do modelo constitutivo que se pretende utilizar. Para o caso do modelo elástico perfeitamente plástico, foram utilizados o módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), intercepto de coesão (c) e ângulo de atrito interno ( $\phi$ ). Em relação às condições de contorno, foi necessário determinar o comportamento dos elementos da malha, ou seja, suas características.

Cada elemento possui uma forma específica, onde foram atribuídos parâmetros de peso específico relativos ao material ao qual o elemento se relaciona. Já que se sabe a área e o volume de cada elemento, foi possível descobrir a força que atua em cada nó.

O software SIGMA/W é capaz de resolver múltiplas análises para investigar um único problema. Por exemplo, é possível inserir os dados iniciais advindos de análises *in situ*, estabelecendo as tensões iniciais, e depois fazer outras simulações, como carregamentos ou escavações.

Em sequência à etapa de análise de tensões, também podem ser realizadas análises da estabilidade de taludes pelo SLOPE/W. O programa fornece algumas possibilidades no que diz respeito ao tipo de análise a ser escolhida. No caso deste trabalho, foram selecionadas as de Morgenstern-Price, Spencer, Bishop, Janbu e Fellenius.

Em relação à superfície de ruptura, é possível escolher a região de entrada e saída das prováveis superfícies de ruptura, onde se define também a quantidade de incrementos de raio a serem realizados pelo programa. Como resultados, obtém-se diversos fatores de segurança, para cada superfície de ruptura calculada, visualizando-se facilmente o valor crítico obtido para cada situação.

### **5.2.2. Exibição dos resultados das análises**

Com relação aos resultados obtidos, o programa SIGMA/W exibe várias opções de contorno em termos de tensões totais, a exemplo: tensões totais em X, Y e Z, tensões totais máximas e mínimas, tensões totais médias e tensões de cisalhamento em XY.

A Figura 5.1 mostra um elemento bidimensional de solo submetido a tensões normais ( $\sigma_x$  e  $\sigma_y$ ) e de cisalhamento ( $\tau_{xy}$ ). Calculam-se as tensões normais e de cisalhamento num plano  $n$  qualquer, que faz um ângulo  $\theta$  com a horizontal, pelas seguintes fórmulas, obtidas pelas equações de equilíbrio nas direções consideradas:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \quad (5.4)$$

$$\tau_n = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \sin 2\theta - \tau_{xy} \cos 2\theta \quad (5.5)$$

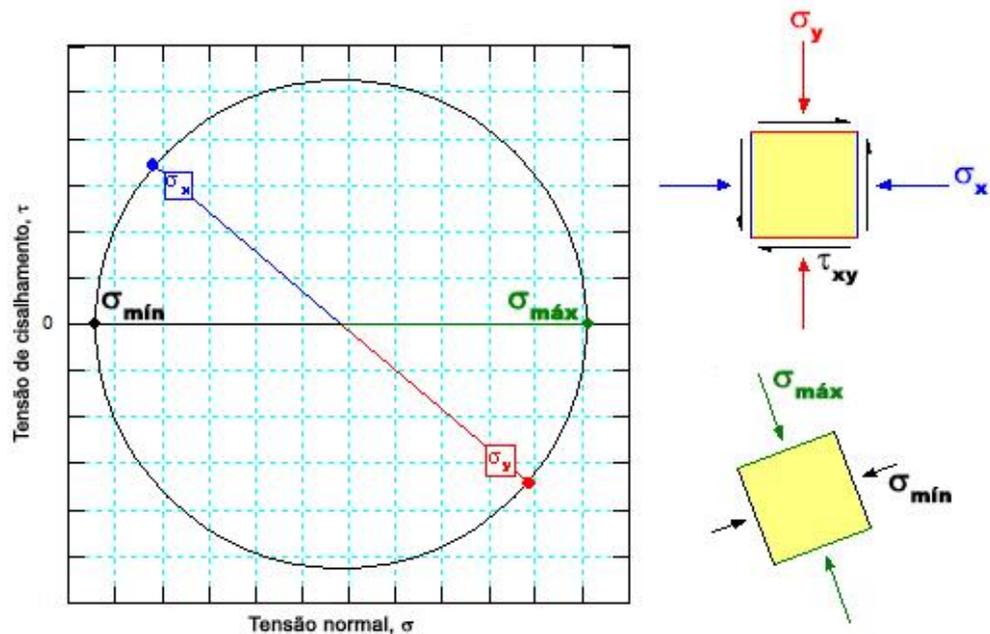


Figura 5.1 - Elemento bidimensional submetido à tensões normais e de cisalhamento

Assumindo que a tensão cisalhante  $\tau_n = 0$ , obtém-se dois valores de  $\theta$ , distintos entre si de  $90^\circ$ , que formam um em relação ao outro planos ortogonais, nos quais a tensão de cisalhamento é nula. Estes planos são chamados de planos principais, onde os valores das tensões obtidos são máximos e mínimos ( $\sigma_{máx}$  e  $\sigma_{mín}$ ). Através de substituições é possível obter:

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x} \quad (5.6)$$

$$\sigma_{máx} = \sigma_1 = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \sqrt{\left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2} \quad (5.7)$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_3 = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} - \sqrt{\left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2} \quad (5.8)$$

Adotou-se mostrar os resultados das tensões em X, Y e mínimas, respectivamente  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\sigma_{\min}$ , para as seções escolhidas A, B, C, D e E, e as sem incisão basal. Para o caso da progressão da incisão basal, os resultados mostrados foram das tensões mínimas  $\sigma_{\min}$ .

### 5.3. Características das seções

Durante as visitas de campo realizadas no decorrer da pesquisa, foi possível constatar na área de estudo a presença de incisão basal em vários pontos da falésia provocados pela ação do mar. Porém, não existe incisão basal nas seções consideradas críticas, como é evidenciado nas Figuras 5.2 a 5.7. A seguir serão descritas as características principais das seções analisadas (Tabela 5.1).

A seção A possui 28,5 m de altura e aproximadamente 58° de inclinação com a direção horizontal (Figura 5.2). A seção B possui 24 m de altura, com inclinação aproximada de 54° com a direção horizontal. É possível observar que o pé da falésia é vertical, com 1 m de altura (Figura 5.3). A seção C possui 23,5 m de altura, com 52° de inclinação com a direção horizontal (Figura 5.4). Percebe-se que as seções A, B e C apresentam uma geometria semelhante, com inclinação da seção da falésia na ordem dos 50° com a direção horizontal.

Tabela 5.1 - Tabela esquemática com as características geométricas das seções analisadas

Seção	Altura (m)	Inclinação aproximada (°)
A	28,5	58,0
B	24,0	54,0
C	23,5	52,0
D	25,7	75,0
E	29,0	27,0
Vertical Hipotética	25,0	90,0

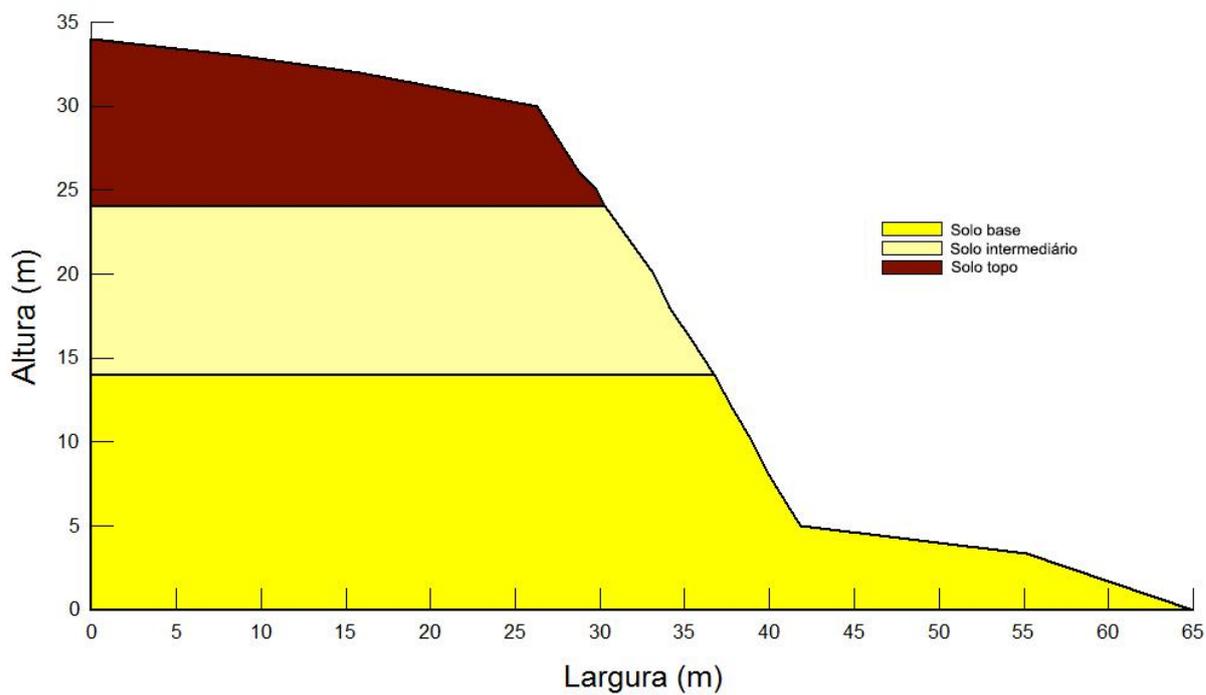


Figura 5.2 - Seção A

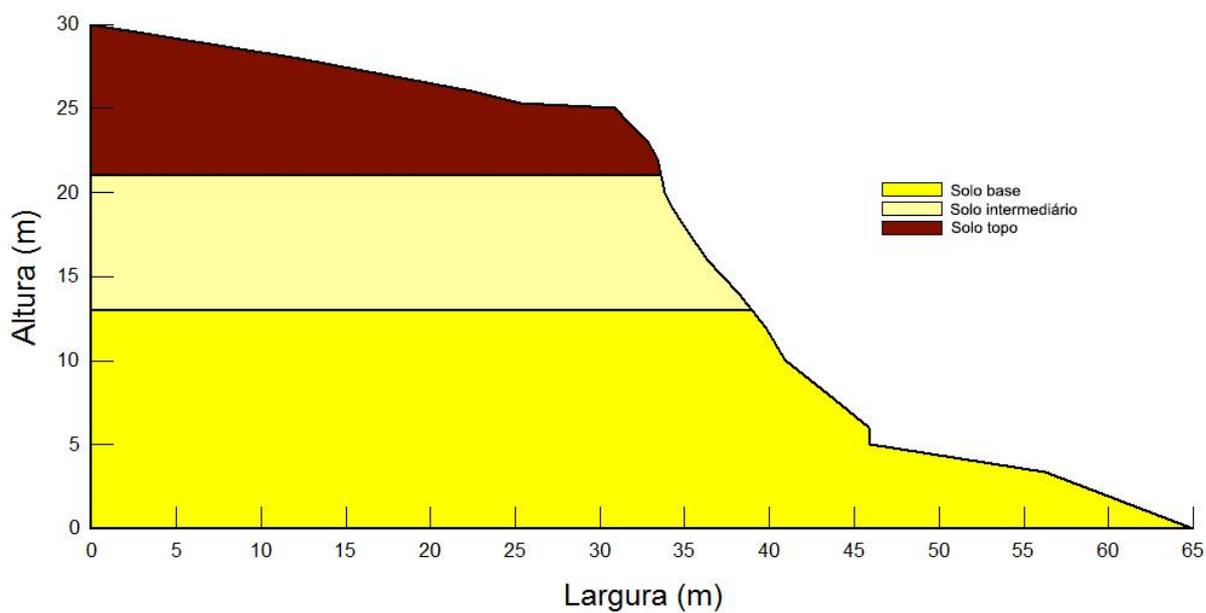


Figura 5.3 - Seção B

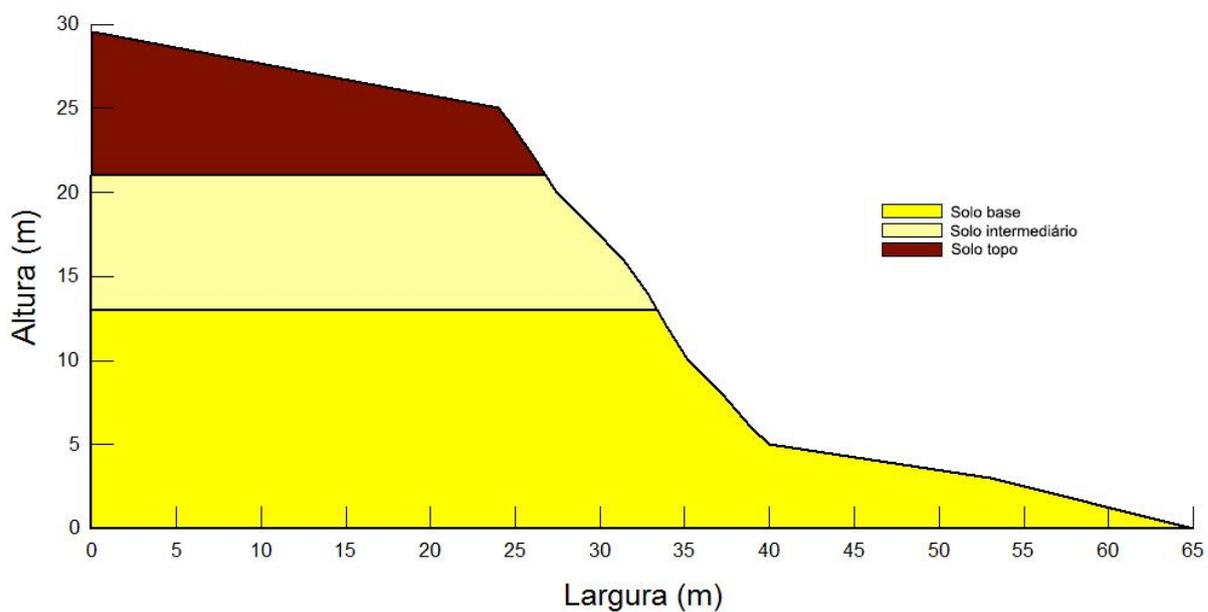


Figura 5.4 - Seção C

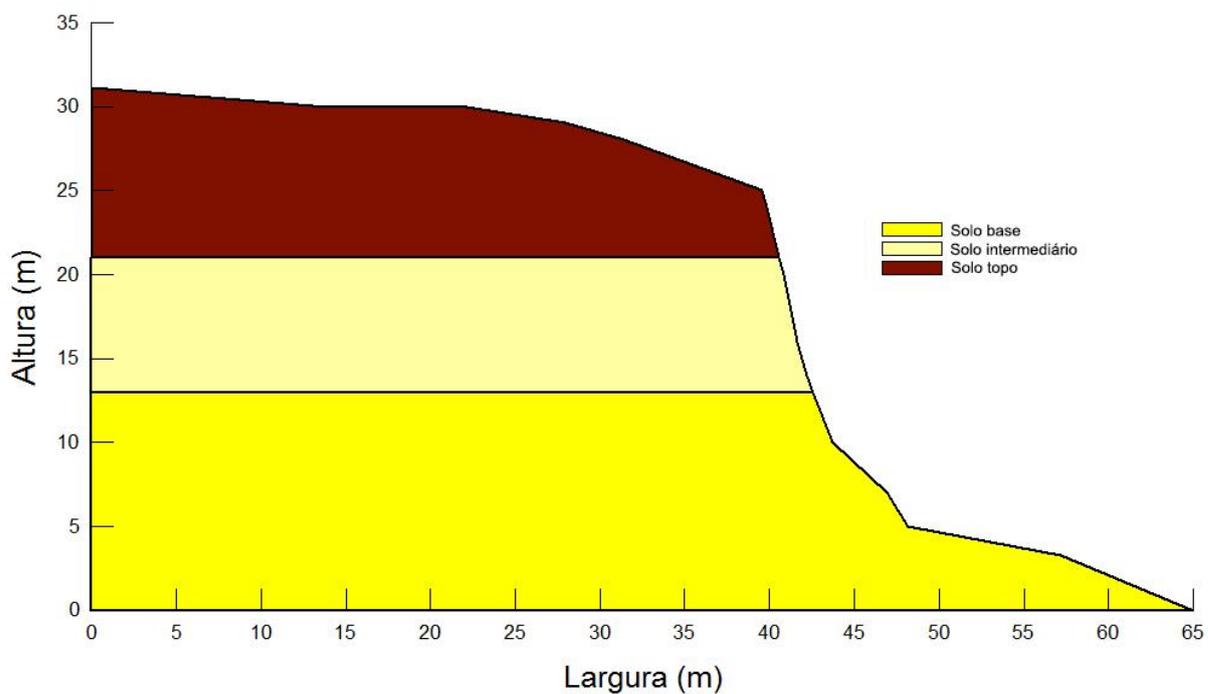


Figura 5.5 - Seção D

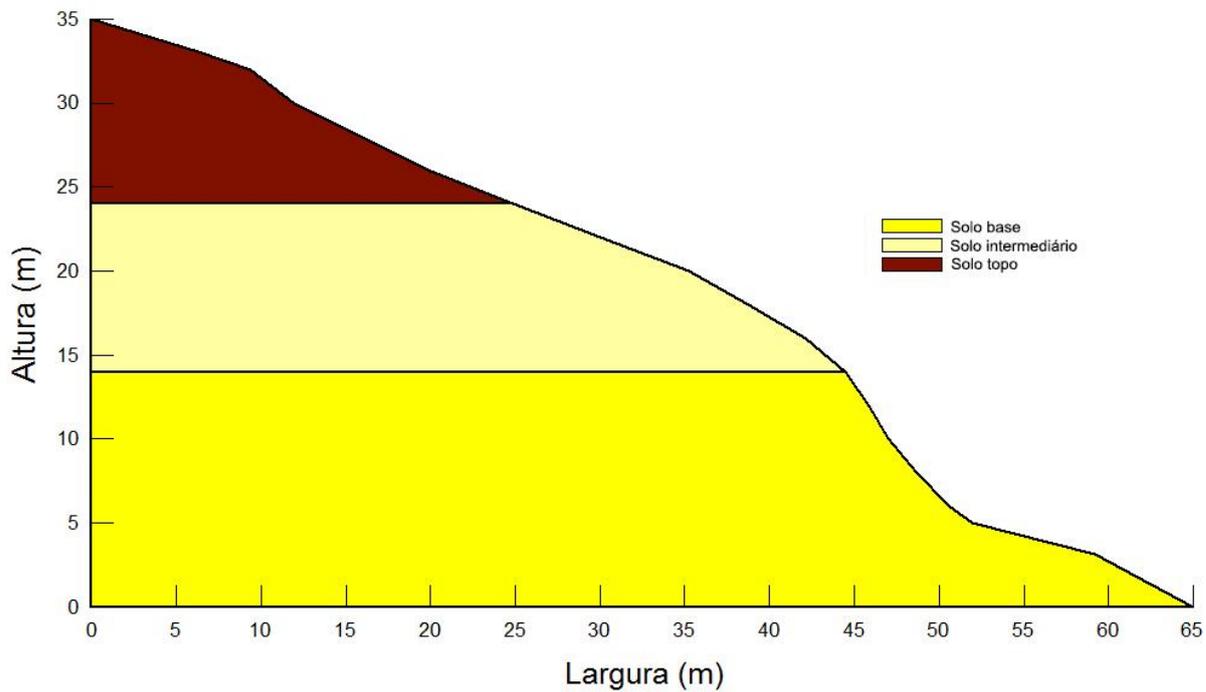


Figura 5.6 - Seção E

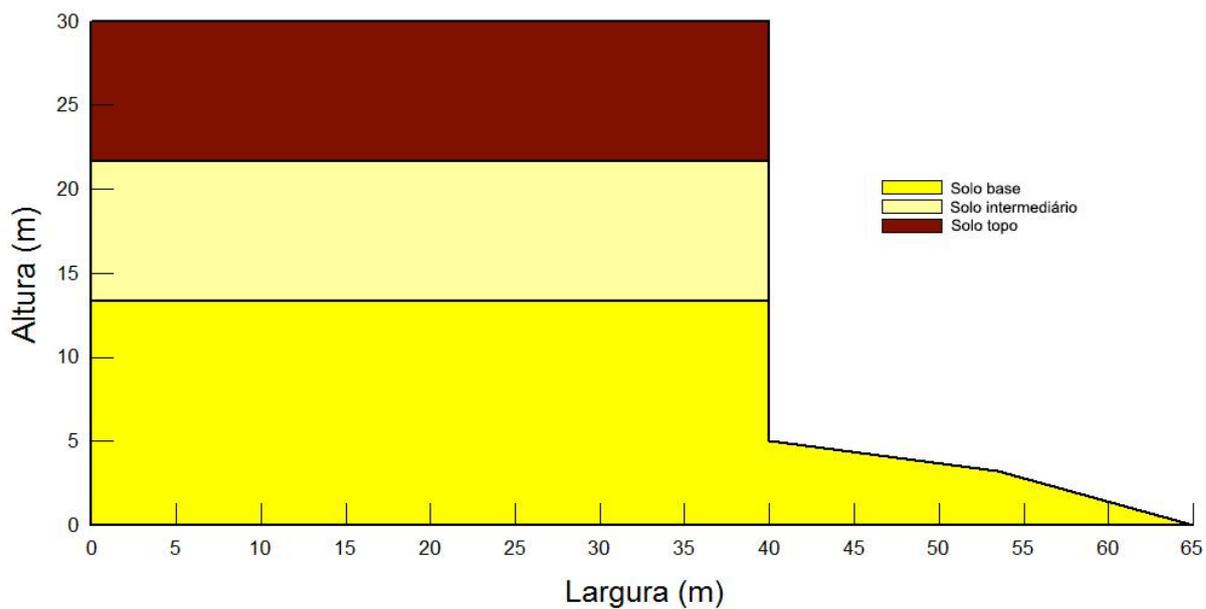


Figura 5.7 - Seção hipotética

A seção D possui 25,7 m de altura, com inclinação de  $75^\circ$  com a direção horizontal. Trata-se do perfil mais íngreme analisado, que apresenta uma inclinação mais suave de  $48^\circ$  apenas na região inferior da seção (Figura 5.5). A seção E possui 29 m de altura, com inclinação média de  $27^\circ$  com a direção horizontal. Este é o perfil crítico com inclinação mais suave (Figura 5.6).

Por fim, também foi modelado um perfil vertical hipotético, que não ocorre nas falésias da Barreira do Inferno, mas que pode representar alguma outra região existente no litoral do Rio Grande do Norte. Possui altura de 25 m, formando  $90^\circ$  com a superfície horizontal (Figura 5.7).

#### 5.4. Situações analisadas

Como mostrado nas Figuras 5.2 a 5.7, as seções críticas estudadas não apresentam incisão basal. Para avaliar a influência de uma possível incisão no pé da falésia foram consideradas nas análises, incisões de 1 m de altura, com 1 m, 2 m e 3 m de comprimento. Esse estudo foi feito para cada um dos cinco perfis críticos escolhidos, com exceção do perfil E, onde as incisões foram de 2 m e 3 m. Nessas análises considerou-se a saturação total dos solos, obtendo as tensões de tração e os menores fatores de segurança.

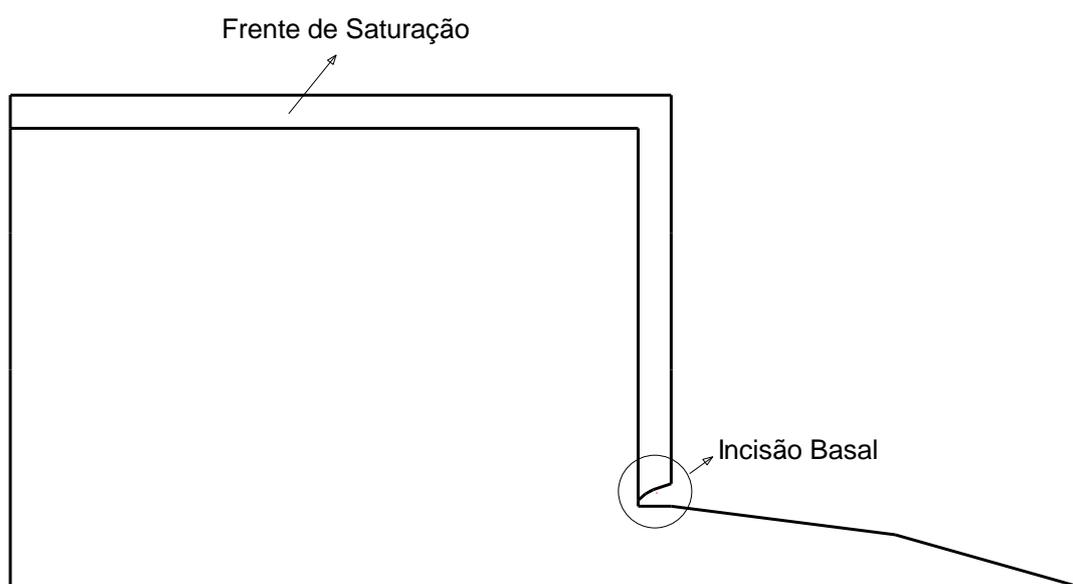


Figura 5.8 - Desenho esquemático da seção analisada

Em relação à seção hipotética, foi feito um estudo mais amplo, onde se analisaram os efeitos da frente de saturação nos fatores de segurança e nas tensões de tração. Foram admitidos solos parcialmente saturados e comparados com os resultados para a situação saturada. Além disso, também foi considerado o efeito da incisão basal nos resultados. Foram adotadas incisões de 1 m de altura, com 1 m, 2 m e 3 m de comprimento. Desenho esquemático na Figura 5.8.

### 5.5. Parâmetros adotados nas Análises de Estabilidade

Para o estudo da estabilidade das falésias mostradas anteriormente, necessitou-se dos parâmetros de coesão, ângulo de atrito e peso específico do solo. Foram usados os parâmetros obtidos com o teor de umidade natural e na situação saturada para modelar diferentes situações.

Em relação aos valores do Módulo de Elasticidade (E), de acordo com SOUZA (2014), variações da ordem de 20 a 60 MPa conforme estudos de SEVERO (2011) alteram de forma pouco significativa os valores do Fator de Segurança. Também foi verificado através de análises, que essas variações não alteram de forma significativa as tensões de tração as quais as seções ficam submetidas. Logo, adotou-se um valor de 20 MPa, que apresenta menor rigidez.

Em relação ao coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) adotou-se o valor de 0,3 para todos os solos. Estão apresentados na Tabela 5.2 os dados utilizados nas respectivas análises.

Tabela 5.2 - Parâmetros utilizados no programa GeoStudio 2012

Classificação	Ensaio CW		Ensaio CU		E (MPa)	$\nu$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)			
Solo base	192,1	36,4	60,6	27,6	20,0	0,3	18,1
Solo intermediário	174,4	30,8	53,3	12,1			17,7
Solo topo	97,6	35,9	16,7	28,9			16,5

## **5.6. Resultados das Análises de Estabilidade**

### **5.6.1. Análises das Tensões de Tração**

#### **5.6.1.1. Seções sem incisão basal**

As Figuras 5.9 a 5.14 mostram as tensões atuantes nas seções A, B, C, D, E e na seção vertical hipotética. É possível observar que na seção A (Figura 5.9) existe uma área pequena na face da falésia, onde ocorrem tensões de tração de  $-2$  kPa. Nas seções B (Figura 5.10) e C (Figura 5.11) também surgem tensões de tração na região próxima ao pé do talude na mesma ordem de magnitude. Já na seção D (Figura 5.12) visualizam-se regiões submetidas à tração no topo da falésia na ordem de  $-10$  kPa. Na seção E (Figura 5.13) se observa tensões de tração pouco significativas. Pode ser visualizado que as tensões de tração atuantes nas extremidades da face e topo apresentam valores muito baixos para os solos completamente saturados. Porém, os valores de tensões de tração obtidos nas análises e resistência à tração não podem ser comparados diretamente, visto que os ensaios foram realizados para a condição natural dos solos.

Em estudos de Collins e Sitar (2009), concluiu-se que a resistência à tração sofre uma redução média de 80 % devido à saturação, sendo uma característica particular para cada solo, visto que depende do valor do teor de umidade natural, que nesta situação foi 12,6 %. Admitindo essa diminuição para o solo base, tem-se 13 kPa de resistência à tração, solo intermediário 8 kPa e solo topo 5 kPa. No caso das seções A, B, C, D e E observa-se que muito provavelmente as tensões de tração atuantes apresentam valores inferiores a sua resistência à tração, garantindo assim a estabilidade das mesmas.

É possível observar analisando as imagens, que a seção E (Figura 5.13) apresenta uma inclinação com a superfície horizontal maior e isso faz com que as tensões de tração sejam praticamente inexistentes nesse tipo de configuração. Esse fato permite inferir que quanto mais inclinado com a horizontal for o perfil, menores serão as tensões de tração que surgem na falésia.

## Seção A - Sem incisão

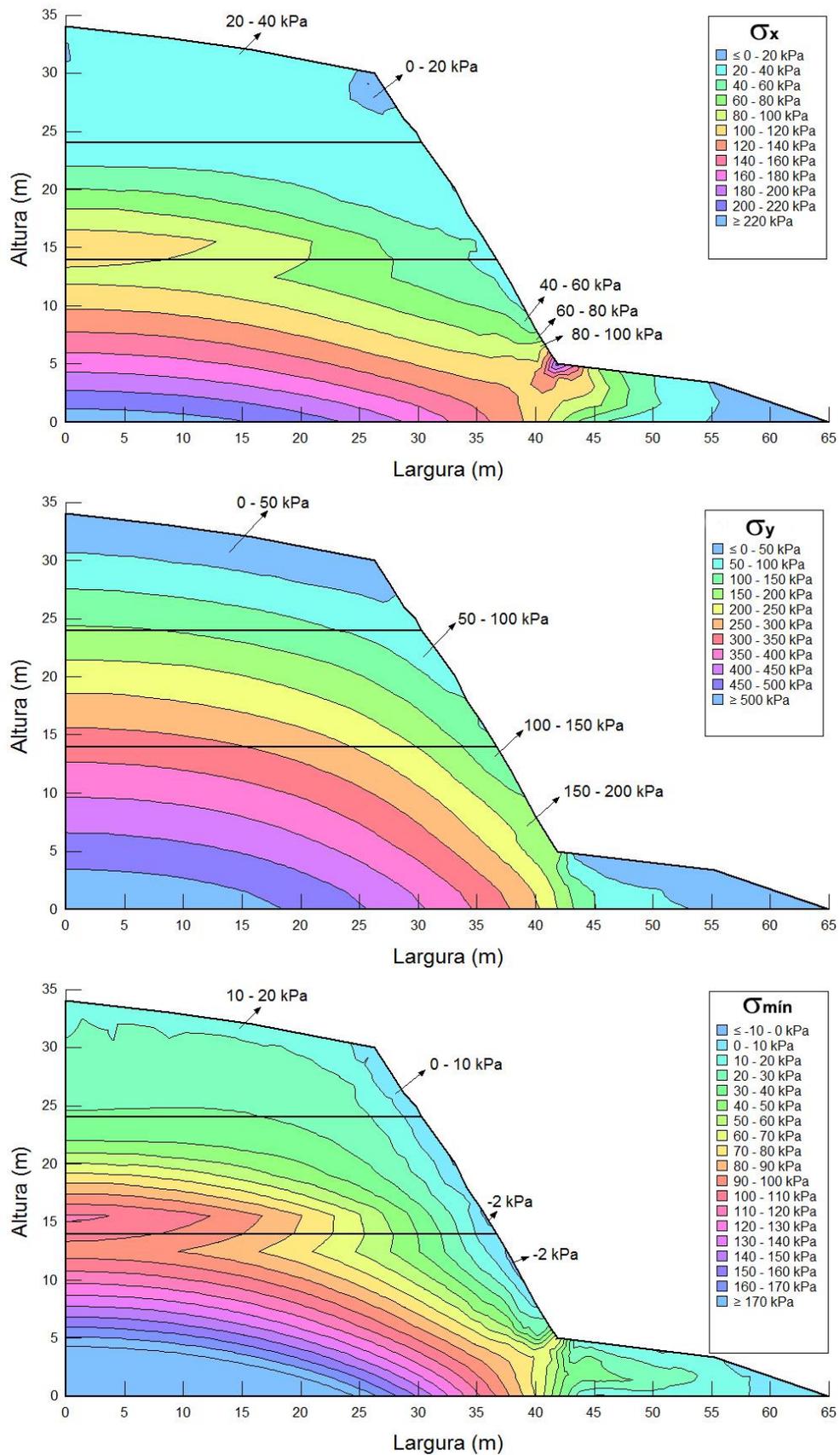


Figura 5.9 - Tensões totais mínimas da Seção A (sem incisão basal)

## Seção B - Sem incisão

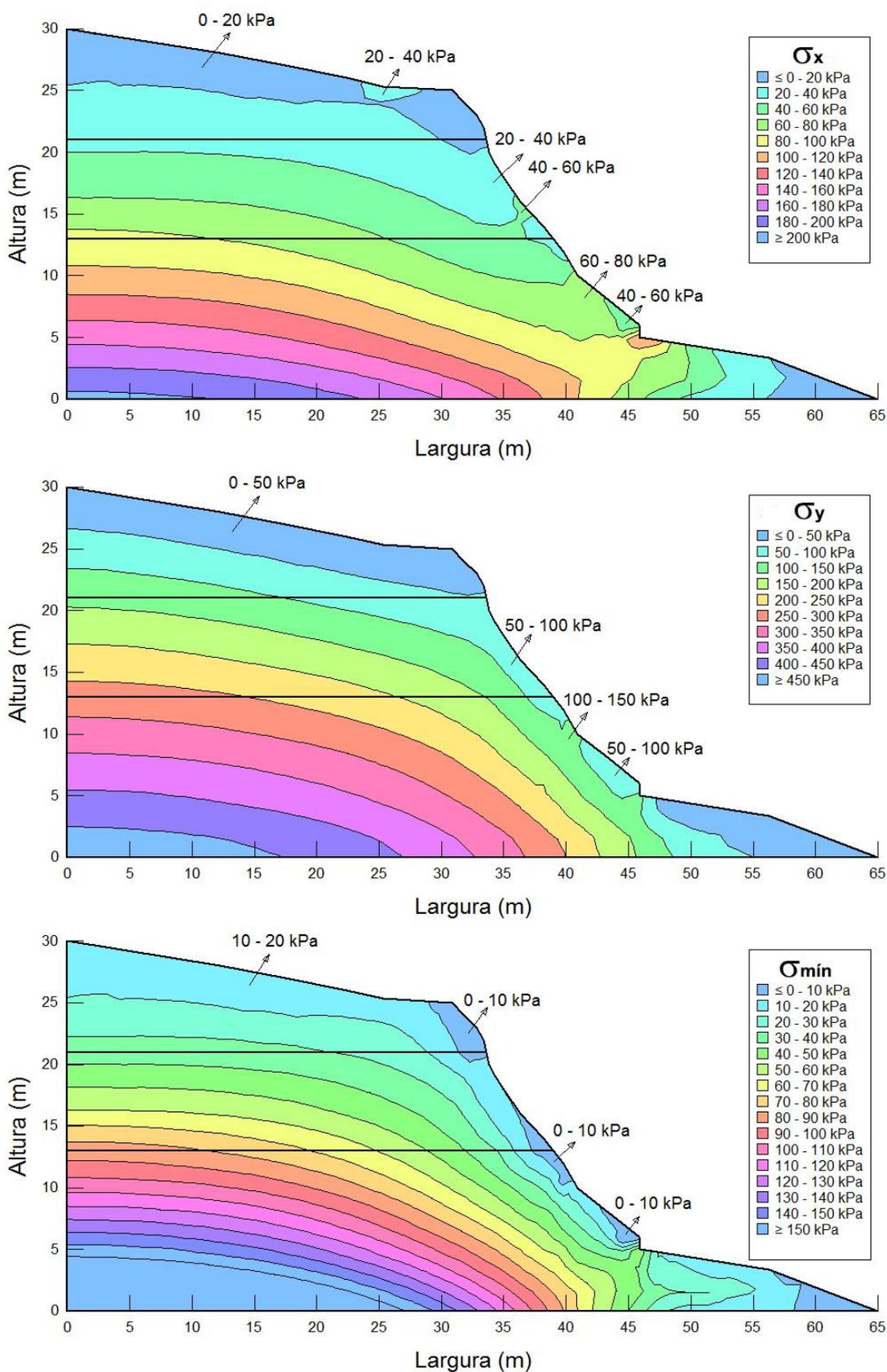


Figura 5.10- Tensões totais mínimas da Seção B (sem incisão basal)

## Seção C - Sem incisão

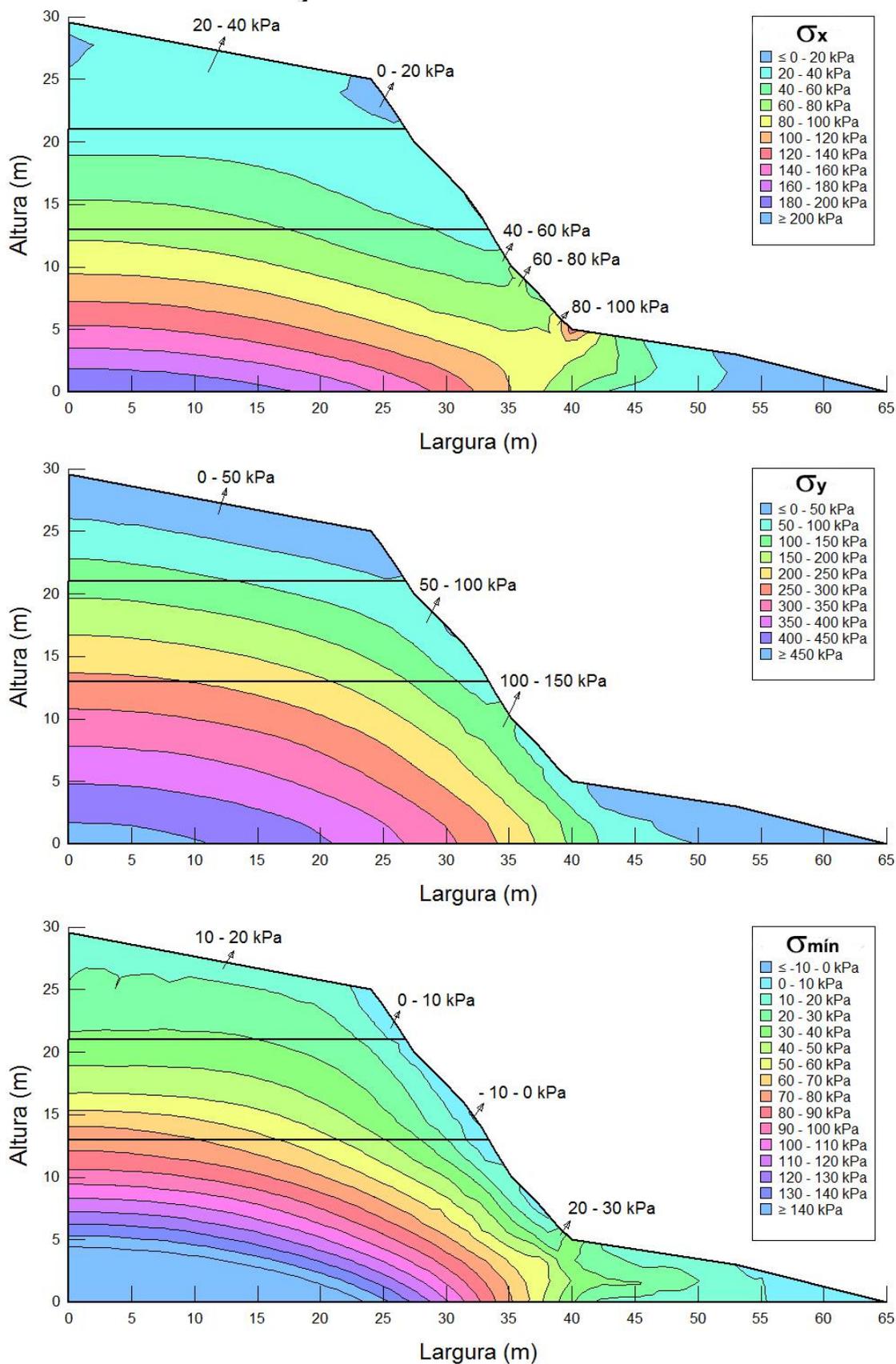


Figura 5.11 - Tensões totais mínimas da Seção C (sem incisão basal)

## Seção D - Sem incisão

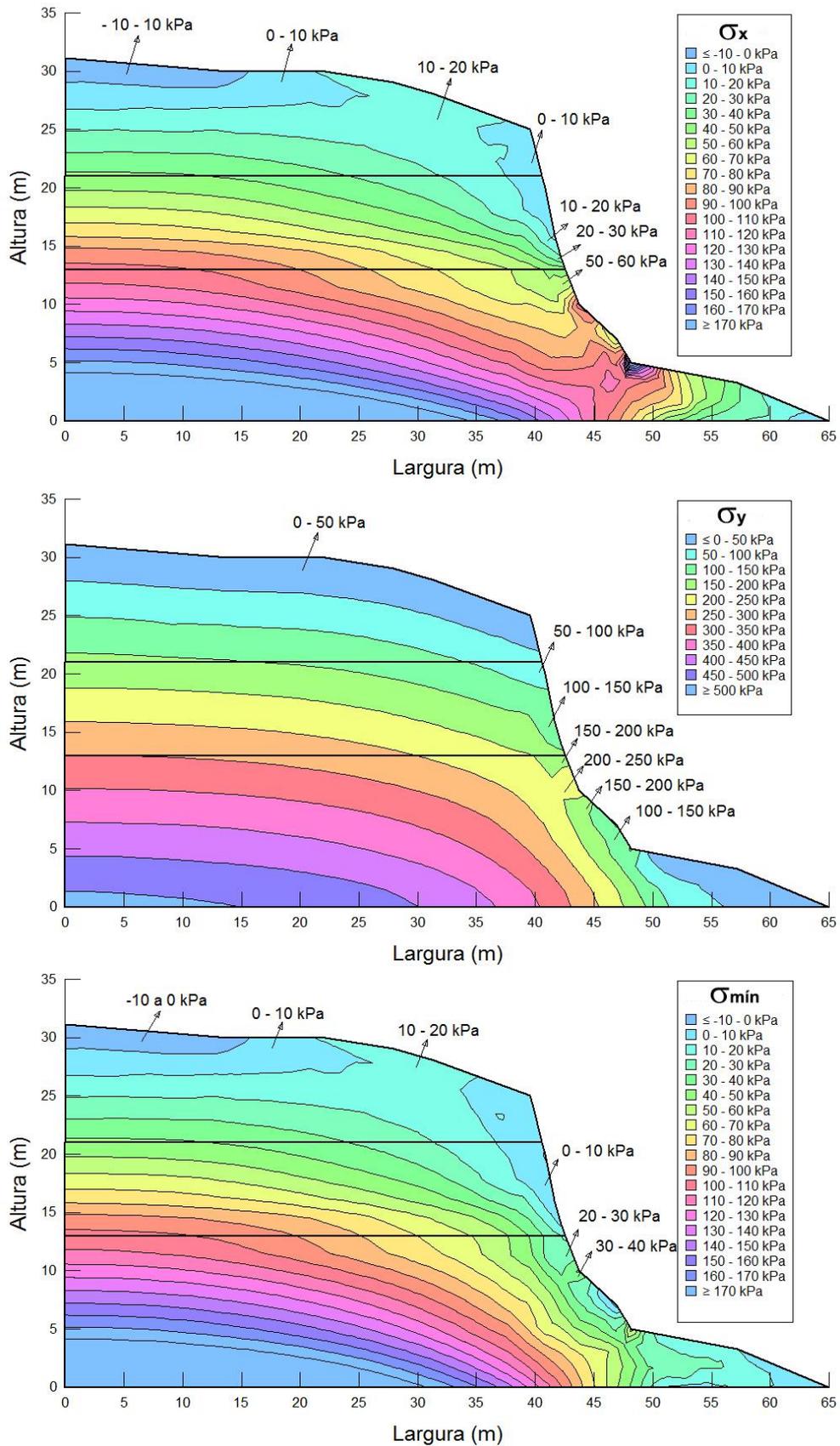


Figura 5.12- Tensões totais mínimas da Seção D (sem incisão basal)

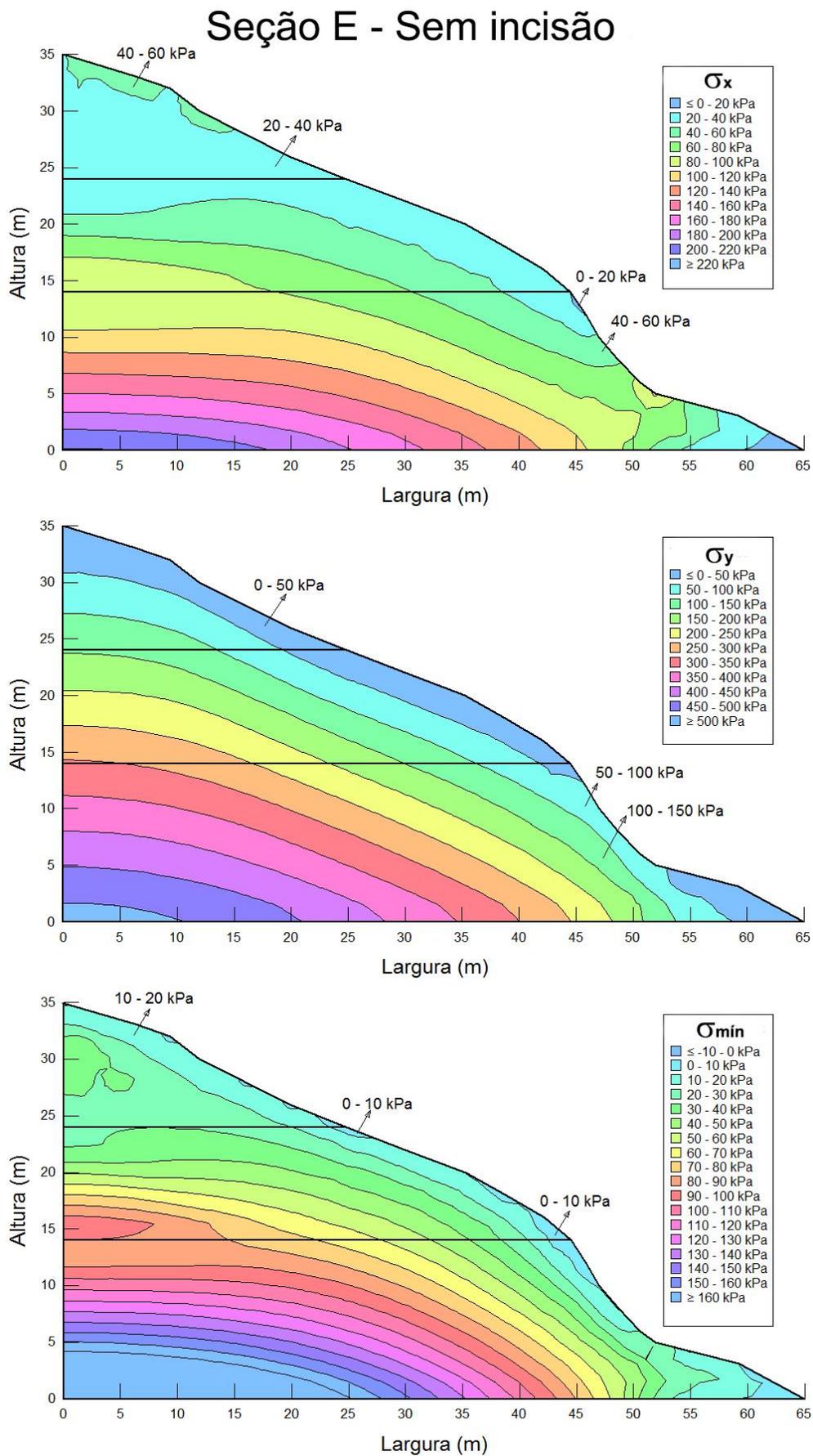


Figura 5.13 - Tensões totais mínimas da Seção E (sem incisão basal)

## Seção Hipotética - Sem incisão

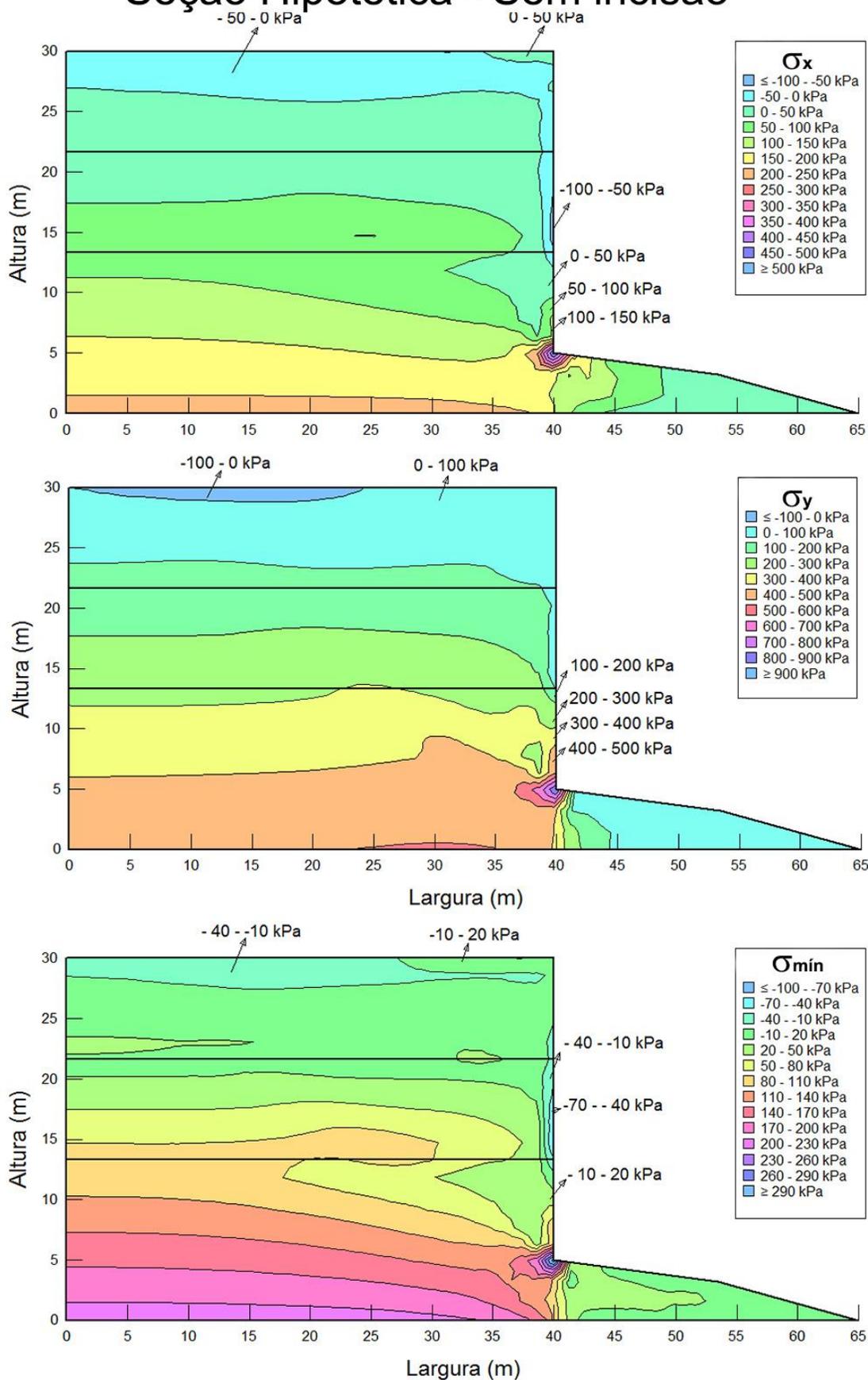


Figura 5.14- Tensões totais mínimas da Seção Hipotética (sem incisão basal)

No que diz respeito à seção hipotética (Figura 5.14), surgem tensões de tração de  $-10$  a  $-40$  kPa na região superior e de  $-40$  a  $-70$  kPa na face, mostrando que numa situação de taludes verticais as tensões de tração são de magnitude superior aos casos analisados anteriormente. As tensões de tração da região superior da falésia explicam o surgimento de fendas de tração, que é observado em diversos taludes de configuração semelhante.

Constata-se que a seção hipotética poderia ser considerada instável, pois a resistência à tração estimada dos materiais seria: 5 kPa – solo topo; 8 kPa – solo intermediário; 13 kPa – solo base; valores menores que as tensões de tração obtidas.

#### **5.6.1.2. Seções com incisão basal**

Na seção A (Figura 5.15), com a progressão do comprimento da incisão basal, observa-se que as tensões de tração vão aumentando de forma significativa na região próxima à incisão. Com 1 m de incisão apresenta valores baixos de tração e com 2 m chega a atingir  $-40$  kPa. Na situação mais crítica de 3 m de incisão as tensões mínimas chegam a  $-55$  kPa e atuam num comprimento de aproximadamente 5 m do pé do talude.

Com a seção B (Figura 5.16) surgem tensões de tração menores que na seção A para a situação mais crítica de 3 m, atingindo o valor  $-40$  kPa e 5 m de extensão no pé da falésia.

Na seção C (Figura 5.17) os esforços de tração são significativos apenas quando a incisão possui 3 m de comprimento, atingindo valores de até  $-40$  kPa. Possui extensão máxima de 5 m em relação ao pé da falésia.

Começa a aparecer na seção D (Figura 5.18) tensões de tração na região do topo das falésias de magnitude de  $-10$  kPa. Na região próxima à incisão basal de 3 m as tensões chegam a  $-45$  kPa.

Na seção E (Figura 5.19) surgem tensões de tração próximas a  $-35$  kPa na região do pé da falésia, possuindo uma extensão pequena de 3 m. Trata do perfil que

apresenta as menores tensões de tração, quando submetido à influência da incisão basal máxima admitida.

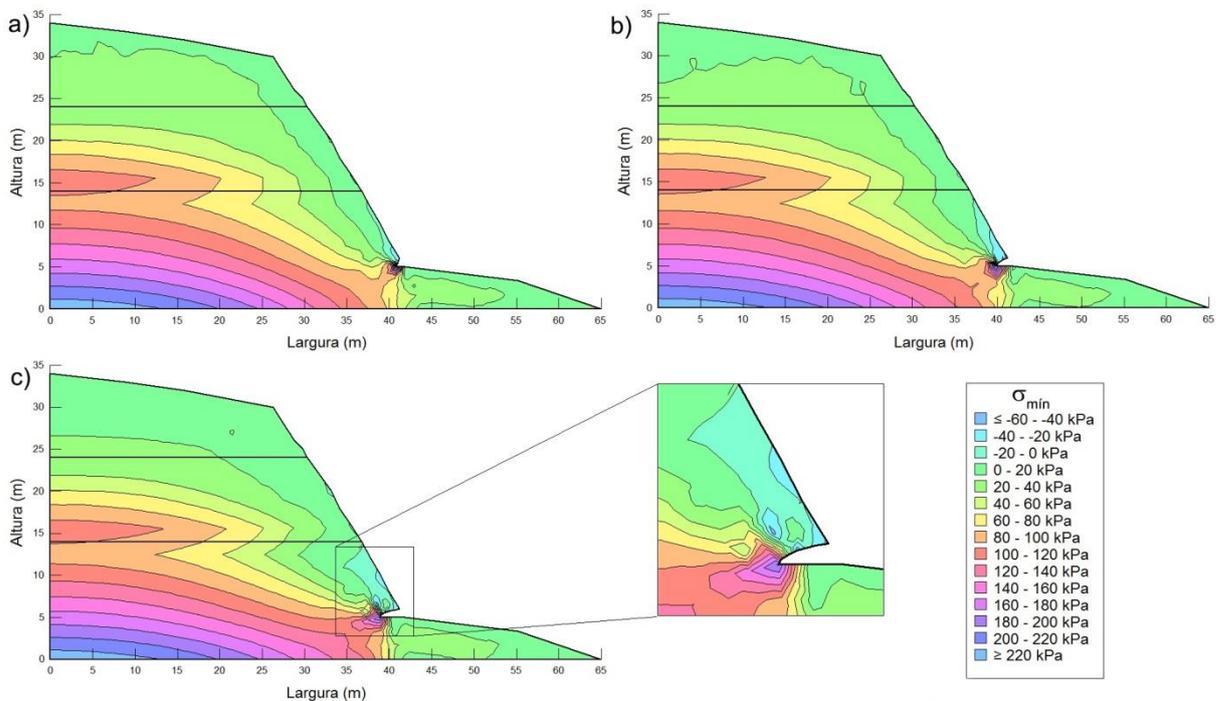


Figura 5.15 - Tensões totais na Seção A com a) 1 m de incisão basal; b) 2 m de incisão basal; c) 3 m de incisão basal

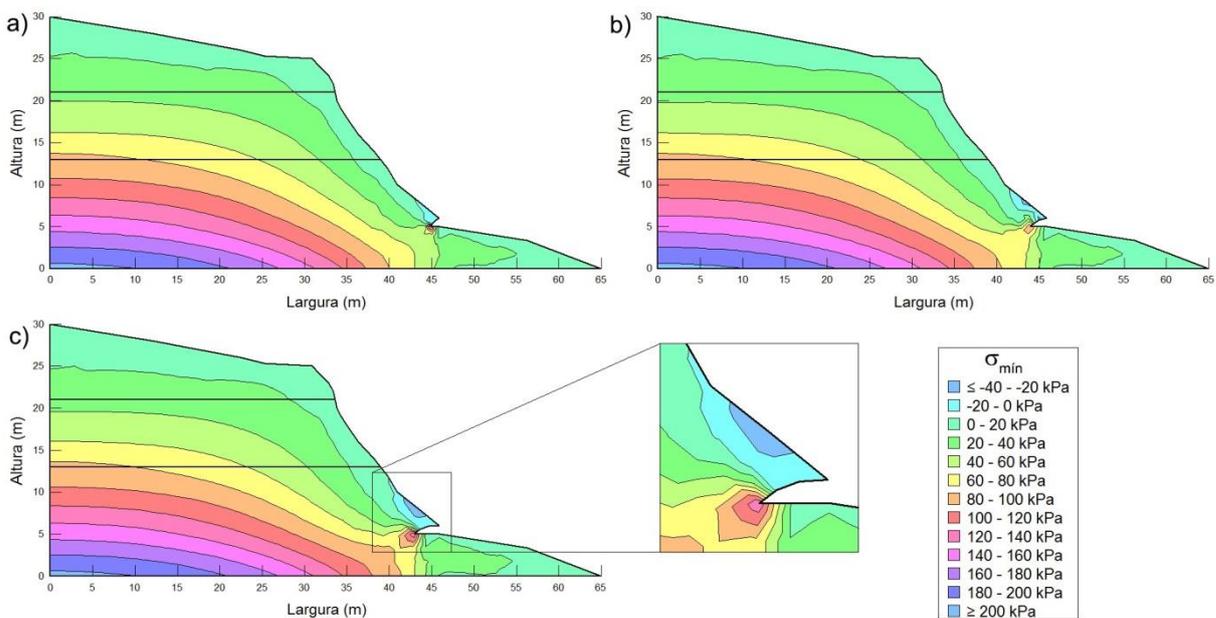


Figura 5.16- Tensões totais na Seção B com a) 1 m de incisão basal; b) 2 m de incisão basal; c) 3 m de incisão basal

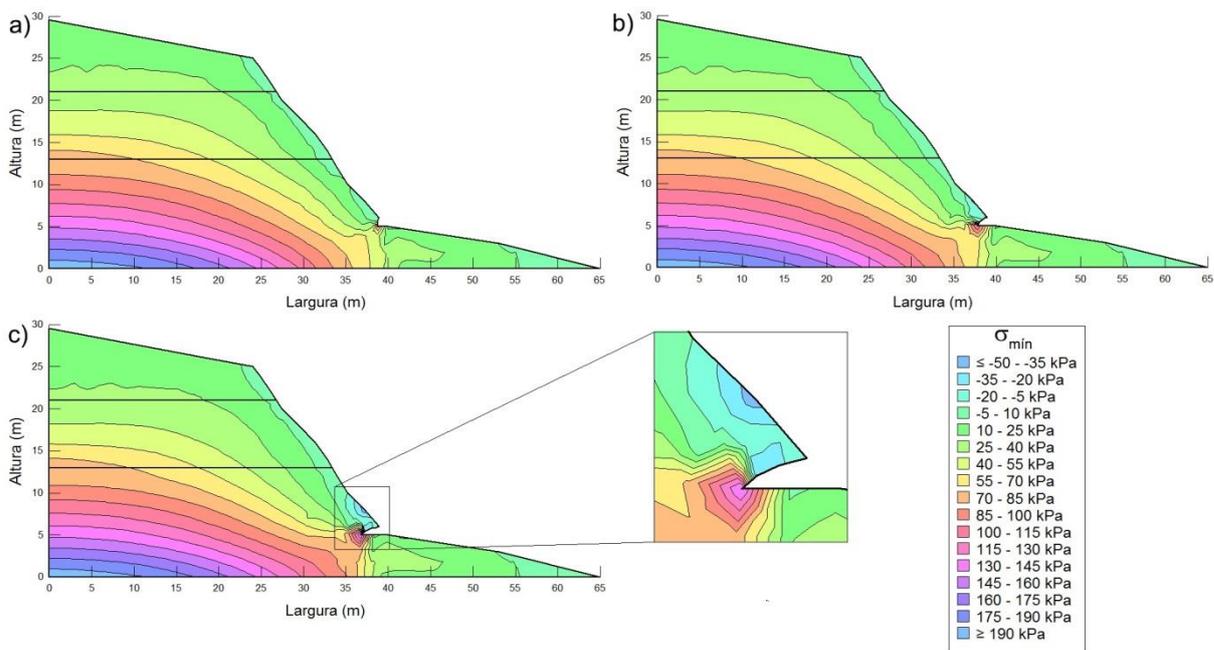


Figura 5.17 - Tensões totais na Seção C com a) 1 m de incisão basal; b) 2 m de incisão basal; c) 3 m de incisão basal

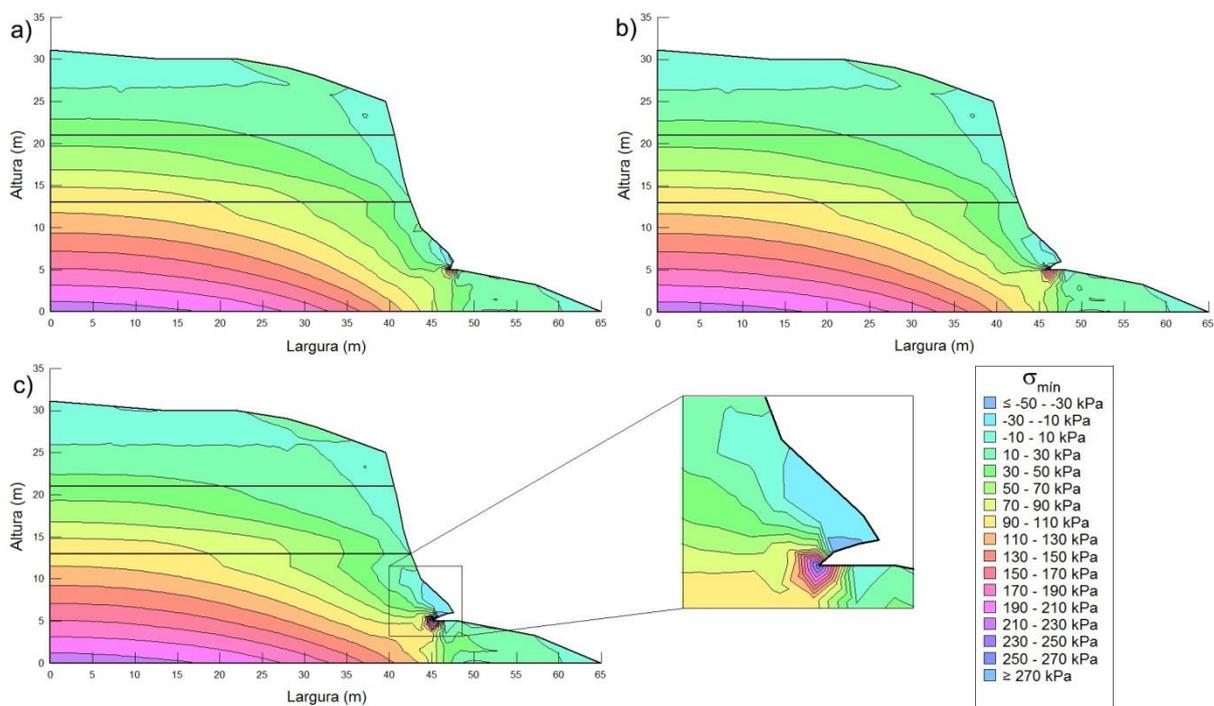


Figura 5.18 - Tensões totais na Seção D com a) 1 m de incisão basal; b) 2 m de incisão basal; c) 3 m de incisão basal

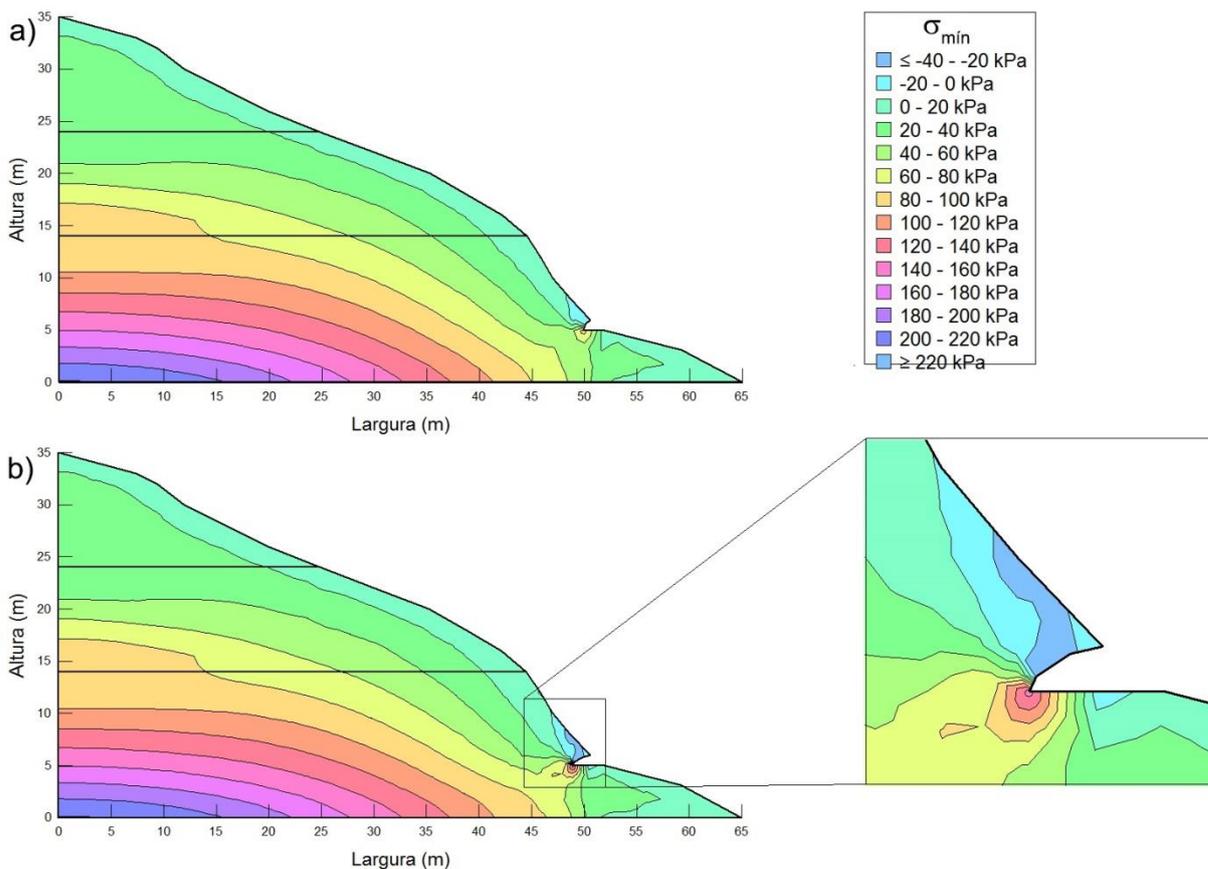


Figura 5.19 - Tensões totais na Seção E com a) 2 m de incisão basal; b) 3 m de incisão basal

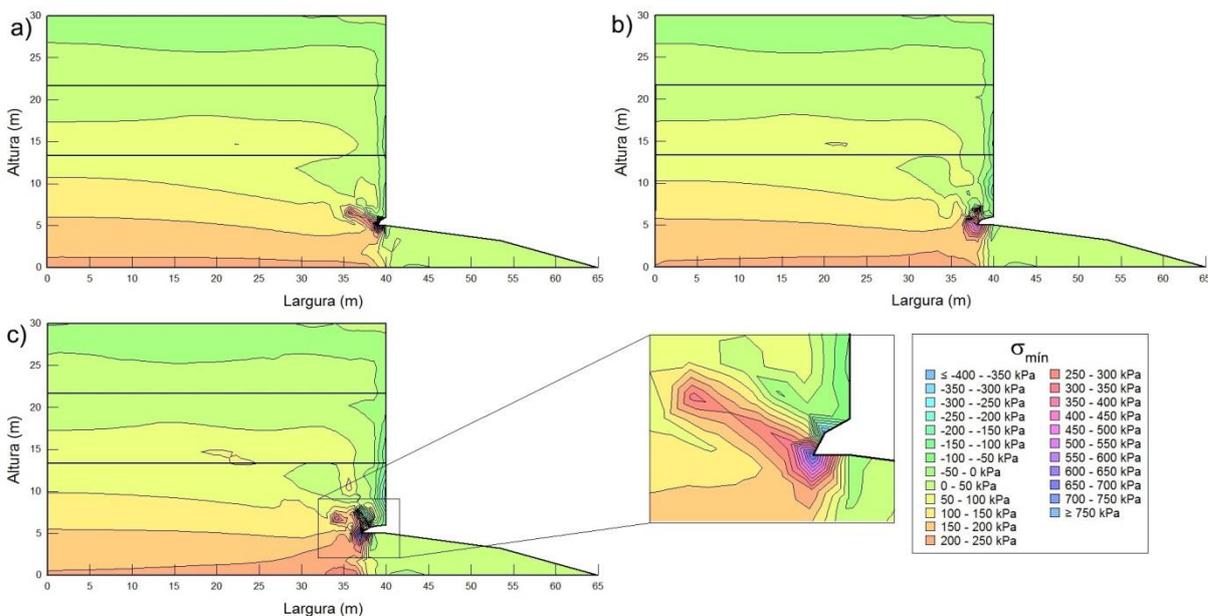


Figura 5.20 - Tensões totais na Seção Hipotética (parâmetros dos solos saturados) com a) 1 m de incisão basal; b) 2 m de incisão basal; c) 3 m de incisão basal

Já em relação ao perfil vertical hipotético (Figura 5.20), constatou-se que o mesmo apresenta tensões de tração máxima até mesmo quando não ocorre incisão basal utilizando-se os parâmetros dos solos saturados. À medida que a incisão vai evoluindo, observa-se um aumento gradativo de tensões principalmente na região da face da seção próxima à incisão basal. Quando a incisão é de 1 m as tensões mínimas chegam a – 370 kPa, quando é de 2 m as tensões chegam a – 190 kPa e no caso do comprimento de 3 m chegam a – 320 kPa.

### **5.6.2. Análises dos Fatores de Segurança (FS)**

Os fatores de segurança foram obtidos pelos seguintes métodos por equilíbrio-limite: Morgenstern-Price, Spencer, Bishop, Janbu e Fellenius. A seguir serão mostrados os respectivos valores nas tabelas, com os menores valores em negrito para cada seção analisada.

#### **5.6.2.1. Seções A, B, C, D e E**

##### **5.6.2.1.1. Sem incisão basal**

Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 5.3. É possível observar que os menores fatores de segurança foram calculados pelo Método Janbu, onde todas as seções apresentam-se com o FS > 1. A situação de saturação completa é improvável de acontecer, assim mesmo num caso extremo, os perfis estariam estáveis. As situações mais críticas são das seções A e D, com FS em torno de 1,1. A análise dos resultados obtidos por esses métodos convencionais permite deduzir que as falésias atendem as condições de estabilidade.

Tabela 5.3 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para as Seções A, B, C, D e E, sem incisão basal

Perfil sem incisão					
Seção	Método				
	Morgenstern-Price	Spencer	Bishop	Janbu	Fellenius
A	1,168	1,162	1,133	<b>1,091</b>	1,143
B	1,570	1,564	1,540	<b>1,466</b>	1,532
C	1,540	1,534	1,509	<b>1,439</b>	1,504
D	1,196	1,191	1,166	<b>1,131</b>	1,172
E	1,913	1,906	1,888	<b>1,76</b>	1,853

Os maiores FS obtidos nessas análises são relativos à Seção E, situação coerente, pois é a seção com inclinação com a horizontal menos íngreme em relação as outras seções analisadas. A mesma conclusão foi observada ao analisar as tensões de tração, que nesta configuração são praticamente inexistentes.

Abaixo estão apresentadas as superfícies críticas de ruptura relativas à Seção A (Figura 5.21), Seção B (Figura 5.22), Seção C (Figura 5.23), Seção D (Figura 5.24) e Seção E (Figura 5.25).

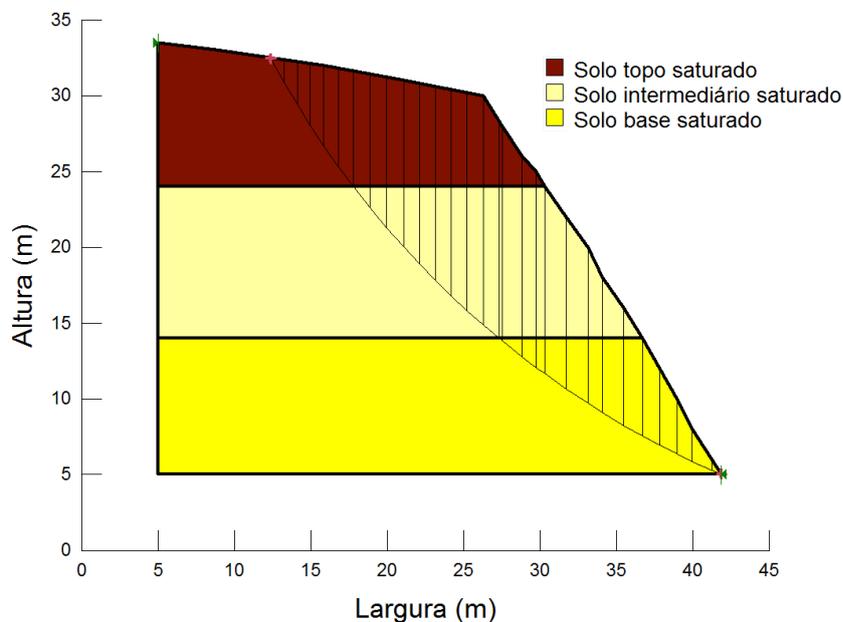


Figura 5.21 - Seção A, sem incisão basal – FS mín = 1,091

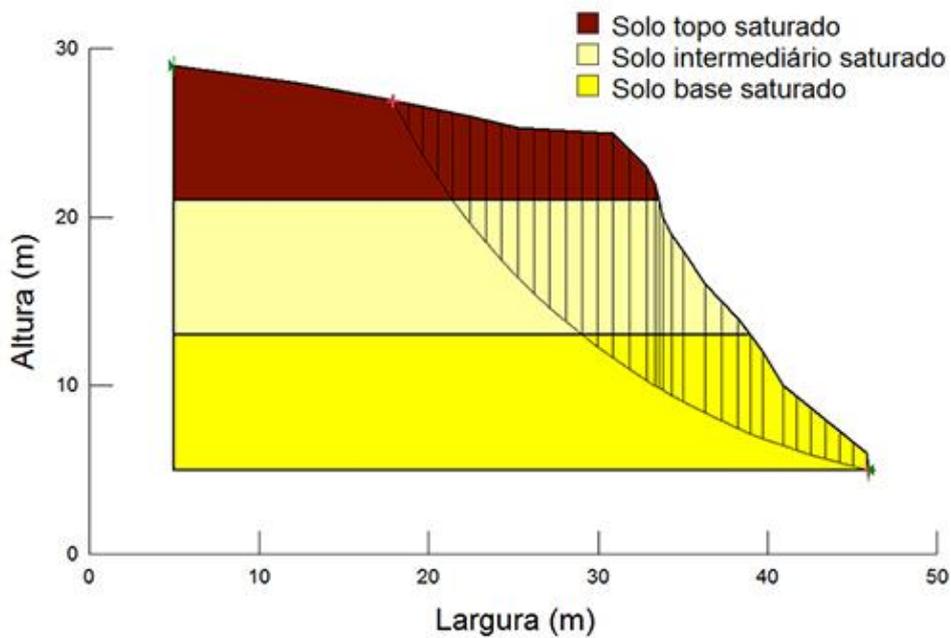


Figura 5.22 - Seção B, sem incisão basal – FS mín = 1,466

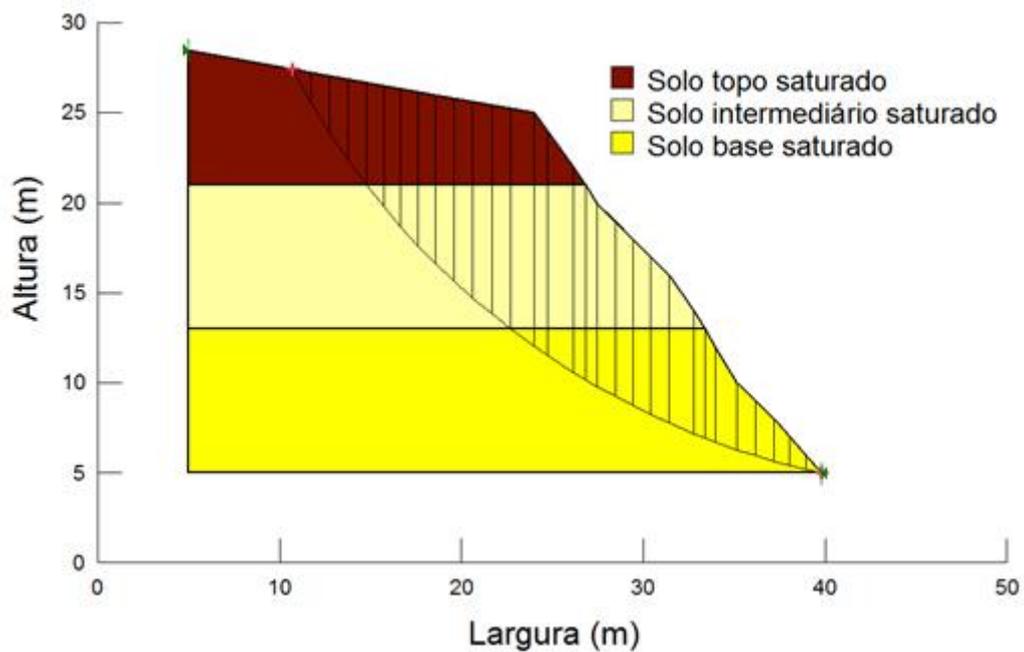


Figura 5.23 - Seção C, sem incisão basal – FS mín = 1,439

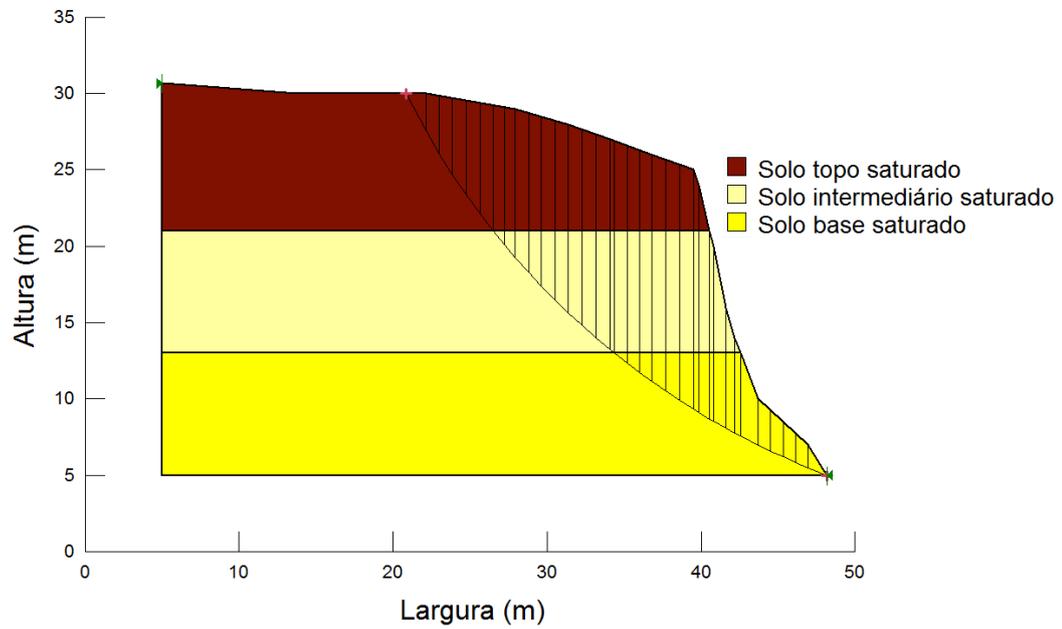


Figura 5.24 - Seção D, sem incisão basal – FS mín = 1,131

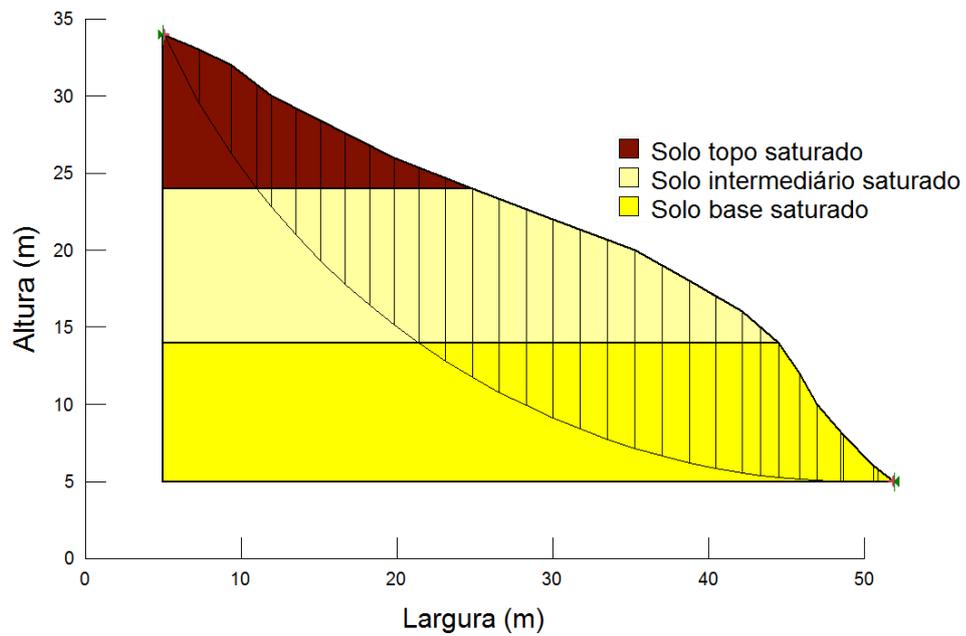


Figura 5.25 - Seção E, sem incisão basal – FS mín = 1,760

### 5.6.2.1.2. 1 m de incisão basal

Hipoteticamente supondo a presença de incisão basal, foi possível obter fatores de segurança para as seções escolhidas (Tabela 5.4). O Método Janbu forneceu novamente os menores resultados. A análise relativa à seção E não pôde ser realizada, visto que a altura da incisão foi fixada em 1 m para todos os perfis e neste caso específico, a altura equivalente seria de aproximadamente 0,6 m para o comprimento de 1 m de incisão.

Tabela 5.4 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para as Seções A, B, C, D e E, com 1 m de incisão basal

Perfil com 1 m de incisão					
Seção	Método				
	Morgenstern-Price	Spencer	Bishop	Janbu	Fellenius
A	1,149	1,143	1,115	<b>1,077</b>	1,126
B	1,533	1,529	1,505	<b>1,438</b>	1,5
C	1,504	1,499	1,474	<b>1,413</b>	1,473
D	1,167	1,163	1,14	<b>1,107</b>	1,147

Com a presença da incisão percebe-se que ocorre uma diminuição pequena nos fatores de segurança, mas ainda continuam  $FS > 1$ . Observa-se também que neste caso, a seção B (Figura 5.27) é mais estável que as demais.

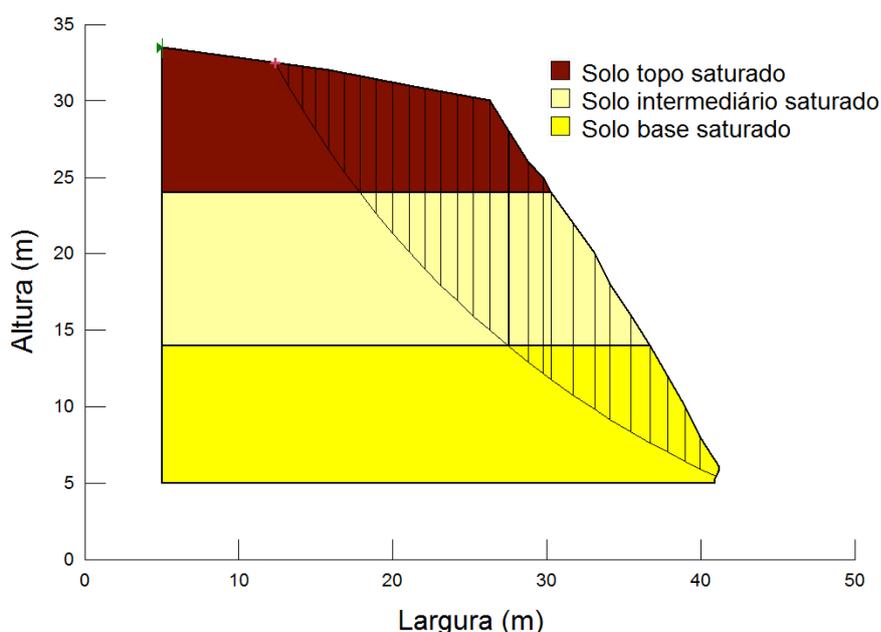


Figura 5.26 - Seção A, com 1 m de incisão basal – FS mín = 1,077

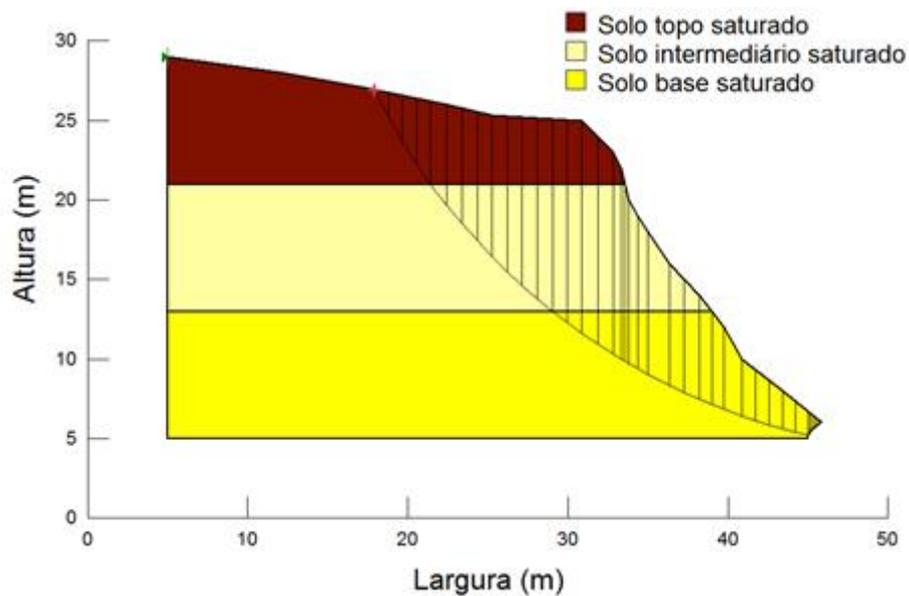


Figura 5.27 - Seção B, com 1 m de incisão basal – FS mín = 1,438

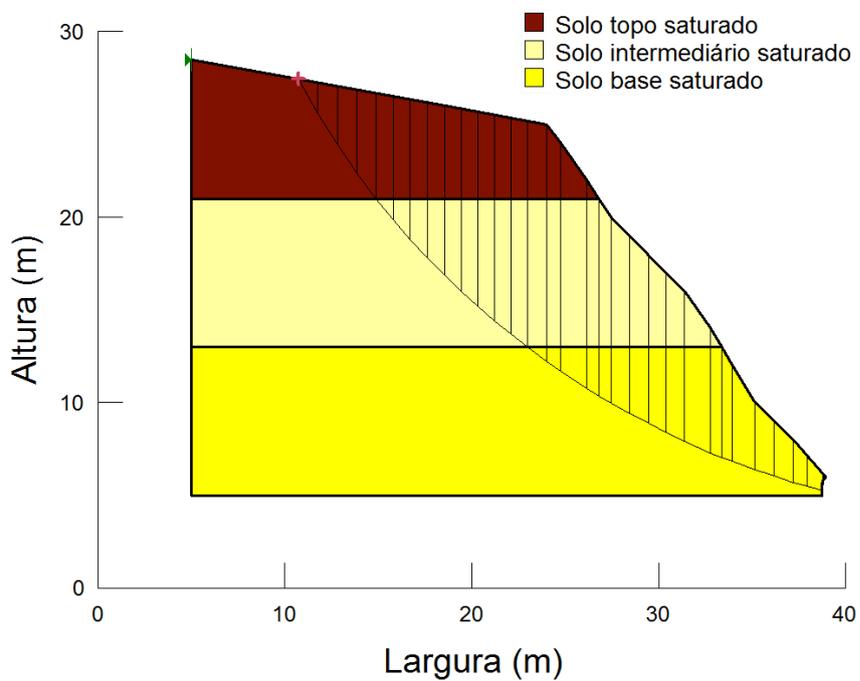


Figura 5.28 - Seção C, com 1 m de incisão basal – FS mín = 1,413

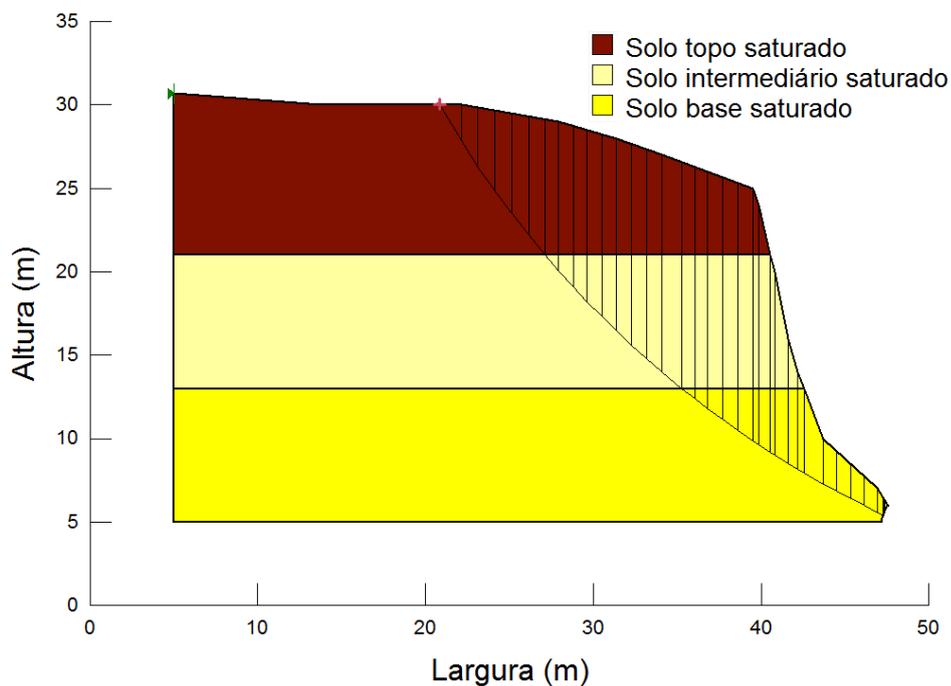


Figura 5.29 - Seção D, com 1 m de incisão basal – FS mín = 1,107

### 5.6.2.1.3. 2 m de incisão basal

À medida que o comprimento da incisão basal vai aumentando ocorrem pequenas diminuições nos fatores de segurança, porém ainda continuam superiores a 1 (Tabela 5.5).

Tabela 5.5 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para as Seções A, B, C, D e E, com 2 m de incisão basal

Perfil com 2 m de incisão					
Seção	Método				
	Morgenstern-Price	Spencer	Bishop	Janbu	Fellenius
A	1,129	1,125	1,096	<b>1,061</b>	1,109
B	1,506	1,503	1,479	<b>1,415</b>	1,475
C	1,477	1,473	1,448	<b>1,39</b>	1,447
D	1,15	1,147	1,124	<b>1,093</b>	1,132
E	1,863	1,856	1,838	<b>1,721</b>	1,807

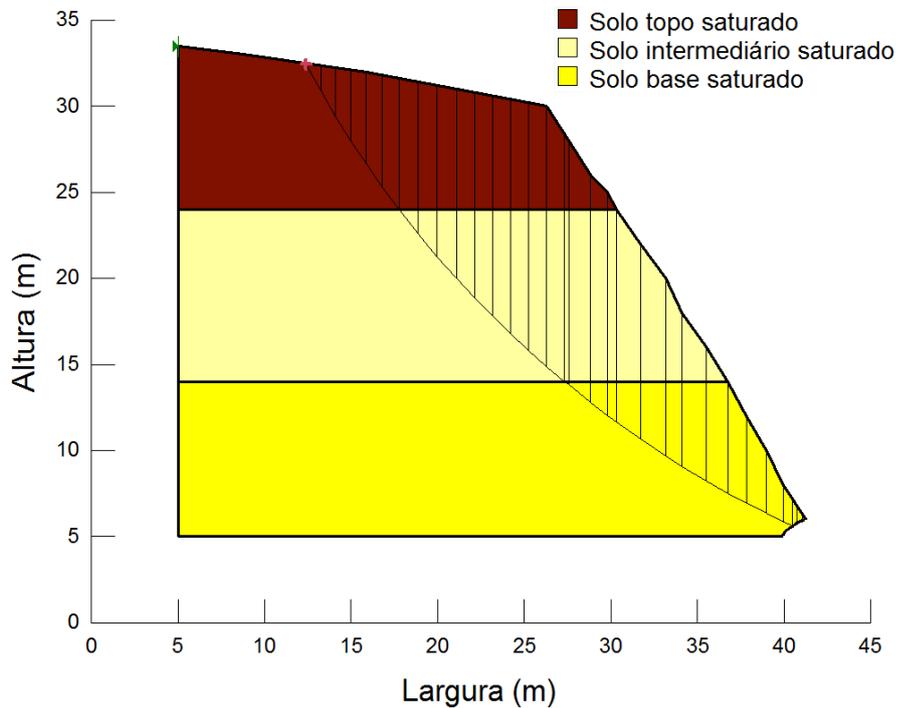


Figura 5.30 - Seção A, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,061

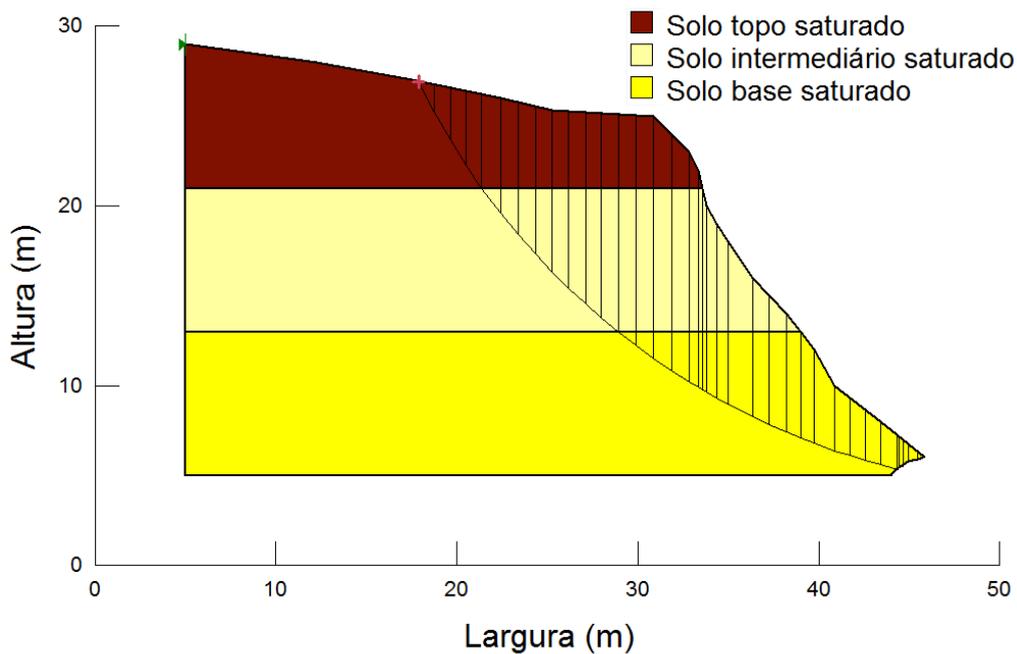


Figura 5.31 - Seção B, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,415

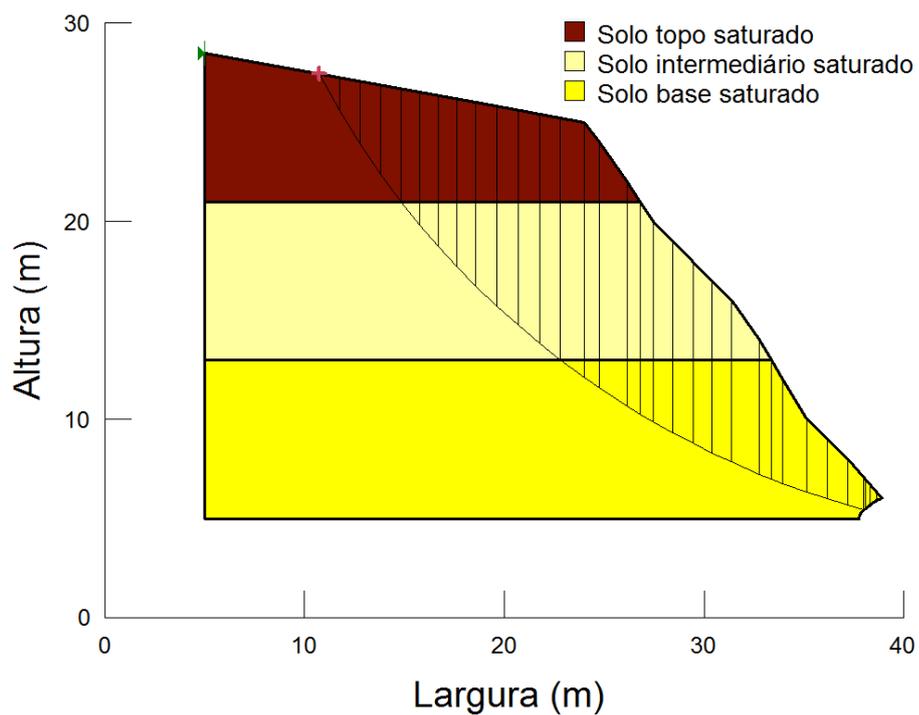


Figura 5.32 - Seção C, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,390

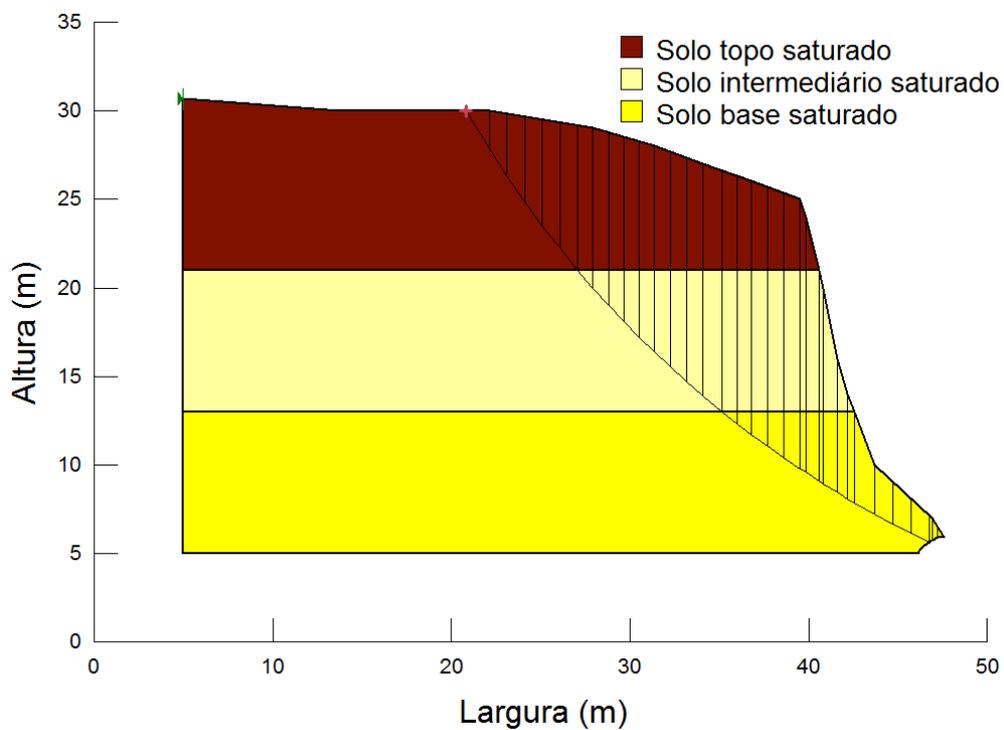


Figura 5.33 - Seção D, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,093

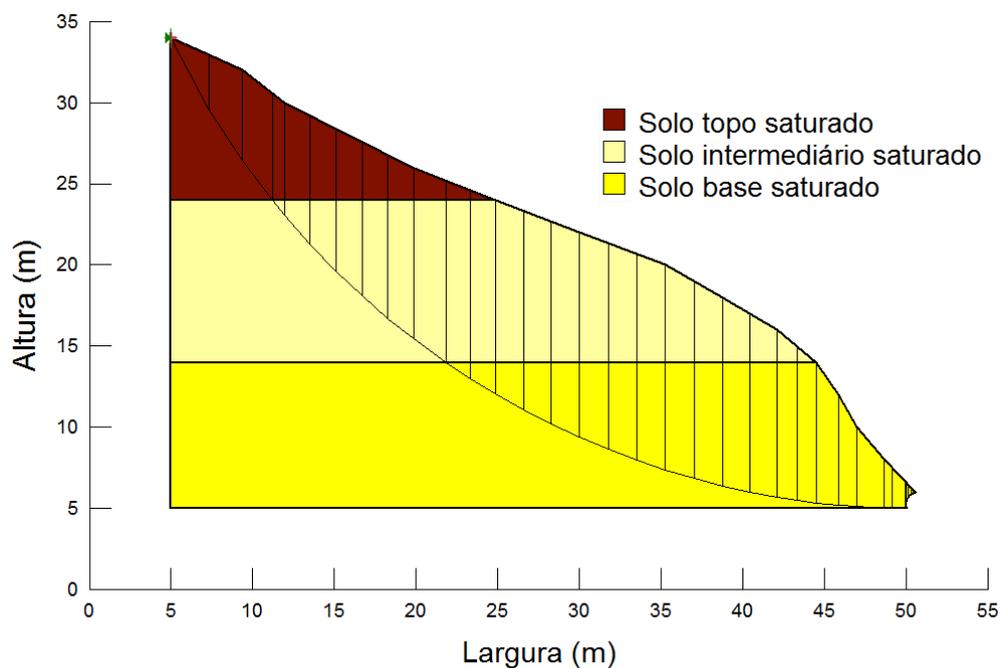


Figura 5.34 - Seção E, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,721

#### 5.6.2.1.4. 3 m de incisão basal

Conforme esperado, os resultados mostram a diminuição dos fatores de segurança conforme o progressivo avanço da extensão da erosão basal, podendo ser constatado através dos valores obtidos pelos diferentes métodos (Tabela 5.7). Em relação à situação mais crítica, com 3 m de comprimento de incisão basal, observa-se que de modo geral não ocorrem mudanças significativas nos FS. Isso pode ser explicado em decorrência da configuração das seções analisadas, pois como a inclinação com a horizontal tem ângulos bem menores que  $90^\circ$ , a presença da incisão basal pouco influencia na estabilidade das falésias.

Nas figuras em sequência evidenciadas as regiões críticas de ruptura relativas à Seção A (Figura 5.35), Seção B (Figura 5.36), Seção C (Figura 5.37), Seção D (Figura 5.38) e Seção E (Figura 5.39), com 3 m de incisão basal.

Tabela 5.6 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para as Seções A, B, C, D e E, com 3 m de incisão basal

Perfil com 3 m de incisão					
Seção	Método				
	Morgenstern-Price	Spencer	Bishop	Janbu	Fellenius
A	1,12	1,117	1,088	<b>1,052</b>	1,099
B	1,479	1,477	1,453	<b>1,392</b>	1,449
C	1,461	1,458	1,433	<b>1,374</b>	1,432
D	1,143	1,14	1,116	<b>1,085</b>	1,124
E	1,837	1,83	1,813	<b>1,699</b>	1,783

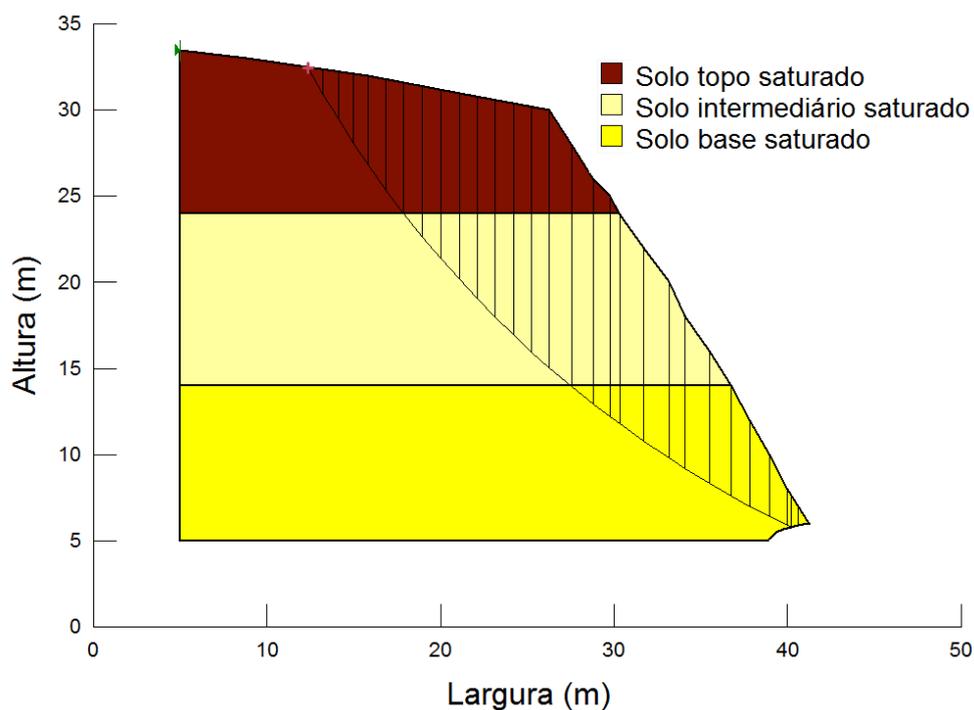


Figura 5.35 - Seção A, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,052

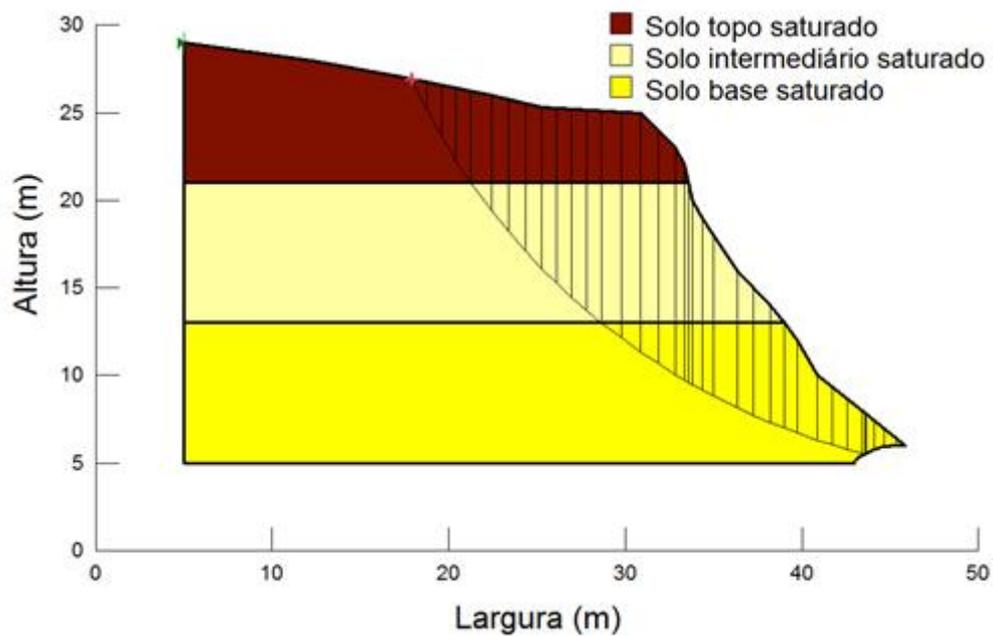


Figura 5.36 - Seção B, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,392

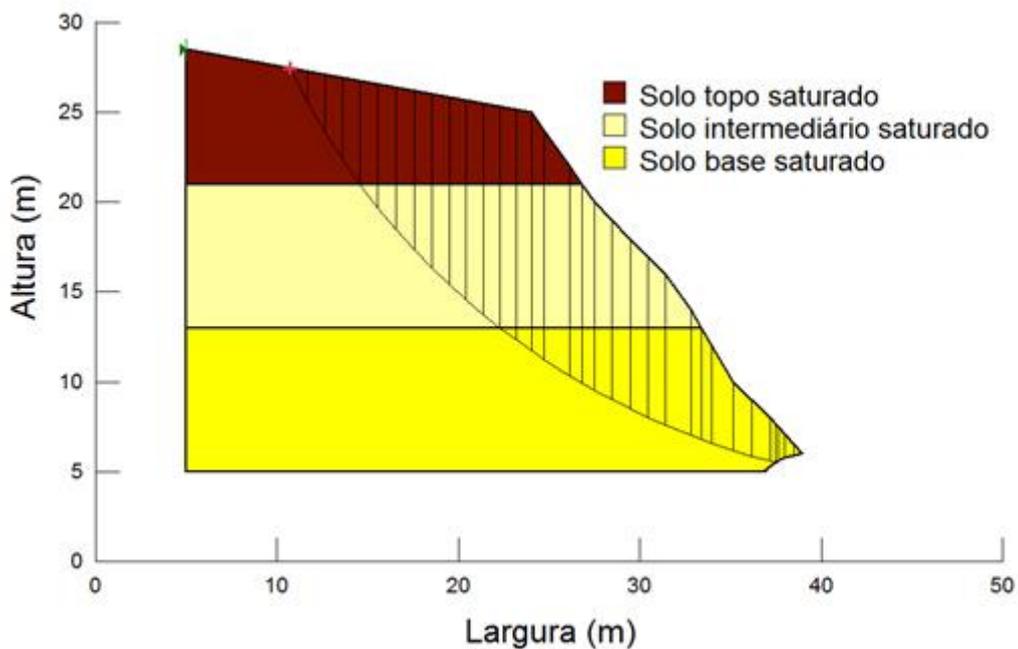


Figura 5.37 - Seção C, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,374

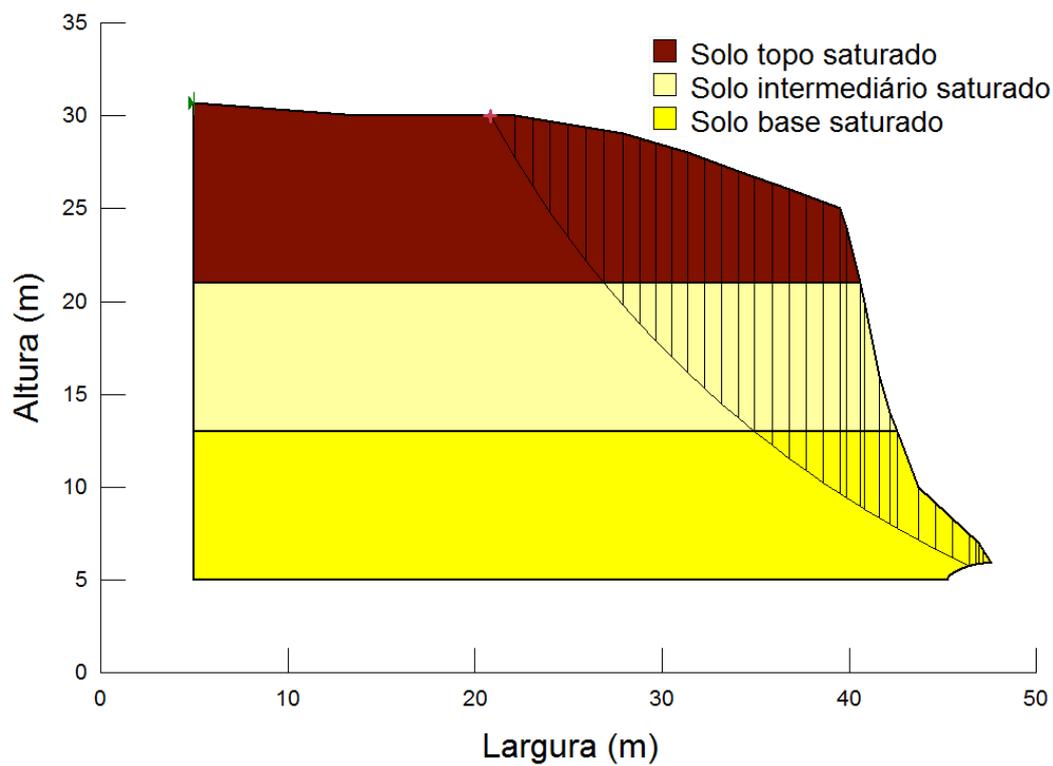


Figura 5.38 - Seção D, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,085

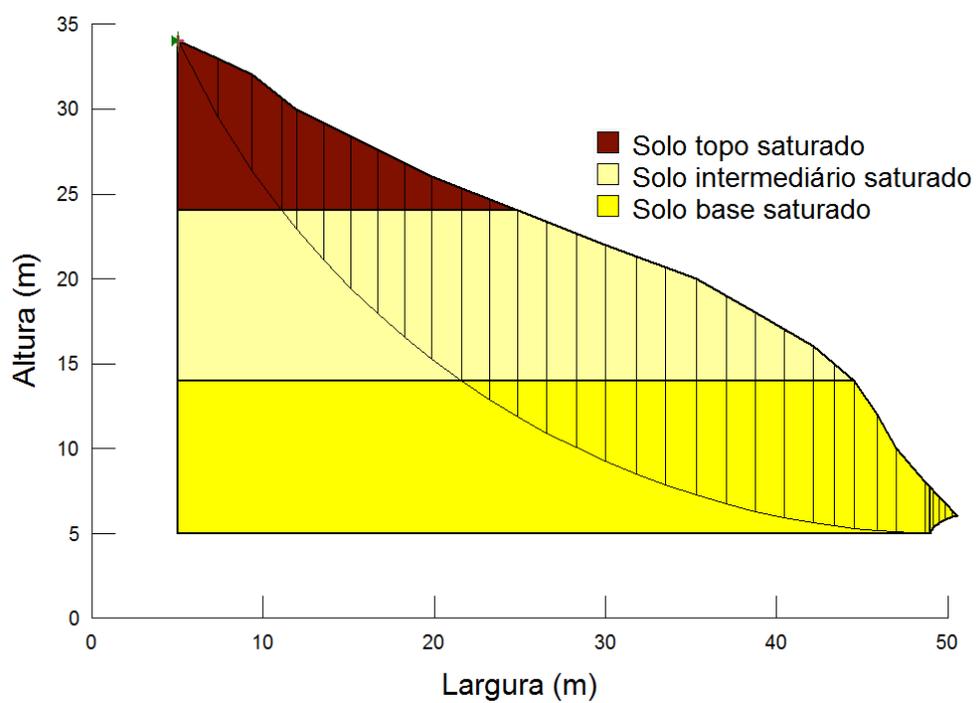


Figura 5.39 - Seção E, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,699

No gráfico da Figura 5.40 é possível observar a relação entre a diminuição dos fatores de segurança com os correspondentes valores de incisão basal. Como foi dito anteriormente, nota-se que a diminuição nos FS é gradual e não ocorre de forma considerável.

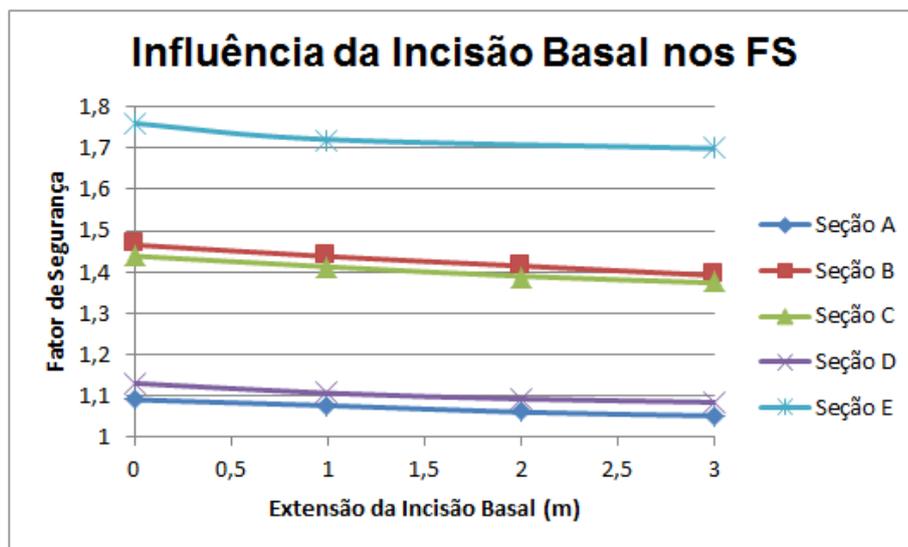


Figura 5.40 - Gráfico indicativo da Influência da Incisão Basal nos Fatores de Segurança (FS) das Seções A, B, C, D e E

### 5.6.2.2. Seção vertical hipotética

Nas análises com a seção hipotética, cujo ângulo com horizontal é de  $90^\circ$ , buscou-se estudar o comportamento do perfil frente ao efeito da frente de saturação. Inicialmente os fatores de segurança foram calculados utilizando os parâmetros naturais do solo (condição não saturada). Após isso, foram feitas simulações de saturação parcial dos solos, tanto na região do topo do perfil quanto na face. Para o estudo escolheu-se a profundidade da frente de saturação variando de 1 m, 2 m, 3 m a 5 m.

Nessas simulações percebeu-se que a configuração limite para que ainda houvesse estabilidade seria com 3 m de capa saturada, onde se obteve dessa forma FS bem próximo a 1. Quando a frente de saturação atinge a profundidade de 5 m, o

perfil já apresentava o  $FS < 1$ . Por fim, para a situação mais extrema, foram utilizados os parâmetros saturados dos solos para toda a massa de solo.

Ficou evidente o efeito da inclinação da seção com a horizontal no tocante à sua estabilidade. Para as seções A, B, C, D e E, os FS deram mais elevados que na seção hipotética completamente saturada. Então, pode-se deduzir que quanto maior o ângulo de inclinação do perfil com a horizontal, menor seu FS e conseqüentemente menor sua estabilidade para as mesmas condições de solos.

#### 5.6.2.2.1. Sem incisão basal

Nas análises com a seção vertical hipotética sem incisão basal foi observado que quando a frente de saturação é de 1 m, a superfície de ruptura passa pelo pé do talude para o menor fator de segurança obtido. Porém, quando atinge 2 m de saturação, a superfície de ruptura crítica passa a ser dentro região saturada. O mesmo se repete nas análises de 3 m e 5 m.

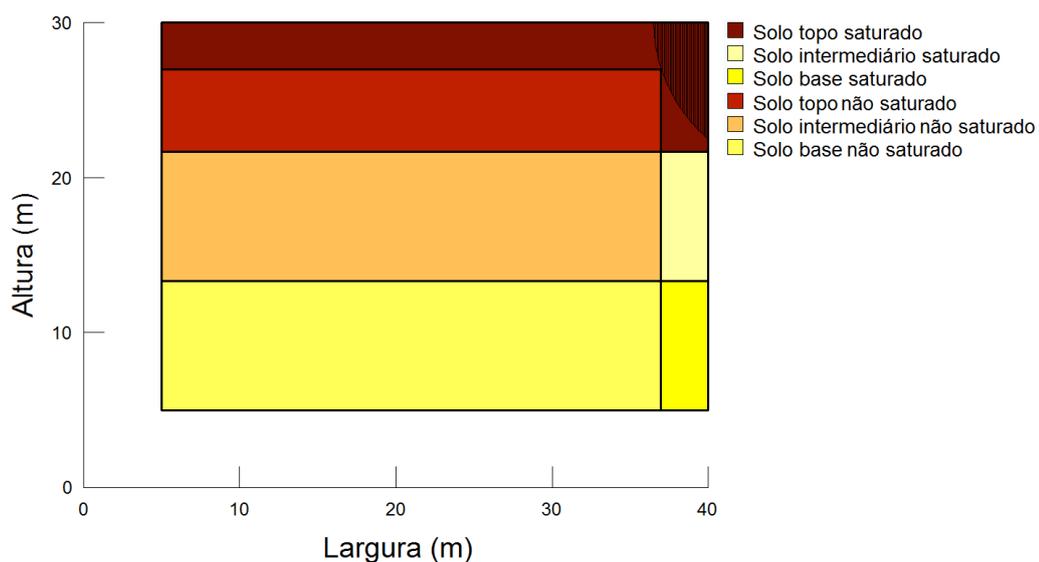
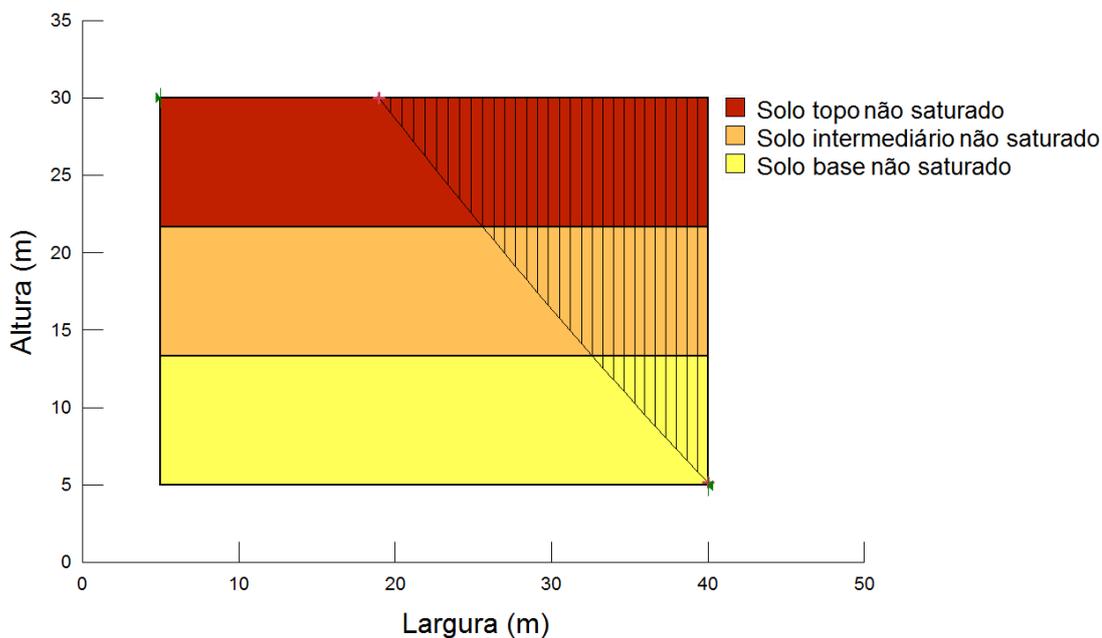
Constatou-se que a configuração crítica para que houvesse estabilidade seria de aproximadamente 3 m de saturação e os resultados estão mostrados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para a Seção Hipotética com diferentes frentes de saturação, sem incisão basal

Perfil sem incisão					
Frente de Saturação	Método				
	Morgenstern-Price	Spencer	Bishop	Janbu	Fellenius
Solo não saturado	<b>2,061</b>	2,062	2,062	2,074	2,065
1 m	1,942	1,948	<b>1,941</b>	1,954	1,952
2 m	1,597	1,432	1,411	1,427	<b>1,153</b>
3 m	1,090	1,087	< 1	1,082	< 1
5 m	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1
Solo saturado	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1

Abaixo estão as superfícies de ruptura críticas para a seção sem incisão basal considerando os parâmetros de solos não saturados (Figura 5.41), com 3 m de capa

saturada (Figura 5.42) e por fim com os solos em seu estado completamente saturado (Figura 5.43).



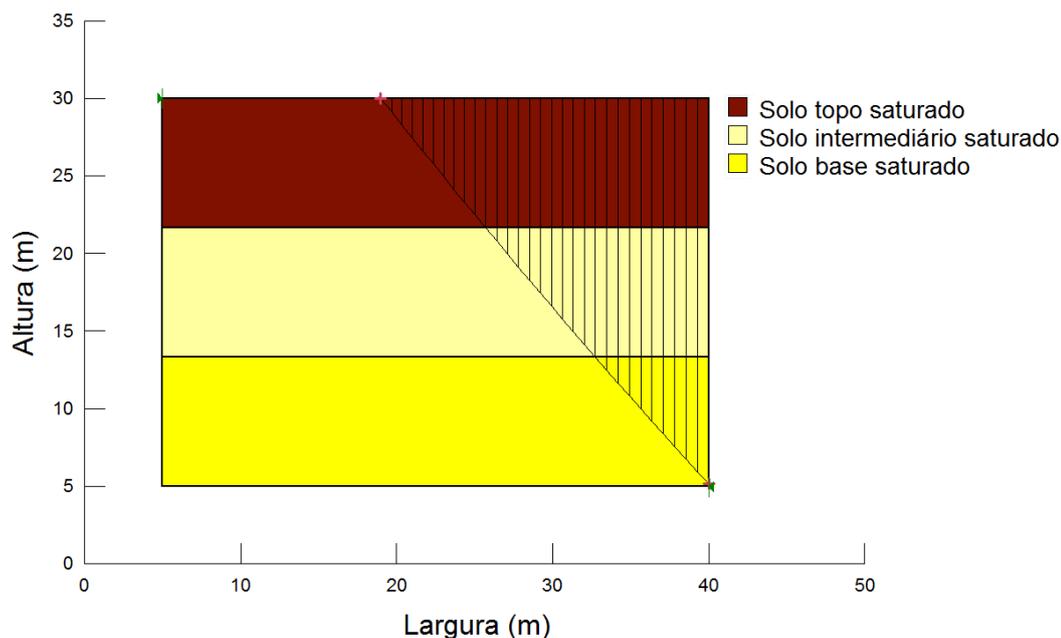


Figura 5.43 - Seção hipotética admitindo solos saturados, sem incisão basal – FS mín < 1

Foi verificado que a diminuição que ocorre nos fatores de segurança quando se compara os parâmetros naturais e saturados dos solos é da ordem de 62% nesta configuração de perfil sem a presença de incisão basal.

#### 5.6.2.2.2. 1 m de incisão basal

Pelas análises com 1 m de incisão basal pôde-se observar o efeito da incisão na estabilidade da falésia vertical hipotética. Foi percebido que a superfície de ruptura continua passando pelo pé do talude, mais especificamente pela incisão basal, para o caso da capa saturada de 1 m.

Observou-se também, que a partir de 2 m de capa saturada, a superfície de ruptura e o respectivo fator de segurança, permanecem iguais à situação sem incisão basal. Isso mostra que a incisão basal não provoca nenhuma instabilidade adicional ao perfil estudado.

A Tabela 5.8 abaixo mostra os fatores de segurança obtidos para essa configuração.

Tabela 5.8 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para a Seção Hipotética com diferentes capas de saturação, com 1 m de incisão basal

Perfil com 1 m de incisão					
Frente de Saturação	Método				
	Morgenstern-Price	Spencer	Bishop	Janbu	Fellenius
Solo natural	1,929	1,965	<b>1,922</b>	1,938	1,970
1 m	1,877	1,877	<b>1,796</b>	1,840	1,860
2 m	1,597	1,432	1,411	1,427	<b>1,153</b>
3 m	1,090	1,087	< 1	1,082	< 1
5 m	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1
Solo saturado	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1

A seguir estão as superfícies de ruptura críticas para a seção com 1 m de incisão basal considerando os parâmetros de solos não saturados (Figura 5.44), com 1 m (Figura 5.45) e 3 m de capa saturada (Figura 5.46) e por fim com os solos em seu estado completamente saturado (Figura 5.47).

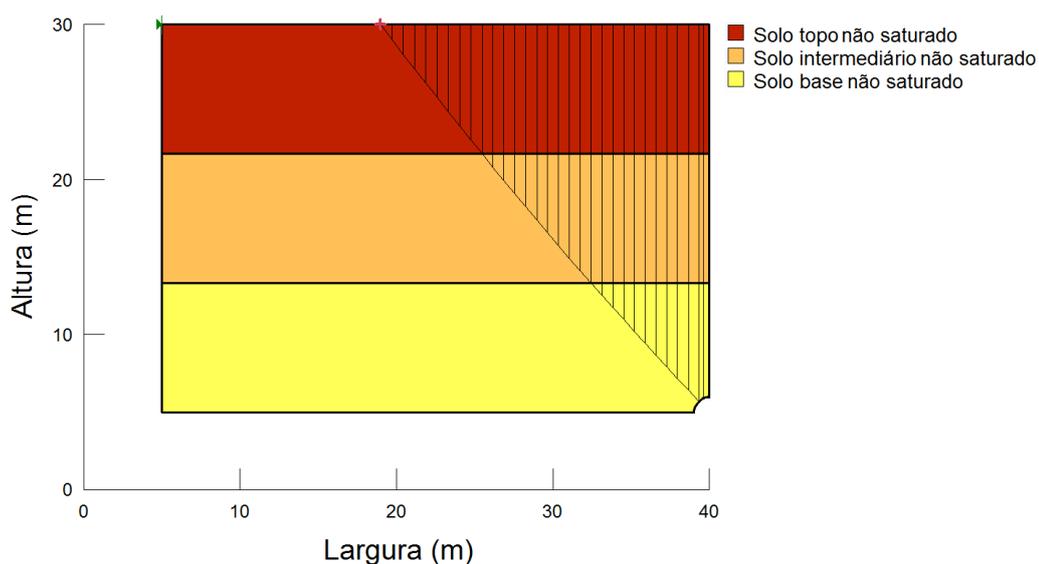


Figura 5.44 - Seção hipotética admitindo solos não saturados, com 1 m de incisão basal – FS mín = 1,922

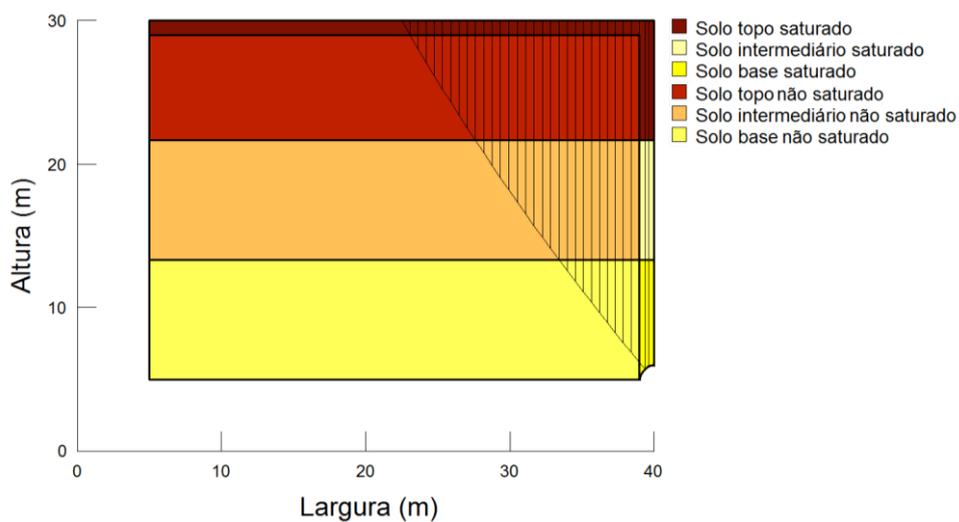


Figura 5.45 - Seção hipotética admitindo capa saturada de 1 m, com 1 m de incisão basal – FS mín = 1,796

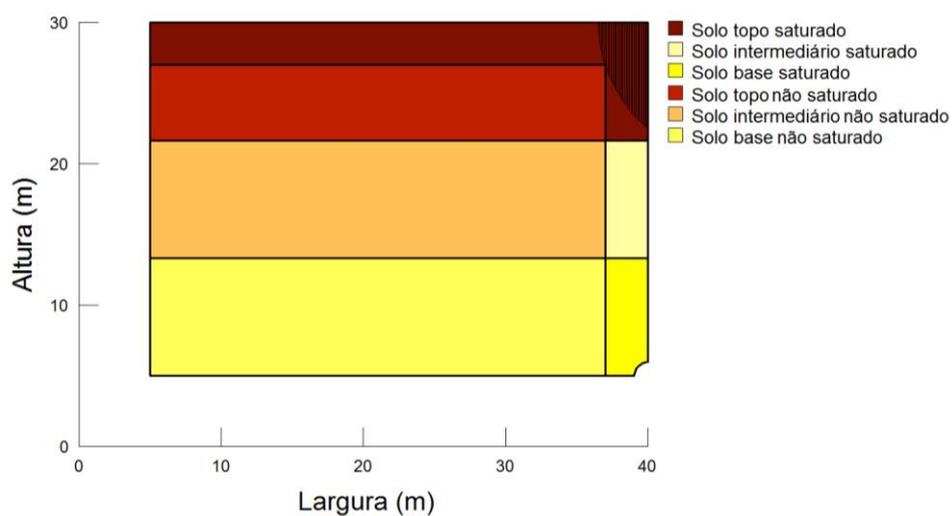


Figura 5.46 - Seção hipotética admitindo capa saturada de 3 m, com 1 m de incisão basal – FS mín < 1

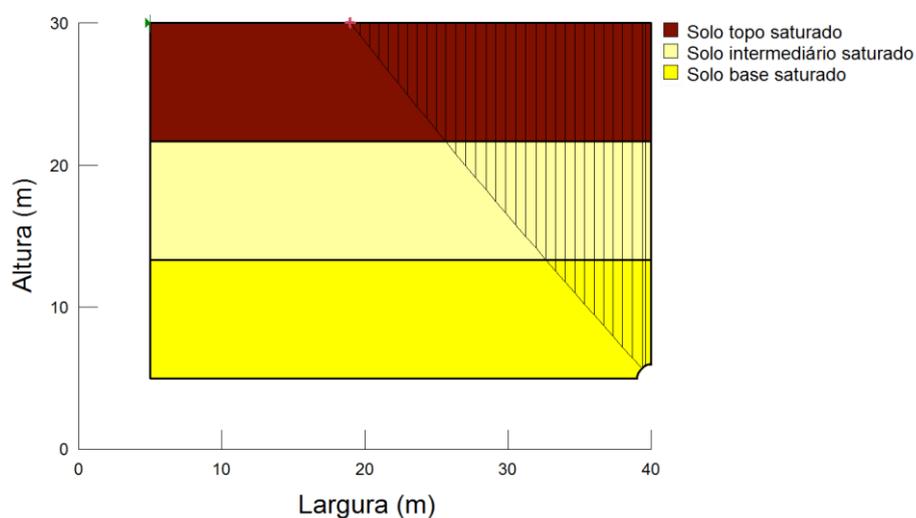


Figura 5.47 - Seção hipotética admitindo solos saturados, com 1 m de incisão basal – FS mín < 1

### 5.6.2.2.3. 2 m de incisão basal

Com o comprimento de 2 m de incisão basal, nota-se que os fatores de segurança (Tabela 5.9) vão diminuindo de forma gradativa nas situações em que se consideraram os parâmetros naturais do solo, 1 m de capa saturada e no estado completamente saturado. O aumento da incisão não provocou novamente nenhum efeito nas seções com capa saturada de 2 m, 3 m e 5 m.

Tabela 5.9 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para a Seção Hipotética com diferentes capas de saturação, com 2 m de incisão basal

Perfil com 2 m de incisão					
Frente de Saturação	Método				
	Morgenstern-Price	Spencer	Bishop	Janbu	Fellenius
Solo natural	1,906	1,947	<b>1,893</b>	1,912	1,953
1 m	1,807	1,847	<b>1,776</b>	1,806	1,856
2 m	1,597	1,432	1,411	1,427	<b>1,153</b>
3 m	1,090	1,087	< 1	1,082	< 1
5 m	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1
Solo saturado	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1

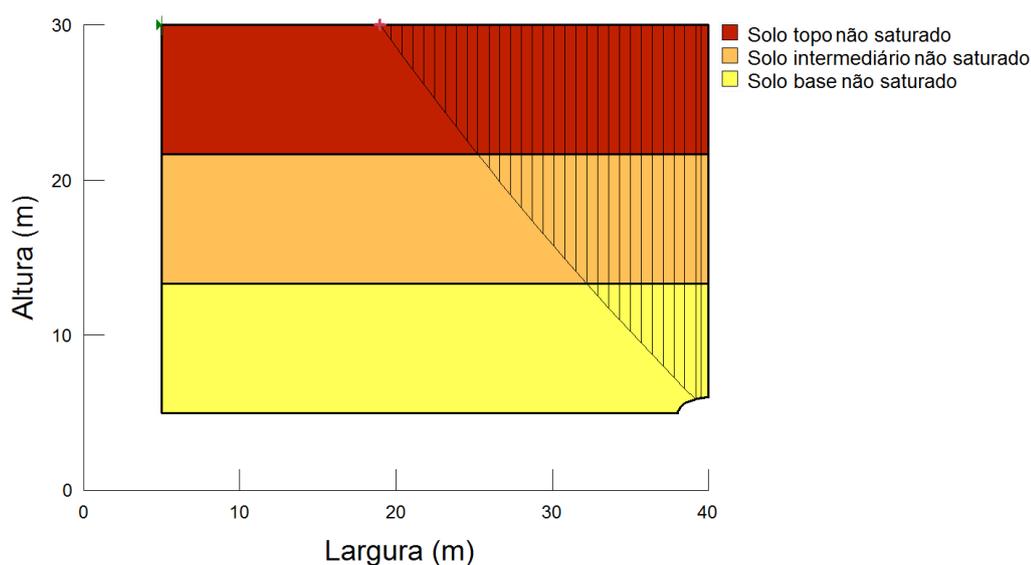


Figura 5.48 - Seção hipotética admitindo solos não saturados, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,893

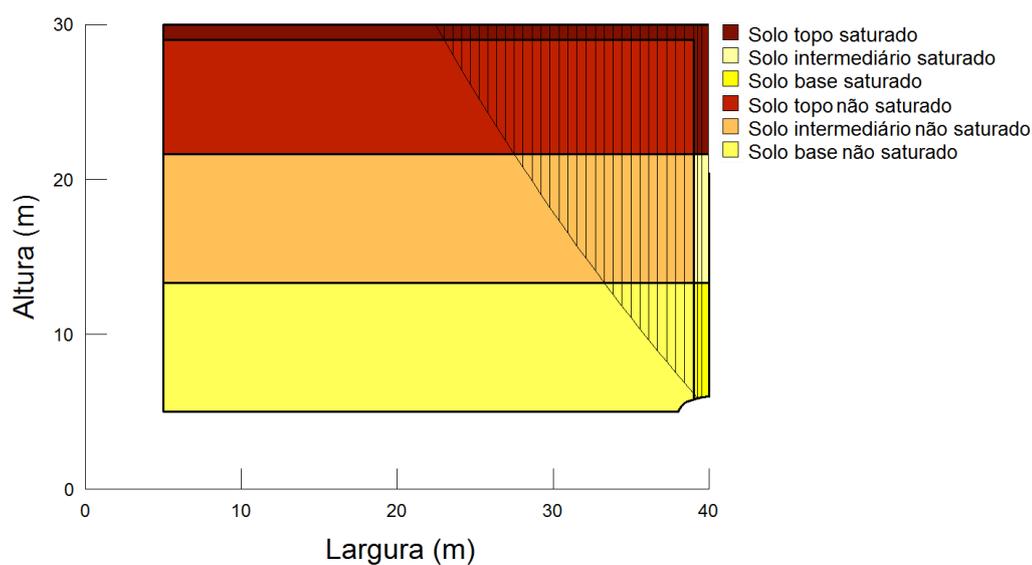


Figura 5.49 - Seção hipotética admitindo capa saturada de 1 m, com 2 m de incisão basal – FS mín = 1,776

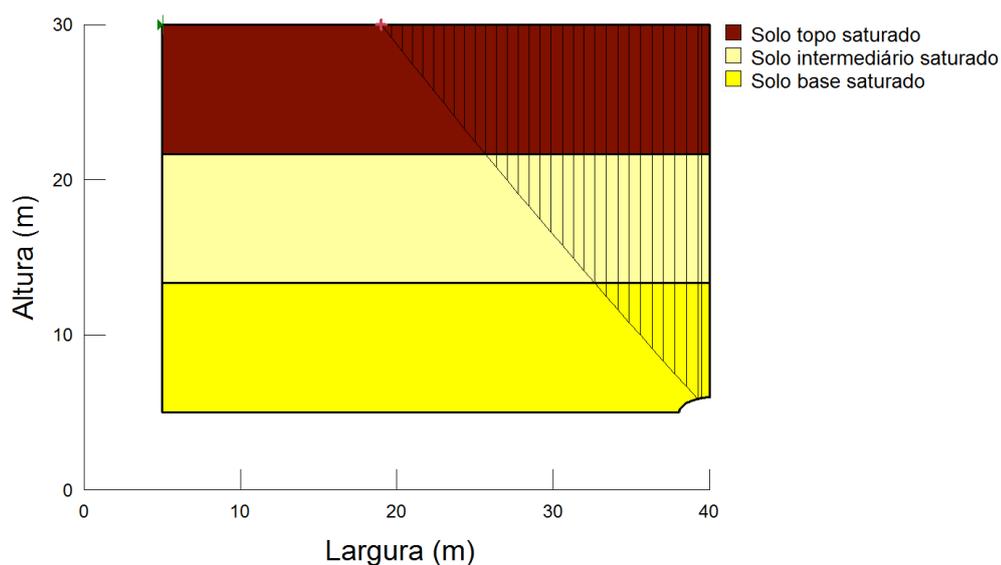


Figura 5.50 - Seção hipotética admitindo solos saturados, com 2 m de incisão basal – FS mín < 1

#### 5.6.2.2.4. 3 m de incisão basal

Analisando a presença da incisão basal de 3 m no perfil estudado, percebe-se que ao admitir os parâmetros naturais do solo, ocorre uma diminuição de apenas 12% no fator de segurança para o caso sem nenhuma incisão. Em relação aos perfis saturados, a diminuição é ainda menor e corresponde a 8%. Os fatores de segurança obtidos estão evidenciados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Fatores de Segurança (FS) obtidos para a Seção Hipotética com diferentes capas de saturação, com 3 m de incisão basal

Perfil com 3 m de incisão					
Capa	Método				
	Morgenstern-Price	Spencer	Bishop	Janbu	Fellenius
Solo natural	1,892	1,935	<b>1,874</b>	1,896	1,942
1	1,789	1,810	<b>1,766</b>	1,796	1,852
2	1,597	1,432	1,411	1,427	<b>1,153</b>
3	1,090	1,087	< 1	1,082	< 1
5	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1
Solo saturado	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1

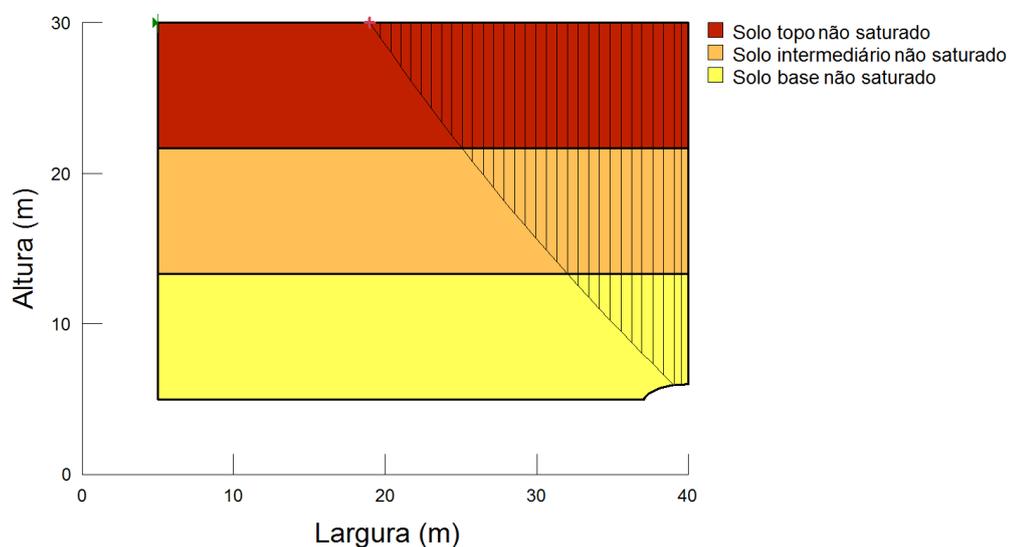


Figura 5.51 - Seção hipotética admitindo solos não saturados, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,874

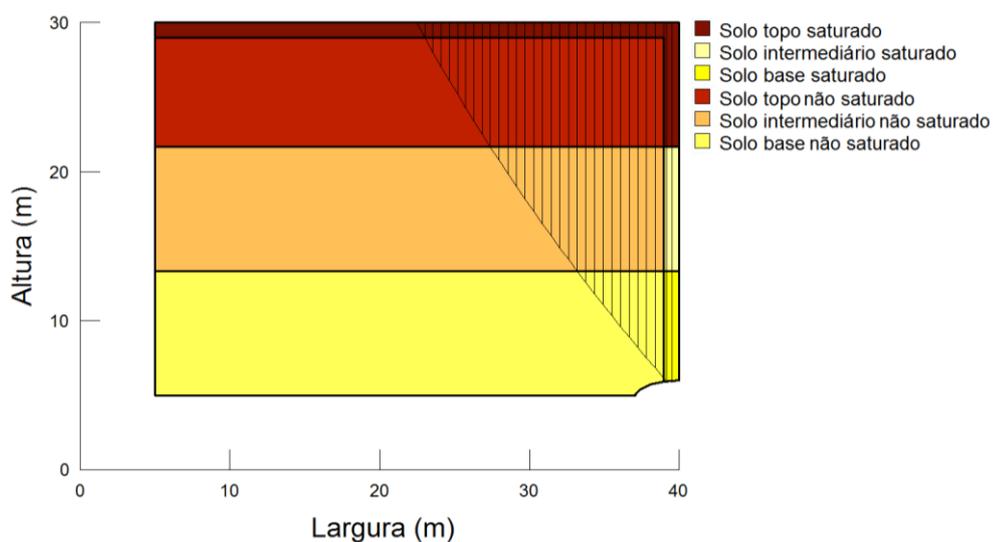


Figura 5.52 - Seção hipotética admitindo camada saturada de 1 m, com 3 m de incisão basal – FS mín = 1,766

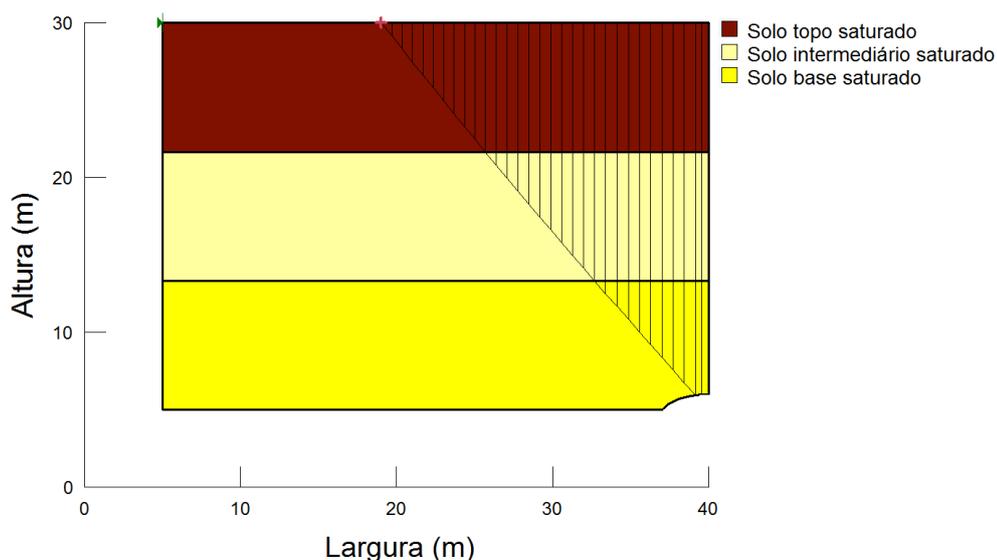


Figura 5.53 - Seção hipotética admitindo solos saturados, com 3 m de incisão basal – FS mín < 1

Para finalizar, o gráfico da Figura 5.54 mostra a influência da incisão basal e da capa saturada nos fatores de segurança para as configurações estudadas, exemplificando na forma de imagem o que foi discutido anteriormente.

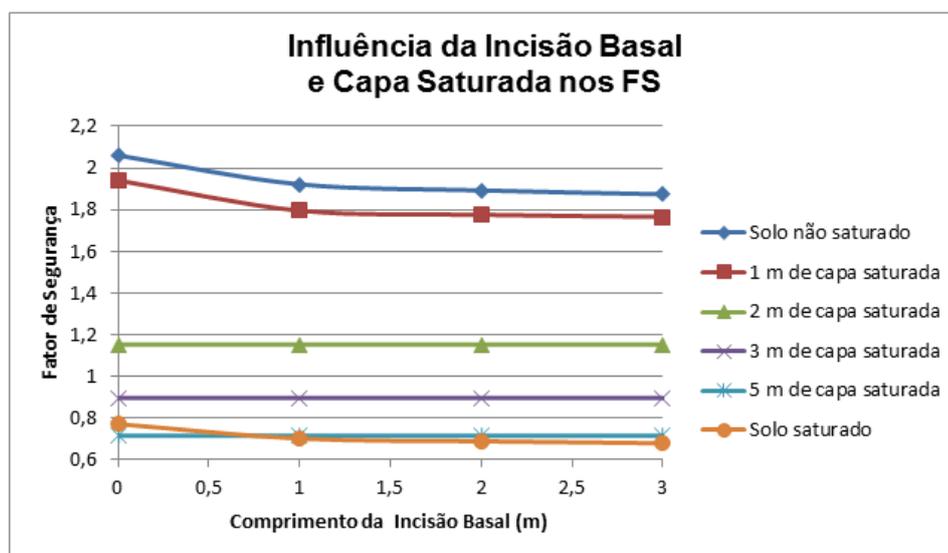


Figura 5.54 - Gráfico indicativo da Influência da Incisão Basal e da Capa Saturada nos Fatores de Segurança (FS) da Seção Hipotética

### 5.6.2.3. Considerações finais

Na Tabela 5.11 abaixo faz-se um comparativo entre os fatores de segurança obtidos pela análise das tensões de tração e pelos métodos convencionais por Equilíbrio-Limite, para os solos completamente saturados. Observa-se que as seções A, B, C e E estão estáveis de acordo com as duas análises realizadas, enquanto que a seção D apresentou FS < 1 apenas para a análise de tração. Isso significa que esta seção poderia apresentar pequenas regiões instáveis onde as tensões de tração são maiores que a resistência à tração considerada.

Tabela 5.11 - Comparação dos FS obtidos nas Análises de Estabilidade realizadas

Seção	Incisão Basal							
	Nenhuma		1 m		2 m		3 m	
	Tração	Eq. Limite	Tração	Eq. Limite	Tração	Eq. Limite	Tração	Eq. Limite
A	2,745	1,091	< 1	1,077	< 1	1,061	< 1	1,052
B	*	1,466	< 1	1,438	< 1	1,415	< 1	1,392
C	4,247	1,439	2,88	1,413	< 1	1,39	< 1	1,374
D	< 1	1,131	< 1	1,107	< 1	1,093	< 1	1,085
E	22,001	1,76	**	**	< 1	1,721	< 1	1,699
Vertical Hipotética	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1
* Não surgiu tensões de tração na seção								
** Não pôde ser feita a incisão basal de 1 m								

Considerando a presença da incisão basal, conclui-se que nas regiões próximas a incisão, as tensões de tração em praticamente todas as seções são maiores que a resistência à tração do solo, exceto para o caso da seção C com 1 m de incisão basal. Pelos métodos por Equilíbrio-Limite, os FS são todos maiores que 1.

Já a seção vertical hipotética apresentou todos os FS < 1 para a condição de saturação completa dos materiais.

Para o caso das seções sem incisão basal, a situação mais próxima da ruptura é a das seções A e D com fatores de segurança de variando entre 1,091 e 1,131 no método de Janbu. Para estas seções a superfície crítica é bastante profunda, incompatível com o que vem sendo observado em campo e amplamente relatado nos trabalhos realizados em outras áreas de falésias no litoral do Rio Grande do Norte, por Silva (2003), Severo (2005), Braga (2005), Santos Jr *et al.* (2008), Souza Jr (2013) e Ribeiro (2015).

De fato, os trabalhos mencionados relatam a ocorrência de movimentos de massas em falésias do tipo queda de blocos, tombamento de blocos e deslizamentos superficiais, conforme mostrado na Figura 2.1. Não há registros de movimentos de grande profundidade na área estudada no presente trabalho, nem em outras falésias do Rio Grande do Norte. Considera-se, portanto, que os métodos de equilíbrio limite não refletem bem as condições de estabilidade das falésias, visto que não detectam as ocorrências de quedas de blocos, assim como não identificam as rupturas superficiais observadas no campo.

Em relação à análise proposta do Collins e Sitar (2011), observou-se que exemplifica o tipo de ruptura observado nas falésias objeto de estudo deste trabalho. Ao observar as tensões de tração, constata-se que principalmente na face da falésia surgem tensões, que contribuem para o deslocamento de material ou queda de blocos, quando os valores ultrapassam a resistência à tração do solo. Tensões de tração também se desenvolvem em algumas regiões do topo das seções, sendo responsáveis por provocar o surgimento de fendas de tração, que são frequentemente observadas nas falésias da Barreira do Inferno.

## 6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este trabalho trata-se de uma pesquisa pioneira na região da Barreira do Inferno e aborda a caracterização geotécnica dos solos das falésias, onde se buscou identificar e classificá-los de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). Foram classificados como areia argilosa (SC), areia argilo-siltosa (SC-SM) e areia mal graduada (SP).

Obteve-se valor médio de  $2,7 \text{ kN/m}^3$  para a gravidade específica das amostras ensaiadas. Em relação ao peso específico natural dos solos, apresentou valor médio de  $18,1 \text{ kN/m}^3$  para o solo base,  $17,2 \text{ kN/m}^3$  para o solo intermediário e  $16,9 \text{ kN/m}^3$  para o solo topo.

Em relação aos dados obtidos nos ensaios triaxiais do tipo CU, os valores do intercepto de coesão e ângulo de atrito foram respectivamente:  $60,6 \text{ kPa}$  e  $27,6^\circ$  - solo base,  $53,3 \text{ kPa}$  e  $12,1^\circ$  - solo intermediário,  $16,7 \text{ kPa}$  e  $28,9^\circ$  - solo topo. Já os ensaios do tipo CW, chegaram aos seguintes resultados, respectivamente:  $192,1 \text{ kPa}$  e  $36,4^\circ$  - solo base,  $174,4 \text{ kPa}$  e  $30,8^\circ$  - solo intermediário,  $97,6 \text{ kPa}$  e  $35,3^\circ$  - solo topo.

Com relação aos efeitos da variação do teor de umidade nos ensaios realizados, observa-se que ocorre uma diminuição pouco expressiva no ângulo de atrito quando se compara a condição saturada com a umidade natural. No que diz respeito ao intercepto de coesão, apresenta valores elevados na condição natural, sofrendo um decréscimo considerável quando o solo é submetido à saturação. O solo topo sofreu a maior diminuição do intercepto de coesão por saturação, com redução de aproximadamente 83 %, o solo intermediário sofreu redução de 61 % e o solo base apenas de 24 %.

Para os ensaios de resistência à compressão simples, foram obtidos os valores médios de  $505,8 \text{ kPa}$  – solo base,  $468,7 \text{ kPa}$  – solo intermediário e  $294,1 \text{ kPa}$  – solo topo. Já em relação à resistência à compressão diametral, os valores médios foram  $62,3 \text{ kPa}$  – solo base,  $39,7 \text{ kPa}$  – solo intermediário e  $25,9 \text{ kPa}$  – solo topo.

Através das Análises de Estabilidade por tensões de tração como também pelos Métodos por Equilíbrio-limite, observou-se que até mesmo na condição de saturação completa, as seções estudadas A, B, C, D e E apresentam valores baixos

de tensões de tração e valores altos de fatores de segurança, garantindo a estabilidade das mesmas em condições críticas, pouco prováveis de acontecer na realidade.

Em relação à seção hipotética, foi possível perceber que para taludes verticais, a saturação influencia significativamente na estabilidade da falésia. Foram feitas várias simulações, avançando a frente de saturação, até obter uma configuração crítica em termos de estabilidade, com fatores de segurança bem próximos a 1. Foi visto também que a partir de 2 m de capa saturada, a superfície de ruptura se dá dentro da capa saturada, diferindo das situações com teor de umidade natural ou saturação completa.

Constatou-se que a progressão do comprimento da incisão basal nas falésias analisadas não influencia significativamente nos fatores de segurança obtidos, assim como nas tensões de tração que surgem na face da falésia. Claramente viu-se que conforme a incisão basal vai aumentando, as tensões de tração aumentam pouco e os fatores de segurança diminuem, de forma que os valores não são significativos. Percebeu-se que a configuração crítica seria a de taludes mais íngremes, com inclinações da ordem de  $90^\circ$ , em condição de saturação completa dos solos.

Como recomendações, para uma análise mais precisa, seria necessário fazer ensaios de resistência à compressão diametral tanto com o teor de umidade natural, quanto saturada parcialmente, a fim de comparar as tensões de tração que surgem nas falésias completamente saturadas com a respectiva resistência à tração dos solos saturados. Sabe-se que esse valor diminui conforme o solo vai sendo saturado, mas a diminuição varia bastante de acordo com o solo.

Os movimentos de massa que ocorrem nas falésias da área de estudo são na forma de tombamentos, queda de blocos ou desprendimento de material das falésias. Com o estudo aqui abordado, foi possível observar que as regiões submetidas a tensões de tração maiores que a resistência à tração sofreriam desprendimento de parte do material da face da falésia, coerente com o que vem sendo registrado nas falésias do litoral do Rio Grande do Norte. Esses resultados foram comparados com os fatores de segurança obtidos pelos Métodos por Equilíbrio-limite, mas sabe-se que as superfícies de ruptura reais são bastante profundas e não condiz com o que realmente acontece na prática.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALHEIROS, M. M. & LIMA FILHO, M. F. 1991. **Revisão geológica da faixa sedimentar costeira de Pernambuco, Paraíba e do Rio Grande do Norte – A Formação Barreiras**, Estudos Geológicos, Série B, 10: 77-88.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. D7181-11. **Standard test method for consolidated drained triaxial compression test for soils**. ASTM International: West Conshohocken, USA, 2011.

ANDERSON, M. G.; RICHARDS, K. S. **Slope stability: geotechnical engineering and geomorphology**. John Wiley & Sons, 1987.

ARKIN, Y.; MICHAELI, L. **Short-and long-term erosional processes affecting the stability of the Mediterranean coastal cliffs of Israel**. Engineering Geology, v. 21, n. 1, p. 153-174, 1985.

ASHFORD, S. A.; SITAR, N. **Simplified method for evaluating seismic stability of steep slopes**. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, v. 128, n. 2, p. 119-128, 2002.

ASHFORD, S. A; YOUNG, A. P. **Instability investigation of cantilevered seacliffs**. Earth Surface Processes and Landforms, v. 33, n. 11, p. 1661-1677, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12770: Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13601: Solo - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio do torrão (*crumb test*) - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de Solo – Preparação Para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica.** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade.** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Análise Granulométrica.** Rio de Janeiro, 2016.

BARBOSA, José Antonio et al. **Estratigrafia da faixa costeira Recife-Natal (bacia da Paraíba e plataforma de Natal), NE Brasil.** Estudos Geológicos, Recife, v. 17, n. 2, p. 3-30, 2007.

BARRETO, Alcina Magnólia Franca et al. **Geologia e geomorfologia do Quaternário costeiro do Estado do Rio Grande do Norte.** Geologia USP. Série Científica, v. 4, n. 2, p. 1-12, 2004.

BRAGA, K. G. **O Uso de Checklist na Identificação de Processos Erosivos Costeiros.** 2005. Dissertação (Mestrado Em Engenharia Sanitária) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Sanitária da Universidade Federal do Rio Grande do Norte. 2005.

BROMHEAD, E. N. **The Stability of Slopes.** New York: Surrey University Press, 1986.

BUDETTA, P.; GALIETTA, G.; SANTO, A. **A methodology for the study of the relation between coastal cliff erosion and the mechanical strength of soils and rock masses.** Engineering Geology, v. 56, n. 3, p. 243-256, 2000.

BUDETTA, P.; SANTO, A.; VIVENZIO, F. **Landslide hazard mapping along the coastline of the Cilento region (Italy) by means of a GIS-based parameter rating approach.** Geomorphology, v. 94, n. 3, p. 340-352, 2008.

CHOWDHURY, R.; FLENTJE, P.; BHATTACHARYA, G. **Geotechnical slope analysis.** Crc Press, 2009.

COLLINS, B. D.; SITAR, N. (2008). **Processes of coastal bluff erosion in weakly lithified sands, Pacifica, California, USA.** Geomorphology, 97, 483–501.

- COLLINS, B. D.; SITAR, N. (2009) **Geotechnical properties of cemented sands in steep slopes**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 135, nº 10, 1359–66.
- COLLINS, B.D.; SITAR, N. (2011). **Stability of steep slopes in cemented sands**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 137, n. 1, p. 43-51.
- DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. Thomson Learning, 2007.
- DUPERRET, A. *et al.* **Coastal rock cliff erosion by collapse at Puys, France: the role of impervious marl seams within chalk of NW Europe**. Journal of Coastal Research, p. 52-61, 2002.
- EDIL, T. B.; VALLEJO, L. E. **Mechanics of coastal landslides and the influence of slope parameters**. Engineering Geology, v. 16, n. 1-2, p. 83-96, 1980.
- EMERY, K. O.; KUHN, G. G. **Sea cliffs: their processes, profiles, and classification**. Geological Society of America Bulletin, v. 93, n. 7, p. 644-654, 1982.
- GEO-SLOPE International. **User Manual, SIGMA/W**. Calgary, Albert, Canada. 2009.
- GERSCOVICH, D. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos. 2012.
- HUNGR, O.; LEROUEIL, S.; PICARELLI, L. **The Varnes classification of landslide types, an update**. Landslides, v. 11, n. 2, p. 167-194, 2014.
- NASCIMENTO, K. C. **Monitoramento por DGPS e análise dos processos erosivos da linha de costa na praia de Pirangi do Norte – Parnamirim/RN**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) – UFRN, Natal.
- RIBEIRO, J. R. C. **Análise paramétrica da estabilidade de falésias e estudo de caso da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul/RN**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFRN, Natal.
- RÍO, L. Del; GRACIA, F. J.; BENAVENTE, J. **Mass movements and cliff retreat along the SW Spanish coast**. Journal of Coastal Research, p. 717-721, 2009.
- 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 do**

**Brasil.** Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, SPG, ABMS, ABGE, n. 114, p. 71-90, 2008.

SEVERO, R. N. F. **Análise da Estabilidade das Falésias entre Tibau do Sul e Pipa-RN.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Sanitária da Universidade Federal do Rio Grande do Norte. 2005.

SEVERO, R. N. F. **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.** 2011. 2011. Tese de Doutorado. Tese Doutorado em Engenharia Civil. UFPE. Recife.

SILVA, W. de S. **Estudo da Dinâmica Superficial e Geotécnico das Falésias do Município de Tibau do Sul – Litoral Oriental do RN.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) – UFRN, Natal.

SOUZA JÚNIOR, Carlos de. **Análise de estabilidade de falésias na zona costeira de Baía Formosa-RN.** 2013. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

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.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN: 2017.

TAYLOR, D. W. (1948) **Fundamentals of soil mechanics.** Wiley, New York, 406-479.

THORNE, C. R.; TOVEY, N. K. **Stability of composite river banks.** Earth Surface Processes and Landforms, v. 6, n. 5, p. 469-484, 1981.

VARNES, David J. **Slope movement types and processes.** Transportation Research Board Special Report, n. 176, 1978.