

CLEVERSON ALVES DE LIMA

**AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE TALUDES EM ÁREAS DE RISCO DE
MOVIMENTO DE MASSA POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO NA ÁREA
URBANA DE VIÇOSA - MG**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para a obtenção do título de *Magister Scientiae*

**VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2014**

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

L732a
2014
Lima, Cleverson Alves de, 1981-
Avaliação da estabilidade de taludes em áreas de risco de movimento de massa por meio de ensaios de campo na área urbana de Viçosa - MG / Cleverson Alves de Lima. – Viçosa, MG, 2014.
xvi, 166f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui anexo.

Orientador: Enivaldo Minette.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.153-156.

1. Taludes (Mecânica do solo). 2. Solos - Estabilidade.
3. Pressiômetro de Menárd. 4. Defesa civil. 5. Desastres naturais.
I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.
II. Título.

CDD 22. ed. 624.151363

CLEVERSON ALVES DE LIMA

**AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE TALUDES EM ÁREAS DE RISCO DE
MOVIMENTO DE MASSA POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO NA ÁREA
URBANA DE VIÇOSA - MG**

Dissertação apresentada à Universidade
Federal de Viçosa, como parte das
exigências do Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil, para a
obtenção do título de *Magister Scientiae*

APROVADA: 28 de Fevereiro de 2014


Roberto Francisco de Azevedo
Co-Orientador


Marcelo Cid de Amorim


Iraci Enivaldo Murta
Orientador

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me manter sempre firme em meus propósitos e por me ajudar a concluir mais uma etapa da minha vida.

À Universidade Federal de Viçosa, por intermédio do Departamento de Engenharia Civil, pela oportunidade de realizar o curso.

À CAPES, Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela concessão da bolsa de mestrado.

Ao meu orientador, Professor Enivaldo Minette, pela orientação, discussões e incentivo em realizar este trabalho.

Aos funcionários, Paulo Afonso (P3), Júlio Carlos e Jorge, do Laboratório de Engenharia Civil, pela paciência, auxílio e prestatividade.

A galera da república, Lucas, Adeilton e Evandro, pelo social realizado nas madrugadas; aos amigos Wesley Snipes, Marcolino e Sady, pela atenção e companheirismo; aos colegas do curso, Thais e Daniel, cujo apoio e amizade contribuíram durante o período de trabalho; e a minha namorada Andressa por aguentar a minha amolação do dia a dia. Além de minha família pelo grande apoio dado nesta jornada.

E a todos que direta ou indiretamente contribuíram para a realização desse trabalho.

Agradeço

SUMÁRIO

	Pág.
LISTA DE FIGURAS	vi
LISTA DE TABELAS	x
RESUMO	xiii
ABSTRACT	xiv
1 INTRODUÇÃO	
1.1 Importância da pesquisa	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Estrutura do trabalho	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	
2.1 Introdução	4
2.2 Classificação dos movimentos de massa	5
2.3 Condicionantes naturais	9
2.4 Condicionantes antrópicas	11
2.5 Identificação, análise e mapeamento de risco – método do ministério das cidades	11
2.6 Ensaio pressiométrico de Ménard	15
2.6.1 Histórico e evolução	15
2.6.2 Fundamentação teórica	18
2.6.3 Descrição do ensaio	21
2.6.3.1 Saturação do sistema	21
2.6.3.2 Calibrações	22
2.6.3.3 Ensaio PMT no campo	24
2.6.4 Parâmetros do ensaio	25
2.6.5 Parâmetros e interpretação dos resultados	27
2.6.6 Curva de <i>creep</i>	29
2.6.7 Tensão horizontal no repouso	29
2.6.8 Classificação dos solos	30
2.6.9 Erros comuns	31
2.7 Análise de estabilidade	34
2.7.1 Tipos de análise	36
2.7.2 Método das fatias	38
2.7.2.1 Método de Bishop	40

2.7.2.2	Método de Janbu	41
2.7.2.3	Método de Morgestern-Price	43
2.7.2.4	Resumo dos métodos	44
3	MATERIAIS E MÉTODOS	
3.1	Caracterização da área de Viçosa-MG	45
3.2	Caracterização Geológico-Geotécnica de Viçosa-MG	46
3.3	Localização ensaios de campo	48
3.4	Carta geotécnica de Viçosa-MG	50
3.5	Equipamentos de campo	50
3.6	Metodologia de ensaio	54
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	
4.1	Resultados da calibração do PMT	60
4.2	Análise dos Taludes	
4.2.1	Talude 01 – Rua Mato Grosso	62
4.2.2	Talude 02 – Rua Paraná	69
4.2.3	Talude 03 – Rua Vicentina de Barros	77
4.2.4	Talude 04 – Rua Major A. Santana	82
4.2.5	Talude 05 – Rua Shotaro Shimoya	89
4.2.6	Talude 06 – Estrada Posses	95
4.2.7	Talude 07 – Rua José Rocha Filho	102
4.2.8	Talude 08 – Rua José Santana	109
4.2.9	Talude 09 – Rua Juscelino Kubitschek	116
4.2.10	Talude 10 – Rua Rio Doce	123
4.2.11	Talude 11- Rua da Mariquinha	130
4.2.12	Talude 12 – Rua Emídio Dorneles	137
4.2.13	Talude 13 – Av. Brasil	144
5	CONCLUSÃO	151
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	153
7	ANEXOS	157

LISTA DE FIGURAS

	Pág.	
Figura 2.1.a	Árvores inclinadas e degraus que indicam rastejo	6
Figura 2.1.b	Perfil esquemático do rastejo	6
Figura 2.2.a	Acidente de escorregamento planar devido a ocupação	7
Figura 2.2.b	Perfil esquemático do escorregamento planar	7
Figura 2.2.c	Escorregamento circular	7
Figura 2.2.d	Perfil esquemático do escorregamento circular	7
Figura 2.2.e	Escorregamento em cunha	7
Figura 2.2.f	Perfil esquemático do escorregamento em cunha	7
Figura 2.2.g	Área de risco de processos de quedar de rocha	7
Figura 2.2.h	Perfil do processo de queda de blocos	7
Figura 2.3.a	Acidente associado ao processo de corrida	8
Figura 2.3.b	Perfil esquemático de processo de tipo de corrida	8
Figura 2.4	Primeira sonda pressiométrica desenvolvida por Kögler	16
Figura 2.5	Aspecto dos pressiômetro desenvolvidos por Ménard	16
Figura 2.6	Tipos de pressiômetros	18
Figura 2.7	Pressiômetro de Ménard, tipo GC	19
Figura 2.8	Efeitos de borda em uma sonda pressiométrica	20
Figura 2.9	Sonda pressiométrica E dilatada com suas células de guarda em evidência	20
Figura 2.10	Sonda pressiométrica GC/GB dilatada sem as células de guarda	21
Figura 2.11	Calibração da sonda não confinada	23
Figura 2.12	Calibração da sonda confinada	24
Figura 2.13	Curva obtida através do ensaio pressiométrico de Ménard	26
Figura 2.14	Pressão limite: relação entre o volume injetado e o volume da cavidade	27
Figura 2.15	Obtenção da pressão limite (P_L)	28
Figura 2.16	Curva de fluência para determinar P_0 e P_F	29
Figura 2.17	Distribuição não uniforme das tensões	31
Figura 2.18	Curvas pressiométricas com erro devido ao furo mal executado	32
Figura 2.19	Diferencial de pressão	33

Figura	2.20	Localização correta do operador	33
Figura	2.21	Equilíbrio de forças e momentos	37
Figura	2.22	Obtenção do FS por iteração	37
Figura	2.23	Esforços na fatia n e polígono de forças detalhado	38
Figura	2.24	Análises da Estabilidade de Taludes	40
Figura	2.25	Figura esquemática, método de Bishop	41
Figura	2.26	Figura esquemática, método de Janbu	41
Figura	2.27	Parâmetros do método de Janbu simplificado	42
Figura	2.28	Esforços na fatia n, método Morgenstern-Price	43
Figura	2.29	Localização do município de Viçosa-MG	45
Figura	3.1	Mapa de risco de Viçosa-MG	48
Figura	3.2	Trado tipo cavadeira cônico, padrão holandês	51
Figura	3.3	Esquema do pressiômetro de Ménard	51
Figura	3.4	Esquema da sonda GC dilatada com pressão diferencial	52
Figura	3.5	Locais onde foram realizados os ensaios de campo	54
Figura	3.6	Curva pressiométrica corrigida típica	56
Figura	4.1	Ensaio de campo PMT-01	62
Figura	4.2	Curva corrigida do ensaio PMT-01	63
Figura	4.3	PMT-01 - Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese considerada	65
Figura	4.4	PMT-01 - Evolução do FS em suas respectivas hipóteses	68
Figura	4.5	Ensaio de campo PMT-02	69
Figura	4.6	Curva corrigida do ensaio PMT-02	70
Figura	4.7	PMT-02 - Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese considerada	72
Figura	4.8	PMT-02 - Evolução do FS em suas respectivas hipóteses	75
Figura	4.9	Curva corrigida do ensaio PMT-03	77
Figura	4.10	PMT-03 - Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese considerada	79
Figura	4.11	PMT-03 - Evolução do FS em suas respectivas hipóteses	80
Figura	4.12	Ensaio de campo PMT-04	82
Figura	4.13	Curva corrigida do ensaio PMT-04	83
Figura	4.14	PMT-04 - Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese considerada	85

Figura	4.15	PMT-04 - Evolução do FS em suas respectivas hipóteses	87
Figura	4.16	Ensaio de campo PMT-05	89
Figura	4.17	Curva corrigida do ensaio PMT-05	90
Figura	4.18	PMT-05 - Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese considerada	92
Figura	4.19	PMT-05 - Evolução do FS em suas respectivas hipóteses	94
Figura	4.20	Ensaio de campo PMT-06	95
Figura	4.21	Curva corrigida do ensaio PMT-06	96
Figura	4.22	PMT-06 - Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese considerada	98
Figura	4.23	PMT-06 - Evolução do FS em suas respectivas hipóteses	101
Figura	4.24	Ensaio de campo PMT-07	102
Figura	4.25	Curva corrigida do ensaio PMT-07	103
Figura	4.26	PMT-07 - Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese considerada	105
Figura	4.27	PMT-07 - Evolução do FS em suas respectivas hipóteses	107
Figura	4.28	Ensaio de campo PMT-08	109
Figura	4.29	Curva corrigida do ensaio PMT-08	110
Figura	4.30	PMT-08 - Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese considerada	112
Figura	4.31	PMT-08 - Evolução do FS em suas respectivas hipóteses	114
Figura	4.32	Ensaio de campo PMT-09	116
Figura	4.33	Curva corrigida do ensaio PMT-09	117
Figura	4.34	PMT-09 - Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese considerada	119
Figura	4.35	PMT-09 - Evolução do FS em suas respectivas hipóteses	122
Figura	4.36	Ensaio de campo PMT-10	123
Figura	4.37	Curva corrigida do ensaio PMT-10	124
Figura	4.38	PMT-10 - Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese considerada	126
Figura	4.39	PMT-10 - Evolução do FS em suas respectivas hipóteses	128
Figura	4.40	Ensaio de campo PMT-11	130
Figura	4.41	Curva corrigida do ensaio PMT-11	131
Figura	4.42	PMT-11 - Análise de estabilidade com obtenção do FS	133

		mínimo e hipótese considerada	
Figura	4.43	PMT-11 - Evolução do FS em suas respectivas hipóteses	136
Figura	4.44	Ensaio de campo PMT-12	137
Figura	4.45	Curva corrigida do ensaio PMT-12	138
Figura	4.46	PMT-12 - Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese considerada	140
Figura	4.47	PMT-12 - Evolução do FS em suas respectivas hipóteses	142
Figura	4.48	Curva corrigida do ensaio PMT-13	144
Figura	4.49	PMT-13 - Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese considerada	147
Figura	4.50	PMT-13 - Evolução do FS em suas respectivas hipóteses	149
	7	Anexo	
Figura	7.1	Local onde foi realizado o ensaio PMT-01	157
Figura	7.2	Local onde foi realizado o ensaio PMT-02	158
Figura	7.3	Local onde foi realizado o ensaio PMT-03	159
Figura	7.4	Local onde foi realizado o ensaio PMT-04	160
Figura	7.5	Local onde foi realizado o ensaio PMT-05	161
Figura	7.6	Local onde foi realizado o ensaio PMT-06	162
Figura	7.7	Local onde foi realizado o ensaio PMT-07	163
Figura	7.8	Local onde foi realizado o ensaio PMT-08	164

LISTA DE TABELAS

		Pág.
Tabela 2.1	Característica da dinâmica dos movimentos de encostas	8
Tabela 2.2	Agentes e causas dos movimentos de massa	9
Tabela 2.3	Ficha de campo proposta para os levantamentos de campo	13
Tabela 2.4	Critérios para determinação dos graus de risco	14
Tabela 2.5	Valores típicos do coeficiente de Poisson	26
Tabela 2.6	Classificação dos solos em função de E_m/P_L	30
Tabela 2.7	Valores típicos de E_m e P_L	31
Tabela 2.8	Perturbações no ensaio pressiométrico	34
Tabela 2.9	Fator de segurança determinísticos e as respectivas condições do talude	34
Tabela 2.10	Fatores de segurança de projeto	35
Tabela 2.11	Fator de Segurança e Recomendações da Norma	36
Tabela 2.12	Hipóteses dos métodos de estabilidade	44
Tabela 3.1	Locais onde foram realizados os ensaios de campo	49
Tabela 3.2	Variação dos parâmetros do solo para cada análise realizada	59
Tabela 4.1	Resultado da calibração realizado na inércia	60
Tabela 4.2	Resultado da calibração confinada	61
Tabela 4.3	PMT-01 - Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.1	64
Tabela 4.4	PMT-01 - Índices físicos adotados, correlacionados com o PMT	64
Tabela 4.5	PMT-01 - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses	67
Tabela 4.6	PMT-02 - Parâmetros calculados e obtidos	71
Tabela 4.7	PMT-02 - Índices físicos adotados, correlacionados com o PMT	72
Tabela 4.8	PMT-02 - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses	75
Tabela 4.9	PMT-03 - Parâmetros calculados e obtidos	78
Tabela 4.10	PMT-03 - Índices físicos adotados, correlacionados com o PMT	78

Tabela 4.11	PMT-03 - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses	80
Tabela 4.12	PMT-04 - Parâmetros calculados e obtidos	84
Tabela 4.13	PMT-04 - Índices físicos adotados, correlacionados com o PMT	85
Tabela 4.14	PMT-04 - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses	87
Tabela 4.15	PMT-05 - Parâmetros calculados e obtidos	91
Tabela 4.16	PMT-05 - Índices físicos adotados, correlacionados com o PMT	91
Tabela 4.17	PMT-05 - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses	93
Tabela 4.18	PMT-06 - Parâmetros calculados e obtidos	97
Tabela 4.19	PMT-06 - Índices físicos adotados, correlacionados com o PMT	98
Tabela 4.20	PMT-06 - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses	100
Tabela 4.21	PMT-07 - Parâmetros calculados e obtidos	104
Tabela 4.22	PMT-07 - Índices físicos adotados, correlacionados com o PMT	104
Tabela 4.23	PMT-07 - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses	107
Tabela 4.24	PMT-08 - Parâmetros calculados e obtidos	111
Tabela 4.25	PMT-08 - Índices físicos adotados, correlacionados com o PMT	111
Tabela 4.26	PMT-08 - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses	113
Tabela 4.27	PMT-09 - Parâmetros calculados e obtidos	118
Tabela 4.28	PMT-09 - Índices físicos adotados, correlacionados com o PMT	118
Tabela 4.29	PMT-09 - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses	121
Tabela 4.30	PMT-10 - Parâmetros calculados e obtidos	125
Tabela 4.31	PMT-10 - Índices físicos adotados, correlacionados com o	125

		PMT	
Tabela	4.32	PMT-10 - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses	128
Tabela	4.33	PMT-11 - Parâmetros calculados e obtidos	132
Tabela	4.34	PMT-11 - Índices físicos adotados, correlacionados com o PMT	132
Tabela	4.35	PMT-11 - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses	135
Tabela	4.36	PMT-12 - Parâmetros calculados e obtidos	139
Tabela	4.37	PMT-12 - Índices físicos adotados, correlacionados com o PMT	140
Tabela	4.38	PMT-12 - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses	142
Tabela	4.39	PMT-13 - Parâmetros calculados e obtidos	146
Tabela	4.40	PMT-13 - Índices físicos adotados, correlacionados com o PMT	147
Tabela	4.41	PMT-13 - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses	149
	7	Anexos	
Tabela	7.1	Resultado da calibração realizada na inércia	165
Tabela	7.2	Resultado da calibração confinada	166

LISTA DE TABELAS

C	Coesão
C_C	Coeficiente de compressibilidade
C_U	Coesão não drenada
e_0	Índice de vazios inicial
ε	Módulo de elasticidade ou de Young
cm	Centímetro
cm^2	Centímetro quadrado
cm^3	Centímetro cúbico
E	Módulo pressiométrico em termos de tensões desviatórias
E_m	Módulo de Ménard
E_p	Módulo pressiométrico
FS	Fator de segurança
G	Módulo de elasticidade transversal
K_0	Coeficiente de empuxo no repouso
kg	Quilo
kgf	Quilograma força
kN	Quilo Newton
kPa	Quilo Pascal
OCR	Razão de pré-adensamento
m	Metro
m^2	Metro quadrado
m^3	Metro cúbico
PMT	Ensaio pressiométrico de Ménard
p_0	Pressão horizontal inicial obtida no ensaio de Ménard
p_f	Pressão de fluência ou de creep
p_l^*	Pressão limite líquida
p_{le}^*	Pressão limite líquida equivalente
q_u	Tensão de ruptura do solo
V_0	Volume correspondente à pressão inicial p_0
V_{30}	Volume correspondente a 30 segundos
V_{60}	Volume corresponde a 60 segundos
V_f	Volume correspondente à pressão de fluência

V_i	Volume inicial da cavidade
V_l	Volume correspondente à pressão limite
V_s	Volume inicial da célula central ou da sonda no repouso
V_m	Volume médio de expansão da sonda no trecho pseudo-elástico
z_i	Espessuras das camadas onde foram realizados ensaios PMT
σ'_{h0}	Tensão horizontal efetiva no repouso
σ_{h0}	Tensão horizontal total no repouso
σ'_{v0}	Tensão vertical efetiva no repouso
σ_v	Tensão vertical total
γ_{nat}	Massa específica natural
γ_s	Massa específica dos sólidos
ν	Coefficiente de Poisson
ω	Teor de umidade
ϕ	Ângulo de atrito interno dos sólidos

RESUMO

LIMA, Cleverson Alves de, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, Fevereiro de 2014. **Avaliação da Estabilidade de Taludes em Áreas de Risco de Movimento de Massa por Meio de Ensaios de Campo na Área Urbana de Viçosa – MG.** Orientador: Enivaldo Minette. Co-orientadores: Roberto Francisco de Azevedo e Maria Lúcia Calijuri.

O estudo investiga os riscos aos movimentos de massa em taludes da região de Viçosa-MG, em áreas representativas classificadas previamente como de grande potencial a acidentes naturais. Buscando-se, para isso, diagnosticar os taludes na área urbana do município e analisar em diversos cenários a sua estabilidade a partir de suas características geológicas e geotécnicas próprias do terreno. Para isso ocorrer, nos trabalhos de investigação fez-se uso do ensaio de campo pressiométrico de Ménard – PMT, devido a sua versatilidade e confiabilidade na obtenção dos parâmetros de resistência do solo em profundidade, detalhando-o a cada metro, permitindo a identificação dos mecanismos de ruptura por meio de análise. A pesquisa se baseou em mapas de classificação de risco aos movimentos de massa, ensaios de campo tipo PMT e simulações para se conhecer o grau de instabilidade destas áreas e o seu respectivo fator de segurança. Com isso em mãos, tem-se uma base de informações geológico-geotécnica importante e que permite ao município criar e planejar políticas públicas adequadas a ocupação de cada tipo de área.

ABSTRACT

LIMA, Cleverson Alves de, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February 2014. **Evaluation of slope stability in risk areas of mass movement using field tests in Viçosa-MG.** Advisor: Enivaldo Minette. Co-Advisor: Roberto Francisco de Azevedo e Maria Lúcia Calijuri.

The study investigates the risks to mass movements on slopes in the region of Viçosa - MG, in representative areas previously classified as high potential natural hazards. Searching up to it, diagnose the slopes in the urban area of the city in various scenarios and analyze its stability from its own geological and geotechnical characteristics of the terrain. For this to occur , the research made use of the Pressuremeter Ménard field test - PMT, due to its versatility and reliability in obtaining the parameters of soil strength in depth, detailing what each meter, allowing the identification of failure mechanisms by analysis. The research was based on risk rating maps to mass movements, surveys, field tests and simulations to determine the degree of instability of these areas and their respective safety factor. With this in hand, has become an important base which allows the municipality to create and plan appropriate public policies to each type of Field geological and geotechnical information.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Importância da Pesquisa

O desenho das cidades, bem como a formação da paisagem urbana é decorrente, dentre outros fatores, da interação das atividades sociais e o meio ambiente. Podendo-se considerar então a forma urbana como produto das ações do homem sobre o meio natural, tornando-se necessário estabelecer uma relação harmônica entre este meio e os objetos construídos (MELLO, 2002).

Algumas condicionantes como o solo, clima, vegetação e formação geológica, podem afetar a opção pelo local escolhido para o assentamento humano, pressupondo que as características pertinentes ao espaço forneçam as diretrizes para a o uso e ocupação do meio ambiente.

Entretanto, a qualidade físico-ambiental dos espaços modificados vem caindo continuamente, afetando a qualidade de vida da população e a paisagem urbana como um todo. Diante disso, despertou-se o interesse de especialistas devido aos diversos efeitos causados pela urbanização.

No Brasil, os movimentos gravitacionais de massa destacam-se como o tipo de acidente de origem geológica mais comum, principalmente no período das chuvas. Muitos eventos dessa natureza têm ocorrido, causando acidentes em várias cidades, onde a ocupação desordenada e acelerada avança cada vez mais para terrenos geologicamente desfavoráveis à ocupação (PARIZZI, 2011).

Segundo Silva (1993) e Lima (1998), o maior problema detectado para as cidades brasileiras não é apenas o seu crescimento desordenado, mas a concentração da população. Neste cenário, as cidades entre até 500 mil habitantes tendem a apresentar os maiores problemas, uma vez que possuem parcela relativa da população brasileira, demandando assim um planejamento urbanístico apropriado. Dessa forma, planejar sem se conhecer as limitações do local pode imputar em prejuízos socioeconômicos à população das cidades.

Tentativas por parte dos municípios em regulamentar o uso e ocupação do solo através de leis que definem parâmetros na ocupação dos lotes, recuos, coeficientes de aproveitamento e usos permitidos, interferem diretamente na forma da cidade. Mas, muitas vezes, tem pouca utilidade por sua complexidade em termos de interpretação, fiscalização e aplicação.

O município de Viçosa-MG pode ser dado como exemplo, pois vem crescendo sem planejamento ou diretrizes urbanísticas, criando situações de risco a movimentos de massa e impactos ambientais. A falta de cadastro das áreas ocupadas, que durante os períodos chuvosos apresentam risco iminente, somente dificulta os trabalhos da defesa civil municipal, principalmente devido à falta de dados qualitativos e quantitativos das mesmas.

O processo de rápida urbanização, sem o devido aporte governamental na provisão de infraestrutura e planejamento, contribuiu significativamente para o aumento das desigualdades socioespaciais já existentes, bem como para a degradação do espaço urbano natural e construído. A cidade se expandiu rapidamente em direção aos fundos de vale e áreas de encostas, sendo que estas ocupações se deram principalmente por famílias de baixa renda (RIBEIRO FILHO, 1997).

Assim, com a ocupação inadequada, principalmente em áreas susceptíveis a movimentos de massa, há o aumento de ocorrências de desastres, tornando-se necessário a realização de estudos geotécnicos nestes locais.

Diante do exposto, torna-se necessário a construção e consolidação de uma base de dados contendo parâmetros geológico-geotécnicos consistentes, e que possa subsidiar ações interventoras nas áreas de alto risco e na elaboração de planos preventivos de defesa civil em Viçosa-MG.

1.2. Objetivos

Diagnosticar e quantificar os fatores geotécnicos através do ensaio de campo PMT (Ensaio Pressiôométrico de Ménard) em encostas classificadas como de alto risco, seguido de avaliação de estabilidade destes taludes, a partir dos seus parâmetros de resistência e geometria, considerando uma análise bidimensional.

1.3. Estrutura do Trabalho

A Pesquisa foi dividida em cinco itens. No primeiro é apresentada uma introdução sobre o tema, seguido pelos objetivos e a apresentação da estrutura do trabalho.

No segundo item, foi feita uma revisão bibliográfica, onde são apresentados os históricos dos movimentos de massa, conceitos e procedimentos técnicos do ensaio de campo, métodos de análise e mecanismos de comportamento do solo.

Em seguida, a descrição dos métodos e materiais aplicados e onde são apresentados os locais onde foram feitos os ensaios de campo com suas respectivas características, além da descrição dos ensaios de campo, análises e simulações realizadas.

Em “resultados”, são apresentados os gráficos contendo o fator de segurança para cada área analisada, seguido da interpretação dos mesmos.

Finalizando, são apresentadas as considerações finais após as diversas etapas do trabalho.

2. Revisão Bibliográfica

2.1. Introdução

O Ano de 2008 foi marcante para o país, especialmente no estado de Santa Catarina, onde as chuvas causaram deslizamentos e geraram grandes prejuízos, tanto materiais quanto humanos. Nos anos seguintes, outras experiências trágicas associadas às chuvas e ocupações irregulares assolaram o país, com as que atingiram o estado do Rio de Janeiro, especificamente em Angra dos Reis (2009) e na região serrana (2011).

Estes desastres, e outros semelhantes, inspiraram o governo federal na elaboração do Plano Nacional de Proteção e Defesa Civil – Lei 12.608, sancionada em 12 de abril de 2012 e o Sistema Nacional de Defesa Civil - Lei 12.340, sancionada em 1 de dezembro de 2010. O plano deve investir em mapeamento de áreas de risco, ações de prevenção e resposta a desastres naturais e catástrofes climáticas em todo o país. Já a lei que cria o sistema nacional de defesa civil, dispõe sobre as transferências de recursos para a execução de ações e prevenção em áreas de risco e de recuperação em áreas atingidas por desastres. Esta foi atualizada pela Lei 12.983, sancionada em 2 de junho de 2014, que criou o Fundo Nacional para Calamidades Públicas, Proteção e Defesa Civil.

Uma vez que riscos associados às encostas geralmente são tratados de maneira específica e casual, podendo não receber uma solução definitiva. Os argumentos para que isso aconteça esta ligada a falta de recursos técnicos, financeiros e investigações abrangentes sobre os possíveis problemas. Ou seja, isso faz com que os problemas somente sejam analisados após um desastre ou a iminência do mesmo, sendo detectados após movimentos de massa nas encostas.

Assim, o objetivo com este plano é, além de produzir uma base de dados de áreas susceptíveis a movimentos de massa, contribuir na formação do cidadão quanto aos riscos existentes, criando a cultura da percepção do risco e prevenção de desastres.

Historicamente, no Brasil, existem relatos de movimentos de encostas desde a época do império, em Salvador (BA) – 1671. Na região de Viçosa-MG, alguns trabalhos foram realizados com vistas a fornecer um diagnóstico básico das situações de risco da área urbana. Como exemplo, Natali (1999) elaborou

uma carta de riscos para a zona urbana de Ponte Nova-MG, mas sem utilizar resultados de ensaios geotécnicos; Vieira (2000) fez uma caracterização do risco geológico da área urbana de Viçosa-MG; Luis (2000) realizou trabalhos de caracterização geotécnica e um estudo preliminar da estabilidade em solos residuais em Viçosa-MG, mostrando situações de estabilidade em períodos de seca para a maioria dos taludes analisados, e instabilidade durante o período chuvoso. Entretanto, as hipóteses não refletiram a realidade do comportamento de campo, pois não foram registrados escorregamentos nos taludes analisados (MARCHI, 2005). Além do mapeamento das áreas de risco geológico-geotécnico, associadas aos movimentos de massa, realizado por Roque (2013), usando a metodologia do Ministério das Cidades.

Isso mostra o quão extenso é o acervo literário voltado para os problemas geotécnicos regionais, com diversos interesses e nem sempre coincidentes (MARCHI, 2005).

2.2. Classificação dos Movimentos de Massa

Segundo Guidicini e Nieble (1983), existem diversas sugestões de classificação de movimentos de massa, a maioria de aplicabilidade regional, que são influenciadas pelas condições ambientais de cada autor. As mais difundidas são as de Terzaghi (1950), que classifica as causas como ativa e passiva; e que subdivide em causas internas, externas e intermediárias.

As classificações descritas por Guidicini e Nieble (1983), baseadas em princípios geológico-descritivos, preocupa-se em estabelecer hierarquia na classificação, de acordo com a importância, época de atuação e causas (intrínsecas e extrínsecas). Outras classificações são baseadas em características físico-mecânicas do fenômeno, que fornecem os melhores critérios de análise e ordenação.

Magalhães Freire (1965, *apud Guidicini e Nieble, 1983*) procuram unificar e harmonizar as noções de diversos autores, produzindo um sistema de classificação próprio. Estes são classificados em três tipos fundamentais:

- i) Escoamentos: deformação ou movimento contínuo, com ou sem superfície definida de movimentação. Podem ser classificados de

acordo com o movimento: corrida (escoamento fluido-viscoso) e rastejo (escoamento plástico).

- ii) Escorregamentos: deslocamento finito sobre uma superfície preexistente. Classificando de acordo com o movimento de rotação ou translação.
- iii) Subsidiências: deformação contínua, geralmente vertical. Podendo ser de três tipos: subsidências (deformação contínua), recalque (expulsão do fluido) e desabamento (deslocamento finito vertical).

Augusto Filho (1992) propõe uma classificação para movimentos de massa relacionados a encostas divididas em quatro classes: rastejos, escorregamentos, quedas e corridas.

- i) Rastejo: movimentos lentos de grandes massas de materiais que atuam sobre os horizontes superficiais do solo ou horizontes de transição solo/rocha. Não possui uma superfície de ruptura definida e as evidências são trincas ao longo do terreno natural. Sua causa antrópica é a execução de cortes em sua base que interfere em sua estabilidade.

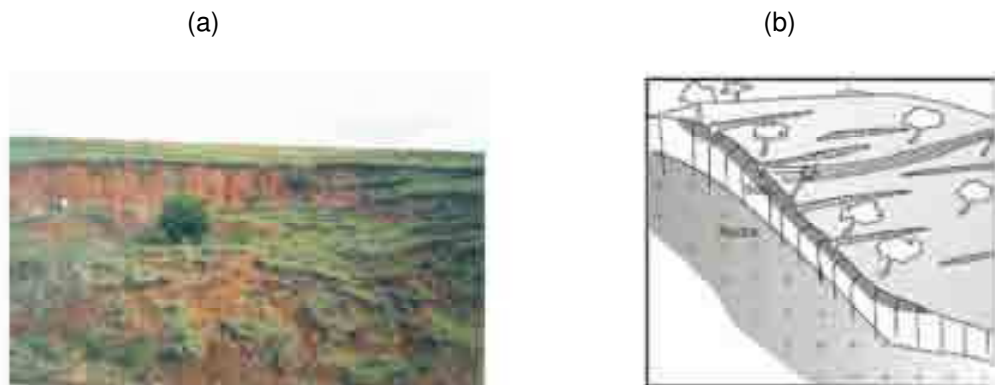


Figura 2.1 – (a) Árvores inclinadas e degraus podem indicar rastejo; (b) Perfil esquemático do rastejo.

- ii) Escorregamentos: movimentos rápidos, com limites e profundidades bem definidas (superfície de ruptura). São subdivididos em função da ruptura, geometria e material mobilizado, sendo ocasionados geralmente pelas chuvas. Podem ser planares/translacionais, circulares/rotacionais, cunha e induzidos.

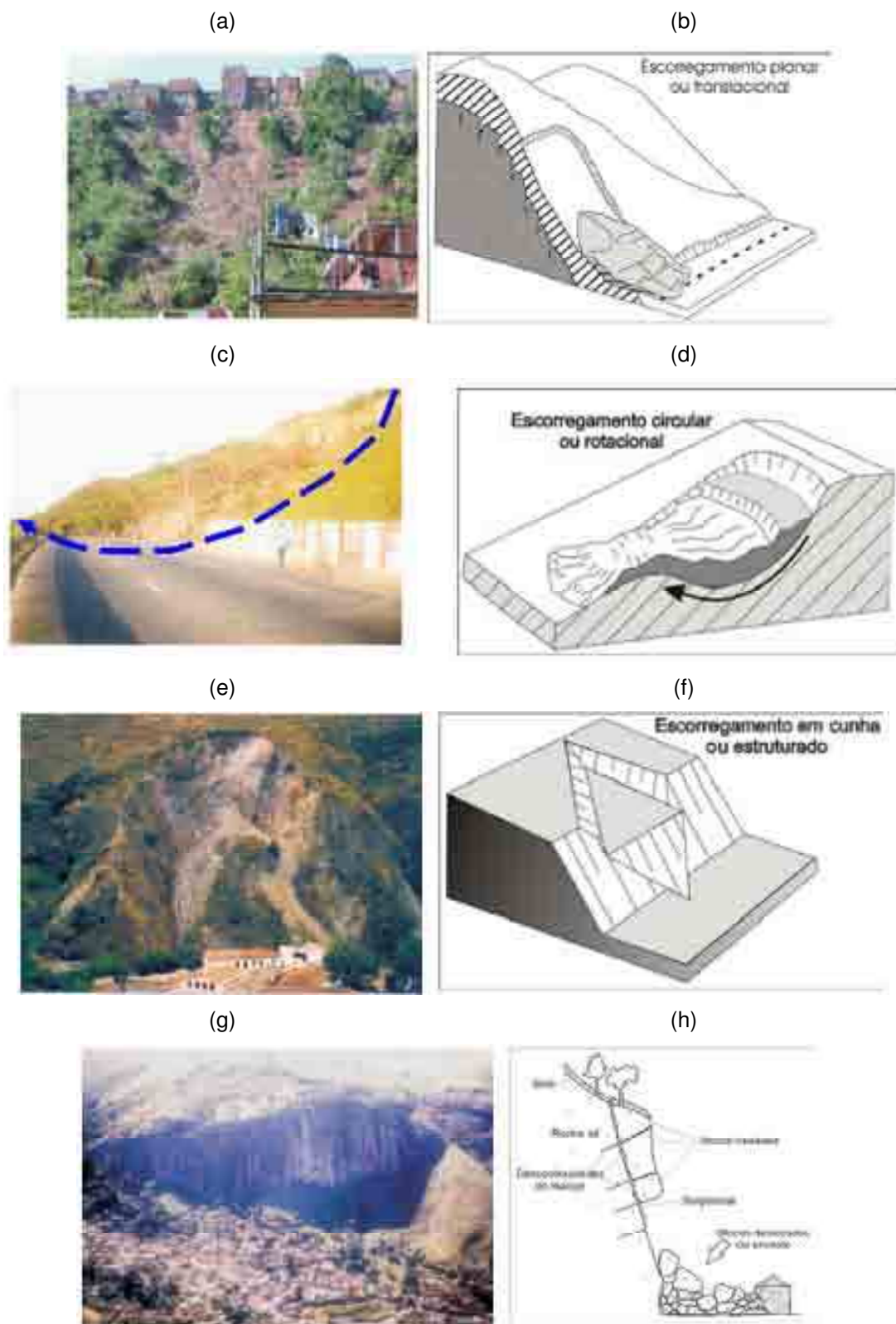


Figura 2.2 – (a) Acidente de escorregamento planar devido a ocupação; (b) Perfil esquemático do escorregamento planar; (c) Escorregamento circular; (d) Perfil esquemático do escorregamento circular; (e) Escorregamento em cunha; (f) Perfil esquemático de escorregamento em cunha; (g) Área de risco de processos de quedas de rocha; (h) Perfil do processo de queda de blocos.

- iii) Corridas de Massa: movimentos gravitacionais ligados a eventos pluviométricos excepcionais, mobilizando grande quantidade de material, tendo comportamento liquido viscoso e alto poder de transporte. São bem mais raros, porém possui maior poder destrutivo.



Figura 2.3 – (a) Acidente associado ao processo de corrida; (b) Perfil esquemático de processo do tipo de corrida.

Encontram-se apresentados na tabela 2.1 os tipos de escorregamento segundo a classificação de Augusto Filho (1992).

Tabela 2.1: Características da dinâmica dos movimentos de encostas.
(AUGUSTO FILHO, 1992)

Processo	Característica do movimento
Rastejo (<i>Creep</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Vários planos de deslocamento (internos); • Velocidades muito baixas e decrescentes (cm/ano) com a profundidade; • Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes; • Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada; • Geometria indefinida.
Escorregamentos (<i>Slides</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Poucos planos de deslocamento (externo); • Velocidades médias (m/h) a alta (m/s); • Pequenos a grandes volumes de material; • Geometria e materiais variáveis; • PLANARES: solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza;

	<ul style="list-style-type: none"> • CIRCULARES: solo espessos homogêneos e rocha muito fraturadas; • CUNHA: solos e rochas com dois planos de fraqueza;
Quedas (<i>Falls</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Sem planos de deslocamentos; • Movimento tipo queda livre ou em plano inclinado; • Velocidades muito altas (vários m/s); • Material rochoso; • Pequenos a médios volumes; • Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc. • ROLAMENTO DE MATAÇÃO; • TOMBAMENTO;
Corridas (<i>Flows</i>)	<ul style="list-style-type: none"> • Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação); • Movimento semelhante ao de um líquido viscoso; • Desenvolvimento ao longo das drenagens; • Mobilização de solo, rocha, detritos e água; • Grandes volumes de material; • Extenso raio de alcance;

2.3. Condicionantes Naturais

Podem ser separados em dois grupos, o dos agentes predisponentes e o dos agentes efetivos. Na tabela abaixo é apresentada a classificação de Augusto Filho (1992), complementada aqui por Brasil (2007).

Tabela 2.2: Agentes e Causas dos Movimentos de Massa
(AUGUSTO FILHO, 1992; BRASIL, 2007)

Agentes		
Predisponentes	<ul style="list-style-type: none"> • Complexo geológico-geomorfológico: comportamento das rochas, perfil e espessura do solo em função da resistência da rocha ao intemperismo; • Complexo hidrológico-climático: relacionado ao intemperismo físico e químico, mas pode-se incluir a vegetação e a gravidade. 	
Efetivos	Preparatórios	<ul style="list-style-type: none"> • pluviosidade, erosão pela água e vento, congelamento e degelo, variação da temperatura e umidade, dissolução química, ação de fontes e mananciais,

		oscilação do nível de lagos e do lençol freático, ação de animais e humana, inclusive desflorestamento;
	Imediatos	<ul style="list-style-type: none"> • chuva intensa, vibrações, fusão do gelo e neve, erosão, terremotos, ondas, vento, ação humana.
Causas		
Internas		<ul style="list-style-type: none"> • Efeito das oscilações térmicas; • Redução dos Parâmetros de resistência por intemperismo; <ul style="list-style-type: none"> • Aumento da pressão hidrostática; • Diminuição da coesão e do ângulo de atrito interno;
Externas		<ul style="list-style-type: none"> • Mudanças na geometria do sistema; • Efeitos de vibrações; • Mudanças naturais na inclinação das camadas; • Disposição de materiais sobre o talude;
Intermediárias		<ul style="list-style-type: none"> • Elevação do nível piezométrico em massas homogêneas; • Liquefação espontânea; • Elevação da coluna de água em descontinuidade; • Rebaixamento rápido do lençol freático; • Erosão subterrânea retrogressiva (piping); • Diminuição do efeito de coesão aparente;

Outras condicionantes são as características intrínsecas dos maciços naturais (rochosos e terrosos), a cobertura vegetal, a ação da chuva e processos de erosão e alteração de rocha.

Terzaghi (1950) esclareceu como se dá a ruptura do maciço definindo as suas causas. As causas internas colapsam a massa de solo sem mudança na geometria do talude e que resulta de uma diminuição da resistência interna do material; as causas externas aumentam os esforços cisalhantes sem reduzir a resistência do maciço; e as causas intermediárias resultante de efeitos externos no interior do talude.

2.4. Condicionantes Antrópicas

O ministério das cidades (Brasil, 2007) cita as condicionantes antrópicas como os principais deflagradores de movimentos de massa no Brasil. Sendo os mais recorrentes, a remoção da cobertura vegetal, lançamento e concentração de águas pluviais e/ou servidas, vazamento na rede de água e esgoto, presença de fossas, execução de cortes com alturas e inclinações acima de limites tecnicamente seguros, execução deficiente de aterros, execução de patamares (aterros lançados) com o próprio material de escavação dos cortes, o qual é simplesmente lançado sobre o terreno natural sem a devida preparação, lançamento de lixo nas encostas/taludes, retirada do solo superficial expondo horizontes mais suscetíveis, deflagrando processos erosivos, bem como elevando o fluxo de água na massa do solo.

Outro problema antrópico citado pelo ministério das cidades (Brasil, 2007) é a implantação de obras que provocam obstrução da drenagem natural, levando a saturação do solo e à redução de sua resistência.

Difícilmente um movimento de massa poder ser ligado a apenas um fator condicionante, sendo resultado de uma série destes.

2.5. Identificação, Análise e Mapeamento de Risco – Método do Ministério das Cidades

O ministério das cidades (Brasil, 2007) destaca três formas de mapeamento no qual resulta um mapa de risco. Inicialmente, deve-se elaborar um mapa de inventário, que é a base para a elaboração da carta de susceptibilidade. Sobre este mapa distribuem-se espacialmente os eventos ocorridos, adicionado de informações como o tipo, a forma, o tamanho e informações de campo.

Segue-se na elaboração do mapa de susceptibilidade após o cadastramento feito anteriormente, já que o mesmo da indica as áreas de maior potencial de movimentos. Com isso o gestor tem a opção de traçar planos e metas para prevenção ou minimização de desastres.

Parte-se em ultima instancia, para a elaboração do mapa de risco. Este mostrará, em diversos graus de risco, o potencial de dano à ocupação.

O ministério das cidades propõe também três métodos de mapeamento, que podem ser aplicados de acordo com a disponibilidade e experiência da equipe técnica a executar. Tem-se o método simplificado ou heurístico, que é mais subjetivo e fornece alguma incerteza, pois depende basicamente da experiência do profissional no mapeamento direto e levantamentos de campo. Outro método disponível e que necessita de quantificar, com quantidade e qualidade, é o determinístico. O último método é o mapeamento estatístico, que tende a reduzir a subjetividade, baseando-se em correlações entre os eventos e fatores, medidos de forma padronizada.

Para assentamentos irregulares em municípios com pouca infraestrutura, utilizam-se os métodos heurístico e determinístico devido a sua execução simplificada.

O mapeamento se encerra com o zoneamento das áreas cujos processos destrutivos e riscos de ocorrência são homogêneos, em relação ao grau de probabilidade. Nesta fase é feita uma pré-setorização utilizando-se a percepção e parâmetros básicos, atrelados à experiência do profissional responsável pelo levantamento. Os parâmetros básicos que devem ser observados são: declividade/inclinação, tipologia dos processos, posição da ocupação em relação à encosta e qualidade da ocupação (vulnerabilidade), podendo variar de acordo com o tipo de solo, rocha, relevo ou intervenções antrópicas.

Para auxiliar a percepção do profissional na classificação utiliza-se como referência os parágrafos dispostos na Lei 6.766/1979, conhecida como Lei Lehman, que trata do parcelamento urbano, parcelamento do solo e loteamento.

- Áreas com inclinação acima de 17° (30%) devem ter sua ocupação condicionada a não existência de riscos por laudos geológico-geotécnicos.
- Áreas com histórico de escorregamentos devem passar por nova avaliação antes da ocupação.

Após a pré-setorização são feitos os trabalhos de setorização final, realizado com o auxílio de fichas de campo (*check list*), como mostrado na tabela 2.3.

Tabela 2.3: Ficha de campo proposta para os levantamentos de campo (NATALI, 1999)

Ficha de Campo		Ponto nº:	
Local:		Bairro:	
Referência:		Data:	
⇒ DESCRIÇÃO DO PROBLEMA			
1) Há acidentes ? <input type="checkbox"/> Sim <input type="checkbox"/> Não			
2) Ocorrência: <input type="checkbox"/> Deslizamento superficial <input type="checkbox"/> Rolamento de blocos <input type="checkbox"/> Erosão <input type="checkbox"/> Deslizamento profundo <input type="checkbox"/> Colapso de estrut. construída <input type="checkbox"/> Outros <input type="checkbox"/> Desplacamento de rocha			
3) Causas prováveis <input type="checkbox"/> Cortes <input type="checkbox"/> Construções mal localizadas <input type="checkbox"/> Percolação <input type="checkbox"/> Drenagem deficiente <input type="checkbox"/> Chuvas intensas <input type="checkbox"/> Aterros <input type="checkbox"/> Contenções deficientes <input type="checkbox"/> Lixo ou entulho <input type="checkbox"/> Erosão <input type="checkbox"/> Estrutura geológica <input type="checkbox"/> Desmatamento <input type="checkbox"/> Outros			
4) Talude: <input type="checkbox"/> Natural <input type="checkbox"/> Artificial	Inclinação	Extensão	Altura
5) Tipos de solo: <input type="checkbox"/> Aluvionar <input type="checkbox"/> Colúvio <input type="checkbox"/> Residual maduro <input type="checkbox"/> Residual jovem	Largura da camada	Características	
6) Drenagem natural: <input type="checkbox"/> Eficiente <input type="checkbox"/> Eficiente	Drenagem construída: <input type="checkbox"/> Eficiente <input type="checkbox"/> Inexistente <input type="checkbox"/> Superficial <input type="checkbox"/> Deficiente <input type="checkbox"/> Danificada <input type="checkbox"/>		
7) Danos previsíveis: <input type="checkbox"/> Pessoas <input type="checkbox"/> Construções/Moradias <input type="checkbox"/> Nº de moradias envolvidas <input type="checkbox"/> Logradouros <input type="checkbox"/> Infraestrutura <input type="checkbox"/> Nenhum			
8) Obras de estabilização: <input type="checkbox"/> Existente <input type="checkbox"/> Inexistente <input type="checkbox"/> Eficiente <input type="checkbox"/> Deficiente			
9) Riscos: <input type="checkbox"/> Baixo <input type="checkbox"/> Médio <input type="checkbox"/> Alto			
10) Tipo de ocupação: <input type="checkbox"/> Ordenada <input type="checkbox"/> Densa <input type="checkbox"/> Esparsa <input type="checkbox"/> Desordenada <input type="checkbox"/> Média <input type="checkbox"/> Inexistente			
Face	Foliação - Sn	Fratura - Fn	Lineação

Estas possuem campos sobre a tipologia do local, como: presença de evidências de movimentação, presença de água e vegetação. São utilizadas plantas, mapas, guias de ruas, fotos aéreas, imagens de satélite, entre outros, para uma delimitação correta da área de estudo.

Com estas informações em mãos, é feita uma reclassificação em graus de probabilidade com base nas novas informações coletadas em campo, como apresentado na tabela 2.4. Com isso em mãos já é possível a tomada de decisão por parte do agente público

Tabela 2.4: Critérios para determinação dos graus de risco. (BRASIL, 2007)

Grau de Probabilidade	Descrição
R1 – Baixo	<ul style="list-style-type: none"> • Condicionantes geológico-geotécnicos (inclinação, tipo de terreno etc) e o nível de intervenção no setor são de baixa potencialidade de movimentos. • Não apresentam sinais ou evidências de instabilidade. Não há indícios de desenvolvimento de processos de instabilização de encostas. • Mantidas as condições, não se espera ocorrência de eventos no período de uma estação chuvosa.
R2 – Médio	<ul style="list-style-type: none"> • Condicionantes geológico-geotécnicos (inclinação, tipo de terreno etc) e o nível de intervenção no setor são de média potencialidade de movimentos. • Observa-se a presença de alguns sinais ou evidências de instabilidade, porém incipientes. • Encostas e margens de drenagem. • Estágio inicial de desenvolvimento • Mantidas as condições, é reduzida a possibilidade de ocorrência de eventos durante chuvas intensas e prolongadas durante uma estação chuvosa.
R3 – Alto	<ul style="list-style-type: none"> • Condicionantes geológico-geotécnicos (inclinação, tipo de terreno etc) e o nível de intervenção no setor são de alta potencialidade de movimentos. • Observa-se a presença de significativos sinais ou evidências de instabilidade, com processo em pleno desenvolvimento, ainda sendo possível monitorar a evolução do mesmo. • Trincas no solo, degraus de abatimento em taludes, etc. • Mantidas as condições, é possível a ocorrência de eventos durante chuvas intensas e prolongadas durante uma estação

	chuvosa.
R4 – Muito Alto	<ul style="list-style-type: none"> • Condicionantes geológico-geotécnicos (inclinação, tipo de terreno, etc) e o nível de intervenção no setor são de muito alta potencialidade de movimentos. • Os sinais ou evidências de instabilidade são expressivos e são de grande magnitude, com processo em estágio avançado de desenvolvimento, sendo impossível monitorar a evolução do mesmo. • Trincas no solo, degraus de abatimento em taludes, trincas em moradias ou em contenções, árvores ou postes inclinados, cicatrizes de escorregamentos, feições erosivas etc. • Mantidas as condições, é provável a ocorrência de eventos durante chuvas intensas e prolongadas durante uma estação chuvosa.

2.6. Ensaio Pressiométrico de Ménard

2.6.1. Histórico e Evolução

No ano de 1930 o engenheiro alemão Kögler, inventou um aparelho que consistia na introdução de uma sonda cilíndrica, fixa por dois discos metálicos dentro de um furo, no qual se provoca a sua expansão (Figura 2.4). O ensaio baseava-se na medição da quantidade de gás necessária para expandir a sonda de forma a medir a deformação do solo *in situ*. No entanto, havia dificuldades em calcular a variação de volume que ocorria com o aumento de pressão, por não serem devidamente controladas. (BAGUELIN, 1978)



Figura 2.4 – Primeira sonda pressiométrica desenvolvida por Kögler (BAGUELIN, 1978).

Mais tarde, em 1955, o engenheiro francês, Jean-Louis Ménard desenvolveu um equipamento semelhante, mas este formado por três células, que permitem a expansão controlada da membrana (deformação plana). O ensaio baseava-se nos conceitos de expansão de uma cavidade cilíndrica, simplificando consideravelmente o ensaio (Figura 2.5).

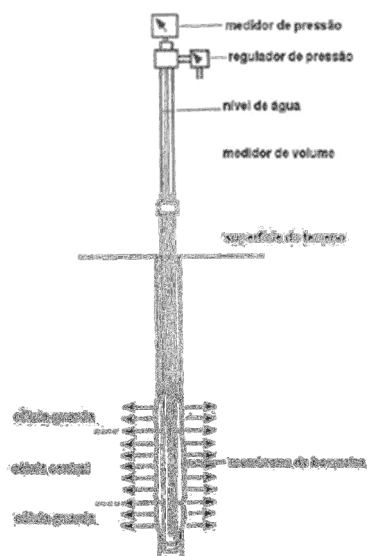


Figura 2.5 – Aspecto do pressiômetro desenvolvido por Ménard em 1957 (BAGUELIN, 1978).

O termo pressiômetro (ou sonda pressiométrica) foi utilizado pela primeira vez por Ménard (1955), para descrever o equipamento de ensaio por ele inventado. No entanto, o pressiômetro pode ser definido como um

equipamento que aplica uma pressão hidráulica (líquido ou gás) às paredes de um furo de sondagem através de uma membrana flexível. Dessa forma, pode-se dizer que Kögler criou e trabalhou com o primeiro pressiómetro (ARAÚJO, 2001).

Utiliza-se no Brasil, para os pressiómetro de pré-furo, as normas francesas (P94-110/91 – AFNOR), EN ISO 22476-4 e a americana (ASTM D-4.719/87), devido a falta de especificações oficiais. Estas normas indicam o modo de obter parâmetros de resistência, pressão limite (p_l) e deformabilidade do solo, também conhecido como módulo pressiométrico (E_{PMT}). Atualmente, existem vários tipos de pressiómetro, que diferem principalmente, pelo modo de instalação da sonda no terreno, tais como: Pressiómetro com pré-furação (PMT), Auto Perfurantes (SBP) e o de Cravação (PIP). Estes estão apresentados na Figura 2.6.

- i) Pressiómetro com pré-furação ou PMT (*Pressiometer Ménard Test*) ou PBP (*Predilled Pressuremeters*) ou PBP (*Preboring Pressuremeters*). Sendo o PMT o mais comum;
- ii) Pressiómetro auto-perfuradores ou SBP (*Self-boring Pressuremeters*) ou PAF (*Pressiomètre Autoforeur*);
- iii) Pressiómetro de cravação ou PIP (*Push-in Pressuremeters*) ou FDP (*Full Displacement Pressurementers*) e CPMT (*Cone Pressurementers Test*).

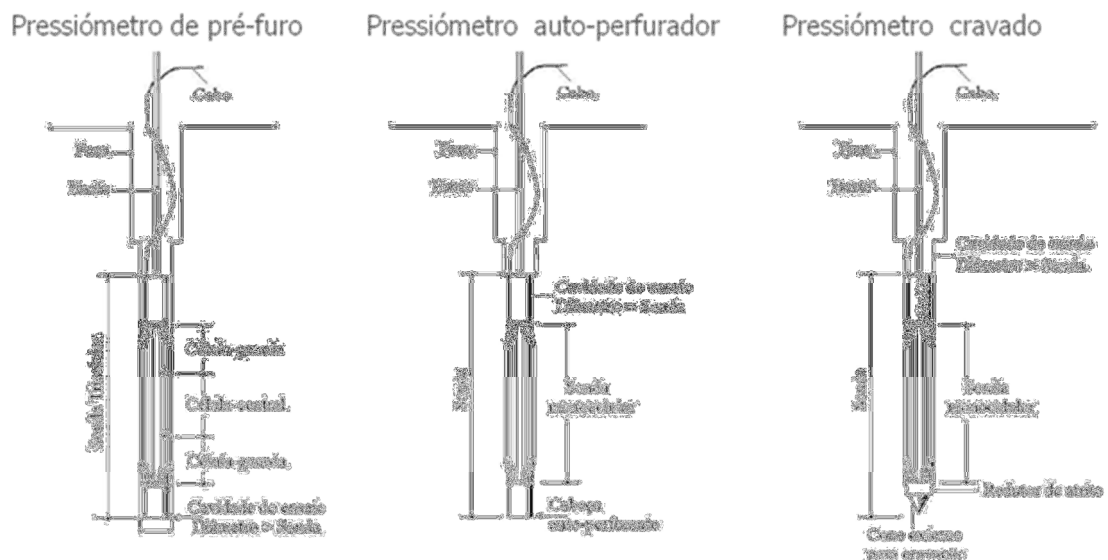


Figura 2.6 – Tipos de Pressiómetros (BAGUELIN, 1978).

A sonda desenvolvida por Kögler difere do modelo apresentado por Ménard essencialmente em sua estrutura. Na primeira, a sonda é formada por uma câmara única, enquanto na segunda, são três câmaras superpostas sendo uma central de medição de duas células de guarda nas extremidades. A vantagem da sonda aperfeiçoada por Ménard é a presença das células de guarda, que protegem a célula central dos efeitos causados pelo comprimento curto, confinando a célula central fazendo-a expandir na direção radial.

Este fato torna o ensaio mais eficiente já que a deformação da membrana é plana radial facilitando a interpretação do ensaio.

2.6.2. Fundamentação Teórica

Uma boa fundamentação teórica vem da maior credibilidade ao ensaio pressiométrico em relação a outros ensaios de campo. Este faz a análise mediante os conceitos da expansão de uma membrana cilíndrica no interior do furo, aplicando uma pressão uniforme em suas paredes e solicitando a massa de solo.

Existem três tipos de pressiómetro de Ménard:

- i) Tipo E: primeiro modelo produzido, mas já fora de uso.
- ii) Tipo GC: modelo mais utilizado atualmente, destinado para ensaios com solos.
- iii) Tipo GB: Utilizado em ensaios de rochas.



Figura 2.7 – Pressiômetro de Ménard, tipo GC (APAGEO)

O equipamento é utilizado na determinação do comportamento tensão-deformação de solos *in situ*, na investigação geotécnica.

Considerando o solo a ser ensaiado como um meio elástico, pode-se utilizar a teoria de Lamé (1852), para calcular o módulo de *Young*. Esta teoria afirma que a cavidade cilíndrica no terreno pode ser interpretada, através dos conceitos fundamentais das teorias da elasticidade. Por outro lado, Bishop (1945) faz a mesma afirmação mas em relação aos conceitos fundamentais da plasticidade. Mais tarde, Baguelin (1978), Briaud (1992) e Clarke (1996) abordam com maior detalhe a interpretação do ensaio pressiométrico com base na teoria da plasticidade (ARAUJO, 2001).

Considera-se que a sonda seja infinita no espaço, com expansão radial plana, se tratando de um estado que possui a distorção e a deformação normal numa direção são nulas. Na prática, a deformação perpendicular à expansão da sonda é diferente de zero, sendo um erro achar que toda a deformação da sonda seja radial. São chamados de efeitos de borda, como se observa na Figura 2.8.

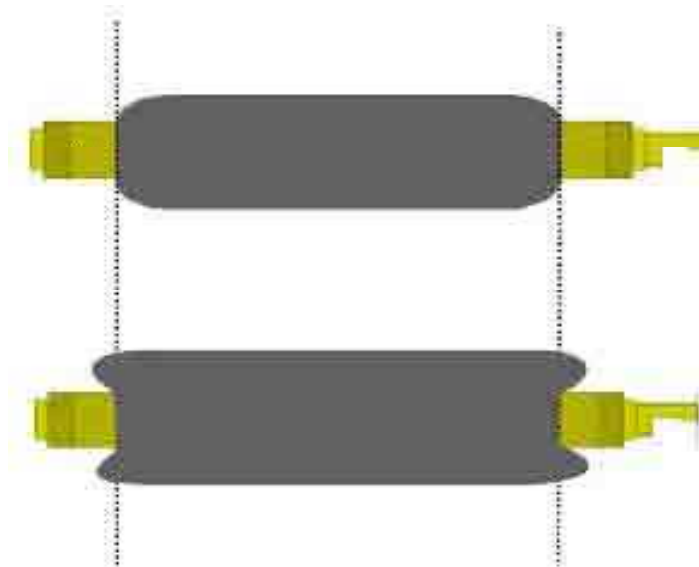


Figura 2.8 – Efeitos de borda em uma sonda pressiométrica (APAGEO)

Contudo, segundo Briaud (1992), o fato de se usar uma relação comprimento/diâmetro $\geq 6,5$ e o uso de células-guarda tende a diminuir as deficiências causadas pela não obtenção de um cilindro infinito e não obtenção de uma expansão perfeitamente cilíndrica.

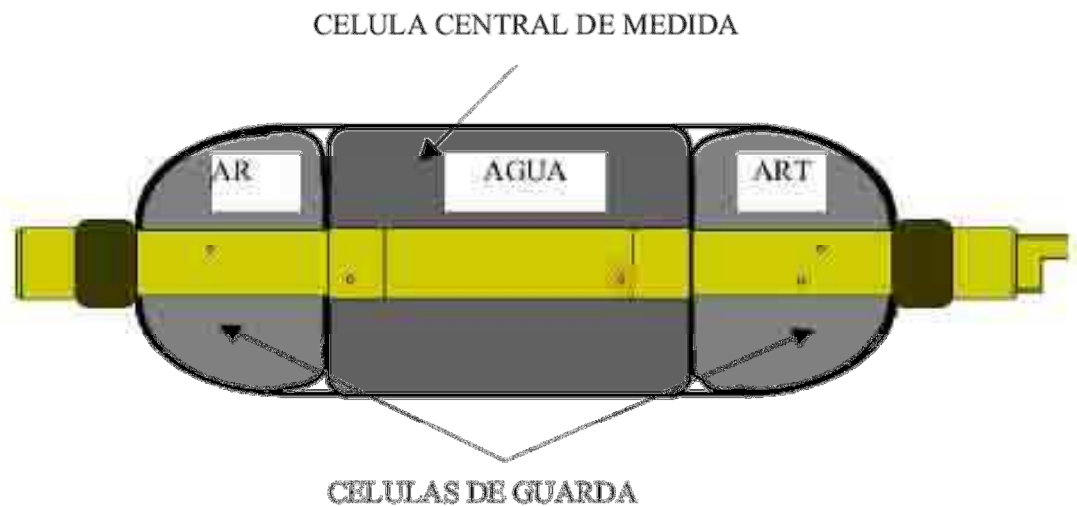


Figura 2.9 – Sonda pressiométrica E dilatada com suas células de guarda em evidência; (APAGEO)

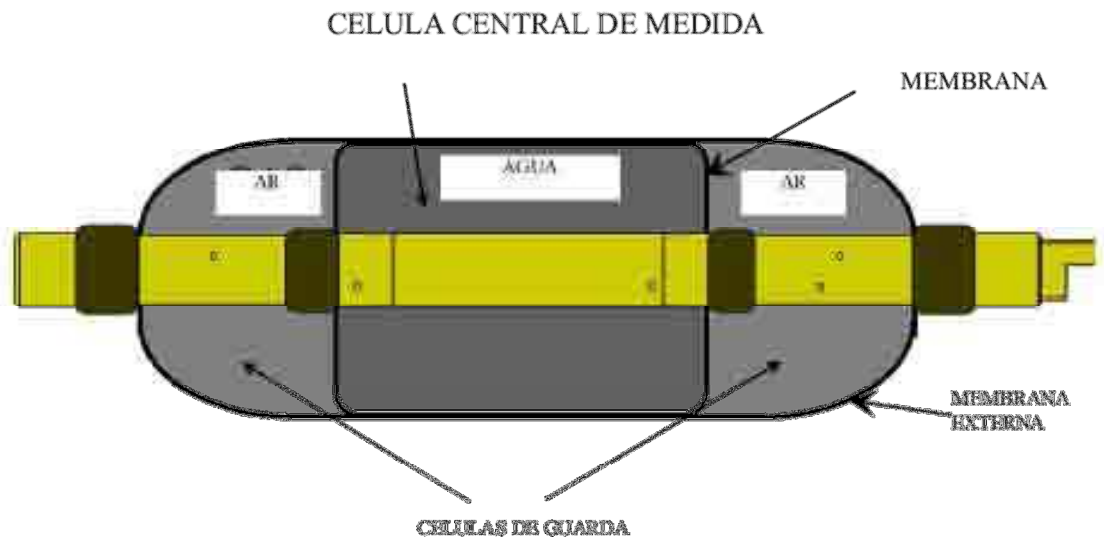


Figura 2.10 – Sonda pressimétrica GC/GB dilatada sem as células de guarda (APAGEO)

Ménard (1975) afirma que através das curvas pressiométricas obtidas em cada ensaio, podem ser calculadas as principais características mecânicas do solo, o módulo de deformação e a pressão limite na ruptura. O módulo de deformação cumpre um papel fundamental para o cálculo dos assentamentos e a pressão limite na ruptura entra em todas as análises de estabilidade de fundações realizadas de acordo com os métodos pressiométricos.

2.6.3. Descrição do Ensaio PMT

Antes de se iniciar o ensaio devem-se fazer algumas verificações rotineiras: verificar a presença de ar dentro do Controlador Pressão Volume, mangueiras e sonda. Seguido da calibração do conjunto sonda/controlador à inércia e confinado.

2.6.3.1. Saturação do Sistema

Primeiro, faz-se a saturação do sistema para a retirada de bolhas de ar nas tubulações e célula central. Este é um procedimento considerado fundamental para se ter bons resultados no ensaio PMT. As bolhas de ar quando submetidas a altas pressões, são dissolvidas, causando variações volumétricas que não correspondem as variações volumétricas referentes as deformações do solo. Realiza-se este procedimento aplicando uma pequena

pressão de gás no sistema (0.25 bar = 25kPa), com o dreno aberto, até que não se observem mais bolhas de ar no sistema.

2.6.3.2. Calibrações

Estas calibrações permitem determinar a resistência da membrana e verificar as perdas de energia no sistema (unidade de controle, tubulações e sonda). Esta resistência deve ser considerada nos valores de pressão aplicados, já que a pressão aplicada ao solo é um pouco menor àquela aplicada a sonda.

As calibrações são importantes e necessárias, sendo realizadas de forma a compensar os efeitos das perdas de volume e de pressão, com o objetivo de traçar a curva de calibração.

Deve-se realizar duas calibrações, a primeira para medir a perda de pressão (*pressure loss test*) ou a inércia, e a outra para medir a perda de volume (*volume loss test*) ou confinada.

No primeiro procedimento, não confinado ou à inércia, coloca-se a sonda livre ao lado da unidade de controle de pressão. Sendo, sem seguida, inflada com pequenos incrementos de pressão de 25 kPa (0.25 bar) de 1 minuto cada. Faz-se as leituras a 15, 30 e 60 segundos, obtendo-se assim uma curva pressão x volume (60 s) (Figura 2.11).

Este procedimento deve ser repetido na troca da bainha, após um colapso, antes do primeiro e último ensaio do dia. Além destas, BANGUELIN (1978) recomenda uma recalibração a cada 20 ensaios.

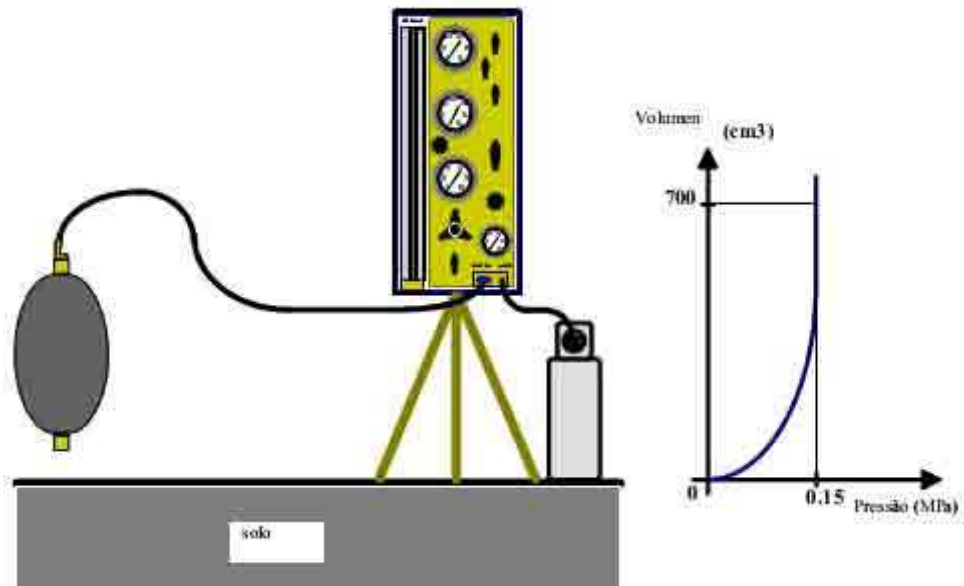


Figura 2.11 – Calibração da sonda não confinada (APAGEO)

O segundo procedimento é feito com a sonda confinada. Esta calibração é importante para se conhecer as perdas de volume devido à compressibilidade da água, membranas e dos recobrimentos de borracha. Este ensaio é importante na determinação do volume inicial da célula central ou da sonda (V_s) e o coeficiente de expansão do aparelho.

Realizou-se este procedimento, inflando a sonda dentro um tubo de aço resistente. Inicia-se com uma pressão de 100 kPa (1 bar) para ajuste da membrana ao tubo, seguido de incrementos de 250 kPa (2.5 bar) a cada minuto. Os resultados são anotados e é apresentado como uma curva pressão x volume (60 s). (Figura 2.12)

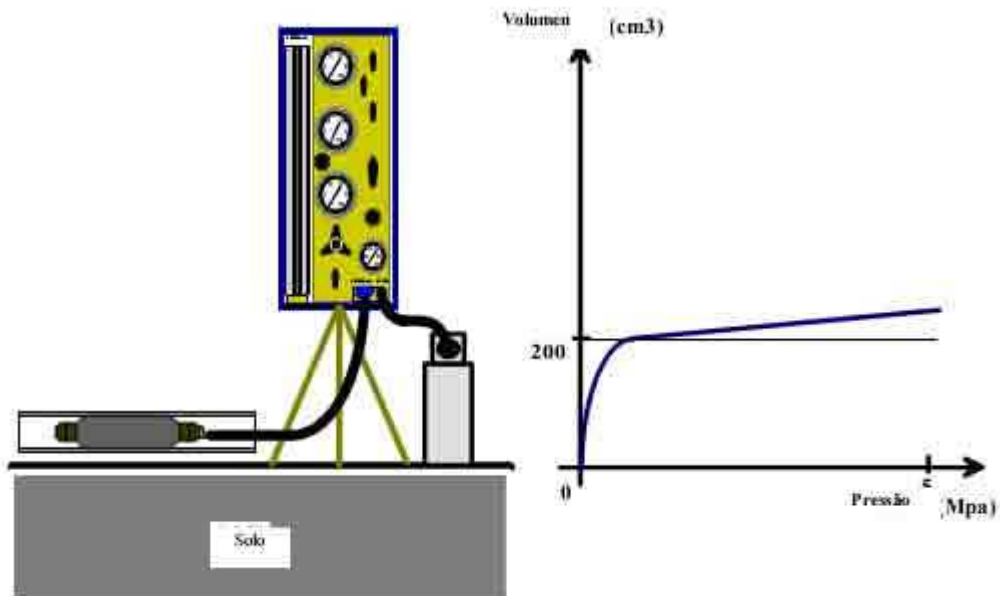


Figura 2.12 – Calibração da sonda confinada (APAGEO)

Geralmente as perdas de volume são desconsideradas em módulos pressiométricos abaixo de 100 Mpa (1000 bar). Estes são mais importantes para ensaios a altas pressões, por exemplo, ensaios em rochas. Esta desconsideração é indicada pela norma americana ASTM D-4.719/87, quando as correções dos volumes são inferiores a 0.1% do volume nominal.

2.6.3.3. Ensaio PMT no Campo

Já no campo, após a preparação do furo, introduz-se a sonda até as cotas desejadas, realizando o ensaio em intervalos constantes. Ao ser inserido no solo, são feitos ajustes na pressão do gás que se relaciona com a profundidade de execução do ensaio.

A deformação da sonda é registrada em 0, 15, 30 e 60 segundos, realizando-se um novo ciclo após este tempo com acréscimo de pressão. Com estes resultados em mãos é possível traçar uma curva pressiométrica a partir da qual se procede ao cálculo dos diversos parâmetros de ensaio.

Os dados obtidos do ensaio precisam de correção devido às perdas de volume e pressão, sendo de três tipos: Pressiométrica; Hidrostática; Volumétrica. Assim os resultados corrigidos representam o comportamento do solo, e é com eles que são calculados os parâmetros. Outra observação importante é que sempre que um ensaio for executado a determinada

profundidade, deve-se considerar a carga devido ao peso da coluna d'água fazendo-se as correções na pressão.

Custódio (2003) recomenda que um ensaio deva ter entre 8 e 14 estágios com incrementos intervalados de pressão, fazendo a leitura do nível d'água nos tempos citados, registrando em planilha de campo para posterior análise gráfica.

O ensaio termina quando se atinge uma expansão da membrana correspondente ao dobro do volume inicial do furo ou quando se atinge a pressão limite do equipamento.

2.6.4. Parâmetros do Ensaio

O módulo pressiométrico (E_p) é obtido a partir da declividade do trecho pseudo-elástica da curva pressiométrica corrigida, como sugerido por alguns autores (BANGUELIN, 1978; CLARKE, 1996). A Figura 2.13 apresenta o comportamento típico de uma curva obtida pelo ensaio pressiométrico.

Considerando a linearidade do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica, pode-se relacionar com o comportamento linear e elástico dos solos, proposto por MENARD (1975). Assim, aplica-se a solução da teoria da elasticidade para expansão de uma cavidade cilíndrica em um meio elástico e infinito (LAMÉ, 1852), cuja equação simplificada é:

$$G = V * \left(\frac{\Delta p}{\Delta V}\right) = (V_s + V_m) * \left(\frac{\Delta p}{\Delta V}\right) = \left(V_s + \frac{V_o + V_f}{2}\right) * \left(\frac{\Delta p}{\Delta V}\right) \quad \text{Equação 2.1}$$

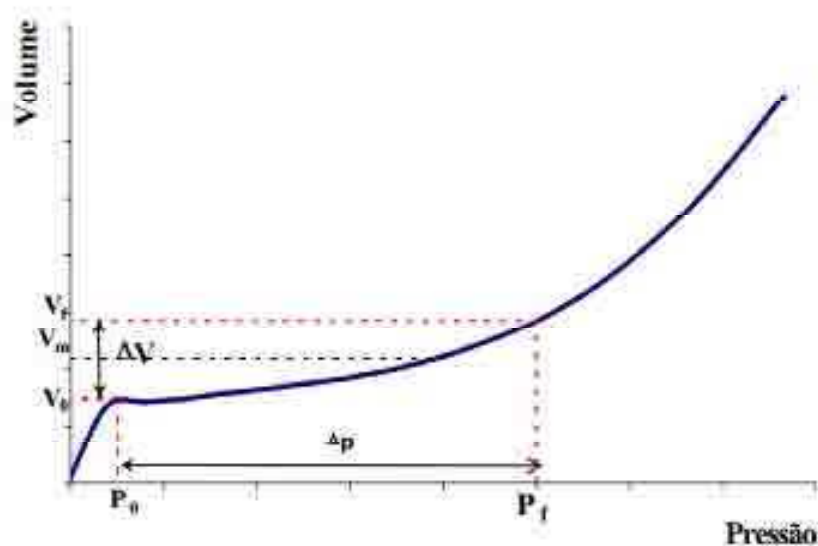


Figura 2.13 – Curva obtida através do ensaio pressiométrico de Ménard (CUSTODIO, 2003)

Sabendo-se que G é função do módulo edométrico (E) e do Coeficiente de Poisson (ν):

$$G = E/[2 * (1 + \nu)] \quad \text{Equação 2.2}$$

O valor do Coeficiente de Poisson (ν) pode ser adotado em função do tipo de solo, conforme demonstrado na Tabela 2.5:

Tabela 2.5: Valores típicos do coeficiente de Poisson. (ARAUJO, 2001)

Solo	ν
Areia pouco compactada	0,2
Areia compactada	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

Ménard (1975) propôs adotar um valor constante de 0,33, chegando ao módulo pressiométrico de Menard (E_m).

Assim, tomando a equação do módulo pressiométrico (E_p) disposto na norma ASTM D4719-87, igualando as equações 2.1 e 2.2 e adotando o valor de ν recomendado por Ménard (1975), obtem-se:

$$E_p = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot (V_0 + V_m) \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V} \Rightarrow$$

Equação 2.3

$$E_M = 2,66 \cdot \left[V_S + \frac{V_f - V_0}{2} \right] \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

2.6.5. Parâmetros e Interpretação dos Resultados

A pressão limite (P_L) é a pressão necessária para se obter uma expansão indefinida do furo. Na prática, tal fato é impossível devido a expansão da membrana limitada a 700 cm^3 a 750 cm^3 . O valor de P_L não pode ser medido diretamente da curva pressiométrica corrigida, mas é obtido por estimativa, mediante extrapolação da fase plástica da curva, extrapolando-se a curva para um volume tendendo ao infinito, como demonstrado na Figura 2.14.

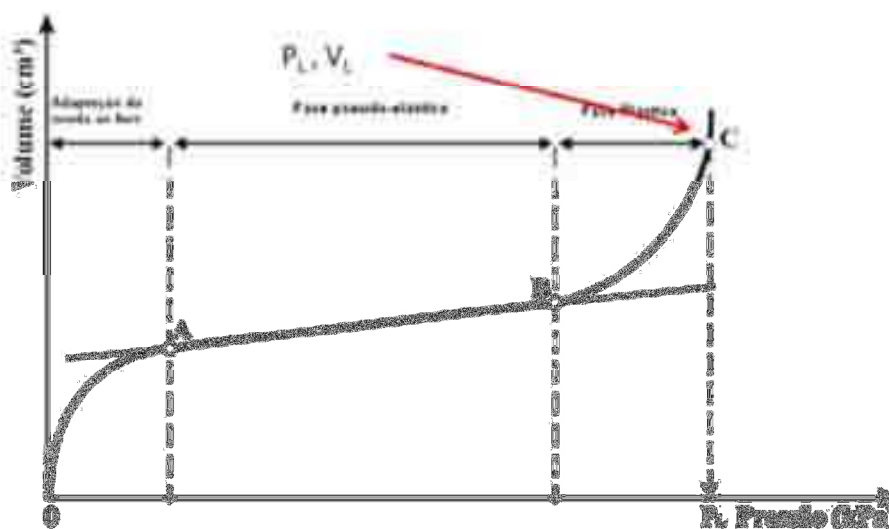


Figura 2.14 – Pressão limite: relação entre o volume injetado e o volume da cavidade (ARAUJO, 2001)

Pode-se dizer então que P_L é obtida quando a variação volumétrica (ΔV) se iguala durante o ensaio ao volume inicial do furo ($\Delta V/V_i = 1$), como ΔV é a variação de volume da sonda e V_i é o volume inicial do furo tem-se:

$$V_i = V_S + V_0 \cong 700 \text{ cm}^3,$$

Equação 2.4

Menard (1975) redefiniu este conceito de pressão limite como a pressão necessária para dobrar o volume inicial do furo ($\Delta V/V_i = 0,5$).

$$V_L = 2 \cdot V_i, \quad \text{Equação 2.5}$$

Chegando a um volume injetado e lido (ΔV) no volumímetro:

$$\begin{aligned} V_L - V_o &= V_i = V_s + 2 \cdot V_o \Rightarrow \\ V_L &= V_s + 2 \cdot V_o \end{aligned} \quad \text{Equação 2.6}$$

Mas para utilizar este método, deve-se verificar se a pressão de fluência ou de *creep* (P_f) tenha sido atingida. Pois este método se baseia em um gráfico semilogaritimico, onde são plotados nas abscissas alguns valores de pressão na fase plástica e nas ordenadas, em escala logarítmica, os valores de volume injetado correspondentes. Interpolando estes pontos, prolongando a reta até a ordenada referente ao volume limite (V_L) e rebatendo, encontra-se a pressão limite (P_L), como apresentado na Figura 2.15.

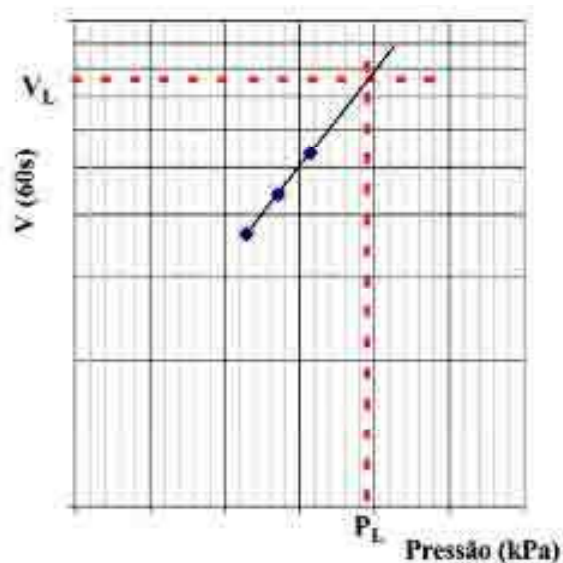


Figura 2.15 – Obtenção da pressão limite (P_L) (CUSTODIO, 2003)

A pressão de fluência é a pressão que corresponde ao limite entre a fase pseudoelástica do solo e a das grandes deformações plásticas. Não se usa diretamente P_F , mas é importante o seu cálculo para na verificação da qualidade do ensaio realizado e em estimativas da pressão limite e do módulo de Ménard.

2.6.6. Curva de *Creep* ou Fluência

Segundo Araújo (2001), a finalidade da curva de *creep* é evitar ambiguidades na definição dos limites do trecho linear da curva pressiométrica, auxiliando na determinação da pressão de *creep* (P_f) e na estimativa da pressão horizontal.

É gerado um gráfico pressão aplicada x diferença dos volumes medidos ($V_{60}-V_{30}$), como apresentado na Figura 2.16. Para se obter a pressão horizontal inicial e de *creep*, deve-se encontrar os as interseções entre as pressões correspondentes e as retas.

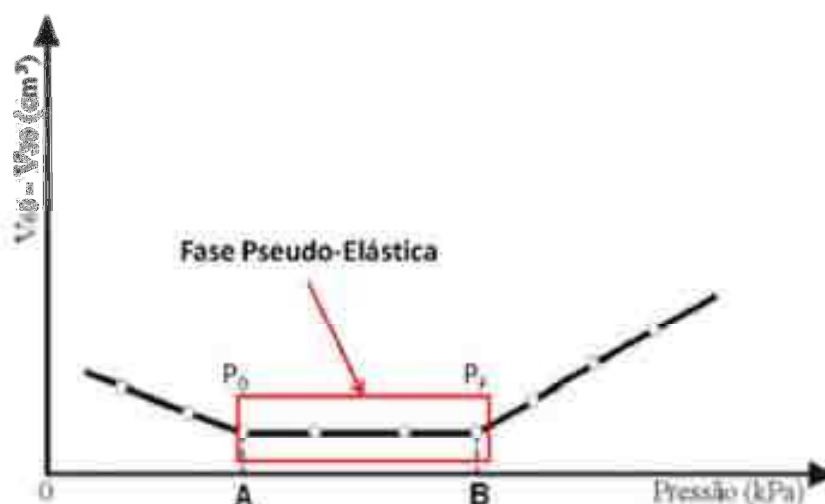


Figura 2.16 – Curva de fluência para determinar P_0 e P_f

2.6.7. Tensão Horizontal no Repouso (σ_{h0})

A pressão horizontal inicial é geralmente tomada como sendo a pressão correspondente ao início da fase pseudoelástica da curva pressiométrica corrigida. Mas, na prática, a pressão P_0 , pertencente ao início do trecho linear, não corresponde a σ_{h0} devido as perturbações causados durante o ensaio (execução do furo, instalação da sonda pressiométrica, amolgamento gerado no solo, variações no estado de tensão durante a escavação etc. Assim, conclui-se que sem as perturbações, P_0 seria correspondente a σ_{h0} .

Brandt (1978) propôs um método gráfico simples para a obtenção de σ_{h0} . Neste, obtém-se a tensão P_0 fazendo a interseção da reta paralela ao trecho pseudoelástico com outra reta tangente ao trecho de recompressão da sonda

no furo. Alguns autores questionaram e propuseram melhorias para a obtenção de P_0 , como Marsland e Randolph (1977) e Jézéquiél (1968). Desta forma, para minimizar os erros, o ensaio é realizado com pequenos incrementos de pressão no início dos trabalhos de forma a se obter mais pontos iniciais e melhorar a estimativa de P_0 .

2.6.8. Classificação dos Solos

Durante a execução do furo com trado manual ou mecânico, pode-se fazer um exame visual e táctil das amostras retiradas em diversas profundidades, e assim fazer uma classificação do solo. Em outros tipos de ensaios pressiométricos, sem a execução de pré-furo, faz-se uma classificação utilizando correlações dos resultados.

Podem-se utilizar também os parâmetros da curva pressiométrica corrigida para se classificar os solos, tais como a rigidez na parte inicial da curva, P_L , P_f e E_m , correlacionando-se com os dados obtidos das pesquisas de Clarke (1996), que sugeriu este tipo de classificação, apresentado na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Classificação dos solos em função de E_m/P_L (CLARKE, 1995)

Tipo de Solo	E_m/P_L
Areias fofas a pouco compactadas	4 – 7
Areias medianamente compactadas a compactadas	7 – 10
Turfas	8 – 10
Argilas moles a rijas	8 – 10
Argilas rijas a duras	10 – 20
Loess (material fino depositado pelo vento)	12 – 15
Solo de alteração de rocha	8 – 40

Na Tabela 2.7, são apresentados os valores de E_m e P_L para alguns tipos de solos.

Tabela 2.7 – Valores típicos de E_m e P_1 (CLARKE, 1995)

Tipos de solos	E_m (kPa)	P_1 (kPa)
Turfa	200 – 1500	20 – 150
Argila mole	500 – 3000	50 – 300
Argila média	3000 – 8000	300 – 800
Argila rija	8000 – 40000	600 – 2000
Calcário argiloso	5000 – 60000	600 – 4000
Areia siltosa fofa	500 – 2000	100 - 500
Silte	2000 – 10000	200 – 1500
Areias e pedregulhos	8000 – 40000	1200 – 5000
Areias sedimentares	7500 – 40000	1000 – 5000
Calcário	80000 – 20.000.000	3000 – 10000
Aterros jovens	500 – 5000	50 – 300
Aterros maduros	4000 – 15000	400 – 1000

2.6.9. Erros comuns

Durante a realização de um ensaio pressiométrico podem ocorrer alguns erros, os mais comuns são:

i) Circularidade do Furo:

O furo deve ser circular para que se possa obter o valor correto da pressão aplicada no solo, ou seja, para se obter uma pressão uniforme nas paredes do furo. Quando a distribuição não for uniforme a pressão média aplicada não será exato. (Figura 2.17).

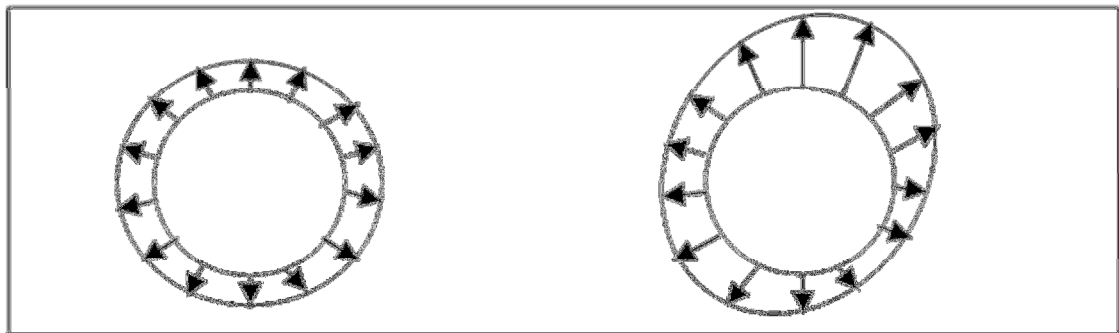


Figura 2.17 – Distribuição não uniforme das tensões

O resultado dessa má distribuição da pressão nas paredes do furo é obtida na curva pressiométrica corrigida, que foge ao padrão do ensaio (Figura 2.18). A curva esperada é semelhante à apresentada na figura 2.13.

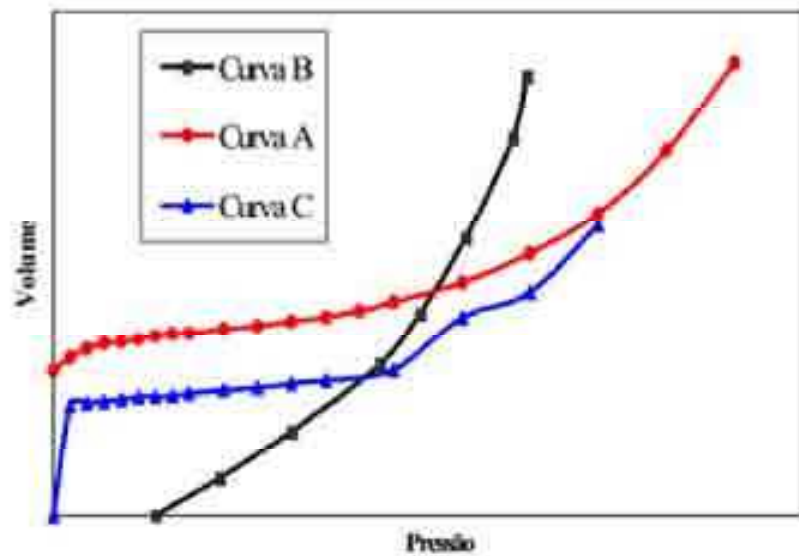


Figura 2.18 – Curvas pressiométricas com erro devido ao furo mal executado (ARAUJO, 2001)

ii) Diâmetro do Furo:

Outro erro comum é a não adequação do furo para a sonda disponível, para isso, o furo deve respeitar a tolerância:

$$1,03 D_{\text{sonda}} < D_{\text{Furo}} < 1,20 D_{\text{Sonda}}$$

iii) Diferencial de pressão mal selecionado;

Se a célula central da sonda não estiver em contato direto com a parede do furo pode ocasionar erros na célula diferencial de pressão, portanto o posicionamento da sonda deve ser observado. Para que não ocorram erros do tipo é importante que a pressão das células de guarda sejam inferiores a pressão da célula central (Figura 2.19).

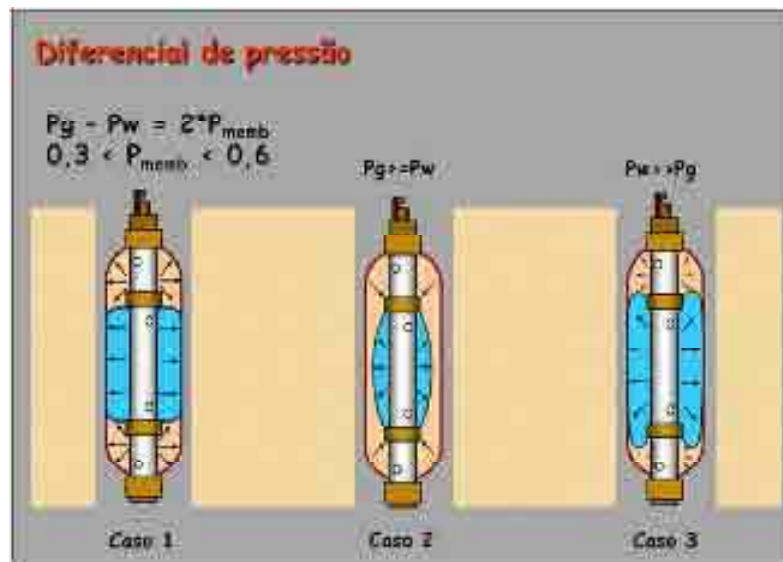


Figura 2.19 – Diferencial de pressão (APAGEO)

iv) Paralaxe:

A posição de leitura do operador é importante e pode ocasionar erros durante o ensaio. Este deve posicionar-se em frente, centralizado e as leituras devem ser realizadas ao mesmo nível do volumímetro.

A atenção deve ser redobrada nos casos de solos com baixa rigidez devido à aplicação de baixos incrementos de carga. Qualquer pequeno erro de paralaxe pode influenciar os resultados finais (Figura 2.20).



Figura 2.20 – Localização correta do operador

Além dos erros mencionados, outros que também devem ser considerados são os representados na Tabela 2.8, que são apresentados com o seu grau de influência nos resultados.

Tabela 2.8 – Perturbações no ensaio pressiométrico (ORCHANT, 1988)

Variável	Efeitos nos resultados do ensaio
Expansão da tubulação	Baixo
Perdas por atrito na tubulação	Baixo
Dimensões da sonda	Baixo-moderado
Intervalo de expansão da sonda	Baixo-Moderado
Método de furação e preparação do furo	Significativo
Método de inserção da sonda	Significativo
Tamanho do furo	Significativo
Idade da membrana	Baixo
Perdas de carga nas linhas de condução	Baixo
Paralaxe	Em função da rigidez do solo
Não circularidade do tubo	Significativo

2.7. Análise de Estabilidade

A análise da estabilidade de taludes naturais ou artificiais é de grande importância para determinar se um talude é seguro ou não. A análise é feita considerando se o talude está submetido a três tipos de força: peso próprio, escoamento de água e a resistência ao cisalhamento. Com a presença da água, o grau de saturação aumenta o peso específico do material, e o excesso de umidade reduz a resistência ao cisalhamento pelo aumento da poropressão, fragilizando o talude. (FERNANDES, 1998)

Em geral as análises são realizadas comparando-se as tensões cisalhantes com a resistência ao cisalhamento, com isso, obtém-se um fator de segurança. Junior (2005) propôs valores para o fator de segurança, mostradas na tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Fatores de segurança (FS) determinísticos e as respectivas condições do talude. (JUNIOR, 2005)

Fator de Segurança (FS)	Condição do Talude
FS < 1,0	Talude instável; caso o talude venha a ser implantado nestas condições, deverá sofrer ruptura.
FS = 1,0	Condição limite de estabilidade associada à iminência de ruptura; também condição adotada geralmente nos casos de retro análise.
FS > 1,0 (pouco maior)	Condição estável; quanto mais próximo de 1,0 for o FS, mais precária e frágil será a condição de estabilidade do talude.

FS >> 1,0 (muito maior)	Condição estável; quanto maior for o FS, menores serão as possibilidades do talude vir a sofrer ruptura quando submetido a condições críticas.
--------------------------------------	--

O Fator de Segurança (FS) é o fator pelo qual podem ser reduzidos os parâmetros de resistência de tal forma a tornar o talude em estado de equilíbrio limite ao longo de uma superfície.

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} = 1 \quad \text{Equação 2.7}$$

O FS de um projeto varia em função do tipo de obra e vida útil, dependendo, entre outros fatores, das consequências de uma eventual ruptura em termos de perdas humanas e/ou econômicas. Gerscovich (1999) recomendou valores de FS, considerando os custos de construção para elevados fatores de segurança; ressalta também, que a determinação do FS deve considerar as condições atuais do talude, o uso futuro da área, preservação do talude (cortes na base), desmatamento, sobrecargas e infiltração excessiva.

Tabela 2.10 – Fatores de segurança (FS) de projeto e admissíveis. (GERSCOVICH, 1999)

Custo e consequência da ruptura	Incerteza nos parâmetros		
	Pequena *	Grande	
Custo de recuperação pequeno – baixo risco de vida **	1,25	1,5	
Custo de recuperação alto – alto risco de vida ***	1,5	>2,0	
* solo homogêneo, ensaios consistentes ** escorregamento lento sem construções próximas *** ex: barragem			
Risco de perdas econômicas	Risco de perda de vidas humanas		
	Desprezível	Médio	Elevado
Desprezível	1,1	1,2	1,4
Médio	1,2	1,3	1,4
Elevado	1,4	1,4	1,5
i) FS para tempo de recorrência de 10 anos; ii) Para risco elevado e subsolo mole, o FS pode ser majorado em 10%.			

Esta abordagem é do tipo determinístico, pois fixa um determinado valor para FS. Associado a este método de análise, sugere-se fazer análises probabilísticas de ruptura com auxílio de *softwares*, pois pode-se quantificar algumas incertezas presentes no FS pré-determinado.

A Norma ABNT NBR 11682/2009 – Estabilidade de Encostas - prescreve os requisitos exigíveis para o estudo e controle da estabilidade de constas e de taludes resultantes de cortes e aterros. Apresenta os parâmetros de segurança para o projeto de taludes baseados em métodos semiprobabilísticos, mostrados na tabela 2.11. Neste trabalho foram consideradas as recomendações da norma citada.

Tabela 2.11 – Fator de Segurança e Recomendações da Norma (NBR 11682, 2009)

Grau de segurança necessário ao local	Métodos baseados no equilíbrio-limite	Tensão-deformação
	Padrão: FS mínimo	Padrão: deslocamento máximo
Alto	1,5	Os deslocamentos máximos devem ser compatíveis com o FS necessário ao local, à sensibilidade das construções vizinhas e à geometria do talude.
Médio	1,3	
baixo	1,15	

2.7.1. Tipos de Análises

Pode-se realizar procedimentos para determinação do FS de forma determinística com base na teoria do equilíbrio limite e análise de tensões.

i) Análise de tensões:

Baseado em análises de tensão x deformação do solo, são realizados com o auxílio de *softwares*, baseado nos métodos dos elementos finitos (MEF) ou das diferenças finitas (MDF). As tensões cisalhantes são determinadas e comparadas com a resistência ao cisalhamento, e a região de ruptura é determinada nos pontos onde $\tau \geq \tau_{\text{resistência}}$.

Os resultados permitem estabelecer as áreas rompidas, mesmo sem se estabelecer uma superfície de ruptura (ruptura progressiva); estabelecer níveis de tensão para realizar ensaios de laboratório; e conhecer a magnitude das deformações.

ii) Equilíbrio limite:

Consiste na determinação do equilíbrio da massa ativa de solo, a qual pode ser delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de geometria qualquer. Este método assume que a ruptura se dá em uma superfície e que todos os elementos atingem a condição de FS.

Determina-se o FS via equilíbrio limite de duas formas: fixando uma superfície de ruptura potencial (circular, planar etc), considerando o solo acima como corpo livre; em seguida o equilíbrio é calculado através da estática ($\sum F_v = 0, \sum F_h = 0, \sum M = 0$), onde o equilíbrio é feito subdividindo o maciço em fatias e analisando o equilíbrio de cada fatia.

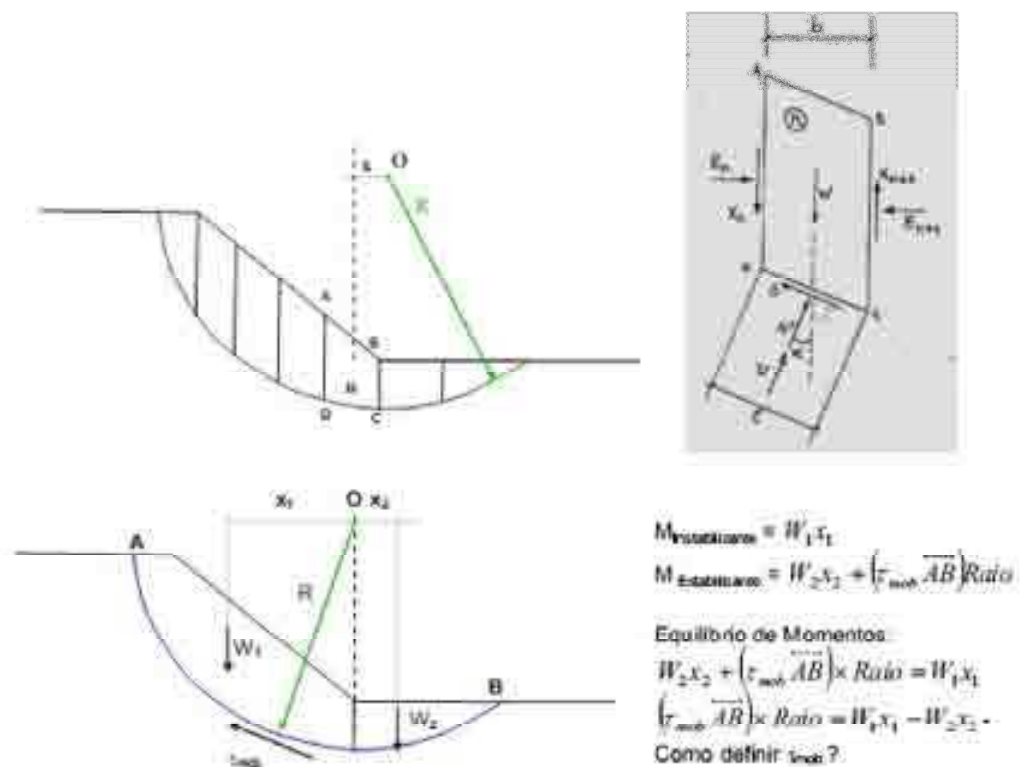


Figura 2.21 – Equilíbrio de forças e momentos – método estático.

Analisando-se o método, pode-se observar que o problema é estaticamente indeterminado, pois tem-se mais incógnitas do que equações ($6n-2$). Desta forma, aplica-se os diversos métodos simplificadores que reduzem o numero de equações. Uma hipótese comum é assumir que o esforço normal na base da fatia atua no ponto central, reduzindo as incógnitas para $5n-2$.

Na análise obtem-se τ_{mob} de forma que o maciço esteja em equilíbrio limite. O FS encontrado é comparado então com o FS da equação 2.7; o FS

é admitido constante em toda a superfície; e o FS mínimo é obtido por iterações (Figura 2.22).

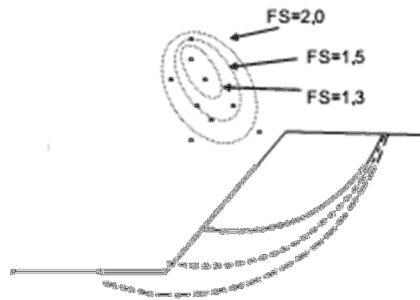


Figura 2.22 – Obtenção do FS por iteração

A figura 2.22 mostra que contornos de mesmo valor de FS tendem a apresentar uma forma elíptica, com o eixo do maior se aproximando da superfície do talude.

2.7.2. Método das Fatias

O método das fatias permite a análise de solo heterogêneo, com superfície irregular, e faz a distribuição das poropressões. Consiste basicamente em subdividir o maciço em fatias e assumir a base da fatia linear; em seguida, equilibra-se as forças de cada uma, assumindo que as tensões normais de cada fatia é gerada pelo peso próprio; finalizando com o cálculo do equilíbrio do conjunto através das equações, conforme visto na figura 2.21.

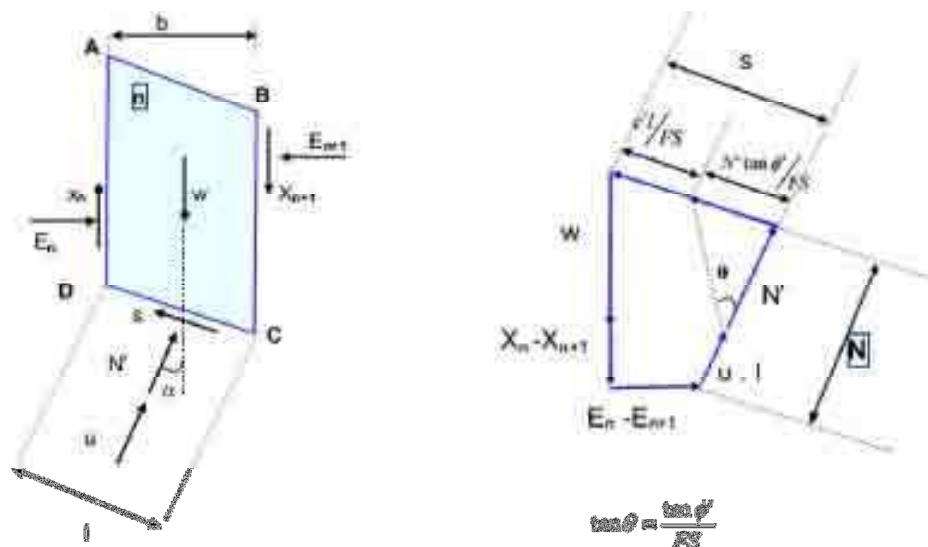


Figura 2.23 – Esforços na fatia n e polígono de forças detalhado.

Tensão cisalhante mobilizada na base da fatia:

$$S = \tau_{mob} \times l \quad \text{Equação 2.8}$$

Onde:

Tensões efetivas:

$$\tau_{mob} = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

$$S = \tau_{mob} \times l = \frac{c'l}{FS} + (N - ul) \frac{\tan \phi'}{FS} \quad \text{Equação 2.9}$$

$$\tau_{mob} = S_u \dots (\phi = 0)$$

Tensões totais:

$$S = T_{mob} = \frac{S_u l}{FS} \quad \text{Equação 2.10}$$

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

$$\sum W_i \times x_i = \sum \tau_{mob i} \times R \quad \text{Equação 2.11}$$

Substituindo a equação 2.9 em 2.11 tem-se:

$$FS = \frac{R \times \sum (c'l + (N - ul) \tan \phi')}{\sum W_i \times x} \quad \text{Equação 2.12}$$

(Tensões efetivas)

Mas,

$$x = R \sin \alpha \quad \text{Equação 2.13}$$

Assim:

$$FS = \frac{\sum (c'l + (N - ul) \tan \phi')}{\sum W_i \sin \alpha} \quad \text{Equação 2.14}$$

Tem-se também:

$$\sum W_i \times x_i = R \times \sum \left(\frac{S_u l}{FS} \right) \quad \text{Equação 2.15}$$

Chegando em:

$$FS = \frac{R \times \sum (S_u l)}{R \sum W \sin \alpha} = \frac{\sum (S_u l)}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{Equação 2.16}$$

(Tensões totais)

Análises em termos de tensão total podem ser realizadas nas situações de:

- solos saturados;

- análises aplicadas no caso de taludes em final de construção ou em análises de rebaixamento rápido para taludes em solos pouco permeáveis;

Os parâmetros totais de resistência podem ser obtidos em laboratório ou em ensaios de campo. Nestes casos, a envoltória de resistência em termos de tensão total se caracteriza por: $c = s_u$ ou c_u e $\phi = 0$

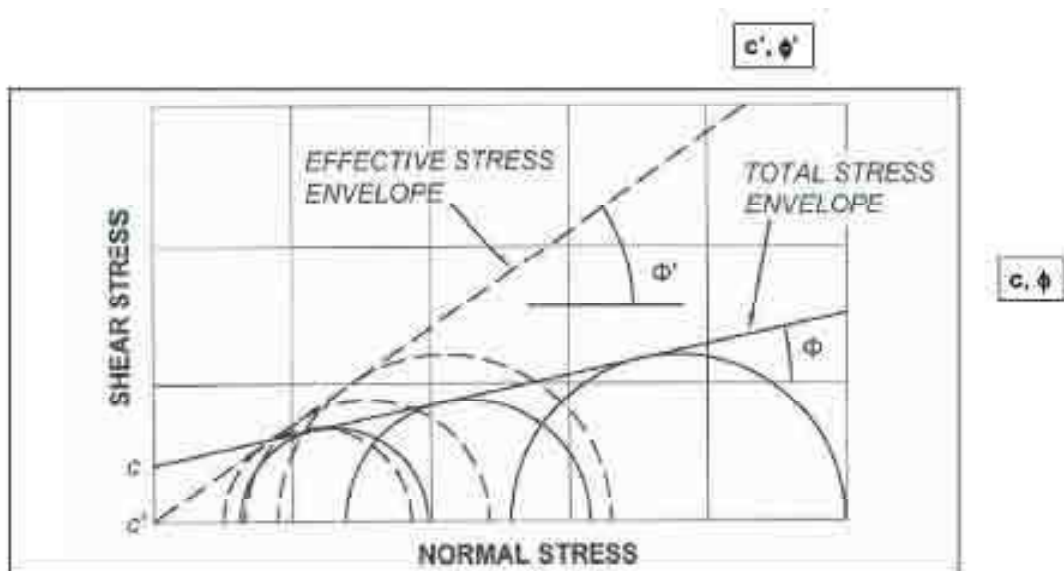


Figura 2.24 – Análises da Estabilidade de Taludes

Quando se analisa em termos das tensões totais, é assumido que as poropressões do talude são idênticas aos dos ensaios.

A equação 2.16 será a equação básica para determinação de FS para superfícies circulares, sendo o FS mínimo obtido por iterações, ou seja, testa-se várias superfícies até que se determine a superfície potencial de ruptura, conforme visto na figura 2.22.

Para a determinação de FS é preciso conhecer a força normal N . Como explicado em 2.7.1.i, o equilíbrio é estaticamente indeterminado, para isso introduz-se as hipóteses simplificadoras para se chegar à solução. Neste trabalho, serão utilizados nas análises os métodos de *Bishop* (simplificado e generalizado), *Janbu* (simplificado e generalizado) e *Morgenstern-Price*.

2.7.2.1 Método de Bishop

Este método admite que as forças entre fatias estão na horizontal. Considera também que a força normal age no centro da base da fatia e é calculado a partir do somatório das forças na vertical, desprezando o somatório das forças horizontais (FERNANDES, 1998).

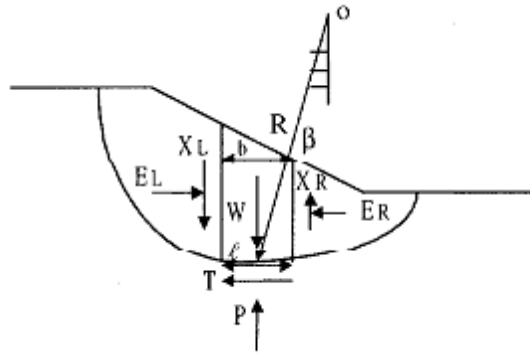


Figura 2.25 – Figura esquemática, método de Bishop.

Originalmente este método foi apresentado para calcular uma superfície de deslizamento circular, mas pode ser adaptado para superfícies não circulares, adotando um centro fictício. O valor de FS é iterativa.

2.7.2.2 Método de Janbu

Janbu desenvolveu um método rigoroso, generalizando, satisfazendo todas as equações de equilíbrio, tendo como hipóteses:

- i) estado de deformação plana;
- ii) a resultante dos esforços normais dN , passa pelo ponto médio da base, onde atuam os demais esforços dW , dS , sendo que:

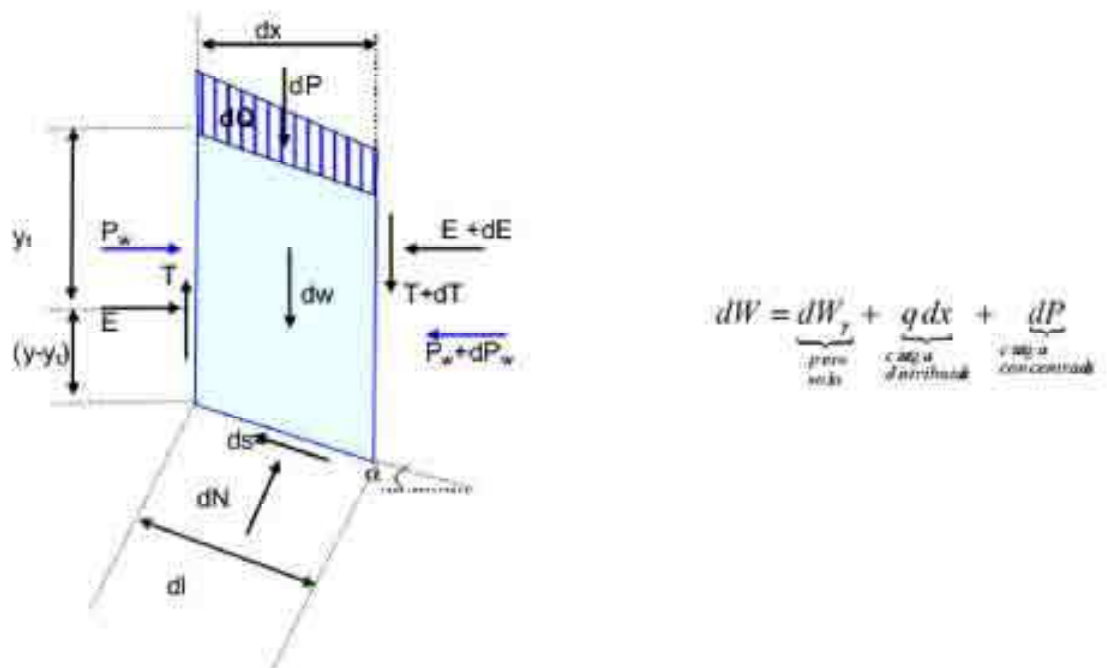


Figura 2.26 – Figura esquemática, método de Janbu.

- iii) a posição na linha de empuxo é conhecida, estabelecendo a posição da resultante das forças interlamelares (E)
- se $c' = 0$, a resultante posiciona-se próximo ao terço inferior da lamela;
 - se $c' > 0$, haverá regiões sob tração e outra sob compressão. Na zona de tração, assumir trinca de tração.
- iv) Combinando-se as equações de equilíbrio e usando fatias infinitesimais, o FS é calculado por:

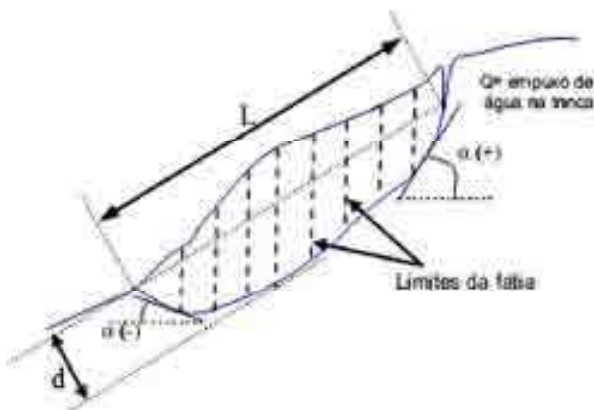
$$FS = \frac{\sum [c' + (p + t - u) \tan \phi'] dx}{E_a - E_b + \sum [dQ + (p + t) \tan \alpha dx]} \frac{1}{n_\alpha}$$

Onde:

Equação 2.17

$$n_\alpha = \frac{1 + (1/FS) \tan \phi' \tan \alpha}{1 + \tan^2 \alpha}$$

O método de Janbu simplificado, desenvolvido para taludes homogêneos, reduz o problema a partir da utilização de um fator de correção f_0 , que incorpora a influencia da força entre fatias, conforme a figura 2.26.



Onde:

f_0 – função de d/L e do tipo de solo;

n_a - parametro definido em função da geometria para cada fatia. Este é o fator de correção obtido a partir de comparações entre FS dos métodos generalizado e simplificado.

p – peso médio por unidade de largura dW/dx ;

u – poropressão media na base da fatia;

Q – empuxo de água na trinca;

$$dW = \gamma h_m dx$$

Figura 2.27 – Parâmetros do método de Janbu simplificado

$$FS = f_0 \frac{\sum \frac{[c' b + (p - u) \tan \phi']}{n_\alpha}}{\sum [dW \tan \alpha] + Q} \quad \text{Equação 2.18}$$

O procedimento de calculo do método Janbu simplificado:

- dividir o talude em fatias, sendo que a largura da fatia (Δx) deve considerar mudanças nas propriedades do material e distribuições de poropressão;
- determinar os parâmetros de peso: $dW = \gamma h_m dx$ $p = dW / dx$
- determinar a distribuição de poropressões na base de cada fatia (u) e no caso de existência de água na trinca;
- Calcular $dW \tan \alpha$ e $\chi = (c' + (p-u) \tan \phi') dx$;
- Assumir um valor para FS e determinar n_α ;
- Calcular FS com a equação 2.18

2.7.2.3 Método de Morgenstern-Price

É o método mais geral de equilíbrio limite para superfície qualquer.

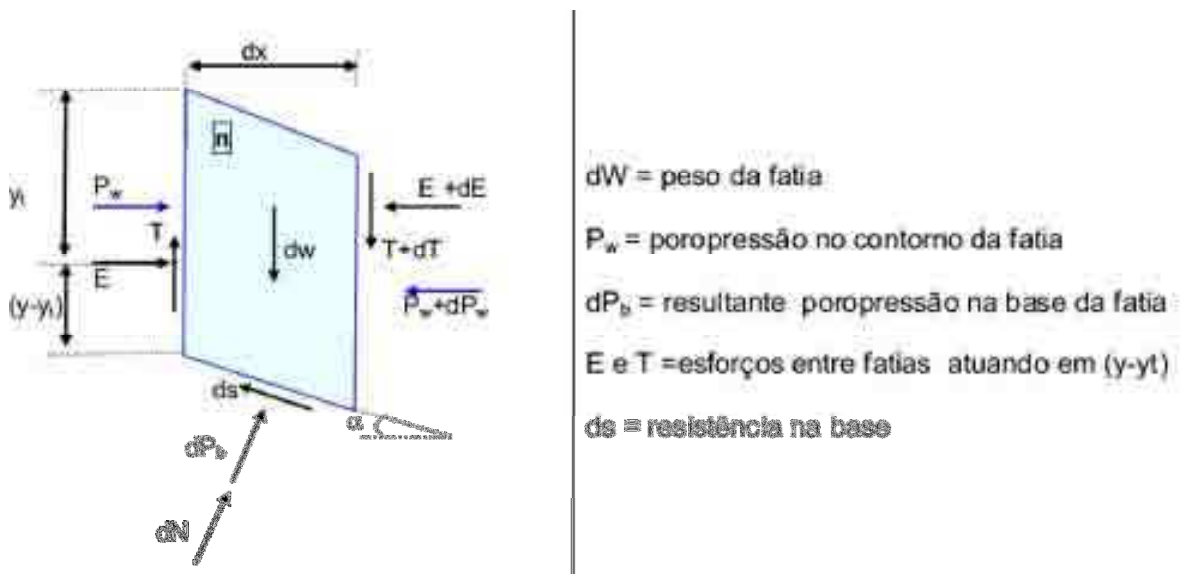


Figura 2.28 – Esforços na fatia n, método Morgenstern-Price

Para tornar o método estaticamente determinado, a relação entre E e T é dada por:

$$T = \lambda f(x)E \quad \text{ou} \quad \tan \theta = T/E = \lambda f(x) \quad \text{Equação 2.19}$$

Onde λ é um parâmetro que deve ser determinado a partir da solução de $f(x)$. Caso $f(x) = 0$, a solução é idêntica a de Bishop e quando $f(x)$ é constante,

o método torna-se idêntico ao método de Spencer. O método é solucionado iterativamente, assumindo-se valores para FS e λ .

2.7.2.4 Resumo dos métodos

Tabela 2.12 – Hipóteses dos métodos de estabilidade (GERSCOVICH, 1999)

Método	Hipótese com relação a força das fatias
Bishop	Resultante é horizontal
Janbu simplificado	Resultante é horizontal e um fator de correção é usado para considerar a força entre fatias
Janbu generalizado	A localização da força normal entre fatias é assumida como uma linha de empuxo
Morgenstern-Price	A direção resultante é definida por uma função $f(x)$

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Caracterização da Área de Viçosa-MG

De acordo com Cruz (2008), Viçosa-MG localiza-se na Zona da Mata de Minas Gerais, possui área de 299 km² e está situado em um planalto, com relevo acidentado, composto por cadeias de montanhas agrupadas, próximas uma das outras, com altas declividades, formando vales estreitos.

A área urbana está localizada em um vale, com altitude próxima a 649 m, e cerca de 40% do espaço construído está situado em área com declividade de até 15%; 20% deste espaço está situado em área com declividade entre 15 e 30% e os 40% restantes estão situados em terrenos com declividades iguais ou superiores a 30% (MANN, SIDDLES, PALERMO, 1993, p. 21).

Os números apresentados a seguir fornecem uma dimensão das implicações desse crescimento para o espaço urbano da cidade. No final da década de 1960, Viçosa-MG sofreu intenso processo de urbanização, onde a população urbana, segundo dados do IBGE, era de 9.342 habitantes. Em 1970, esta população aumentou para 17.000 habitantes, representando uma taxa de mais de 80% em dez anos. Em 1980, esta população se elevou a 31.179 habitantes, representando novamente uma elevada taxa de crescimento de mais de 80%, no mesmo período. Na década de 1980, a taxa de crescimento da população urbana foi aproximadamente 50%. Nas décadas seguintes estas taxas se acomodam na faixa de 30% (RIBEIRO FILHO, 1997; CRUZ et al., 2008).

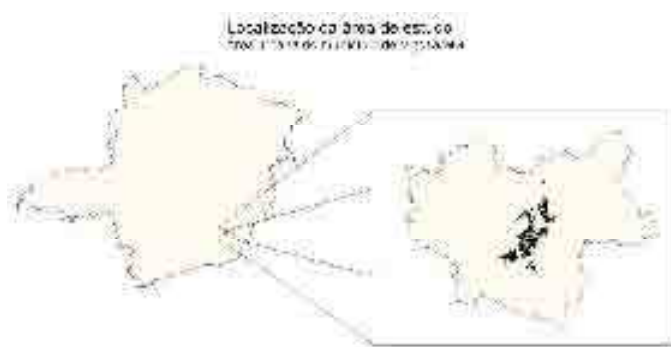


Figura 2.29 – Localização do município de Viçosa-MG

A ocupação do município se deu inicialmente ao longo dos vales dos córregos avançando posteriormente para as encostas. Muitas destas

ocupações foram realizadas em cortes com sucessivo lançamento do material, formando aterros sem o devido preparo e compactação.

A precipitação pluviométrica média gira em torno de 1300mm/ano, com período de chuvas entre novembro e março.

3.2. Caracterização Geológico-Geotécnica de Viçosa - MG

Viçosa-MG se insere em um clima tipo cwa, segundo a classificação Köppen, tropical de altitude e com chuvas intensas no verão. Possui temperatura média anual de 19.6º C e umidade com amplitude variável entre 30% e 65%, de acordo com o Departamento de Engenharia Agrícola/UFV. O pico da estação chuvosa ocorre em Dezembro, quando, na mesma época, ocorre à maioria dos desastres geológicos-geotécnicos.

As condições morfoclimática da microrregião são de zonas intertropicais úmidas,

O relevo é característico das regiões com rochas gnáissicas alinhadas em espigões, dissecadas pela erosão fluvial, produzindo amplos vales com fundos chatos formado por terraços e leitos maiores onde meandram cursos d'água pouco expressivos. É comum, nas vertentes, a presença de cicatrizes de escorregamentos, ravinas anfiteátricas e voçorocas. Os topos se apresentam aplainados, constituindo os divisores de água para as pequenas bacias de drenagem existentes. Possui uma camada espessa de um manto de alteração nas áreas de declividades fracas e médias. Nas ravinas a evolução leva ao estabelecimento da pedofoma côncava-côncava, evoluindo para um plano inclinado com declive variando de forte a suave. A precipitação efetiva sobre as ravinas é reduzida, mas o escoamento superficial é elevado aumentando o poder erosivo (VIEIRA, 2000).

A Geologia presente na folha Viçosa (SF.23-X-B-V) (Escala 1:1.000.000 – DNPM) não apresenta maiores detalhes, sendo baseada nas folhas Rio Espera (SF.23-X.B.IV) (Escala 1:100.000 – DNPM). As feições litológicas encontradas são do Arqueano e Proterozóico Inferior, representadas pelo complexo Juiz de Fora, complexo Mantiqueira e Grupo Dom Silvério, sendo que as encontradas no município de Viçosa as litologias pertencentes ao domínio complexo Mantiqueira que incluem rochas gnáissicas e migmatíticas, se superpondo a série Barbacena.

Essa inserção do município no domínio complexo, apresenta localmente, gnaisses indiferenciados, moderadamente a muito alterados, apresentando níveis quartzosos intercalados com níveis micáceos (VIEIRA, 2000).

Ramalho (1994) realizou a caracterização geotécnica dos solos de Viçosa-MG, descrevendo um total de cinco horizontes:

- i) Saprolitos:
Material de transição solo-rocha, constituído predominantemente por massas terrosas, friáveis e estruturadas, que, em profundidade, fazem a transição para núcleos rochosos em decomposição. Isso indica um comportamento e propriedades geotécnicas heterogêneas destes materiais. A espessura deste horizonte pode variar, de acordo com a profundidade na encosta, podendo ser encontrado de 5 m e chegando até 20 m.
- ii) Solo residual jovem:
Ocorre sobre saprolitos e sob residual maduro, podendo aflorar em cortes, voçorocas ou em encostas declivosas. Possui constituição predominante areno-siltosa, pouco coesivo, de baixa plasticidade e susceptível a erosão superficial.
- iii) Solo residual maduro:
Apresenta granulação fina, argilo-arenosa, com plasticidade média a alta e coloração marrom ou marrom-avermelhada. As espessuras possuem média de 5 m. Geralmente pouco susceptível a erosão e utilizado em obras de terra.
- iv) Solo coluvionar:
Possui granulação final, argilo-arenosa, com plasticidade média a alta, homogêneos, porosos e com coloração marrom, marrom avermelhada e marrom amarelada. Este horizonte é pouco espesso. É também utilizado como matéria prima em obras de terra.
- v) Depósitos aluvionares:
São pouco desenvolvidos e ocorrem junto aos leitos e terraços fluviais. Apresentam granulometria variável, predominando constituições argilo-arenosas.

3.3. Localização dos Ensaios de Campo

Toma-se como ponto de partida, o mapeamento realizado por Roque (2013), que seguiu a metodologia proposta por Brasil (2007). Este levantamento buscou cadastrar, identificar e caracterizar as áreas de risco sujeitas a movimentos de massa na zona urbana de Viçosa-MG, fornecendo ao final, uma carta de susceptibilidade contendo as zonas de alto, médio e baixo risco.

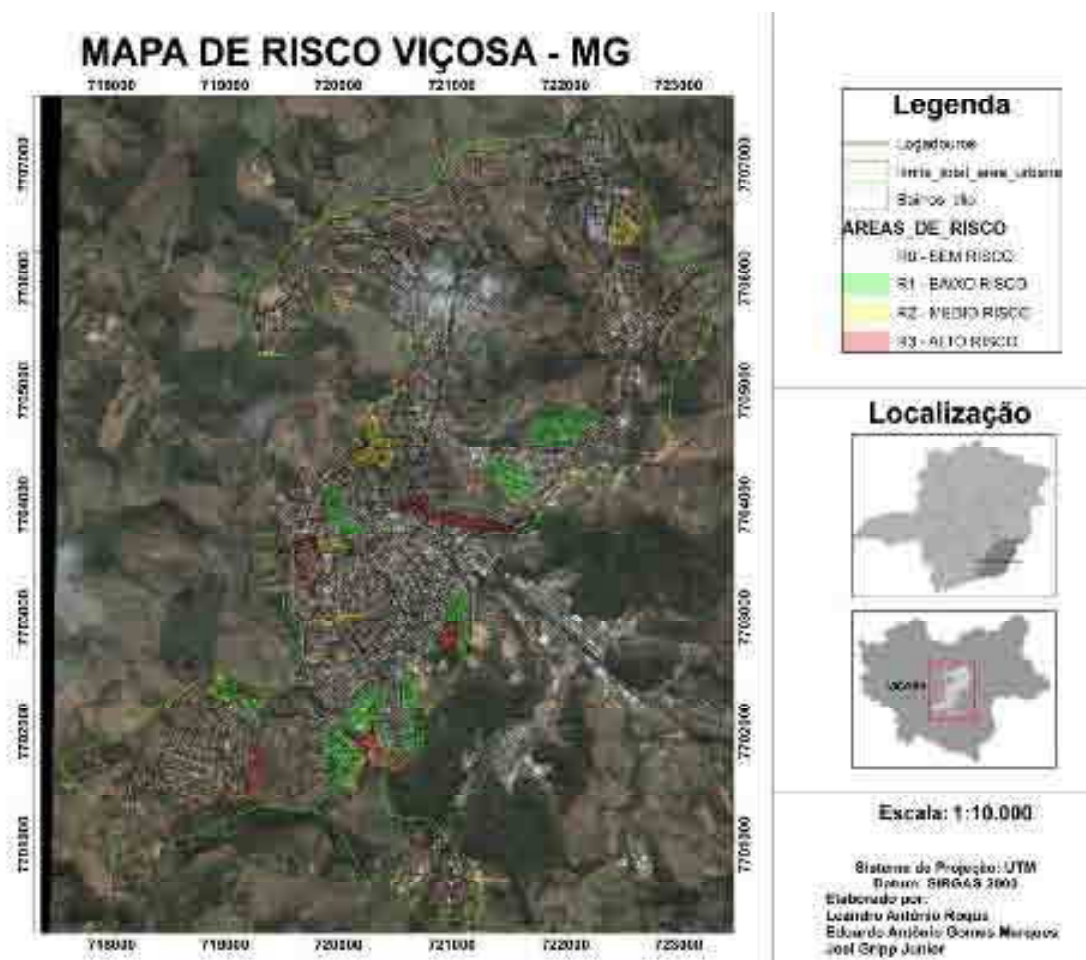


Figura 3.1 – Mapa de risco de Viçosa-MG compilado por ROQUE (2013).

A área de estudo compreende 13 pontos susceptíveis a movimentos de massa, classificadas por Roque (2013) como sendo de alto e médio risco. Estes se assemelhavam, em sua maioria, por serem encostas em áreas periféricas com adensamento médio no seu entorno.

Foram então realizadas investigações geotécnicas de modo a permitir o conhecimento do perfil da área. Utilizou-se para isso:

- um trado manual, modelo tipo holandês, na realização do pré-furo;
- um pressiômetro de Ménard, tipo GC, fabricante APAGEO (Figura 2.7). as investigações foram realizadas a luz das normas citadas no tópico 2.6.1 e do manual do fabricante;
- seguido de análise de estabilidade dos taludes investigados com o auxílio do *software* GeoStudio 2007 Slope/W, da Geo-Slope International.
- para a coleta dos pontos, utilizou-se um GPS Garmin, modelo Etrex Legend H.
- os métodos de análise para análise de estabilidade e obtenção do fator de segurança foram: Bishop, Janbu generalizado e Morgenstern-Price.

Na Tabela 3.1 são apresentados os locais onde foram realizados os ensaios de campo com suas respectivas especificações de ensaio:

Tabela 3.1 – Locais onde foram realizados os ensaios de campo

PMT	Bairro	Logradouro	Coord.Geográficas		Cota (m)	Profundidade Max. (m)
			Latitude	Longitude		
1	Sagrada Família	Rua Mato Grosso	20º 46' 18.99" S	42º 53' 7.60" W	750	13
2	Bom Jesus	Rua Paraná	20º 46' 10.575" S	42º 53' 7.05" W	739	11
3	Fátima	Rua Vicentina de Barros	20º 45' 56.894" S	42º 53' 39.32" W	783	6
4	Fátima	Rua Major A. Santana	20º 45' 56.987" S	42º 53' 39.732 W	747	9
5	Nova Viçosa	Rua Shotaro Shimoya	20º 46' 9.877" S	42º 53' 39.348" W	766	8
6	Nova Viçosa	Estrada Nova Viçosa	20º 46' 26.714" S	42º 53' 39.321" W	818	10
7	Nova Viçosa	Rua José Rocha Filho	20º 46' 27.588" S	42º 53' 45.115" W	795	6
8	Santa Clara	Rua José Santana	20º 45' 39.686" S	42º 53' 17.393" W	735	9
9	Santa	Rua Juscelino	20º 45' 15.756" S	42º 53' 27.588" W	760	10

	Clara	Kubitschek		W		
10	Betânia	Rua Rio Doce	20° 45' 25.828" S	42° 53' 25.424" W	750	10
11	Centro	Rua da Mariquinha	20° 45' 5.459" S	42° 52' 45.308" W	707	9
12	Bela Vista	Rua Emídio Dorneles	20° 45' 43.806" S	42° 52' 41.537" W	730	10
13	Sagrado Coração de Jesus	Avenida Brasil	20° 44' 47.505" S	42° 52' 45.126" W	680	10

Nos estudos do mapa produzido por Roque (2013) foi determinado à execução de, pelo menos, uma sondagem em cada área de risco, com profundidade máxima de até 13 metros. Alguns pontos foram analisados e encerrados com uma profundidade menor devido às limitações do equipamento e alta resistência do terreno, aferida nas leituras do equipamento pressiométrico.

3.4. Carta Geotécnica de Viçosa - MG

A carta geotécnica apresenta o diagnóstico das condições de risco da superfície, oferecendo ao município o conhecimento necessário para reduzir os riscos naturais e reduzir as vulnerabilidades das comunidades locais.

A informação coletada durante um mapeamento das áreas de risco auxilia no controle do uso do solo urbano, permitindo-se dar a devida ocupação com base em informações geológico-geotécnicas locais, caracterizando-se os processos e parâmetros envolvidos e sistematizando-se as informações sobre a suscetibilidade do meio a eventos geotécnicos.

3.5. Equipamento de Campo

Para a realização dos estudos propostos, utilizou-se um trado manual, tipo cavadeira, feito em aço, padrão holandês, cônico de 63 mm (Figura 3.2); tubos de sondagem para conexão no trado e sonda.



Figura 3.2 – Trado tipo cavadeira cônica, padrão holandês

O equipamento de análise do solo é um Pressiômetro de Ménard (PMT) do tipo GC, fabricado pela empresa francesa APAGEO SEGELM, apresentado na figura 2.7. Este equipamento é composto por até cinco partes (Figura 3.3):

- i) Caixa de monitoramento - CPV;
- ii) Sonda pressiométrica tipo GC;
- iii) Mangueiras de conexão
- iv) Garrafa de pressão – Nitrogênio;
- v) Sistema de aquisição de dados automatizado (opcional).

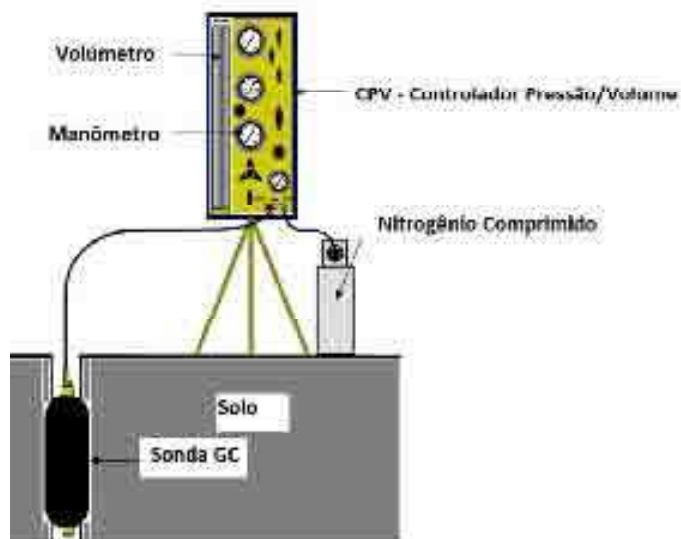


Figura 3.3 – Esquema do Pressiômetro de Ménard (APAGEO)

O CPV - Controlador de Pressão/Volume (i) é alojado em uma caixa metálica, tipo maleta, suportado por três pernas removíveis. No CPV aplica-se pressão por etapas, medido nos manômetros, e acompanha-se as deformações geradas no solo através da leitura do nível d'água no volumímetro.

É importante mencionar o procedimento de verificação diferencial da pressão entre a célula central e as células de guarda, que deve ser acompanhada e mantida durante todo o ensaio.

Outro procedimento importante que deve ser observado é a correção da pressão devido a coluna d'água, que é realizada a cada metro no início de cada nova medição. Quanto mais profundo for, maior será a pressão do peso próprio da água, por isso que a mesma deve ser corrigida.

A sonda pressiométrica (ii), tipo GC, é uma sonda cilíndrica com núcleo metálico e três células superpostas, apresentado na figura 2.10, com diâmetro nominal de 63 mm. Esta é revestida por uma membrana de borracha flexível na parte interna, cuja função é expandir e aplicar a pressão no solo, e uma membrana externa mais resistente, cuja função é proteger a membrana interna de objetos cortantes e transferir a pressão aplicada.

Utilizou-se água deionizada na pressurização do furo e variações volumétricas, ficando armazenada na câmara central de borracha. Esta é apoiada sobre as células de guarda, que mantem a linearidade do contato entre a sonda e o solo (Figura 3.4)

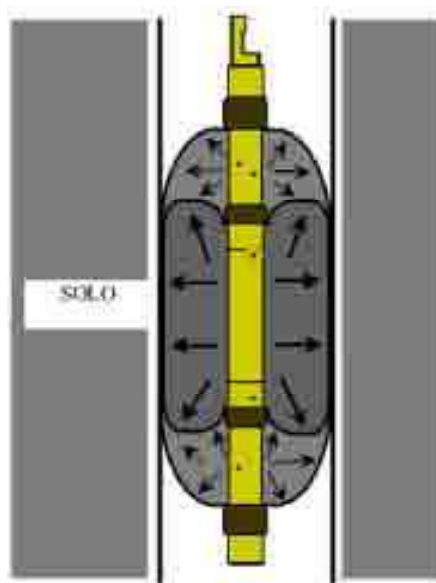


Figura 3.4 – Esquema da sonda GC dilatada com pressão diferencial (APAGEO)

A mangueira de conexão (iii) liga o CPV e a sonda pressiométrica, sendo responsável por injetar a água/gás dentro da sonda. São tubulações germinadas, constituídas de dois tubos colocados lado a lado com circuitos independentes, que são responsáveis para o transporte da água e o gás. Os tubos internos são do tipo PA-11 Rilsan, semi-rígido, de 3-6 mm de diâmetro, com conectores especiais para engates rápidos e seguros, onde o de cor vermelha transporta o gás para a célula de guarda e o de cor preta transporta a água para a célula central.

A garrafa de pressão (iv), contém nitrogênio pressurizado. Este gás é recomendado pelo fabricante devido ao seu baixo custo de aquisição, baixo risco de operação e fácil obtenção. A fonte de pressão é ligada ao CPV por conectores, que associado a sistemas de válvulas reguladoras e manômetros de verificação, garante a segurança na operação.

Embora não tenha sido utilizado neste trabalho, opcionalmente, pode se adaptar um sistema de aquisição de dados (v) proprietário da APAGEO que controla automaticamente a duração de cada estágio de pressão e armazena as leituras de volume em um cartão de memória. Os dados então são analisados no software proprietário da APAGEO "*Pressio Software*", que calcula todos os parâmetros do ensaio, de resistência e deformabilidade, além de representá-los graficamente (ARAUJO, 2001).

Para o georeferenciamento dos furos realizados e obtenção das referências geográficas, utilizou-se um GPS manual fabricante Garmin, modelo Etrex Legend H. As referências (latitude e longitude) estão apresentadas na tabela 3.1 e na figura 3.5 (pontos em azul).

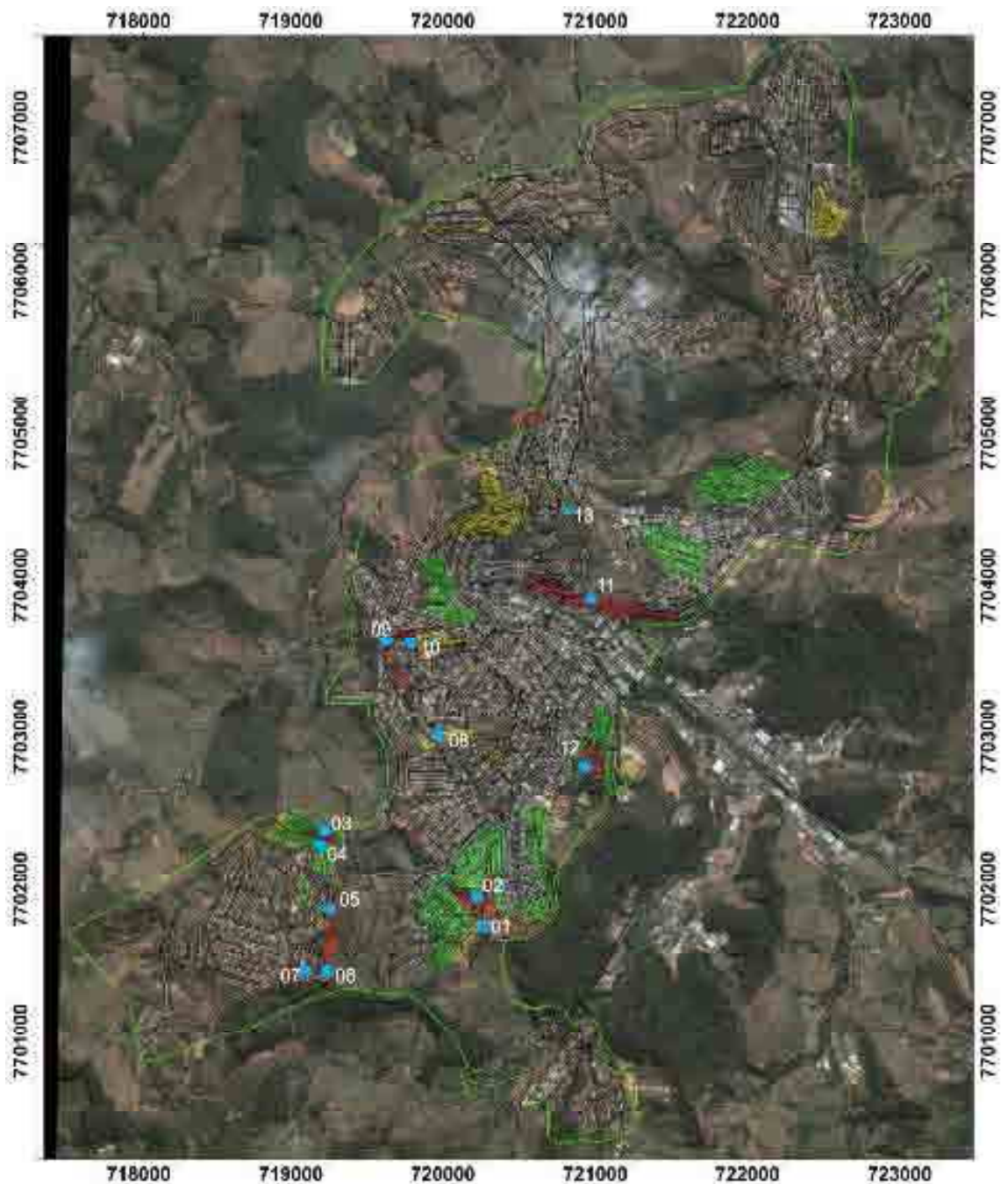


Figura 3.5 – Locais onde foram realizados os ensaios de campo (pontos em azul)

3.6. Metodologia de Ensaio

- Calibração:

Antes da realização no ensaio, no laboratório, foi realizada uma calibração do equipamento para se obter a curva pressiométrica do equipamento. Esta curva é importante e é utilizada para a correção dos dados

Primeiramente, se faz o ensaio à inércia (Figura 2.11), também chamado de ensaio de perda de pressão do revestimento da membrana externa.

Em seguida foi feito a calibração em estado confinado, também chamado de ensaio de perda de volume, que é necessário para a medida de possíveis acréscimos de volume que podem ocorrer no sistema, devido a dilatação das tubulações internas e externas.

O procedimento completo destas calibrações foram apresentados no tópico 2.6.3.2.

- Saturação do Sistema:

A saturação é importante e necessária antes de se partir para a realização dos ensaios de campo, pois, desta forma, se retira as bolhas de ar no sistema. Estas bolhas sob altas pressões podem apresentar erros volumétricos consideráveis e que não correspondem ao solo analisado.

Procede-se aplicando uma pressão mínima na sonda, com o dreno inferior aberto, até que todas as bolhas de ar sejam expulsas e a água esteja fluindo constantemente.

- Realização do Pré-furo:

Após a definição da posição *in loco* a ser analisada, considerando o talude, foi realizado o pré-furo cilíndrico usando o trado cavadeira, padrão holandês. O pré-furo foi realizado manualmente de metro em metro.

De acordo com a ASTM D-4719/87, deve-se realizar o pré-furo de modo que seja suficiente para a inserção e retirada da sonda. Um valor maior faz com que grande parte da água do volumímetro seja consumida apenas com a adequação da sonda ao furo, podendo inviabilizar o ensaio, já que não haverá água suficiente para que se chegue a pressão limite.

Foram obtidos furos entre 66 mm a 70 mm, cujas medições foram feitas após as escavações e considerando-as constantes no restante ao longo do furo.

A principal dificuldade durante um furo realizado a trado manual em profundidades acima de 6 m refere-se à força necessária para fazer a escavação, dificuldade na operação de montagem e desmontagem do tubo e manutenção do furo em camadas abaixo do lençol freático.

- Execução do ensaio no campo:

A sonda possui o mesmo diâmetro do pré-furo realizado de modo que a medida obtida no volumímetro do CPV é a expansão radial do solo.

Chegando à cota programada, no caso, a cada metro, foi inserida a sonda, fazendo-a inflar conforme descrição no item 2.6.3.3. O procedimento de carregamento do solo foi realizado até o limite volumétrico do aparelho de 750 cm³. Encerrada esta fase, esvaziou-se a sonda lentamente até recuperar a água do volumímetro, evitando danificar o aparelho e facilitando a retirada da sonda.

Alguns procedimentos foram observados e seguidos para a boa realização do ensaio:

- i) o CPV foi ajustado para trabalhar com os intervalos de pressão adequado ao tipo de solo ensaiado. Para isso, estimou-se a resistência e faz a calibração dos manômetros necessários para obter a maior fiabilidade no ensaio.

- ii) a tubulação escolhida foi a mesma calibrada junto ao equipamento, considerando a profundidade máxima definida para tal investigação. Utilizou-se uma mangueira de conexão com 15 m de comprimento.

- Interpretação dos dados:

A figura 3.6 mostra as fases do ensaio pressiométrico de Ménard, apresentando a forma esperada da curva do ensaio pressiométrico com pré-furo, quando bem realizado.

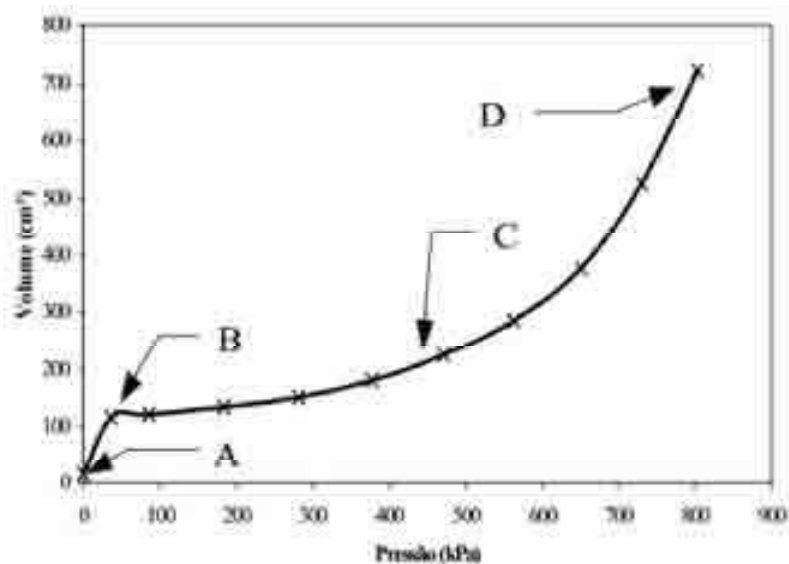


Figura 3.6 – Curva pressiométrica corrigida típica (ARAUJO, 2001)

O trecho A-B tem-se o ajuste da sonda as paredes do furo, carregando o solo amolgado durante o processo de escavação até a pressão P_0 . Isso corresponde ao estado de tensões inicial do solo antes da escavação.

Enquanto que no trecho B-C esta a relação pseudoelástica entre a tensão aplicada e a deformação gerada. Aplica-se a teoria da deformabilidade para a obtenção dos parâmetros de deformação do solo.

Já no trecho B-C o solo esta em sua fase plástica até a ruptura definitiva. É a fase das grandes deformações, onde são calculados os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.

Com esta curva plotada em uma planilha eletrônica, foi possível analisar todas as 3 fases, e obter os parâmetros P_L , P_f , V_L , V_f . Estes parâmetros são necessários para se fazer o calculo do E_m (módulo de Ménard), E_m/PI e P_L/P_f .

Com todos estas informações em mãos, procedeu-se a classificação do solo correlacionando com as tabelas 2.6 e 2.7 apresentadas. Não foi realizada a coleta de amostras em cada metro perfurado para se fazer uma classificação tátil-visual mais apurada em bancada, mas foi observado o comportamento do material em campo junto com uma análise visual. Neste momento a experiência do operador contribuiu para se ter mais informações acerca do tipo de solo analisado.

- Classificação dos solos:

Após a classificação, foram consultados e utilizados os parâmetros de solo propostos na literatura. Utilizou-se para isso as classificações proposta por Godoy (1972), Hoek e Bray (1981) e Guidicini e Nieble (1981). Para cada tipo de solo classificado foi necessário se ter o γ (massa específica), c (coesão) e ϕ (ângulo de atrito).

Tem-se consciência que não este procedimento não é o mais adequado, devido ao comportamento dos solos serem diferentes entre si, em cada região, mas procurou-se aproximar ao máximo do comportamento dos solos conhecidos na região de Viçosa-MG. Para isso contou-se com o auxílio dos dados produzidos no Laboratório de Engenharia Civil da UFV.

- Simulação do FS de estabilidade:

As análises de estabilidade foram realizadas em termos de tensões totais, e estão baseadas em algumas hipóteses de resistência não drenada formuladas com base nos resultados de ensaios de campo.

Pôde-se então realizar a análise de estabilidade dentro de um ambiente computacional. Para isto, utilizou-se o *software* GeoStudio 2007 Slope/W da Geo-Slope International.

Além dos parâmetros necessários já citados, foi inserido no sistema o desenho do perfil de cada talude. Este foi obtido a partir de um mapeamento já realizado pela prefeitura municipal de Viçosa-MG, com base em fotos aéreas, onde se fez, por interpolações, a geração das curvas de nível.

A análise foi então programada utilizando os métodos de limite de equilíbrio, citados em 2.7, Bishop, Janbu generalizado e Morgenstern-Price. Com isso se chegou aos resultados de estabilidade para cada talude.

Devido ao auxílio computacional, ampliaram-se as análises de cada talude, variando um parâmetro de solo por vez, mantendo-se os outros fixos. Promoveu-se a variação, para cada material classificado, de γ (peso específico) em $\pm 10\%$ e mantendo os outros fixos; c (coesão) em $\pm 10\%$ e mantendo os outros fixos; e o ϕ (ângulo de atrito) em $\pm 10\%$ mantendo-se os outros fixos.

Tabela 3.2 – Variação dos parâmetros do solo para cada análise realizada

Análise	Hipótese	γ	c	ϕ
1	O	original	original	original
2	ME1	+ 10%	original	original
3	ME2	- 10%	original	original
4	C1	original	+ 10%	original
5	C2	original	- 10%	original
6	A1	original	original	+ 10%
7	A2	original	original	- 10%

Com isso, pode-se conhecer o comportamento dos solos para cada nova situação com parâmetros alterados. Isto foi importante, pois forneceu um intervalo de confiança para o FS considerando as possíveis variações do solo, expresso graficamente.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Resultados da Calibração do PMT

Os resultados da calibração na inércia (perda de pressão) e confinada (perda de volume) realizado são apresentadas nos anexos, tabela 7.1 e 7.2. Foram feitas duas calibrações na inércia e tirou-se a média da variação volumétrica V_{60} , para a calibração confinada, foi realizado apenas um procedimento.

Em seguida, são apresentados gráficos de calibração do pressiômetro para inércia e confinado, com suas respectivas equações. Estes são importantes para a interpretação dos demais ensaios, conforme citado anteriormente.

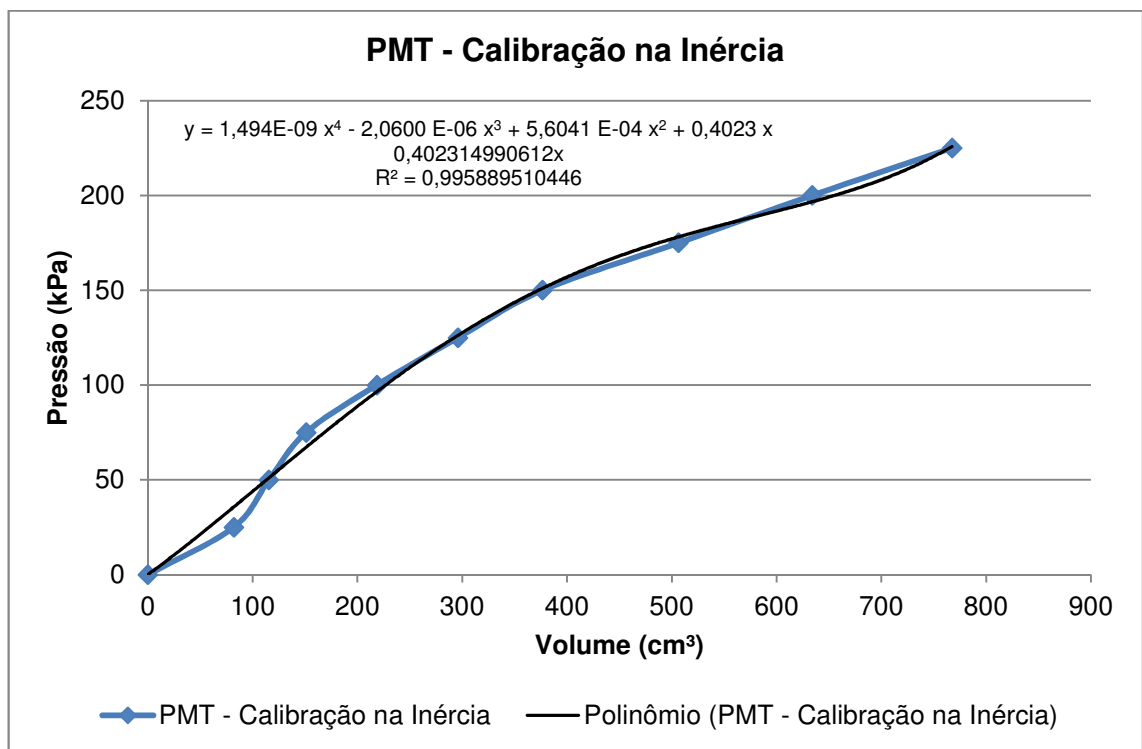


Tabela 4.1 – Resultado da calibração realizada na inércia

Variáveis do Polinômio 4º

Grau	
X4	1,494 E-09
X3	- 2,0600 E-06
X2	5,6041 E-04
X1	0,4023
X0	0

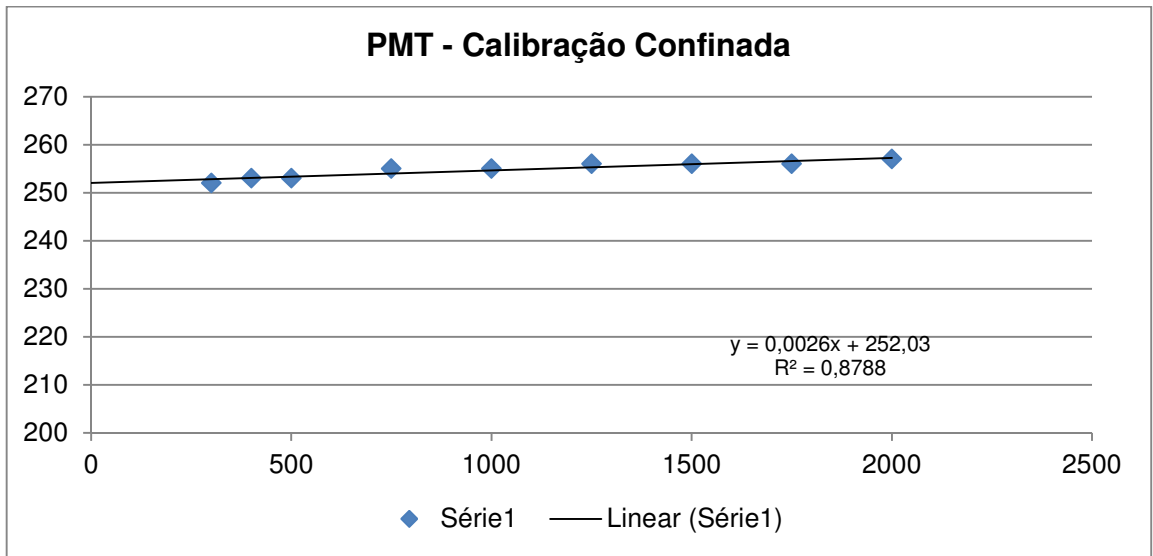


Tabela 4.2 – Resultado da calibração confinada realizada

4.2. Cálculo dos parâmetros dos ensaios PMT

4.2.1. Talude 01

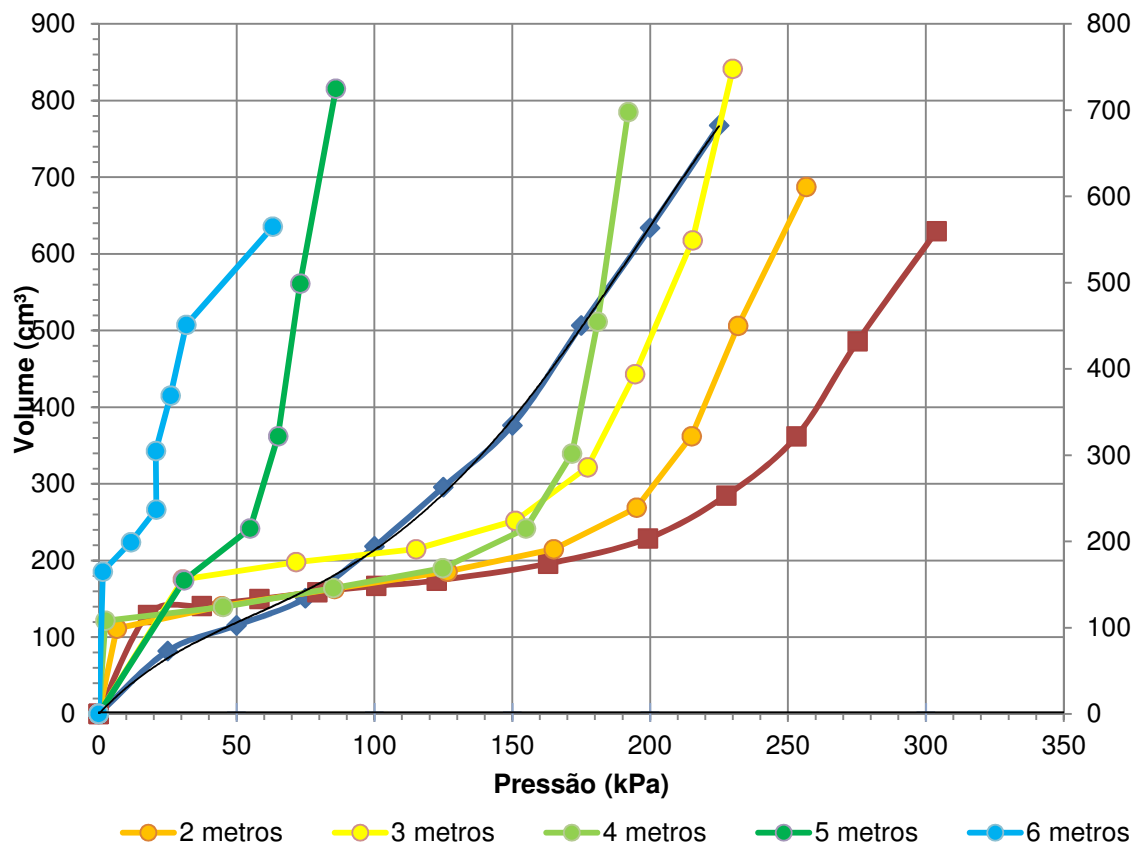
O Ensaio PMT-01 foi realizado na Rua Mato Grosso, B. Sagrada Família, ao final da rua, em um platô no metade do talude. O mesmo encontra-se com vegetação de baixo e médio porte, possui uma contenção acima e uma escada hidráulica que encaminha toda a água das chuvas para a rua, conforme pode ser visto com mais detalhes na figura 7.1, em anexo.

Figura 4.1 – Ensaio de campo PMT-01



Na figura 4.2, tem-se a curva corrigida do ensaio PMT-01 de 1 m a 6 m de profundidade.

Figura 4.2 – Curva corrigida do ensaio PMT-01 (1 a 6 m)



Profundidade	P ₀	V ₀	P _f	V _f	V _s	V _L	P _L	E _m	E _m /P _L	P _L /P _f	Classificação
m	kPa	cm ³	kPa	cm ³	cm ³	cm ³	kPa	kPa			(Clarke, 1995), (Gambim e Rousseau, 1975), (Guidicini e Nieble, 1981)
1	13	98	240	320	603	799	335,65	1942,00	5,7858	1,3985	Silte arenoso
2	24	118	186	220	603	839	289,21	2763,00	9,5533	1,5549	Argila média – amarela
3	18	100	176	283	603	803	237,70	1595,00	6,7102	1,3505	Argila média – amarela
4	38	120	179	278	603	843	199,92	1618,93	8,0977	1,1168	Argila média – amarela
5	5,5	30	55	218	603	663	82,46	488,16	5,9199	1,4993	Silte
6	0	56	3,8	215	603	715	288,72	111,9	0,3876	75,98	Silte
7-13	Não foi possível determinar										

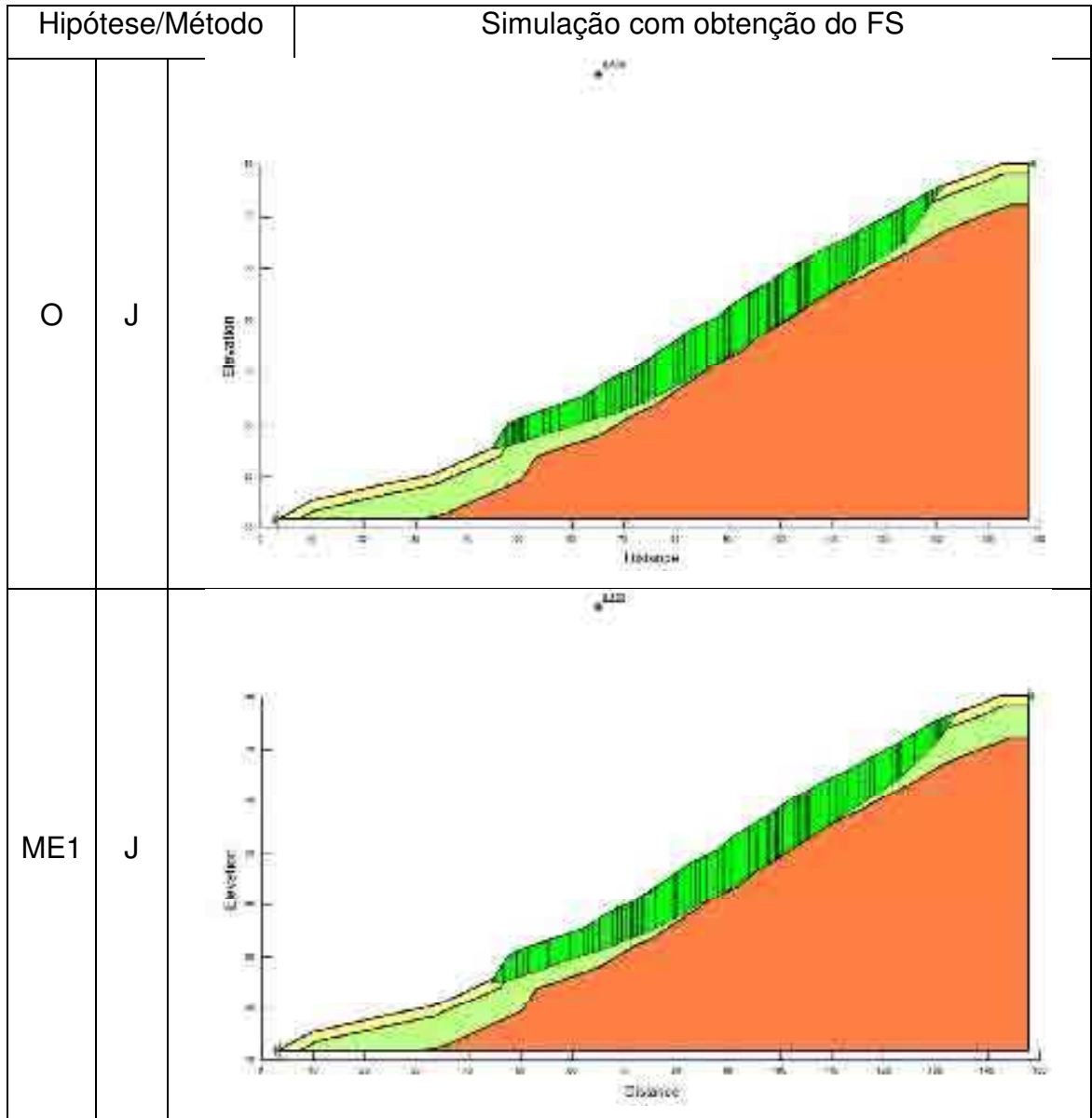
Tabela 4.3 – Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.1

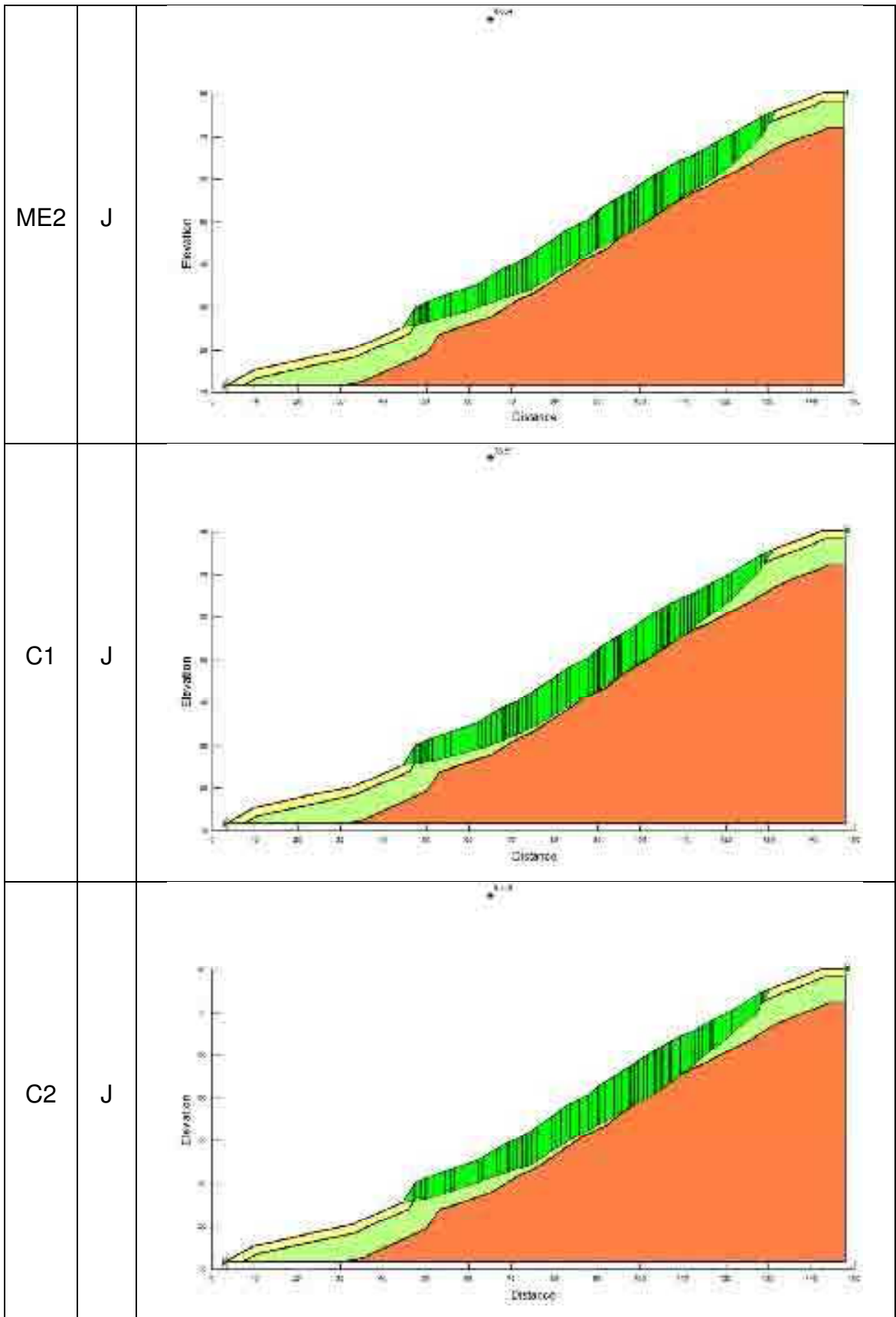
Métodos	Silte Arenoso			Argila média (amarela)			Silte		
	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ
	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau
O	18	20	25	17	10	20	17	25	25
ME1	19,8	20	25	18,7	10	20	18,7	25	25
ME2	16,2	20	25	15,3	10	20	15,3	25	25
C1	18	22	25	17	11	20	17	27,5	25
C2	18	18	25	17	9	20	17	22,5	25
A1	18	20	27,5	17	10	22	17	25	27,5
A2	18	20	22,5	17	10	18	17	25	22,5

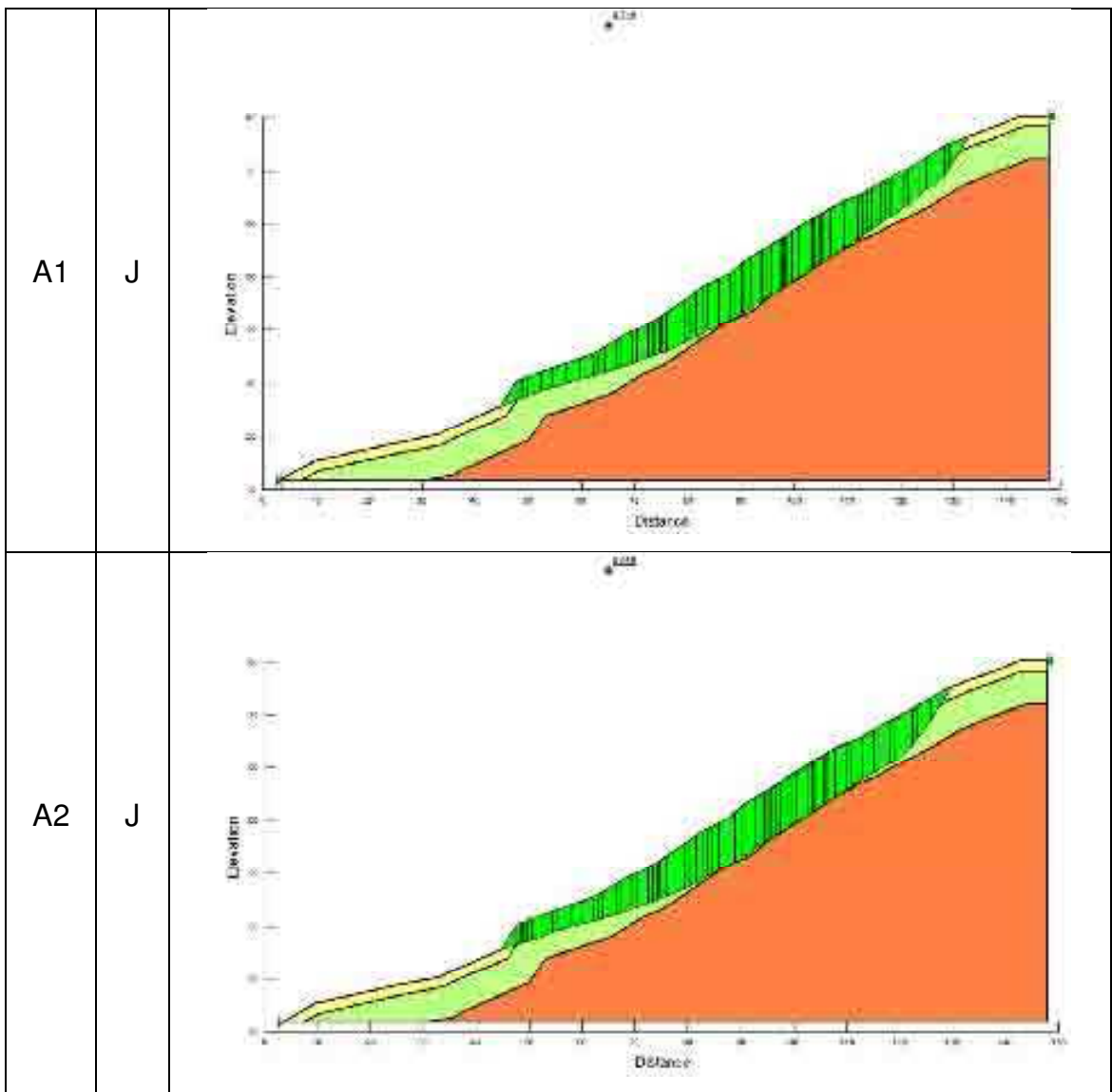
Tabela 4.4 – Índices físicos adotados correlacionados com o PMTe baseados em Godoy (1972) e Guidicini e Nieble (1981).

Nas figuras abaixo, são apresentadas as análises para o talude PMT-01 nos diversos cenários, como mostrado na tabela 3.2.

Figura 4.3 – Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese adotada



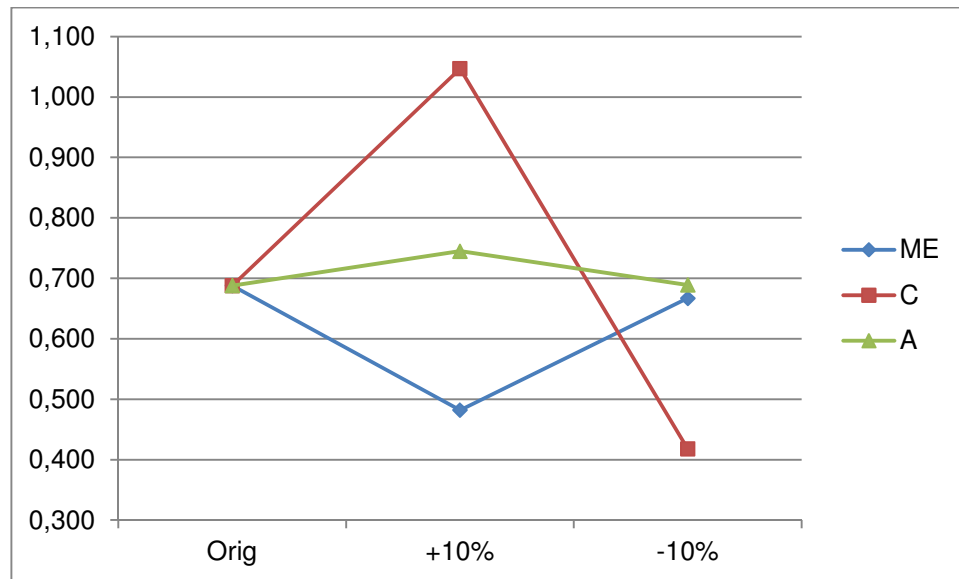




Código	Variação		Dados	Método de Análise		
				Bishop	Janbu	MP
O	sem variação		Original	0,907	0,688	0,880
ME 1	$\gamma 1$	Massa Específica	+10 %	0,874	0,482	0,853
ME 2	$\gamma 2$	Massa Específica	-10 %	0,933	0,667	0,903
C1	c 1	Coesão	+10 %	1,103	1,047	1,060
C2	c 2	Coesão	-10 %	0,883	0,418	0,860
A1	$\phi 1$	Ângulo de Atrito	+10 %	0,868	0,745	0,858
A2	$\phi 2$	Ângulo de Atrito	-10 %	0,723	0,689	0,711

Tabela 4.5 – PMT-01 - Resumo - FS obtidos dos rereferentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses

Figura 4.4 – PMT-01 - Gráfico com a evolução do FS em suas respectivas



Este furo, em particular, está em situação crítica. A cota planejada para o ensaio deste foi de 13m, que foi atingido. Durante a realização do furo, foi encontrado uma falha geológica aos 7 m, provavelmente devido a ruptura do talude. Nesta cota o trado penetrou no solo livremente e não foi possível obter, com o PMT, nenhum parâmetro para o cálculo do E_m após esta cota.

Com os parâmetros obtidos até a cota 6 m, foi possível perceber que o talude esta em iminência de escorregar. Analisando os dados originais (O), percebe-se que em todas as hipóteses, o talude não apresenta segurança. Em todos as outras situações, onde os parâmetros foram simulados, o talude continuou com alto risco de escorregar.

Para agravar a situação, existe, nos 3 níveis do talude (base, meio e crista) aglomeração humana. Na base do talude, foi feito um corte, que dará lugar a uma edificação. No platô, existe vegetação de pequeno /médio porte, outras edificações e uma escada hidráulica que despeja as águas pluviais da crista do talude. Como a rua não possui sistema de drenagem, toda a água esta erodindo o talude aumentando o risco de um acidente de grandes proporções durante o período de chuva.

4.2.2. Ensaio PMT-02

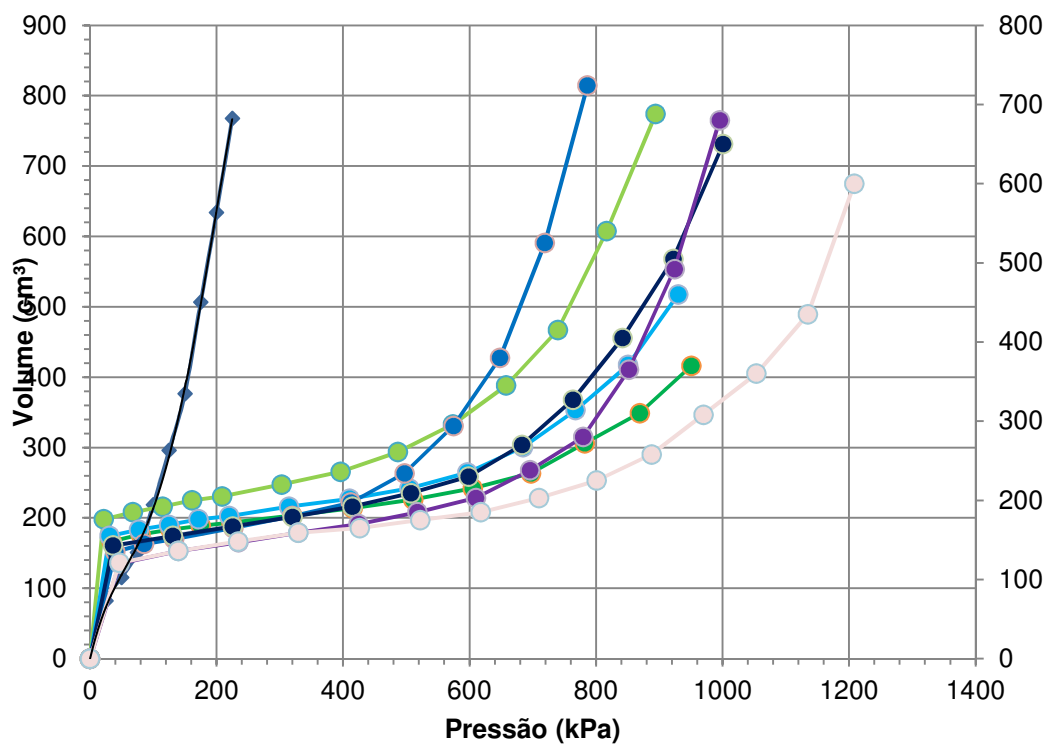
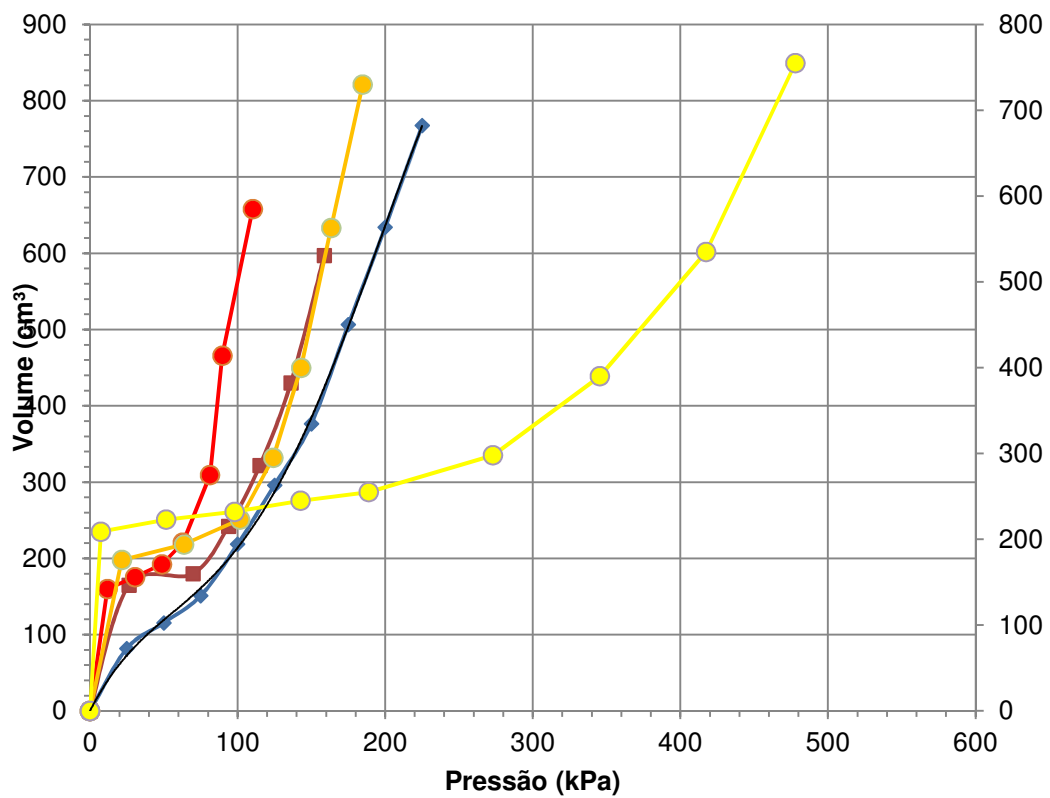
O Ensaio PMT-02 foi realizado na Rua Paraná, B. Bom Jesus, na metade de um talude estável. O mesmo encontra-se com vegetação de baixo porte, uma rua com pouco tráfego e casas em sua base, conforme pode ser visto com mais detalhes na figura 7.2, em anexo.

Figura 4.5 – Ensaio de campo PMT-02



Na figura 4.6, tem-se a curva corrigida do ensaio PMT-02 de 1 m a 11 m de profundidade. O gráfico foi separado em (a) 1 a 4 m e (b) 5 a 11 m.

Figura 4.6 – Curva corrigida do ensaio PMT-02 (1 a 4 m, 5 a 11 m)



● 5 metros ● 6 metros ● 7 metros ● 8 metros ● 9 metros

Profundidade	P₀	V₀	P_f	V_f	V_s	V_L	P_L	E_m	E_m/P_L	P_L/P_f	Classificação
m	kPa	cm ³	kPa	cm ³	cm ³	cm ³	kPa	kPa			(Clarke, 1995), (Gambim e Rousseau, 1975), (Guidicini e Nieble, 1981)
1	4	40	84	221	603	683	173,49	815,34	4,6998	2,0653	Silte arenoso
2	15	151	49	170	603	905	140,72	2915,5	20,718	2,819	Argila média - amarela
3	18	160	101	221	603	923	209,15	2292,9	10,963	2,0707	Argila média - amarela
4	8	210	322	360	603	1023	583,03	3775,3	6,4753	1,8107	Argila média - amarela
5	12	121	740	416	603	845	985,17	4926,5	5,0007	1,3313	Silte
6	10	57	899	330	603	717	1252,47	6405,6	5,1143	1,3932	Silte
7	41	163	823	350	603	929	1228,10	7747,6	6,3086	1,4922	Silte
8	20	80	612	328	603	763	806,24	4616,2	5,7256	1,3174	Silte
9	20	108	810	372	603	819	1115,71	5850,5	5,2438	1,3774	Silte
10	90	137	840	360	603	877	1090,10	6392,1	5,8637	1,2977	Silte
11	380	161	928	281	603	925	1430,97	8053,7	5,6281	1,5420	Silte

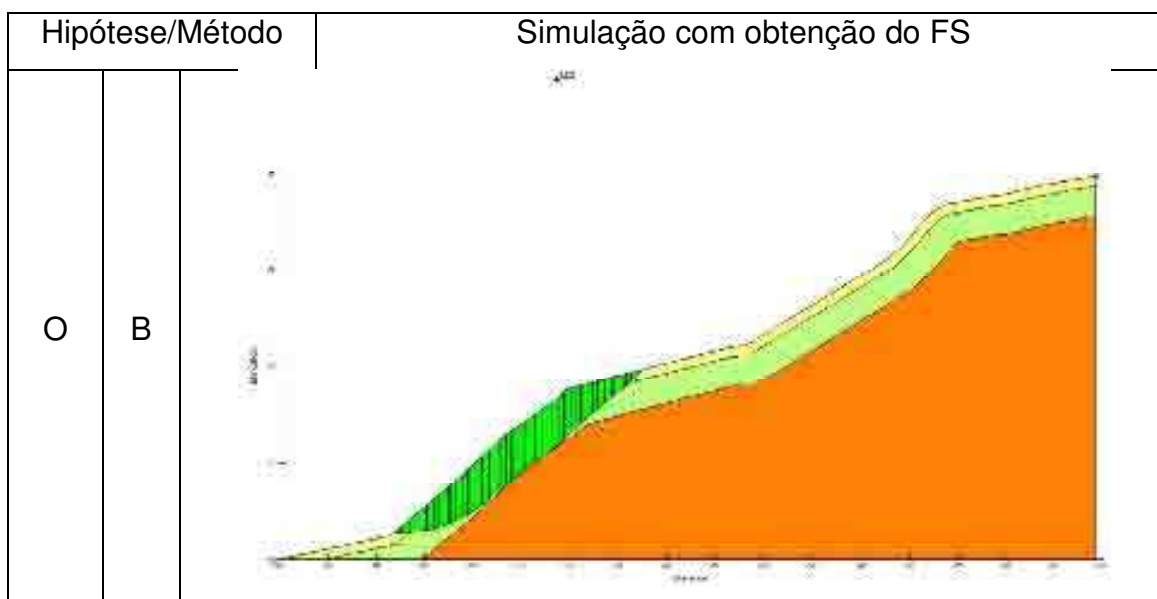
Tabela 4.6 – PMT-02 - Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.5

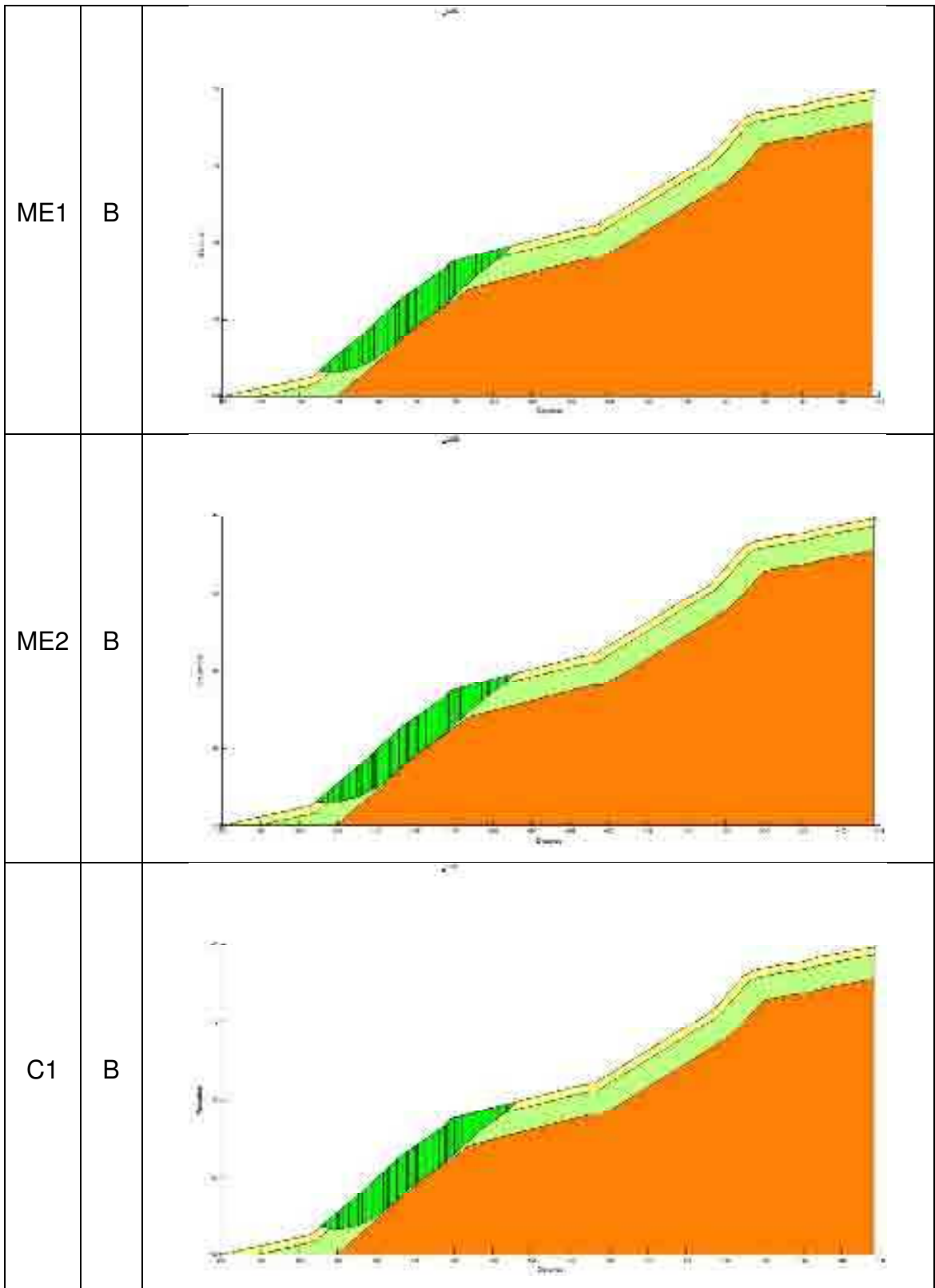
Método	Silte arenoso			Argila média (amarela)			Silte		
	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ
	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau
O	18	20	25	17	10	20	17	25	25
ME1	19,8	20	25	18,7	10	20	18,7	25	25
ME2	16,2	20	25	15,3	10	20	15,3	25	25
C1	18	22	25	17	11	20	17	27,5	25
C2	18	18	25	17	9	20	17	22,5	25
A1	18	20	27,5	17	10	22	17	25	27,5
A2	18	20	22,5	17	10	18	17	25	22,5

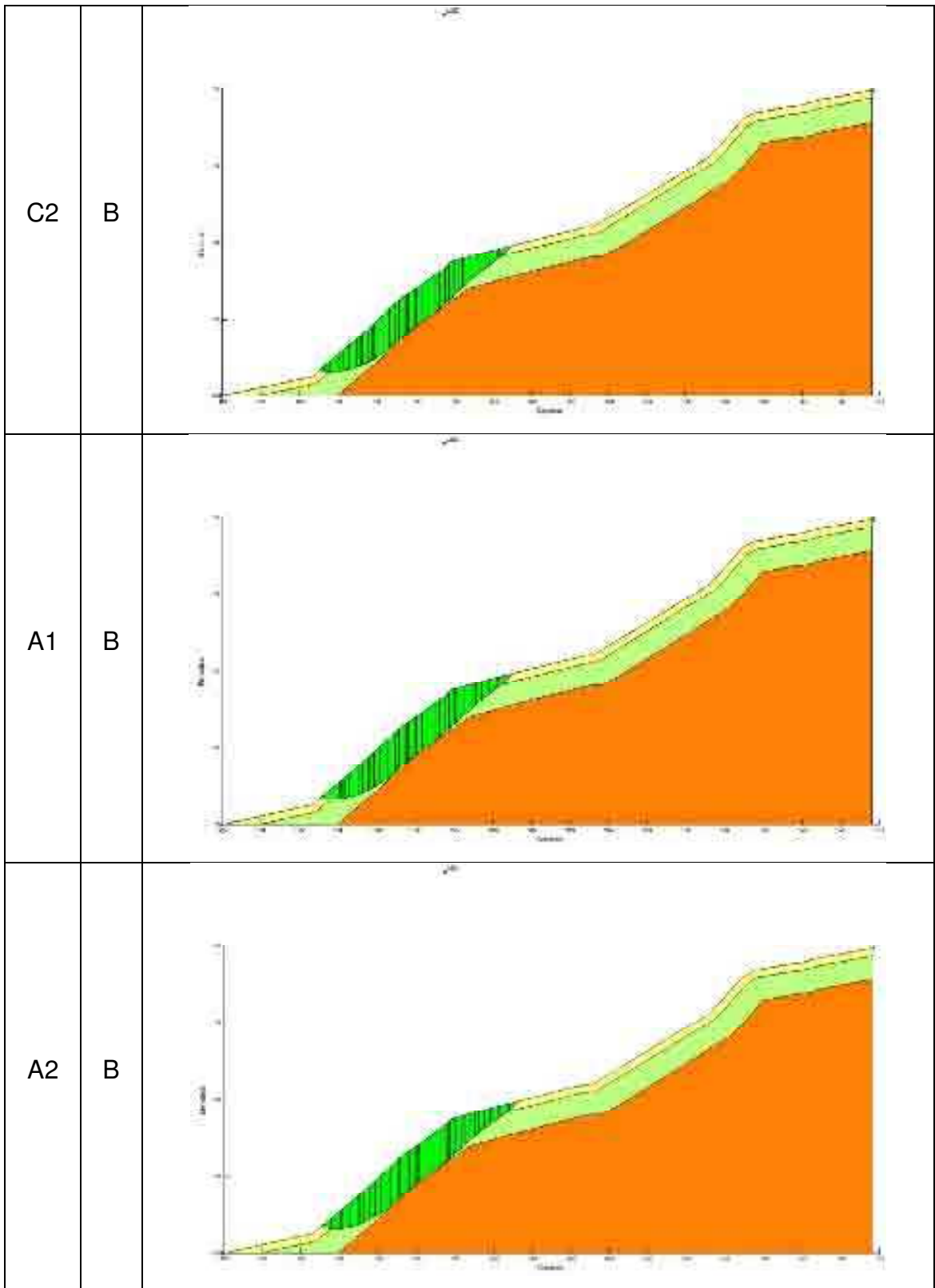
Tabela 4.7 – PMT-02 - Índices físicos adotados correlacionados com o PMTe baseados em Godoy (1972) e Guidicini e Nieble (1981).

Nas figuras abaixo, são apresentadas as análises para o talude PMT-02 nos diversos cenários, como mostrado na tabela 3.2.

Figura 4.7 – Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese adotada



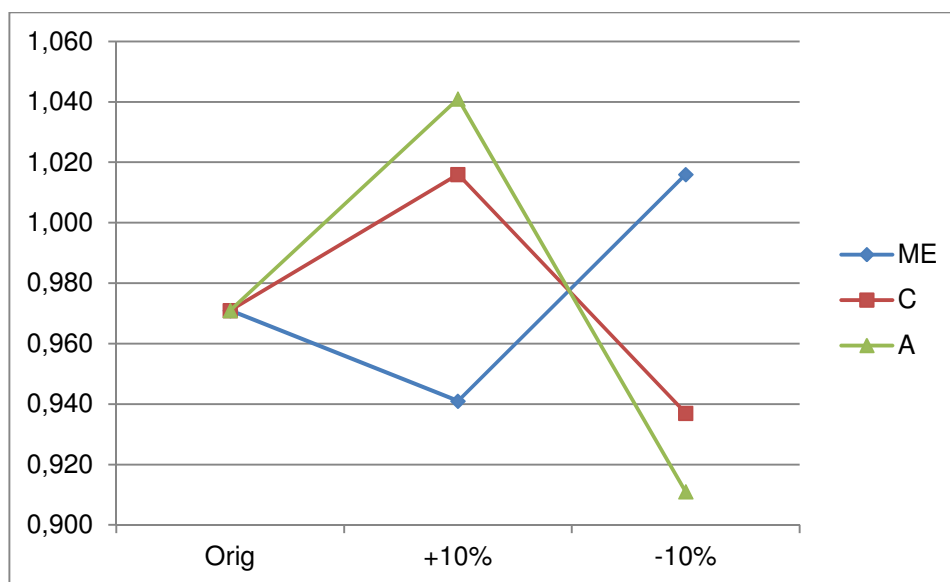




Código	Variação		Dados	Método de Análise		
				Bishop	Janbu	MP
O	sem variação		Original	0,971	1,438	1,354
ME 1	γ 1	Massa Específica	+10 %	0,941	1,193	1,303
ME 2	γ 2	Massa Específica	-10 %	1,016	1,488	1,402
C1	c 1	Coesão	+10 %	1,16	1,483	1,398
C2	c 2	Coesão	-10 %	0,937	1,265	1,257
A1	ϕ 1	Ângulo de Atrito	+10 %	1,041	1,426	1,399
A2	ϕ 2	Ângulo de Atrito	-10 %	0,911	1,332	1,251

Tabela 4.8 – PMT-02 - Resumo - FS obtidos dos rereferentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses

Figura 4.8 – Gráfico com a evolução do FS em suas respectivas



A cota planejada para o ensaio deste foi de 13m, que não foi atingida devido à rigidez do solo e as limitações do trado manual. Pode-se notar, durante a execução do furo o aumento da resistência a cada metro penetrado, confirmado posteriormente pelo ensaio PMT.

Analisando-se os dados originais (O) pode-se perceber que o mesmo está em situação estável, de acordo com o método de Janbu e Morgenstern-Price com um FS de 1,438 e 1,354, respectivamente. Já o método de Bishop simplificado, indica que o talude encontra-se em estado de alerta, com $FS \approx 1$.

Nas situações com os dados minorados e majorados, obteve-se uma amplitude pequena em torno do FS, $0,911 \leq FS \leq 1,041$. Sendo a pior situação encontrada quando variou-se o ângulo de atrito em -10%. Enquanto que a

melhor situação foi obtida quando variou-se o ângulo de atrito em +10%, mostrando a importância de se conhecer com acurácia os índices físicos. Na tabela 4.8, pode-se notar o aumento do FS quando ocorre a redução da massa específica e o aumento da coesão/ângulo de atrito. Recomenda-se observar o comportamento deste talude ao longo do tempo.

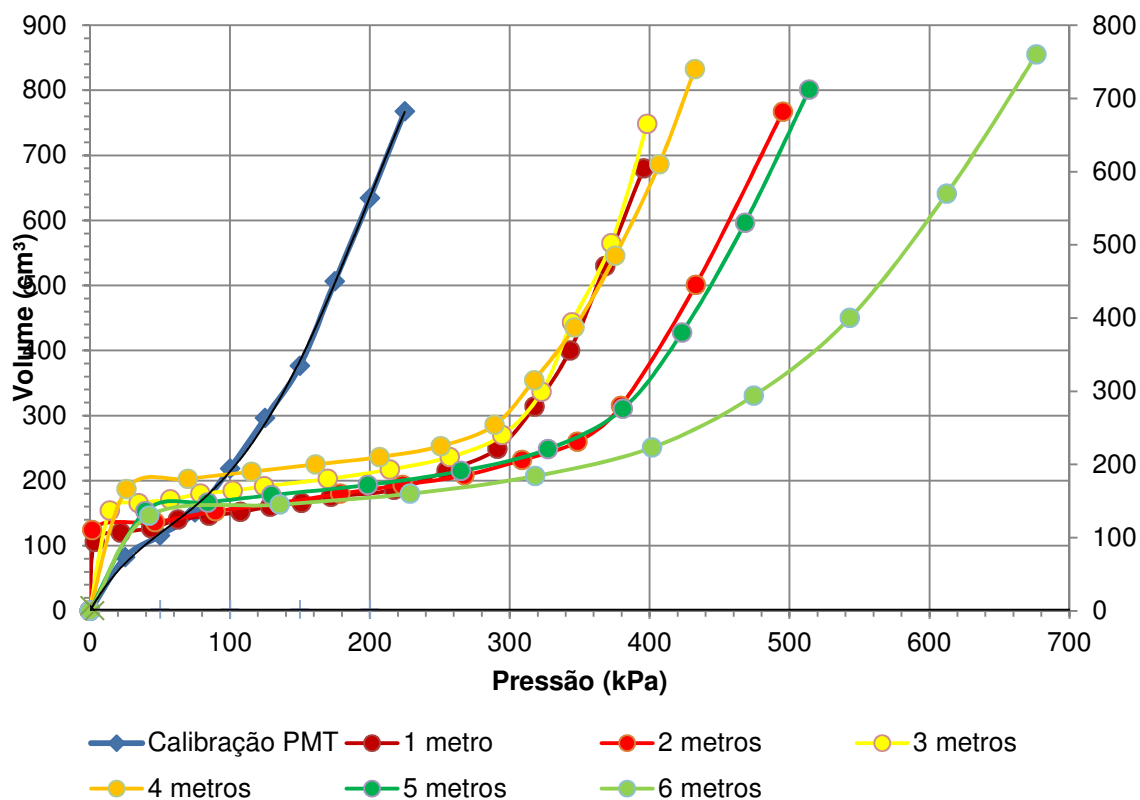
A situação atual, nos 3 níveis do talude: na base existe algumas propriedades com grande área de escape entre a residência e o talude; na metade, existe uma rua com baixo tráfego de veículos, mas sem rede de drenagem e meio fio; na parte mais alta do talude, existe diversas edificações.

4.2.3. Ensaio PMT-03

O Ensaio PMT-03 foi realizado na Rua Vicentina de Barros, B. de Fátima (divisa com o B. Nova Viçosa), na crista de um talude estável. O mesmo encontra-se com vegetação de médio a alto porte, em uma rua com pouco tráfego e casas em seu topo e em vias de ocupação, conforme pode ser visto com mais detalhes na figura 7.3, em anexo.

Na figura 4.9, tem-se a curva corrigida do ensaio PMT-03 de 1 m a 6 m de profundidade.

Figura 4.9 – Curva corrigida do ensaio PMT-03 (1 a 6 m)



Profundidade	P ₀	V ₀	P _f	V _f	V _s	V _L	P _L	E _m	E _m /P _L	P _L /P _f	Classificação
m	kPa	cm ³	kPa	cm ³	cm ³	cm ³	kPa	kPa			(Clarke, 1995), (Gambim e Rousseau, 1975), (Guidicini e Nieble, 1981)
1	3	100	290	250	603	803	418,92	3450,7	8,2371	1,4445	Argila média – marrom
2	44	120	370	260	603	843	543,30	4168,6	7,6727	1,4684	Argila média – arenosa
3	10	109	207	192	603	821	431,65	4069	9,4268	2,0853	Argila média – amarela
4	18	123	279	242	603	849	457,87	3865,1	8,4415	1,6411	Argila média – amarela
5	21	83	334	220	603	769	531,00	4080,9	7,6852	1,5898	Argila média – arenosa
6	142	144	421	240	603	891	727,25	5032,6	6,9201	1,7274	Argila média – arenosa

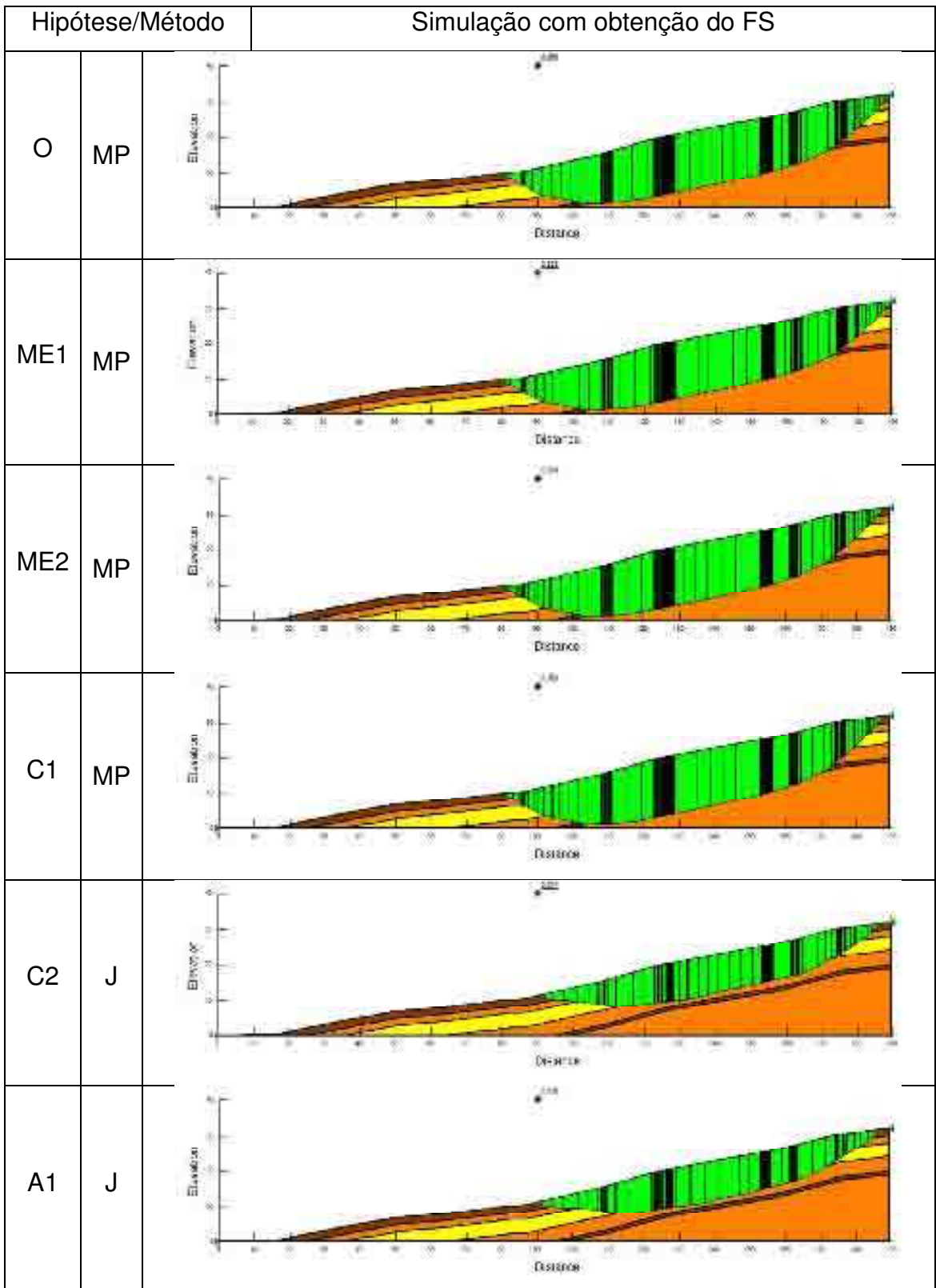
Tabela 4.9 – PMT-03 - Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.8

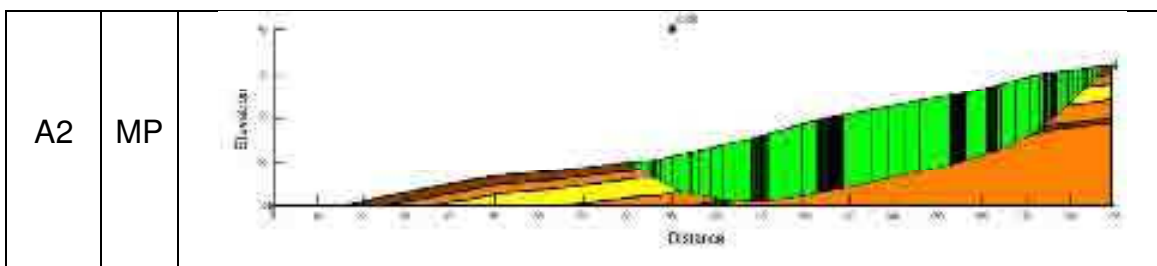
Método	Argila média (marrom)			Argila média (arenosa)			Argila média (amarela)		
	γ	c	φ	γ	c	φ	γ	c	φ
	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau
O	17	25	25	17	10	20	17	25	25
ME1	18,7	25	25	18,7	10	20	22	25	25
ME2	15,3	25	25	15,3	10	20	12	25	25
C1	17	27,5	25	17	11	20	17	30	25
C2	17	22,5	25	17	9	20	17	20	25
A1	17	25	27,5	17	10	22	17	25	30
A2	17	25	22,5	17	10	17,8	17	25	20

Tabela 4.10 – PMT-03 - Índices físicos adotados correlacionados com o PMTe baseados em Godoy (1972) e Guidicini e Nieble (1981).

Nas figuras abaixo, são apresentadas as análises para o talude PMT-03 nos diversos cenários, como mostrado na tabela 3.2.

Figura 4.10 – Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese adotada

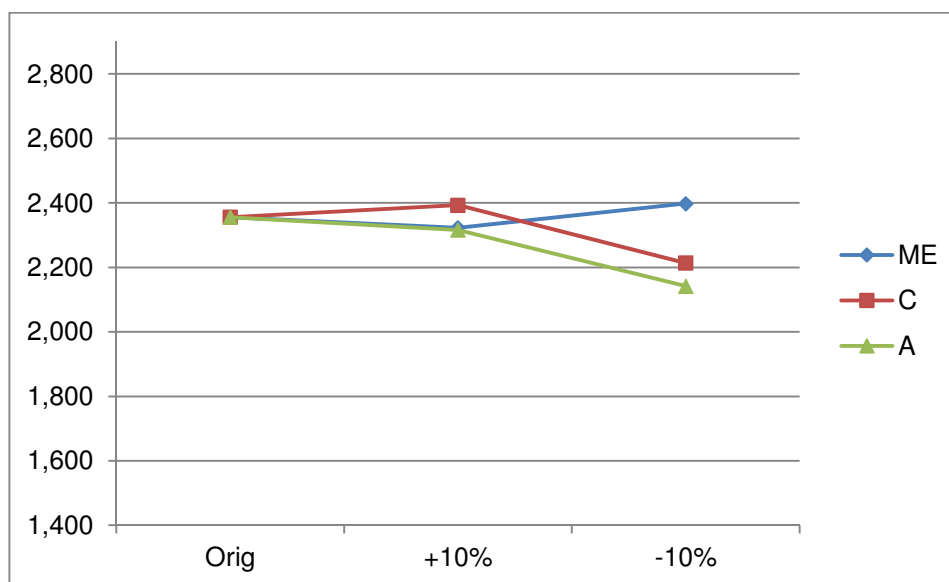




Código	Variação		Dados	Método de Análise		
				Bishop	Janbu	MP
O	sem variação		Original	2,421	2,430	2,356
ME 1	γ 1	Massa Específica	+10 %	2,385	2,360	2,323
ME 2	γ 2	Massa Específica	-10 %	2,465	2,435	2,398
C1	c 1	Coesão	+10 %	2,460	2,430	2,393
C2	c 2	Coesão	-10 %	2,381	2,214	2,320
A1	ϕ 1	Ângulo de Atrito	+10 %	2,646	2,316	2,577
A2	ϕ 2	Ângulo de Atrito	-10 %	2,202	2,214	2,142

Tabela 4.11 – PMT-03 - Resumo - FS obtidos dos rerefereentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses

Figura 4.11 – PMT-03 - Gráfico com a evolução do FS em suas respectivas



Trata-se de um talude bastante íngreme, olhando a partir de sua base, e contem alguns despejos de águas pluviais provenientes das casas acima e da própria rua, que não possui drenagem.

A cota planejada para o ensaio deste foi de 8m, que não foi atingido. O furo foi encerrado aos 6m devido à rigidez do solo e as limitações do trado manual. Esta decisão partiu a partir do comportamento do PMT, que aos 6 m já eram necessários 9 bar de pressão (900 kPa) para se romper o solo.

Foi encontrada muita rocha ou concreto durante a execução do furo, que pode ser tanto do solo, quanto das construções que tem se desenvolvido na região.

Analisando-se os dados originais (O) presentes na tabela 4.9, pode-se perceber que o mesmo está em situação estável e segura, com um FS mínimo de 2,356 pelo método de Morgenstern-Price. Nas situações com os dados alterados, a situação de estabilidade foi à mesma, conforme foi previsto.

A variação do FS foi pequena, $2,142 \leq FS \leq 2,398$. Na figura 4.10, pode-se notar o aumento do FS quando ocorre alguma alteração na massa específica do solo. A alteração dos outros parâmetros não mostrou nenhum benefício à estabilidade do talude.

A situação atual, nos 3 níveis do talude: da base para a crista do talude existe vegetação de grande porte; sem habitações na parte inferior, mas em pleno desenvolvimento na parte mais alta; existe uma rua com baixo tráfego de veículos, sem rede de drenagem e meio fio.

4.2.4. Ensaio PMT-04

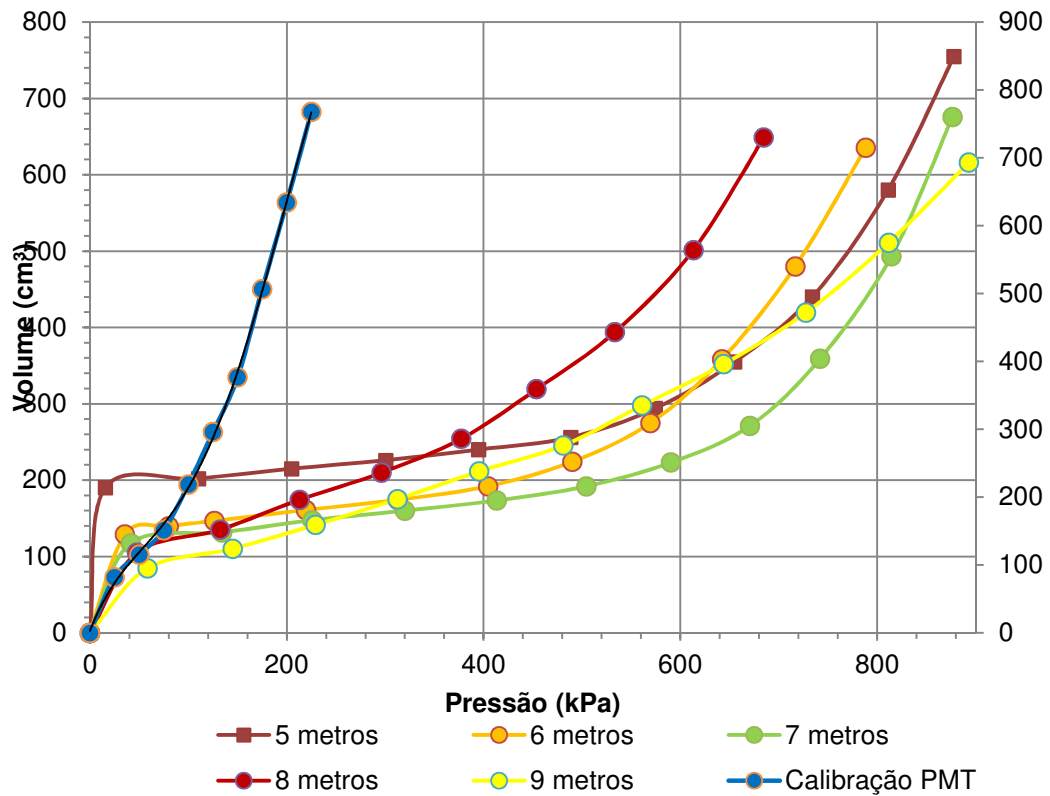
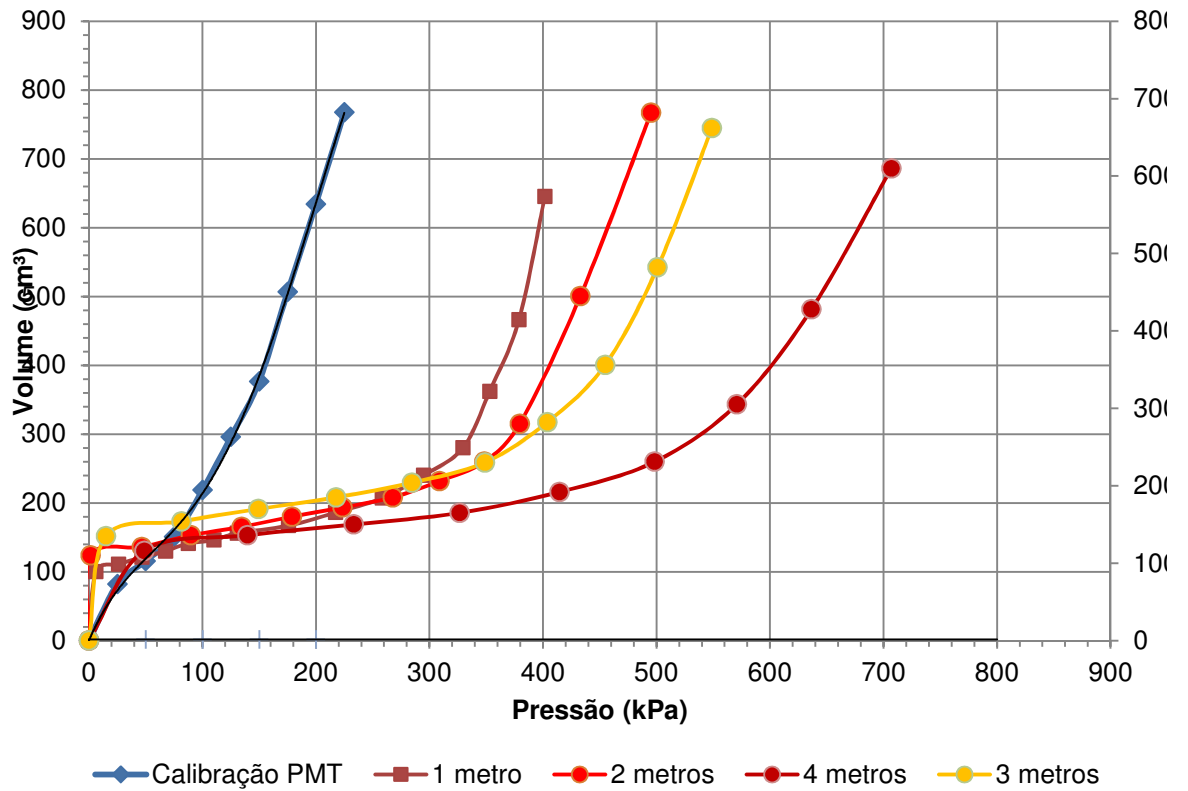
O Ensaio PMT-04 foi realizado na Rua Major A. Santana, B. de Fátima (divisa com o B. Nova Viçosa), na base de um talude estável. O mesmo encontra-se com vegetação de grande porte, uma rua com pouco tráfego e casas no seu topo, conforme pode ser visto com mais detalhes na figura 7.4, em anexo. Trata-se do mesmo talude analisado no item anterior, 4.2.3, mas realizando um ensaio em sua base, devido a alta declividade.

Figura 4.12 – Ensaio de campo PMT-04



Na figura 4.13, tem-se a curva corrigida do ensaio PMT-04 de 1 a 9 m de profundidade, junto com a curva de fluência. O gráfico foi separado em (a) 1 a 4 m e (b) 5 a 9 m.

Figura 4.13 – Curva corrigida do ensaio PMT-04 (1 a 4 m, 5 a 9 m)



Profundidade	P₀	V₀	P_f	V_f	V_s	V_L	P_L	E_m	E_m/P_L	P_L/P_f	Classificação
m	kPa	cm ³	kPa	cm ³	cm ³	cm ³	kPa	kPa			(Clarke, 1995), (Gambim e Rousseau, 1975), (Guidicini e Nieble, 1981)
1	25	112	317	261	603	827	435,88	3531,7	8,1026	1,375	Argila média - siltosa
2	30	120	350	239	603	843	543,30	4738,8	8,7223	1,5523	Argila média – siltosa
3	40	154	395	278	603	911	627,73	5064,2	8,0674	1,5892	Argila média – siltosa
4	124	138	550	280	603	879	830,16	5378,5	6,4789	1,5094	Silte
5	103	201	555	283	603	1005	997,38	9442,6	9,4674	1,7971	Silte
6	12	100	522	277	603	803	833,11	5299,9	6,3616	1,596	Silte
7	116	148	668	300	603	899	934,83	6559,1	7,0164	1,3994	Silte
8	117	143	412	318	603	889	774,67	3096,2	3,9968	1,8803	Silte
9	119	121	543	320	603	845	1009,18	3981,4	3,9452	1,8585	Silte

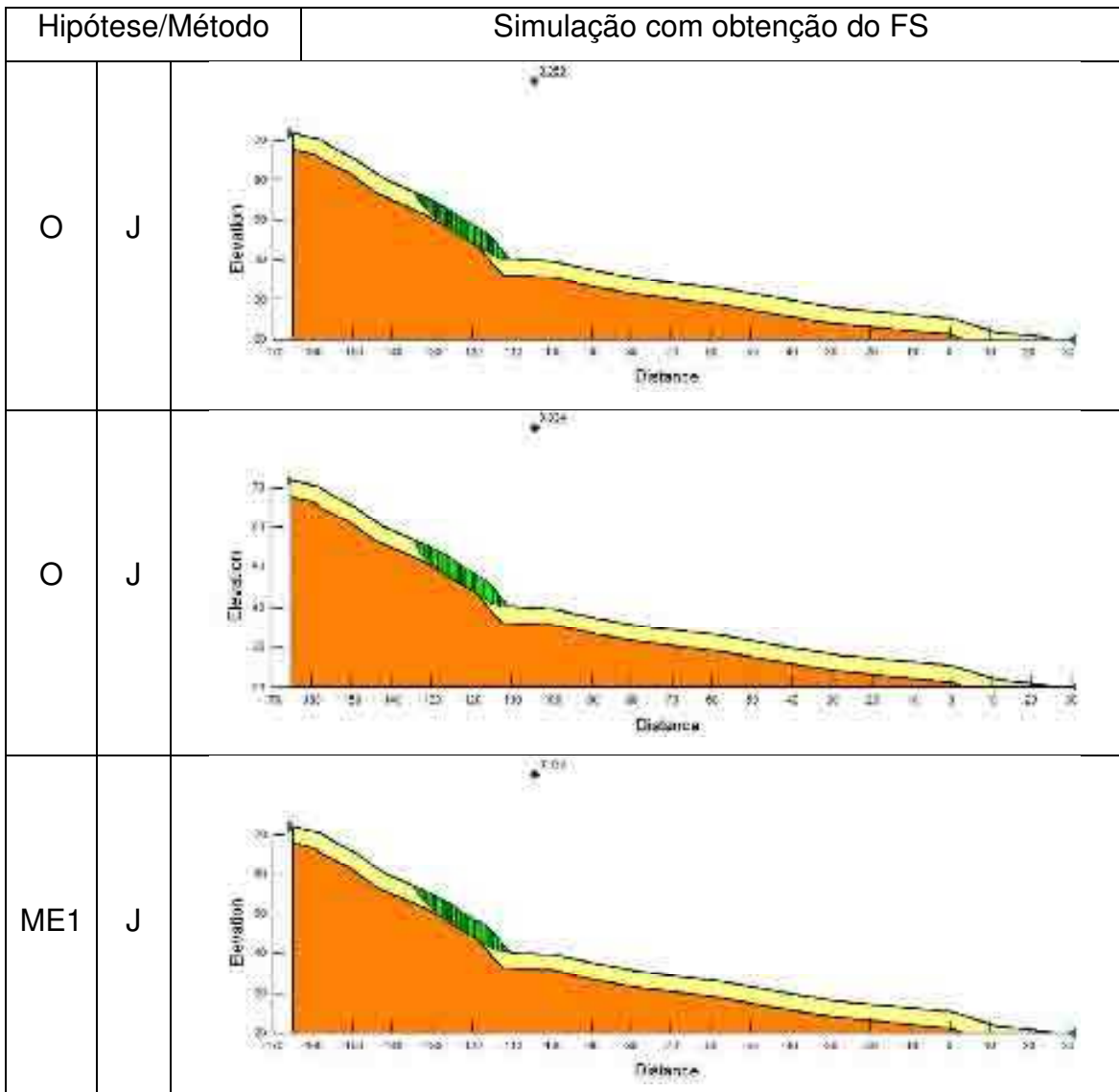
Tabela 4.12 – PMT-04 - Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.12

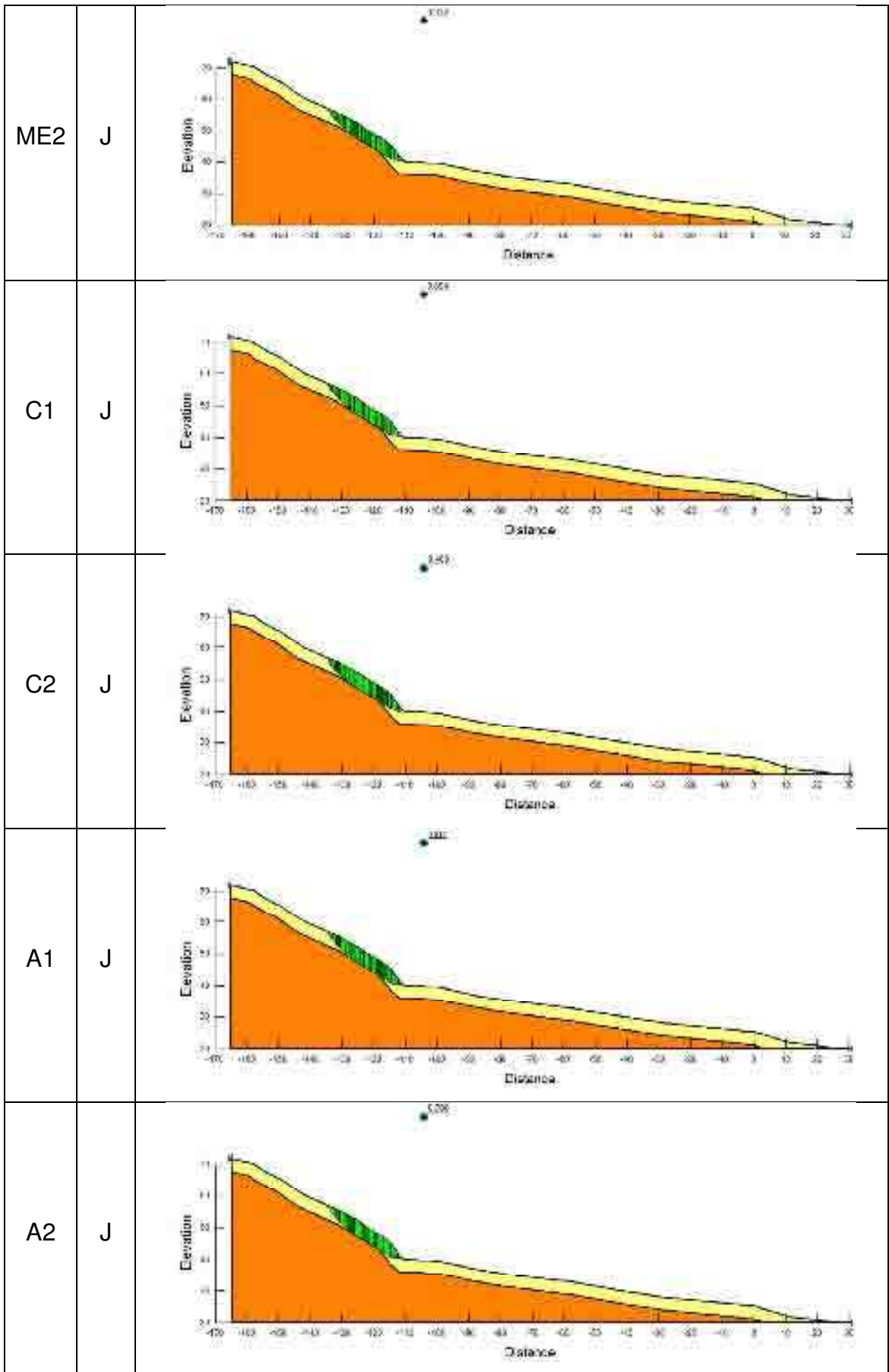
Método	Argila média - siltosa			Silte		
	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ
	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau
O	16	10	18	17	25	25
ME1	17,6	10	18	18,7	25	25
ME2	14,4	10	18	15,3	25	25
C1	16	11	18	17	27,5	25
C2	16	9	18	17	22,5	25
A1	16	10	19,8	17	25	27,5
A2	16	10	16,2	17	25	22,5

Tabela 4.16 – PMT-04 - Índices físicos adotados correlacionados com o PMTe baseados em Godoy (1972) e Guidicini e Nieble (1981).

Nas figuras abaixo, são apresentadas as análises para o talude PMT-04 nos diversos cenários, como mostrado na tabela 3.2.

Figura 4.14 – Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese adotada

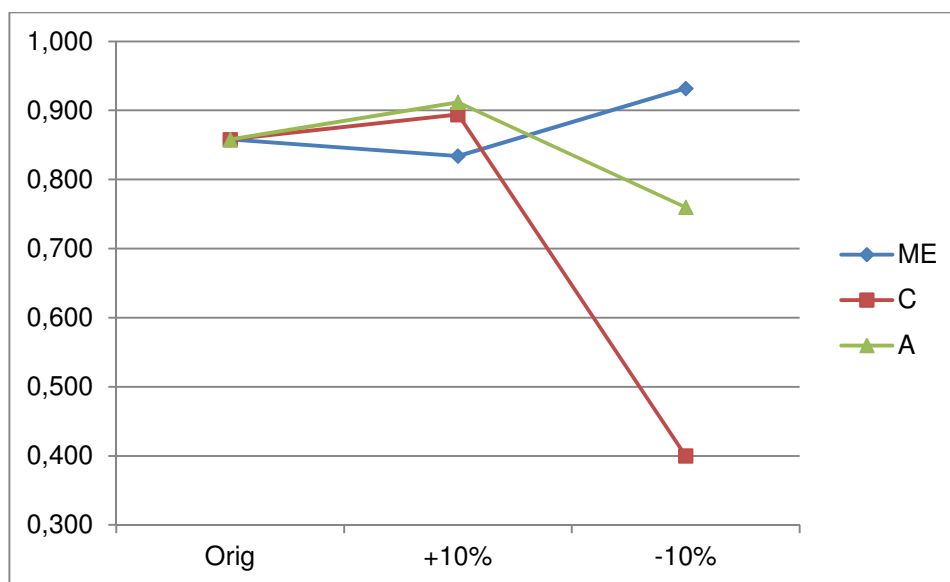




Código	Variação		Dados	Método de Análise		
				Bishop	Janbu	MP
O	sem variação		Original	0,913	0,858	0,905
ME 1	γ 1	Massa Específica	+10 %	0,875	0,834	0,862
ME 2	γ 2	Massa Específica	-10 %	0,954	0,932	0,938
C1	c 1	Coesão	+10 %	0,945	0,894	0,934
C2	c 2	Coesão	-10 %	0,870	0,400	0,857
A1	ϕ 1	Ângulo de Atrito	+10 %	0,965	0,912	0,950
A2	ϕ 2	Ângulo de Atrito	-10 %	0,854	0,760	0,842

Tabela 4.14 – PMT-04 - Resumo - FS obtidos dos rereferentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses

Figura 4.15 – Gráfico com a evolução do FS em suas respectivas



Este ensaio confirmou o que era esperado, que o talude estudado está realmente em risco iminente de ruptura. Apesar do furo anterior, mostrado em 4.2.3, indicar que o talude é completamente estável, percebe-se que as camadas inferiores do maciço não fornecem a segurança necessária para se promover uma ocupação do local.

A cota planejada para o ensaio deste foi de 10 m, que não foi atingido devido à compactação do solo. Houve aumento progressivo da resistência do solo a cada metro perfurado sendo necessário aplicar pressões elevadas, de até 12 bar (1200 kPa) aos 9m. Apesar das resistências serem crescentes, o mesmo não foi observado com o FS que oscilou em torno de FS=1.

Analisando-se os dados originais (O) pode-se perceber que o substrato do talude esta em situação de iminente ruptura, com um FS mínimo de 0,858 pelo método de Janbu.

Nas situações com os dados variáveis, o FS mínimo encontrado variou entre $0,400 < FS < 0,932$, sendo o primeiro quando houve redução na coesão e o segundo quando houve redução da massa específica.

Contudo, recomenda-se canalizar as águas pluviais desviadas da rua, que não possui drenagem, e das residências que as destinam para o talude. Convém também observar a vegetação de grande porte presente no meio do talude sob grande inclinação.

A situação atual, nos 3 níveis do talude: na base existe uma rua com baixo tráfego de veículos; e no topo, algumas residências.

4.2.5. Ensaio PMT-05

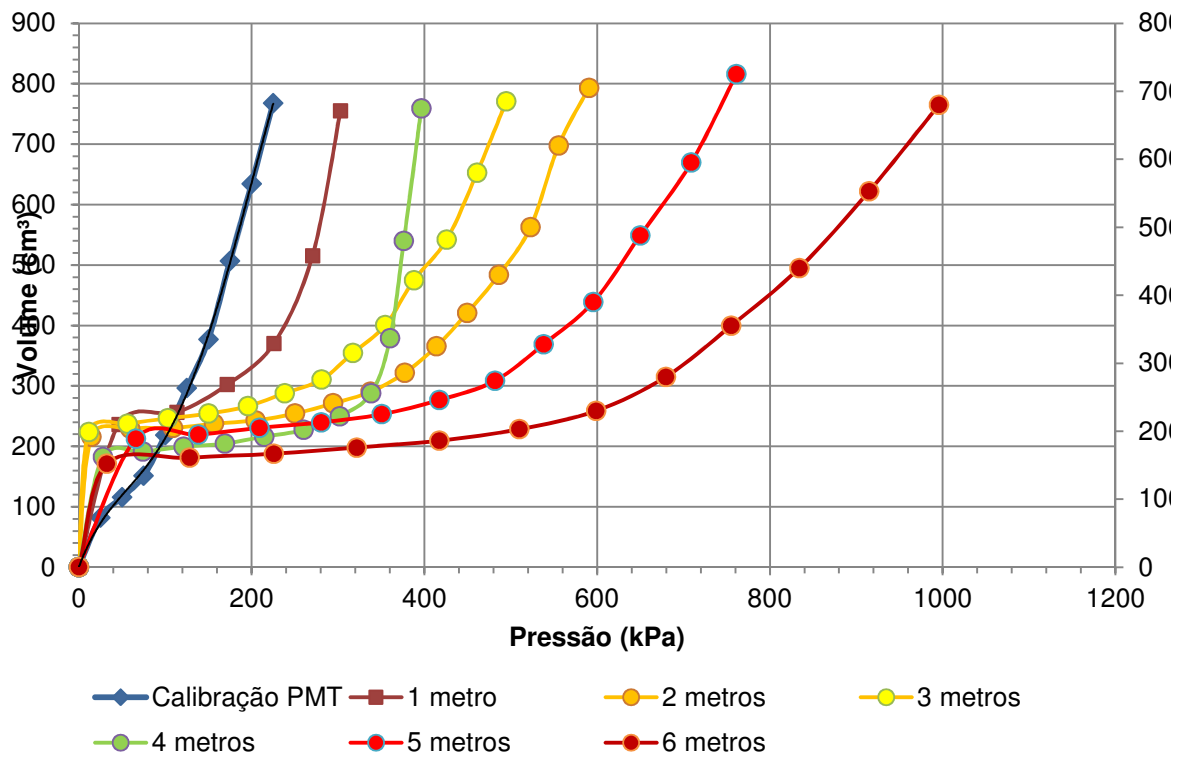
O Ensaio PMT-05 foi realizado na Rua Shotaro Shimoya, B. Nova Viçosa, aproximadamente no meio de talude. O mesmo encontra-se com vegetação de baixo porte, em uma rua com alto tráfego de todo tipo de veículo, por se tratar do principal acesso ao bairro. O talude apresentado na figura 4.16, possui inclinação de médio-alto, na direção centro-base, com a presença de casas em sua base e em vias de ocupação; e um corte com 90° na direção centro-topo, conforme pode ser visto com mais detalhes na figura 7.5, em anexo.

Figura 4.16 – Ensaio de Campo PMT-05



Na figura 4.17, tem-se a curva corrigida do ensaio PMT-05 de 1 a 6 m.

Figura 4.17 – Curva corrigida do ensaio PMT-05 (1 a 6 m)



Profundidade	P ₀	V ₀	P _f	V _f	V _s	V _L	P _L	E _m	E _m /P _L	P _L /P _f	Classificação
m	kPa	cm ³	kPa	cm ³	cm ³	cm ³	kPa	kPa			(Clarke, 1995), (Gambim e Rousseau, 1975), (Guidicini e Nieble, 1981)
1	48	239	210	340	603	1081	375,81	2788,18	7,4191	1,7895	Argila média - siltosa
2	15	192	351	268	603	987	681,78	7538,16	11,0566	1,9423	Argila média – siltosa
3	12	199	208	240	603	1001	602,32	7928,5	13,163	2,8958	Argila média – siltosa
4	23	150	256	336	603	903	421,06	2319,2	5,5079	1,6448	Silte
5	65	190	472	270	603	983	885,53	8701,6	9,8264	1,8761	Silte
6	121	160	599	230	603	923	1160,83	11589,0	9,983	1,938	Silte

Tabela 4.15 – PMT-05 - Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.15

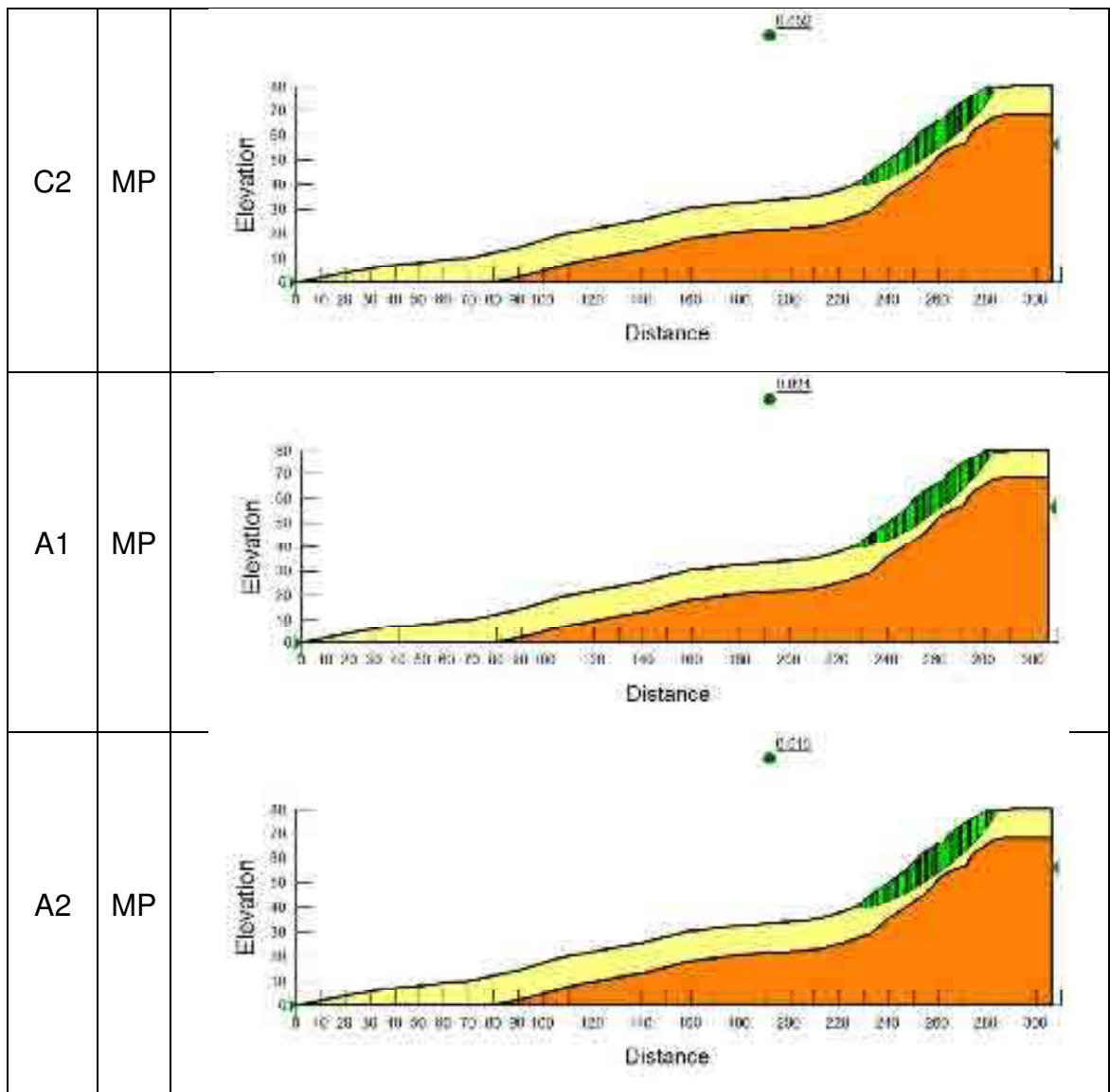
Método	Argila média - siltosa			Silte		
	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ
	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau
O	16	10	18	17	25	25
ME1	17,6	10	18	18,7	25	25
ME2	14,4	10	18	15,3	25	25
C1	16	11	18	17	27,5	25
C2	16	9	18	17	22,5	25
A1	16	10	19,8	17	25	27,5
A2	16	10	16,2	17	25	22,5

Tabela 4.16 – PMT-05 - Índices físicos adotados correlacionados com o PMTe baseados em Godoy (1972) e Guidicini e Nieble (1981).

Nas figuras abaixo, são apresentadas as análises para o talude PMT-05 nos diversos cenários, como mostrado na tabela 3.2.

Figura 4.18 – Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese adotada

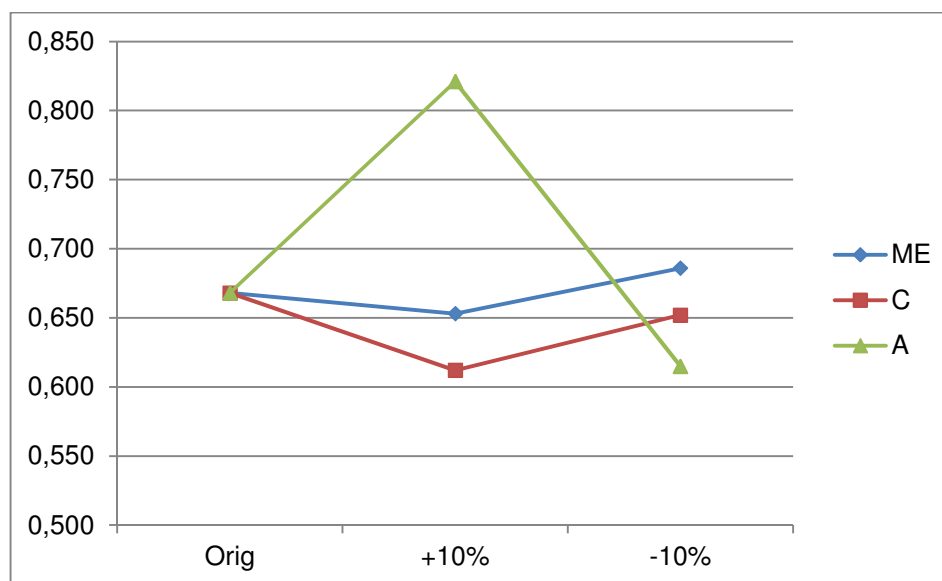
Hipótese/Método		Simulação com obtenção do FS
O	MP	
ME1	MP	
ME2	MP	
C1	J	



Código	Variação		Dados	Método de Análise		
				Bishop	Janbu	MP
O	sem variação		Original	0,679	0,676	0,668
ME 1	$\gamma 1$	Massa Específica	+10 %	0,663	0,660	0,653
ME 2	$\gamma 2$	Massa Específica	-10 %	0,698	0,695	0,686
C1	c 1	Coesão	+10 %	0,696	0,612	0,685
C2	c 2	Coesão	-10 %	0,661	0,658	0,652
A1	$\phi 1$	Ângulo de Atrito	+10 %	0,833	0,824	0,821
A2	$\phi 2$	Ângulo de Atrito	-10 %	0,625	0,631	0,615

Tabela 4.17 – PMT-05 - Resumo - FS obtidos dos referentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses

Figura 4.19 – PMT-05 - Gráfico com a evolução do FS em suas respectivas



A cota planejada para o ensaio deste foi de 10m, que não foi atingido. Chegou-se a 6 m de perfuração com realização de ensaio PMT em cada metro perfurado. Na posição analisada, observou-se um ganho de resistência com uma profundidade mínima, sendo de 8,50 bar (850 kPa) aos 2 m.

Observando-se a análise dos dados originais (O), em todos os métodos, verifica-se que o trecho acima do ponto estudado apresenta risco de movimento. Credita-se a isso a sua elevada inclinação, além do corte a quase 90° com o plano da avenida, desprovido de proteção vegetal e com tráfego intenso de acesso ao bairro. Podendo-se constatar “*in loco*” as diversas fissuras existentes no talude.

Já do centro para a base do talude, a inclinação é suave, mas já se apresenta mais estável, que associado a vegetação rasteira existente, confere maior estabilidade.

Esta área apresenta um comportamento de risco em sua parte mais elevada, e foi constatada em todas as situações simuladas. Nestas, o talude, teoricamente rompeu ou esta na iminência. Recomenda-se uma avaliação deste talude acima do furo com possível necessidade de intervenção.

Analisando-se o gráfico de FS, nota-se um comportamento que acompanha a variação do ângulo de atrito do solo, ou seja, quando a este aumentou houve um ligeiro aumento da capacidade do terreno. Entretanto, o comportamento se inverte quando se relaciona a coesão do solo. No geral, a amplitude do FS girou em torno de $FS=0,650$, sendo considerado de alto risco.

4.2.6. Ensaio PMT-06

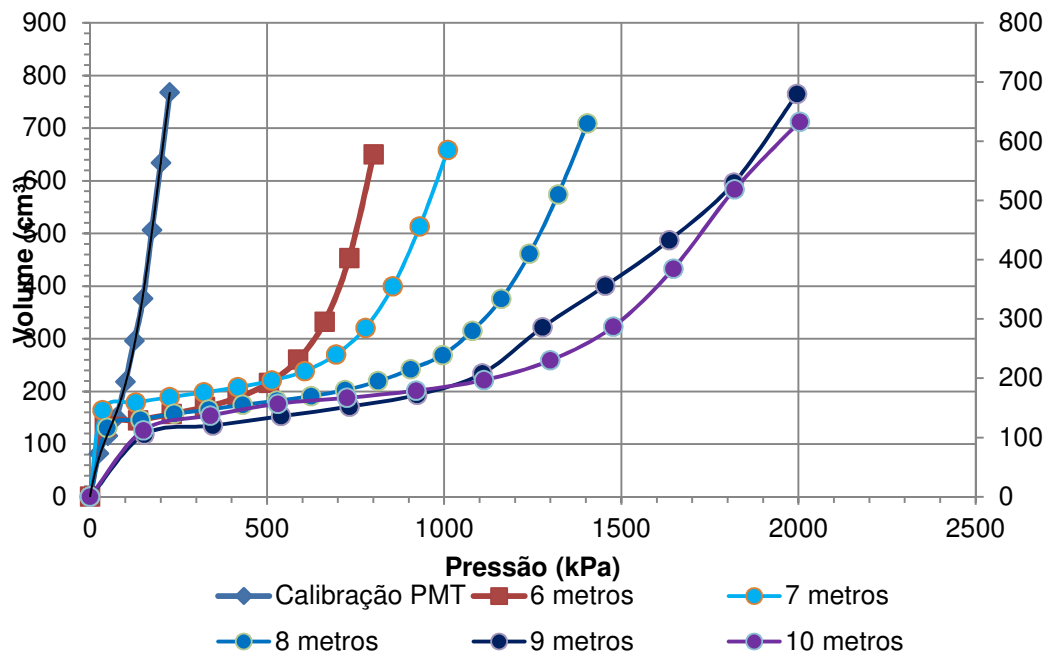
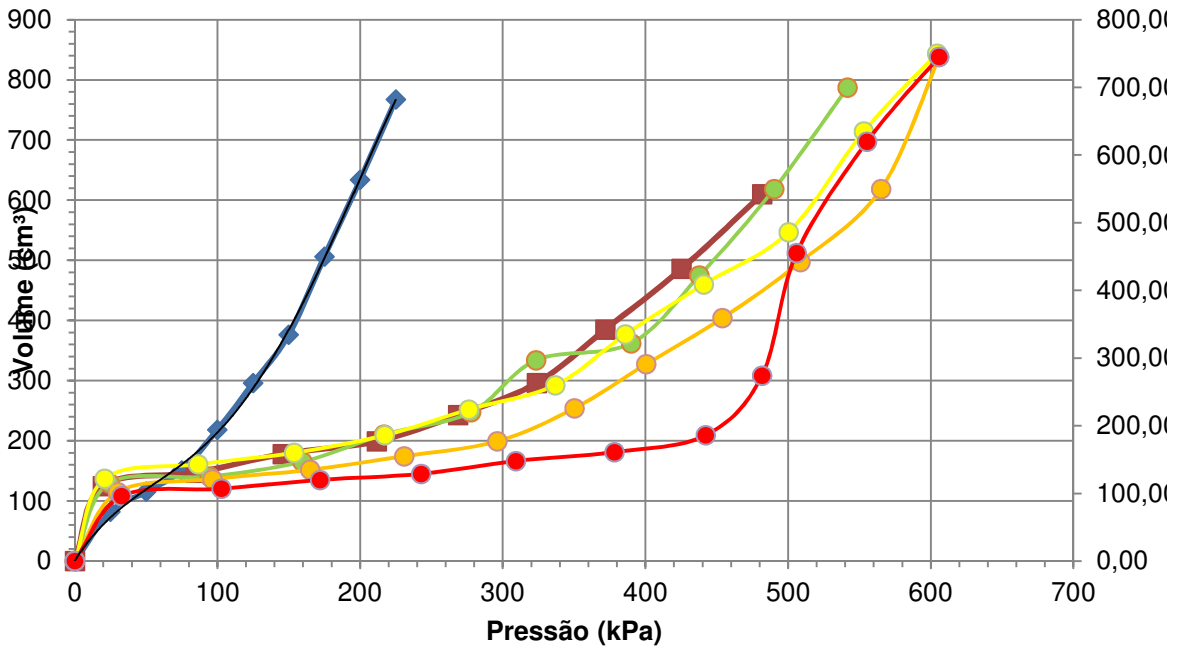
O Ensaio PMT-06 foi realizado na estrada entre Nova Viçosa e Posses, no topo do talude. O mesmo encontra-se com vegetação de baixo porte, em uma rua com baixo trafego de veículo. O talude apresenta inclinação de médio-alto, na direção centro-base, com a presença de casas tanto no topo quanto em sua base. O local da análise é apresentado com detalhes no anexo, conforme pode ser visto com mais detalhes na figura 7.6, em anexo.

Figura 4.20 – Ensaio de Campo PMT-06



Na figura 4.21, tem-se a curva corrigida do ensaio PMT-06 de 1 a 10 m, junto com a curva de fluência. Estes gráficos foram separados em 1 a 5m e de 6 a 10m.

Figura 4.21 – Curva corrigida do ensaio PMT-06 (1 a 5 m e de 6 a 10m)



Profundidade	P₀	V₀	P_f	V_f	V_s	V_L	P_L	E_m	E_m/P_L	P_L/P_f	Classificação
m	kPa	cm ³	kPa	cm ³	cm ³	cm ³	kPa	kPa			(Clarke, 1995), (Gambim e Rousseau, 1975), (Guidicini e Nieble, 1981)
1	61	142	225	210	603	887	618,45	4086,5	6,6077	2,7487	Argila média - siltosa
2	25	120	456	318	603	843	596,69	4064,7	6,8121	1,3085	Argila média – siltosa
3	80	120	362	240	603	843	646,78	4144,4	6,4078	1,7867	Argila média – siltosa
4	76	140	263	238	603	883	654,84	3309,4	5,0537	2,4899	Argila média – siltosa
5	88	108	339	157	603	819	628,87	8550,1	13,576	1,8551	Silte argiloso
6	125	142	589	260	603	887	909,82	6924,3	7,6106	1,5447	Silte argiloso
7	129	159	760	278	603	921	1239,47	9344,4	7,539	1,6309	Silte argiloso
8	140	130	1038	260	603	863	1578,9	12274	7,7739	1,5211	Silte argiloso
9	330	120	1180	240	603	843	2247,38	12492	5,5585	1,9046	Solo saprolítico
10	337	138	1090	195	603	879	2351,28	22191	9,4378	2,1571	Solo saprolítico

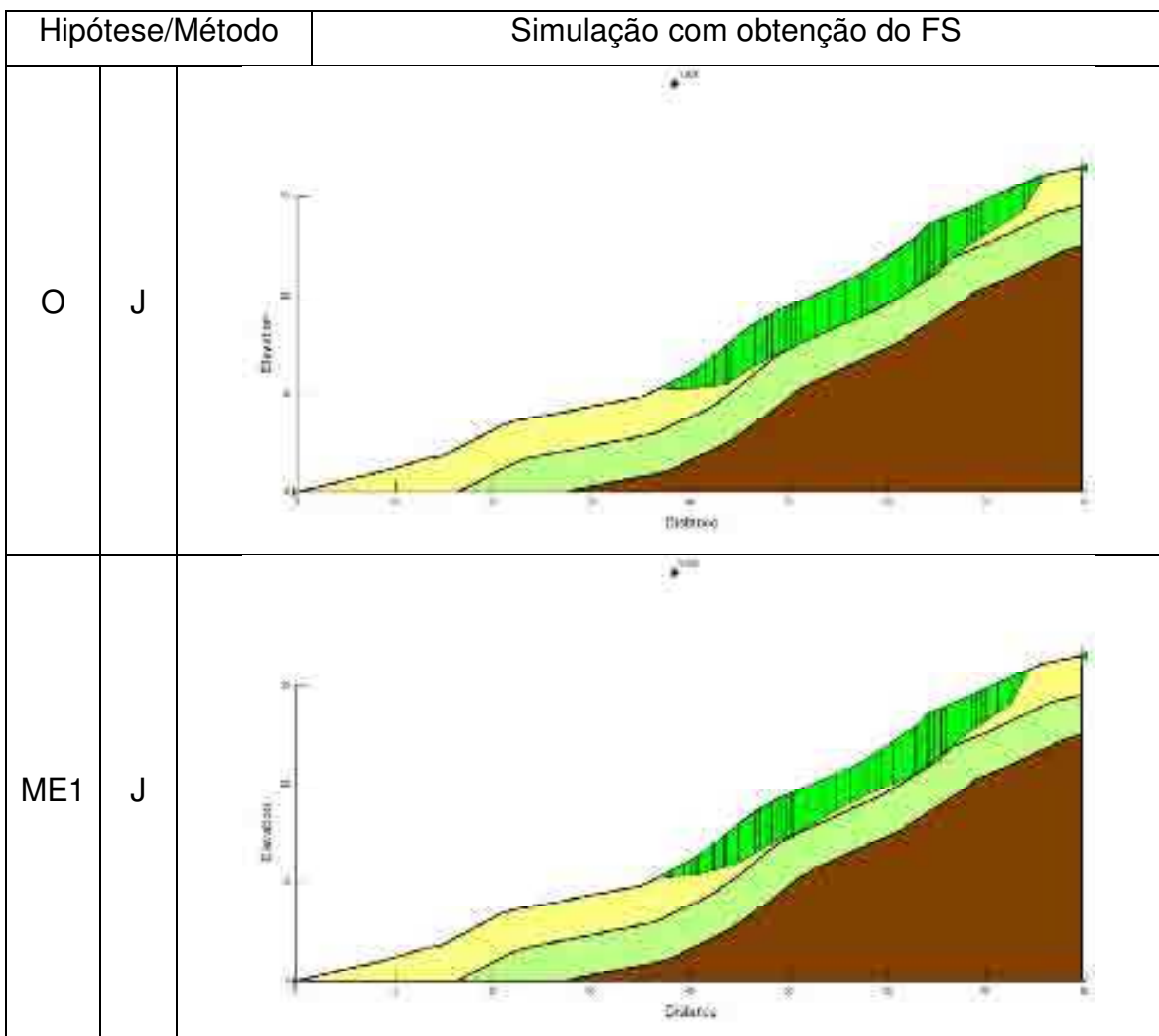
Tabela 4.18 – PMT-06 - Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.15

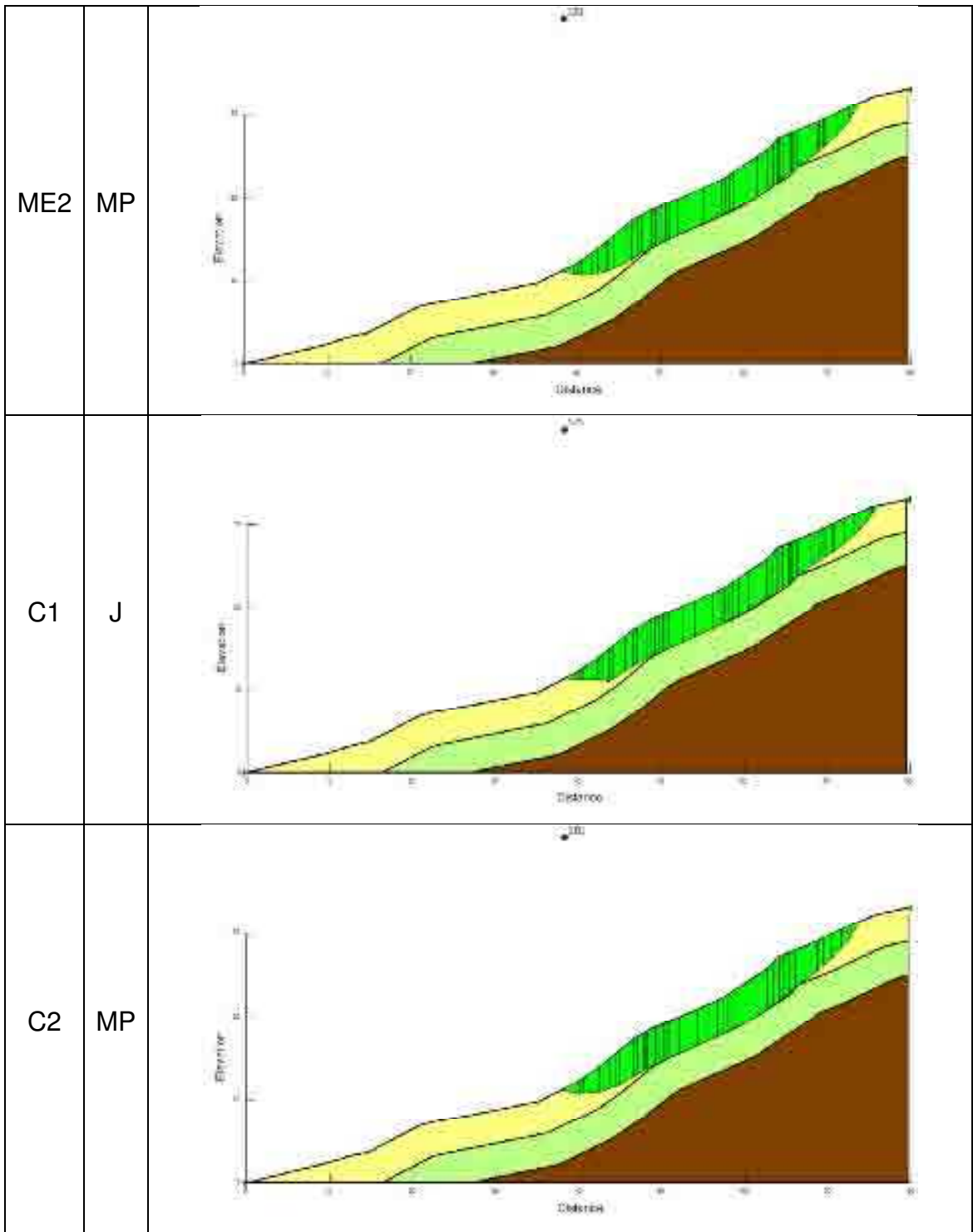
Método	Argila média - siltosa			Silte argiloso			Solo saprolítico		
	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ
	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau
O	16	10	10	16	10	18	19	10	35
ME1	17,6	10	10	17,6	10	18	20,9	10	35
ME2	14,4	10	10	14,4	10	18	17,1	10	35
C1	16	11	10	16	11	18	19	11	35
C2	16	9	10	16	9	18	19	9	35
A1	16	10	11	16	10	19,8	19	10	38,5
A2	16	10	9	16	10	16,2	19	10	31,5

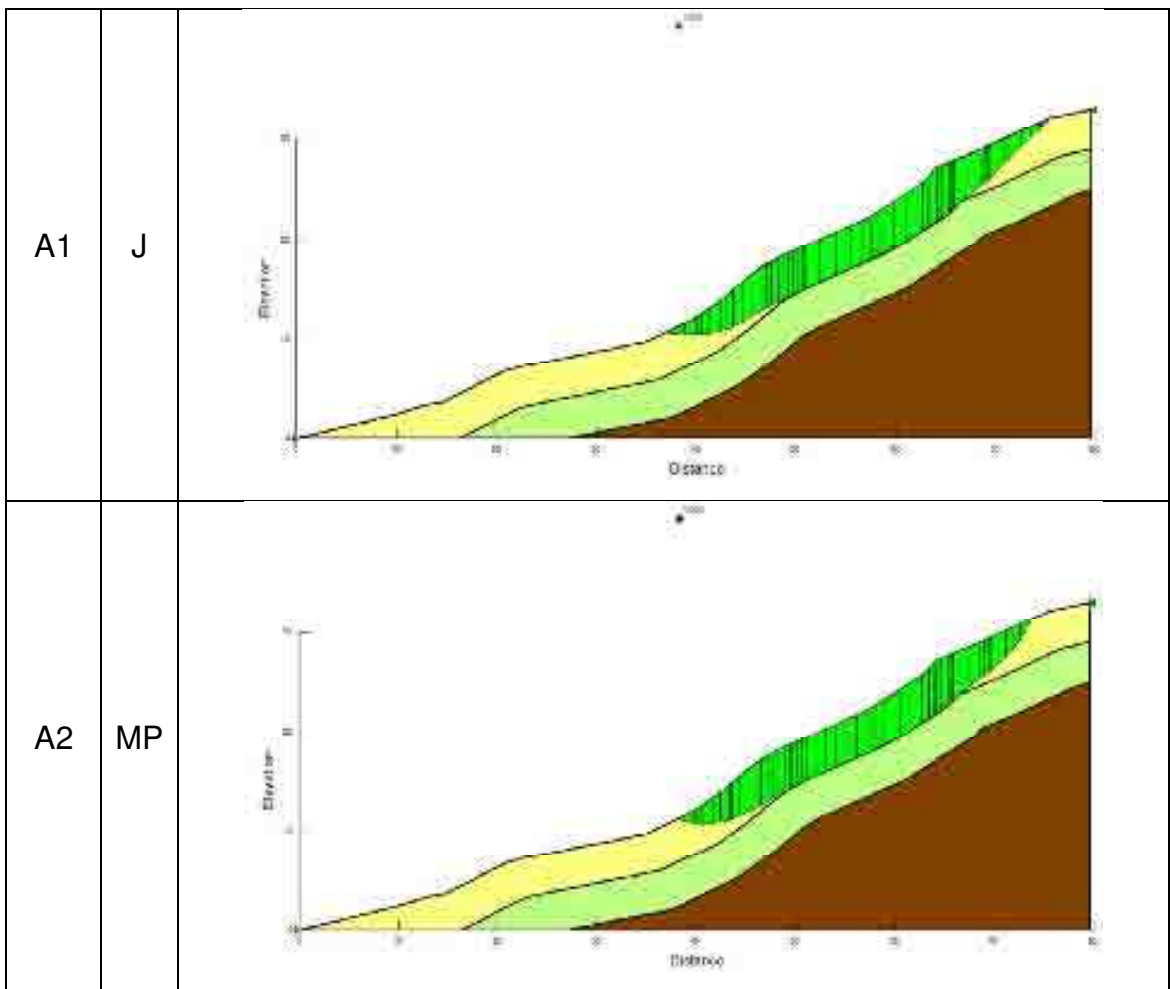
Tabela 4.19 – PMT-06 - Índices físicos adotados correlacionados com o PMTe baseados em Godoy (1972) e Guidicini e Nieble (1981).

Nas figuras abaixo, são apresentadas as análises para o talude PMT-06 nos diversos cenários, como mostrado na tabela 3.2.

Figura 4.22 – Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese adotada



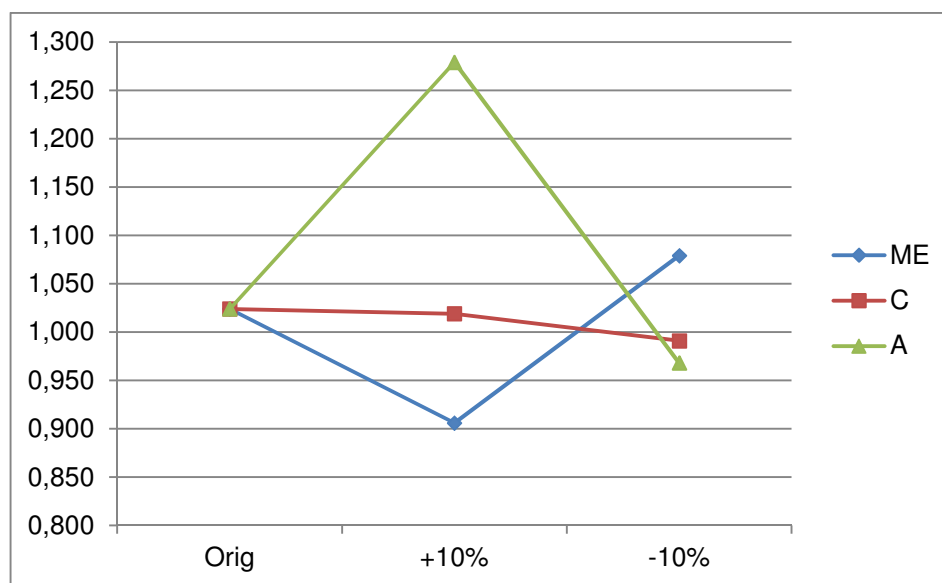




Código	Variação		Dados	Método de Análise		
				Bishop	Janbu	MP
O	sem variação		Original	1,067	1,024	1,035
ME 1	γ 1	Massa Específica	+10 %	1,032	0,906	0,995
ME 2	γ 2	Massa Específica	-10 %	1,114	1,159	1,079
C1	c 1	Coesão	+10 %	1,110	1,019	1,075
C2	c 2	Coesão	-10 %	1,028	0,996	0,991
A1	ϕ 1	Ângulo de Atrito	+10 %	1,282	1,279	1,279
A2	ϕ 2	Ângulo de Atrito	-10 %	0,999	0,973	0,968

Tabela 4.20 – PMT-06 - Resumo - FS obtidos dos rerefereentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses

Figura 4.23 – PMT-06 - Gráfico com a evolução do FS em suas respectivas



A cota planejada para o ensaio deste foi de 10m, que foi atingida. Na posição analisada, observou-se um ganho gradual de resistência com uma profundidade mínima, sendo de 9,0 bar (900 kPa) aos 3 m, chegando 24 bar (2400 kPa) aos 10 metros. Houve grande dificuldade em se chegar à profundidade planejada devido as limitações no uso do trado manual.

Observando-se a análise dos dados originais (O), pelo método de Janbu, verifica-se que o talude abaixo do ponto estudado apresenta risco de movimento. Fazendo-se variar os parâmetros físicos, pode-se perceber que o aumento da massa específica promove uma queda no FS, enquanto que o aumento do ângulo de atrito mostra um aumento do FS.

Aparentemente este talude encontra-se estável e com boa resistência em seu substrato, mas recomenda-se reanalisar os dados de maneira mais criteriosa utilizando índices físicos específicos para a região dada. A inclinação é média, que associado a vegetação rasteira existente, confere boa estabilidade.

Atualmente este talude encontra-se isolado, com uma via de acesso a um bairro em sua crista e uma estrada vicinal em sua base, ambas de baixo tráfego de veículos. Não apresenta residências em seu entorno.

4.2.7. Ensaio PMT-07

O Ensaio PMT-07 foi realizado na rua José Rocha Filho, B. Nova Viçosa, na base do talude apresentado em 4.2.6, mas em uma posição diferente do perfil analisado anteriormente.

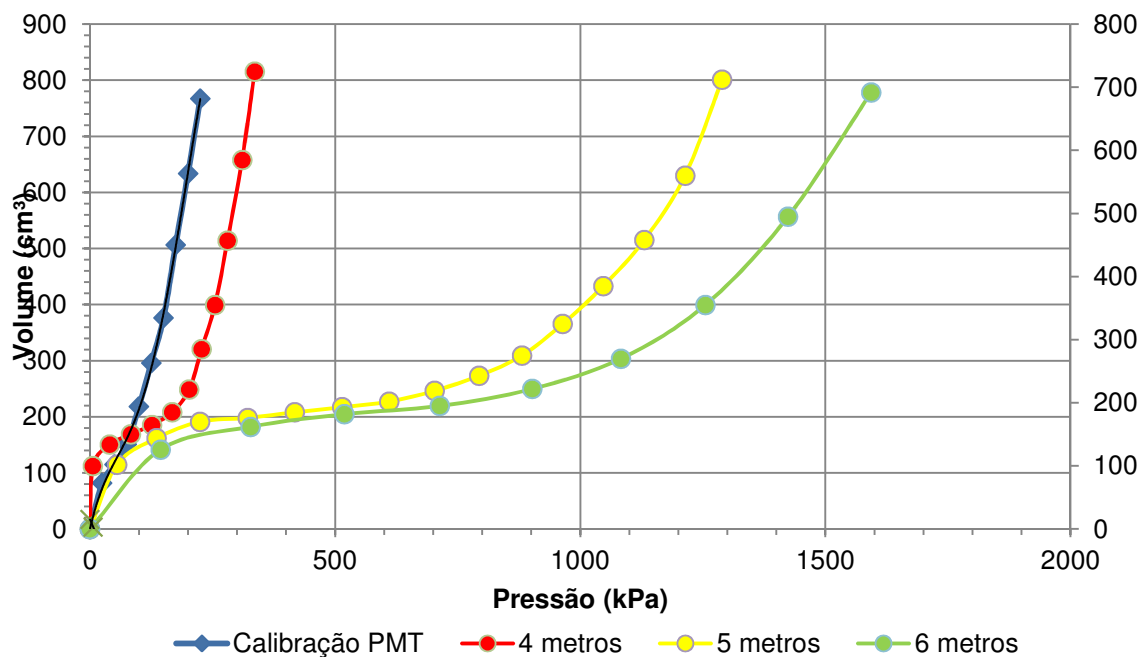
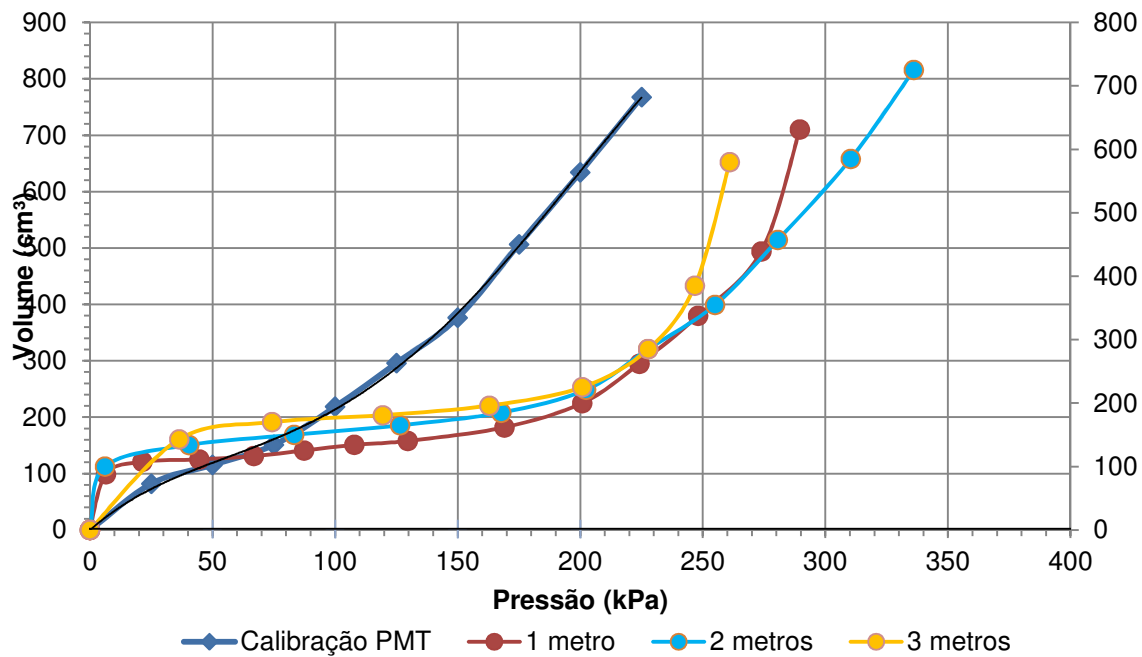
O mesmo encontra-se com vegetação de baixo porte, em uma rua com baixo tráfego de veículo. O talude apresenta inclinação de elevada, na direção base-topo, com a presença de casas tanto no topo quanto em sua base. O local da análise é apresentado com detalhes no anexo, figura 7.7.

Figura 4.24 – Ensaio de Campo PMT-07



Na figura 4.25, tem-se a curva corrigida do ensaio PMT-07 de 1 a 6 m, onde os gráficos foram divididos em 1 a 3 metros e 4 a 6 metros, para melhor expressar o crescimento da resistência do solo durante o ensaio PMT.

Figura 4.25 – Curva corrigida do ensaio PMT-07 (1 a 3m e 4 a 6 m)



Profundidade	P ₀	V ₀	P _f	V _f	V _s	V _L	P _L	E _m	E _m /P _L	P _L /P _f	Classificação
m	kPa	cm ³	kPa	cm ³	cm ³	cm ³	kPa	kPa			(Clarke, 1995), (Gambim e Rousseau, 1975), (Guidicini e Nieble, 1981)
1	7	101	198	221	603	805	352,39	2807	7,9657	1,7797	Silte
2	40	134	195	218	603	871	367,5	3165,9	8,6146	1,8846	Silte
3	37	143	228	285	603	889	299,8	2411,5	8,0438	1,3149	Silte
4	85	140	611	290	603	883	902,49	6324,2	7,0075	1,4771	Silte
5	158	150	932	305	603	903	1415,85	9039	6,3841	1,5192	Silte argiloso
6	248	158	1205	302	603	919	1830,48	11933	6,5188	1,5191	Silte argiloso

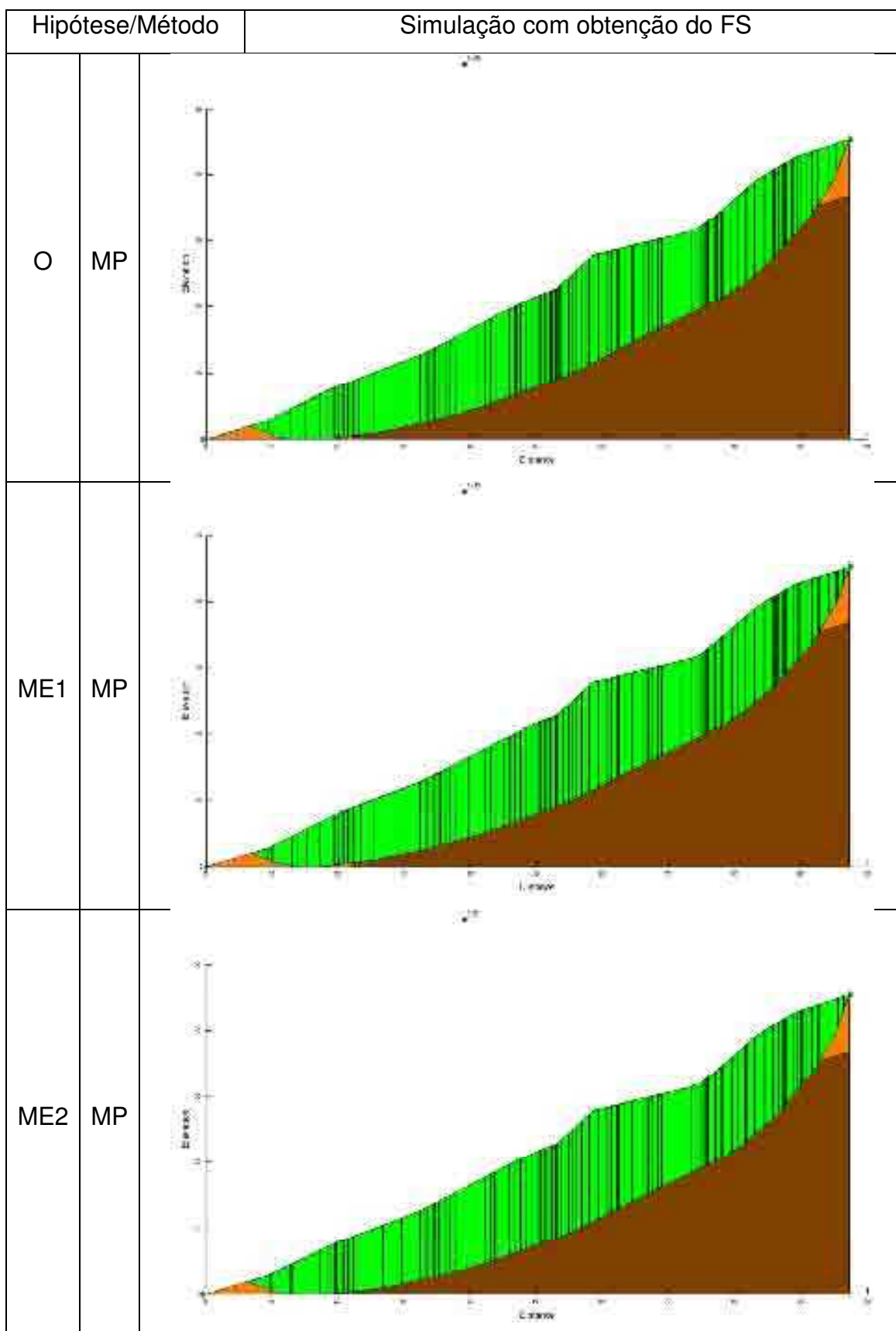
Tabela 4.21 – PMT-07 - Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.24

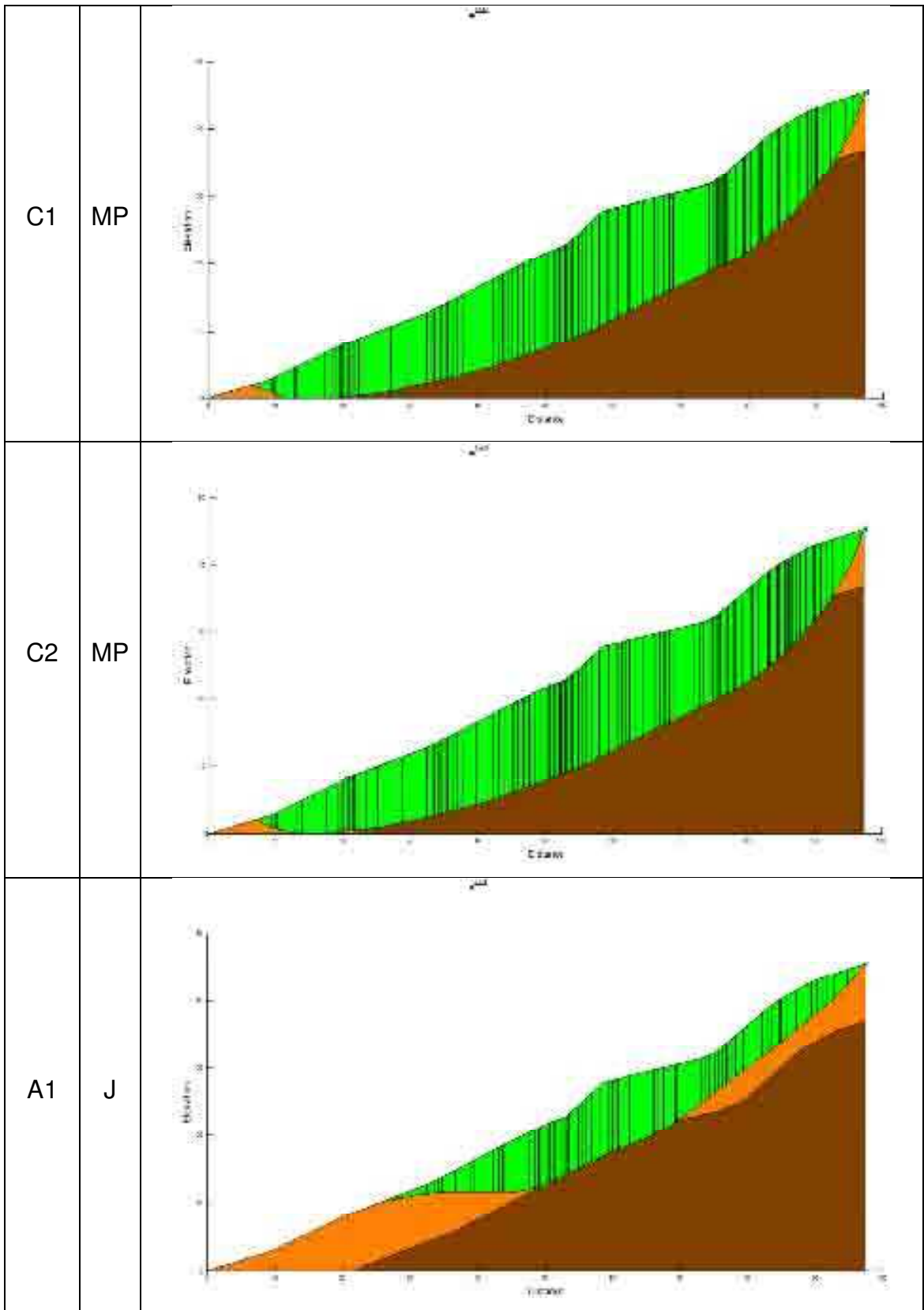
Método	Silte			Silte argiloso		
	γ	c	φ	γ	c	φ
	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau
O	17	25	25	18	25	25
ME1	18,7	25	25	19,8	25	25
ME2	15,3	25	25	16,2	25	25
C1	17	27,5	25	18	27,5	25
C2	17	22,5	25	18	22,5	25
A1	17	25	27,5	18	25	27,5
A2	17	25	22,5	18	25	22,5

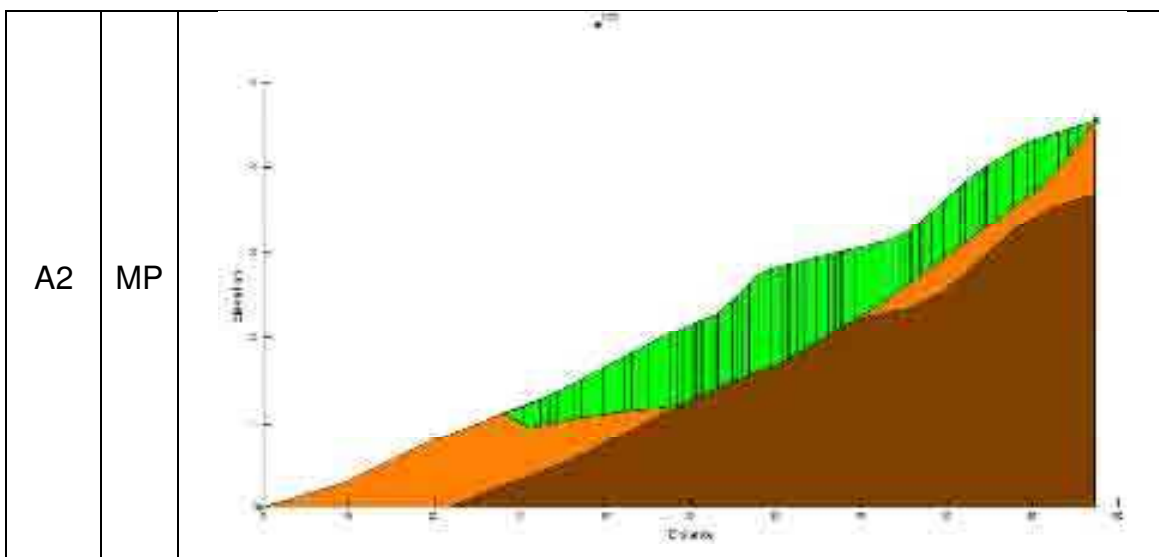
Tabela 4.22 – PMT-07 - Índices físicos adotados correlacionados com o PMTe baseados em Godoy (1972) e Guidicini e Nieble (1981).

Nas figuras abaixo, são apresentadas as análises para o talude PMT-07 nos diversos cenários, como mostrado na tabela 3.2.

Figura 4.26 – Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese adotada



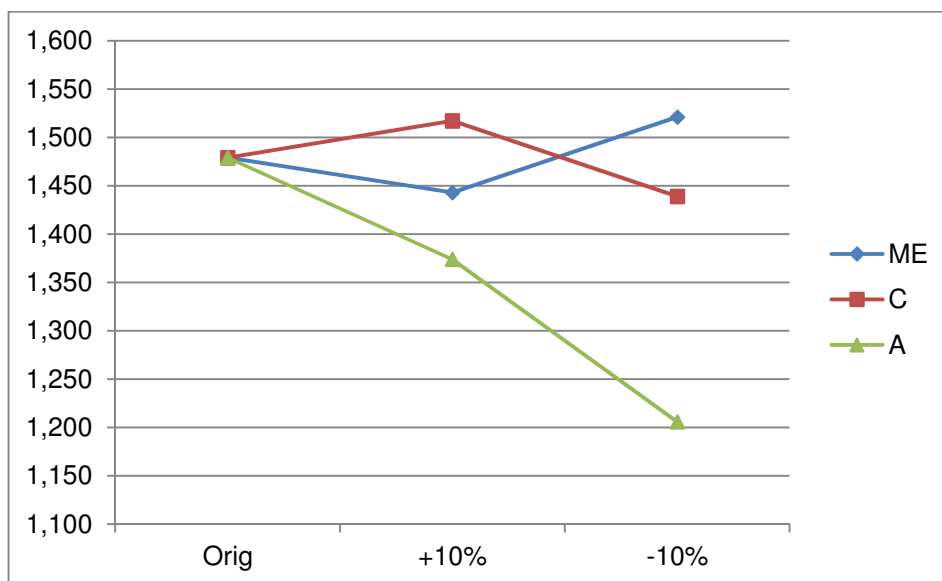




Código	Variação		Dados	Método de Análise		
				Bishop	Janbu	MP
O	sem variação		Original	1,515	1,493	1,479
ME 1	γ 1	Massa Específica	+10 %	1,477	1,502	1,443
ME 2	γ 2	Massa Específica	-10 %	1,560	1,698	1,521
C1	c 1	Coesão	+10 %	1,556	1,692	1,517
C2	c 2	Coesão	-10 %	1,474	1,498	1,439
A1	ϕ 1	Ângulo de Atrito	+10 %	1,643	1,374	1,605
A2	ϕ 2	Ângulo de Atrito	-10 %	1,391	1,206	1,356

Tabela 4.23– PMT-07 - Resumo - FS obtidos dos rereferentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses

Figura 4.27 – PMT-07 - Gráfico com a evolução do FS em suas respectivas



Este ensaio seguiu os mesmos padrões do ensaio anterior e os resultados seguiram a mesma tendência, ate por se tratar do mesmo maciço em diferentes perfis analisados. A cota planejada para o ensaio deste foi de 8m, chegando-se a até 6m de perfuração, devido as altas pressões lidas no PMT, chegando-se a 20 bar (2000 kPa) aos 6 m. Com isso, optou-se por encerrar a investigação.

Na posição analisada, pertencente ao mesmo maciço analisado em 7.2.6, observou-se um ganho gradual de resistência: 5,5 bar em 1m, 6 bar em m, 7,5 com 3m, 11,25 com 4m, 16 bar em 5m e 20 bar em 6m. Com o trado manual, houve grande dificuldade em se chegar à profundidade planejada.

Observando a análise dos dados originais (O), pelo método de Morgenstern-Price, verifica-se uma situação estável da base do talude, com $FS \approx 1,5$. Situação semelhante para os demais casos, onde os índices físicos foram variados. Somente para o caso em que o ângulo de atrito foi minorado é que se notou queda do FS, chegando a 1,206, situação esta que classificaria o talude como estável.

Este talude encontra-se estável e com boa resistência em seu substrato, possui inclinação elevada e está associada a uma vegetação de baixo porte, que confere boa estabilidade.

Atualmente este trecho do talude possui baixo adensamento humano, com via de acesso em sua crista e uma estrada vicinal em sua base, ambas de baixo tráfego de veículos. Portanto pode-se considerar a área de baixo risco a desastres com perdas humanas, confirmado pelos 2 ensaios apresentados.

4.2.8. Ensaio PMT-08

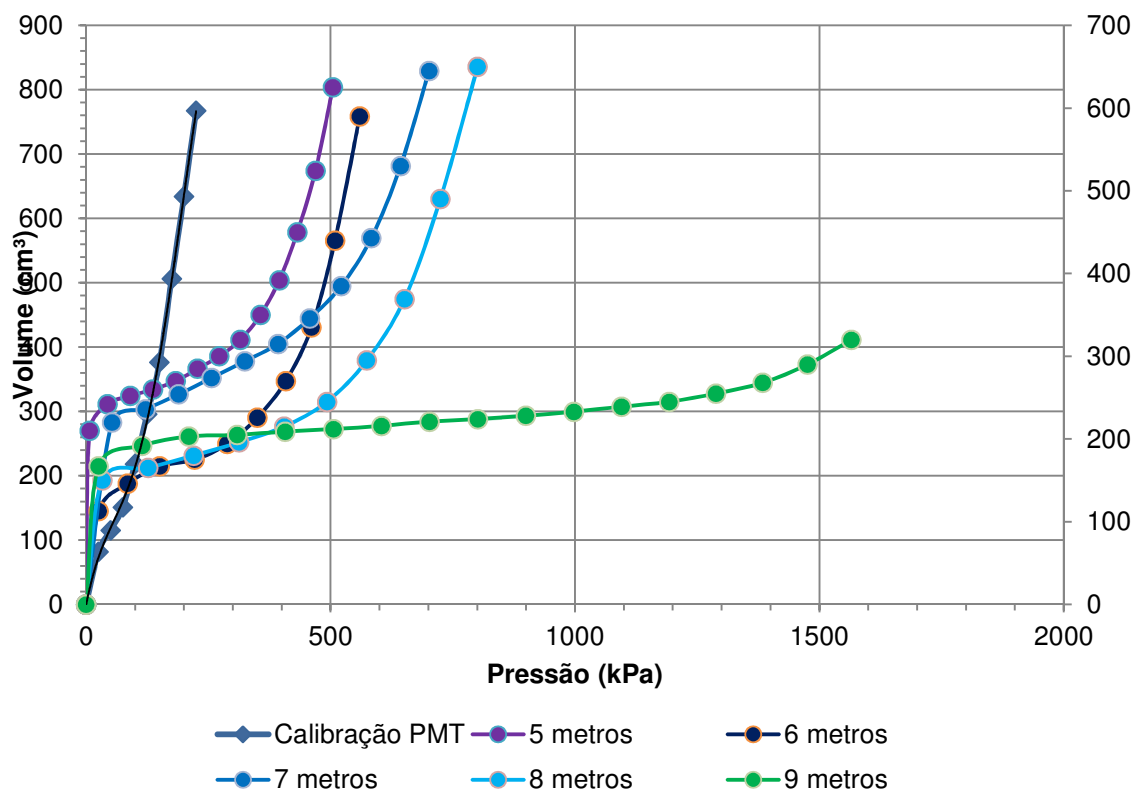
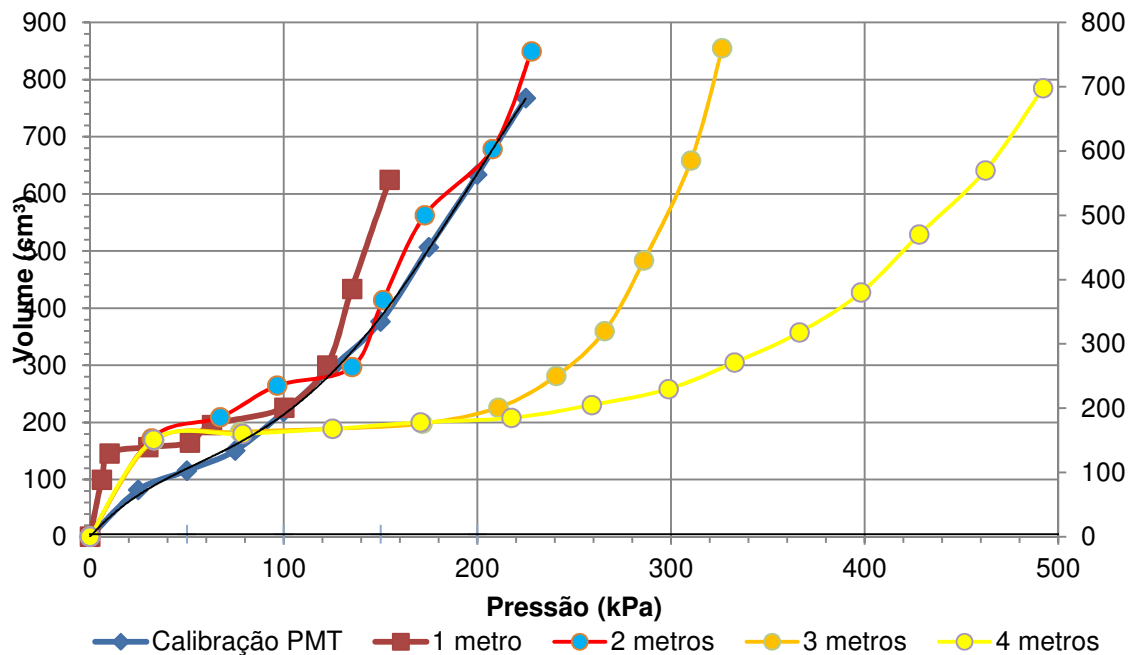
O Ensaio PMT-08 foi realizado na rua José Santana, B. Santa Clara. O mesmo encontra-se sem cobertura vegetal, sobre uma rua com alto tráfego de veículos, por se tratar de um dos acessos ao bairro. O talude apresenta inclinação elevada, na direção topo-base, com a presença de casas em suas imediações. O local da análise é apresentado com detalhes no anexo, figura 7.8.

Figura 4.28 – Ensaio de Campo PMT-08



Na figura 4.29, tem-se a curva corrigida do ensaio PMT-08 de 1 a 9 m, onde os gráficos foram divididos em 1 a 4 metros e 5 a 9 metros, para melhor expressar o comportamento do solo durante o ensaio PMT.

Figura 4.29 – Curva corrigida do ensaio PMT-08 (1 a 4m e 5 a 9 m)



Profundidade	P ₀	V ₀	P _f	V _f	V _s	V _L	P _L	E _m	E _m /P _L	P _L /P _f	Classificação
m	kPa	cm ³	kPa	cm ³	cm ³	cm ³	kPa	kPa			(Clarke, 1995), (Gambim e Rousseau, 1975), (Guidicini e Nieble, 1981)
1	6	100	89	218	603	803	172,18	1238,6	7,1935	1,9347	Silte arenoso
2	29	121	124	250	603	845	253,64	1307,6	5,1553	2,0455	Silte arenoso
3	35	153	246	268	603	909	347,07	3223,6	9,288	1,4109	Argila média - arenosa
4	30	142	260	205	603	887	547,61	6161,7	11,252	2,1062	Argila média – arenosa
5	10	218	383	400	603	1039	678,97	3783,4	5,5722	1,7728	Argila média – arenosa
6	90	150	372	240	603	903	682,93	5400,9	7,9084	1,8358	Argila média – arenosa
7	53	200	517	480	603	1043	937,64	3479,6	3,711	1,7136	Silte
8	128	163	615	330	603	929	952,29	5325,2	5,592	1,5484	Silte
9	120	195	1550	317	603	993	2126,57	20703	9,7353	1,372	Solo saprolítico

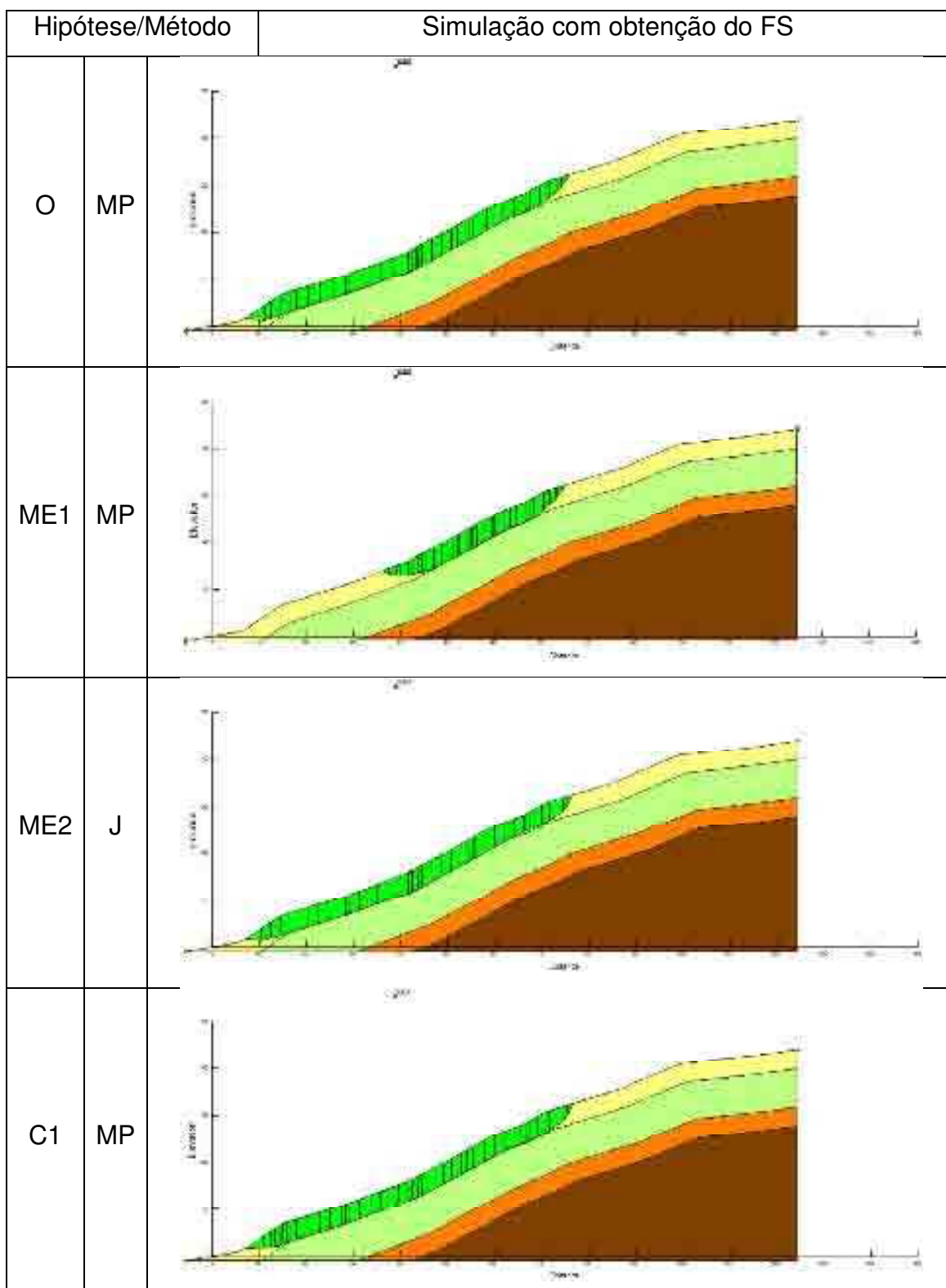
Tabela 4.24 – PMT-08 - Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.29

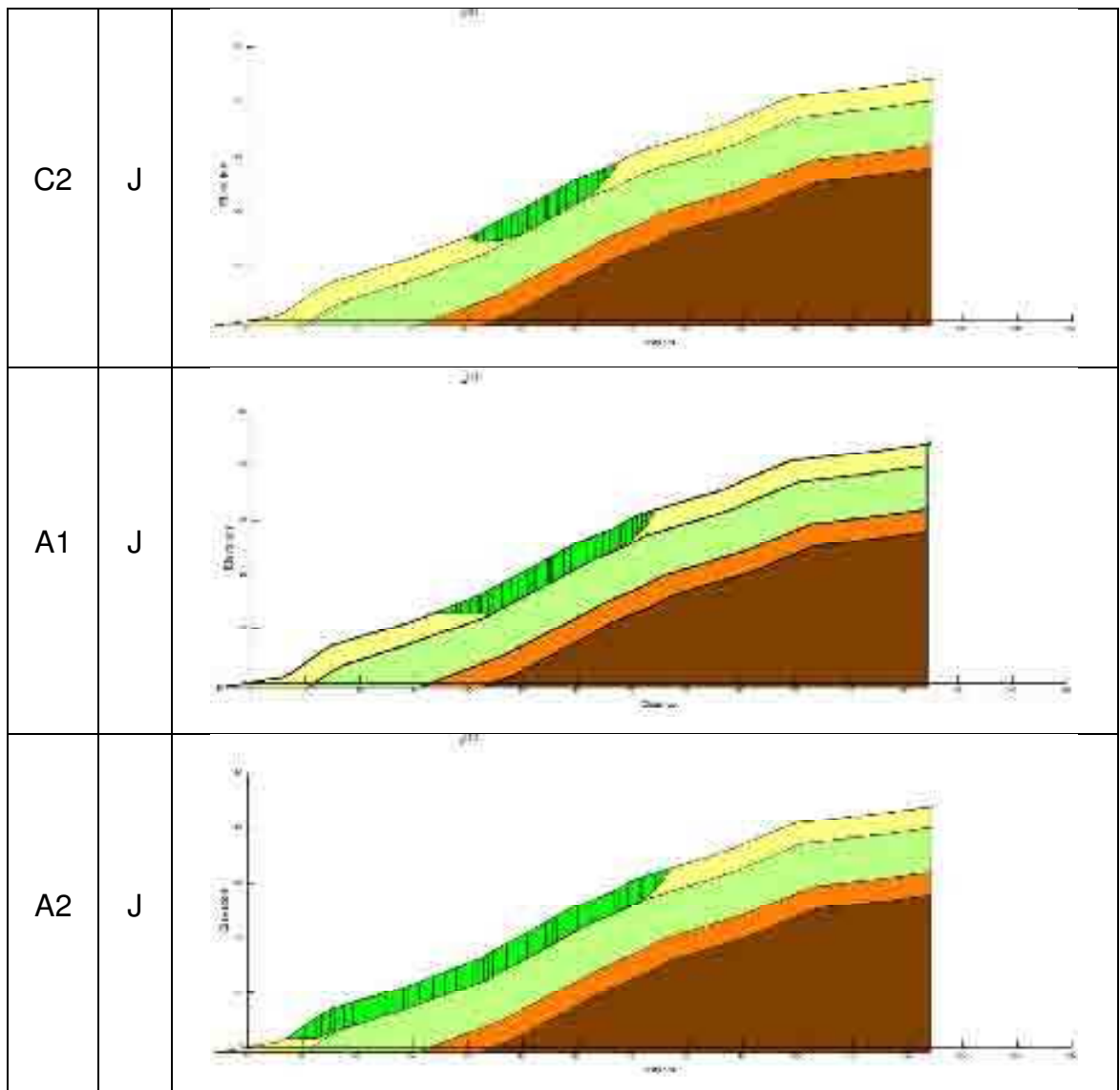
Método	Silte arenoso			Argila média (arenosa)			Silte			Solo saprolítico		
	γ	c	φ	γ	c	φ	γ	c	φ	γ	c	φ
	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau
O	16	10	10	17	10	20	19	10	5	16	10	10
ME1	17,6	10	10	18,7	10	20	20,9	10	35	17,6	10	10
ME2	14,4	10	10	15,3	10	20	17,1	10	35	14,4	10	10
C1	16	11	10	17	11	20	19	1	35	16	11	10
C2	16	9	10	17	9	20	19	9	35	16	9	10
A1	16	10	11	17	10	22	19	10	38,5	16	10	11
A2	16	10	9	17	10	18	19	10	31,5	16	10	9

Tabela 4.25 – PMT-08 - Índices físicos adotados correlacionados com o PMTe baseados em Godoy (1972) e Guidicini e Nieble (1981).

Nas figuras abaixo, são apresentadas as análises para o talude PMT-08 nos diversos cenários, como mostrado na tabela 3.2.

Figura 4.30 – Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese adotada

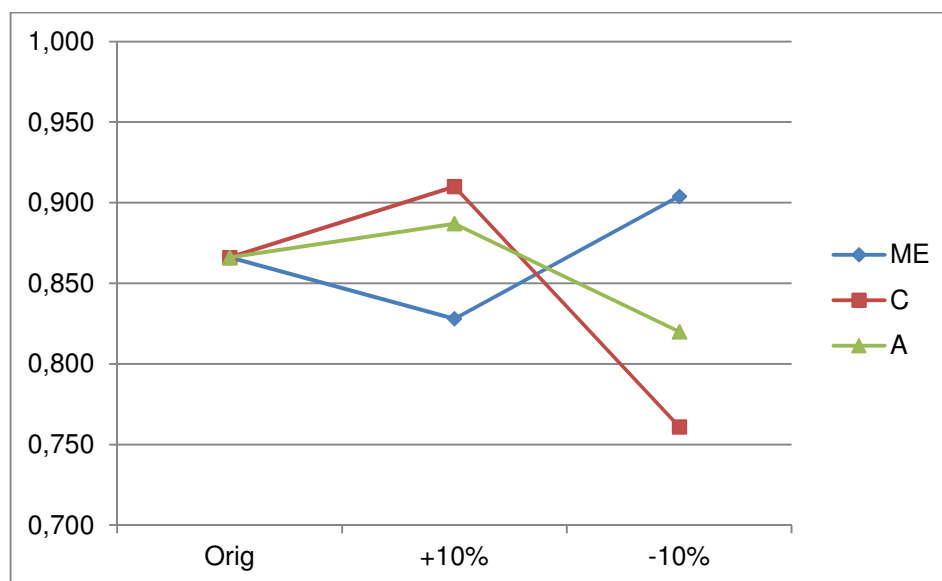




Código	Variação		Dados	Método de Análise		
				Bishop	Janbu	MP
O	sem variação		Original	0,906	0,941	0,866
ME 1	γ 1	Massa Específica	+10 %	0,892	0,925	0,828
ME 2	γ 2	Massa Específica	-10 %	0,957	0,904	0,916
C1	c 1	Coesão	+10 %	0,952	0,910	0,911
C2	c 2	Coesão	-10 %	0,855	0,761	0,824
A1	ϕ 1	Ângulo de Atrito	+10 %	0,947	0,887	0,912
A2	ϕ 2	Ângulo de Atrito	-10 %	0,861	0,820	0,824

Tabela 4.26– PMT-08 - Resumo - FS obtidos dos rereferentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses

Figura 4.31 – PMT-08 - Gráfico com a evolução do FS em suas respectivas



Na figura 4.28 é apresentada uma vista da face do talude antes do mesmo romper e uma vista de escoamento superficial de águas pluviais desviadas da rua acima do mesmo. Trata-se de um fator que agrava a situação de um maciço complicado, com histórico de escorregamentos e já classificado com área de risco.

Apesar de não estar em uma área classificada por Roque (2013) como de alto risco, mas como médio risco, optou-se por realizar uma análise deste talude, visto a importância deste corredor viário e o risco de perdas humanas inerentes da região que é densamente povoada.

A cota planejada para o ensaio deste foi de 13m, chegando-se a até 9m de perfuração. Devido as altas pressões lidas no PMT foi decidido encerrar a perfuração, onde se chegou a pressões de 11 bar aos 8m e 22 bar (2200 kPa) aos 9m.

Visualmente, nota-se uma fragilidade do talude devido a ocupação do seu entorno, cortes e erosão hídrica, que foi confirmada após as diversas análises. Em todos os cenários simulados o talude encontra-se com risco elevado de movimentação de massa.

Tomando-se a análise dos dados originais (O), em todos os métodos, verifica-se uma situação de alto risco, com $FS < 1,0$. Somente para o caso em que a massa específica foi reduzida é que se notou um pequeno aumento do

FS, chegando a 0,957, situação esta que classificaria o talude como em estado de alerta.

Apesar da boa resistência encontrada aos 9m, o talude encontra-se degradado como um todo. Possui inclinação de elevada, quase 90º, que associado as intervenções antrópicas geram perturbações constantes no mesmo.

Atualmente este trecho do talude possui alto adensamento humano, em todo o entorno, rodeado por acessos com alto tráfego. Portanto pode-se considerar a área como de alto risco a desastres com perdas humanas. Recomenda-se uma intervenção imediata e definitiva neste talude.

4.2.9. Ensaio PMT-09

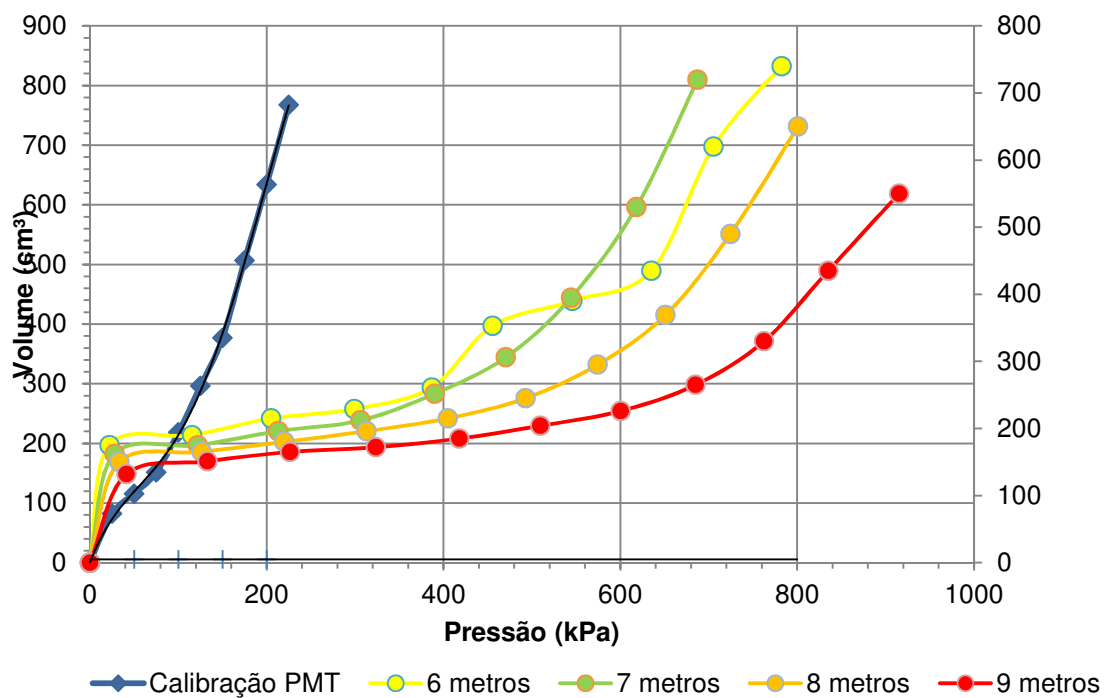
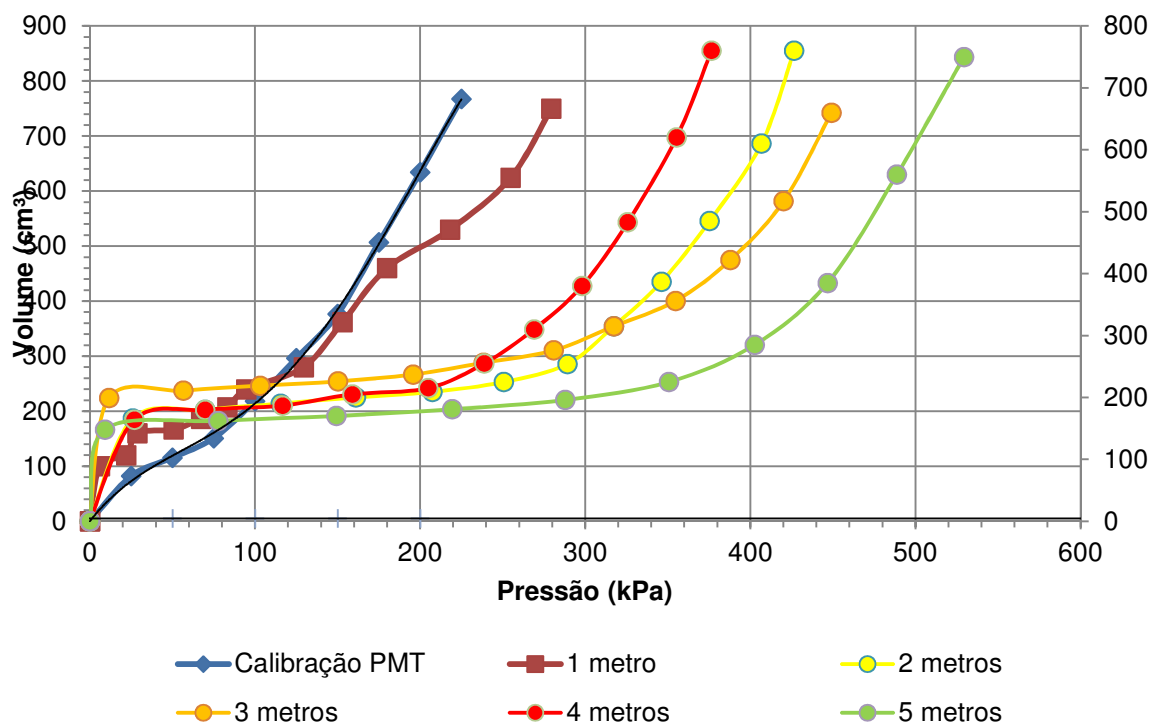
O Ensaio PMT-09 foi realizado na rua Juscelino Kubitschek, B. Santa Clara. O mesmo encontra-se com cobertura vegetal, sobre uma rua com médio tráfego de veículos. O talude apresenta inclinação elevada, na direção topo-base, com a presença de casas em seu topo. O local da análise é apresentado com detalhes abaixo na figura 4.32.

Figura 4.32 – Ensaio de Campo PMT-09



Na figura 4.33, tem-se a curva corrigida do ensaio PMT-09 de 1 a 9 m, onde os gráficos foram divididos em 1 a 5 metros e 6 a 9 metros, para melhor expressar o comportamento do solo durante o ensaio PMT.

Figura 4.33 – Curva corrigida do ensaio PMT-09 (1 a 5m e 6 a 9 m)



Profundidade	P ₀	V ₀	P _f	V _f	V _s	V _L	P _L	E _m	E _m /P _L	P _L /P _f	Classificação
m	kPa	cm ³	kPa	cm ³	cm ³	cm ³	kPa	kPa			(Clarke, 1995), (Gambim e Rousseau, 1975), (Guidicini e Nieble, 1981)
1	6	100	113	260	603	803	298,68	1215	4,0678	2,6432	Silte arenoso
2	26	166	294	260	603	935	463,09	4929,5	10,645	1,5751	Argila média - siltosa
3	12	199	305	300	603	1001	540,08	5042,8	9,3373	1,7707	Argila média – siltosa
4	27	164	256	282	603	931	409,78	3417,4	8,3396	1,6007	Argila média – siltosa
5	78	162	262	190	603	927	570,30	10785	18,911	2,1767	Argila média - amarela
6	78	196	572	400	603	995	899,63	4541,2	5,0478	1,5728	Argila média – amarela
7	89	178	502	340	603	959	797,63	4638,4	5,8153	1,5889	Argila média – amarela
8	110	162	615	328	603	927	951,22	5551,2	5,8359	1,5467	Argila média – amarela
9	137	156	662	250	603	915	1168,50	9656,6	8,2641	1,7651	Argila média - amarela

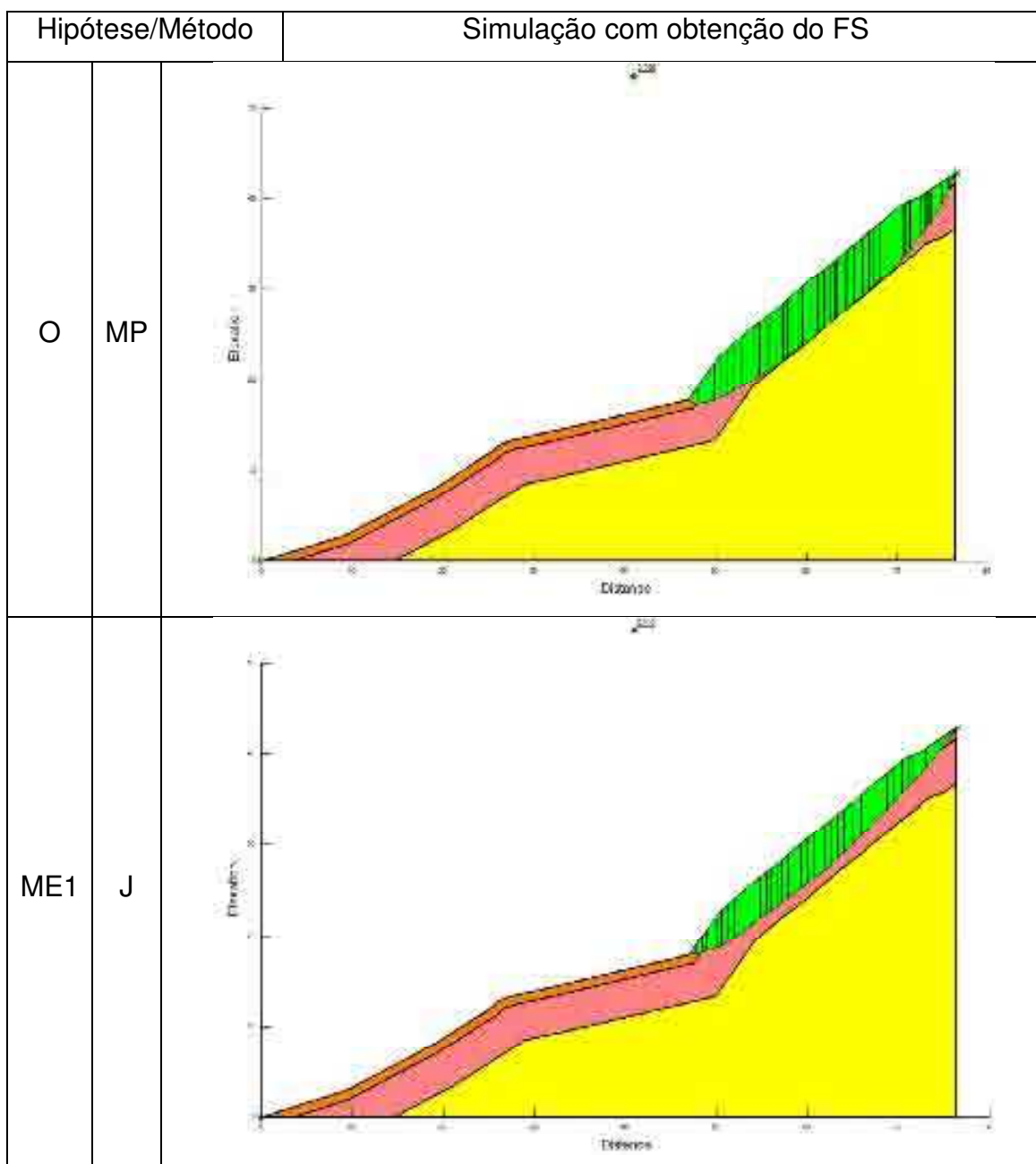
Tabela 4.27 – PMT-09 - Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.33

Método	Silte arenoso			Argila média (siltosa)			Argila média (amarela)		
	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ
	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau
	16	10	10	16	10	18	17	25	25
ME1	17,6	10	10	17,6	10	18	18,7	25	25
ME2	14,4	10	10	14,4	10	18	15,3	25	25
C1	16	11	10	16	11	18	17	27,5	25
C2	16	9	10	16	9	18	17	22,5	25
A1	16	10	11	16	10	19,8	17	25	27,5
A2	16	10	9	16	10	16,2	17	25	22,5

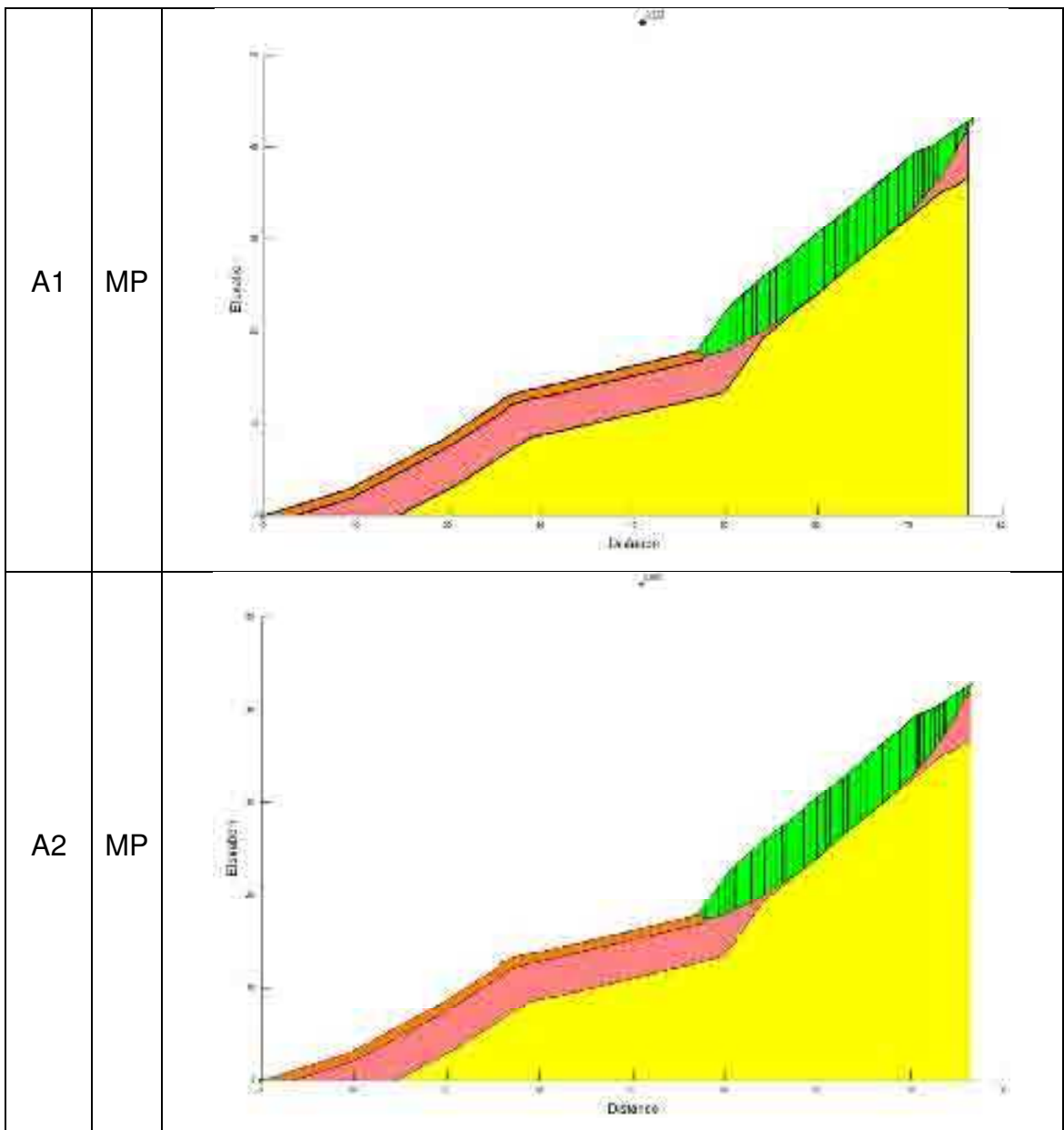
Tabela 4.28 – PMT-09 - Índices físicos adotados correlacionados com o PMTe baseados em Godoy (1972) e Guidicini e Nieble (1981).

Nas figuras abaixo, são apresentadas as análises para o talude PMT-09 nos diversos cenários, como mostrado na tabela 3.2.

Figura 4.33 – Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese adotada



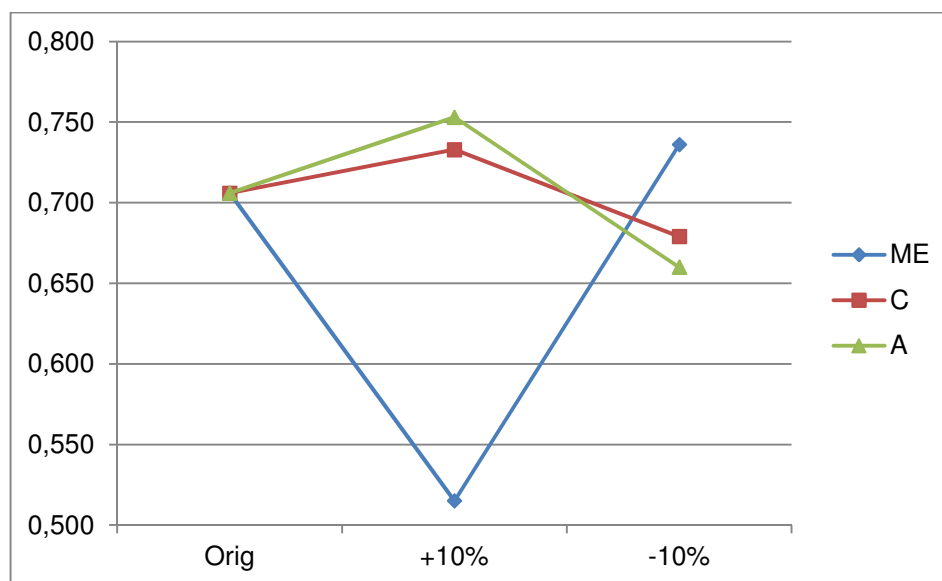
ME2	MP	
C1	MP	
C2	MP	



Código	Variação		Dados	Método de Análise		
				Bishop	Janbu	MP
O	sem variação		Original	0,717	0,794	0,706
ME 1	γ 1	Massa Específica	+10%	0,681	0,515	0,669
ME 2	γ 2	Massa Específica	-10%	0,748	0,837	0,736
C1	c 1	Coesão	+10%	0,745	0,833	0,733
C2	c 2	Coesão	-10%	0,690	0,754	0,679
A1	ϕ 1	Ângulo de Atrito	+10%	0,766	0,837	0,753
A2	ϕ 2	Ângulo de Atrito	-10%	0,670	0,752	0,660

Tabela 4.29– PMT-09 - Resumo - FS obtidos dos rereferentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses

Figura 4.35 – PMT-09 - Gráfico com a evolução do FS em suas respectivas



A cota planejada para o ensaio deste foi de 13m, chegando-se a até 9m de perfuração. Foram obtidas pressões crescentes a cada metro perfurado, chegando-se a 12 bar (1200 kPa) aos 9m.

Visualmente, o talude encontra-se estável. Mas foram observadas trincas em sua base devido a um corte feito para se criar uma pequena via de acesso. Procedeu-se o ensaio no topo do maciço afim de se conhecer a estabilidade do perfil, posteriormente, optou-se por fazer mais um ensaio na base do mesmo maciço que será relatado no próximo item.

Observando-se o resultado baseado nos dados originais (O) coletados em campo, em todos os métodos, percebe-se que o talude encontra-se com risco elevado de movimentação de massa. Recomenda-se uma investigação criteriosa a fim de se estabelecer a melhor solução para este talude.

Apesar da boa resistência encontrada aos 9m, o talude encontra-se degradado. Possui inclinação elevada, que associado às intervenções antrópicas geram perturbações em sua base.

Interpretando a figura 4.35, nota-se que com o comportamento do solo com a variação da massa específica é diferente dos demais parâmetros. Neste caso há um ganho no FS com a minoração do γ e uma redução com a majoração do γ .

O comportamento do solo com a variação dos outros parâmetros foram coerentes entre si.

4.2.10. Ensaio PMT-10

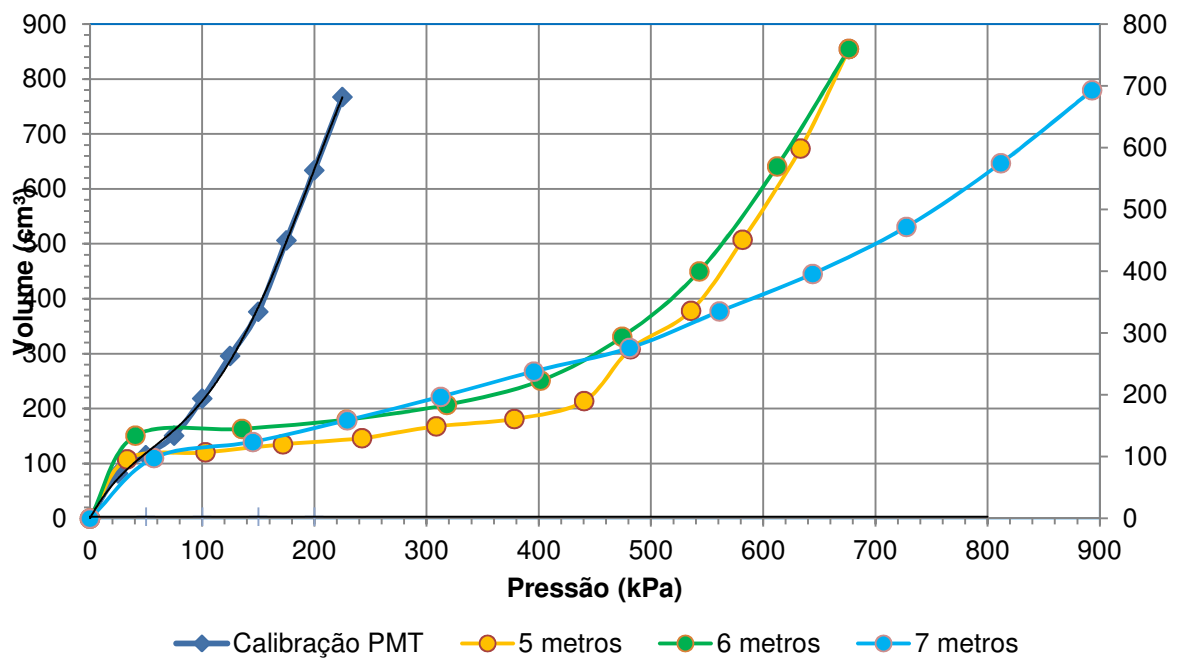
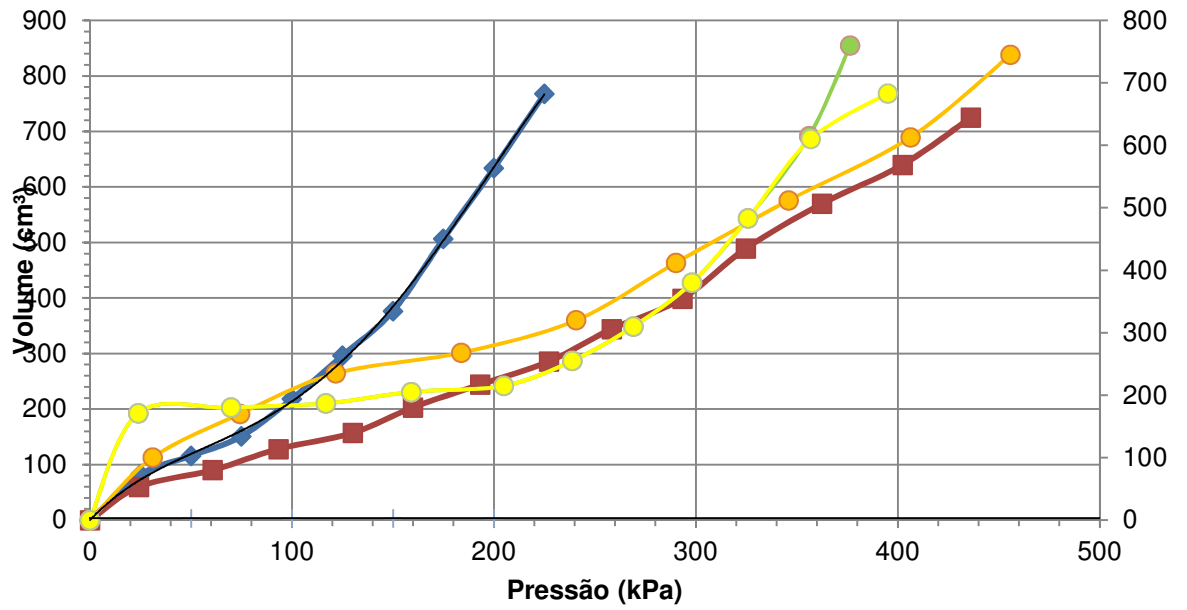
O Ensaio PMT-10 foi realizado na rua Rio Doce, B. Betânia, rua esta abaixo do talude citado em 4.2.8. O local da análise é apresentado com detalhes na figura abaixo, com destaque, a via de acesso aberta ligando dois bairros.

Figura 4.36 – Ensaio de Campo PMT-10



Na figura 4.37, tem-se a curva corrigida do ensaio PMT-10 de 1 a 8 m. Os gráficos foram divididos em 1 a 4 metros e 5 a 8 metros, para melhor expressar o comportamento do solo durante o ensaio PMT.

Figura 4.37 – Curva corrigida do ensaio PMT-10 (1 a 4m e 5 a 8 m)



Profundidade	P ₀	V ₀	P _f	V _f	V _s	V _L	P _L	E _m	E _m /P _L	P _L /P _f	Classificação
m	kPa	cm ³	kPa	cm ³	cm ³	cm ³	kPa	kPa			(Clarke, 1995), (Gambim e Rousseau, 1975), (Guidicini e Nieble, 1981)
1	56	88	249	328	603	779	464,24	1546,6	3,3314	1,8644	Silte arenoso
2	70	161	167	260	603	925	546,09	1700,6	3,1141	3,270	Argila média - amarela
3	24	171	249	271	603	945	413,26	3908,2	9,4565	1,6598	Argila média – amarela
4	24	171	212	221	603	945	483,07	6281	13,002	2,2787	Argila média – amarela
5	91	110	420	179	603	823	698,09	8085,5	11,582	1,6621	Silte argiloso
6	128	145	467	384	603	893	727,99	2726	3,7445	1,5589	Silte argiloso
7	123	144	590	251	603	891	935,49	7621,7	8,1472	1,5856	Silte argiloso
8	110	120	680	430	603	843	1007,69	3707,4	3,6791	1,4819	Silte argiloso

Tabela 4.30 – PMT-10 - Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.37

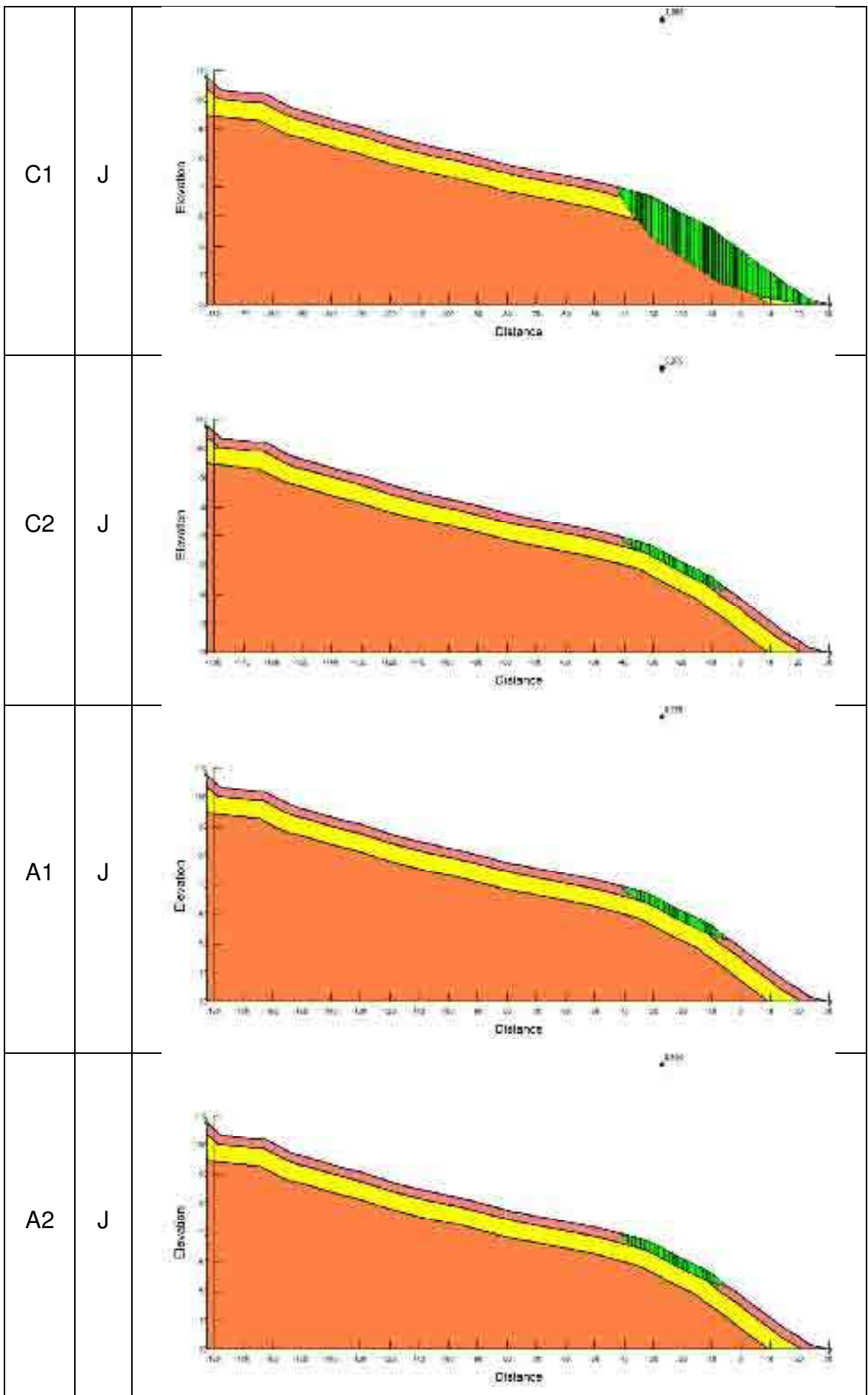
Método	Silte arenoso			Argila média (amarela)			Silte argiloso		
	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ
	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau
O	16	10	10	17	25	25	18	25	25
ME1	17,6	10	10	18,7	25	25	19,8	25	25
ME2	14,4	10	10	15,3	25	25	16,2	25	25
C1	16	11	10	17	27,5	25	18	27,5	25
C2	16	9	10	17	22,5	25	18	22,5	25
A1	16	10	11	17	25	27,5	18	25	27,5
A2	16	10	9	17	25	22,5	18	25	22,5

Tabela 4.31 – PMT-10 - Índices físicos adotados correlacionados com o PMTe baseados em Godoy (1972) e Guidicini e Nieble (1981).

Nas figuras abaixo, são apresentadas as análises para o talude PMT-10 nos diversos cenários, como mostrado na tabela 3.2.

Figura 4.38 – Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese adotada

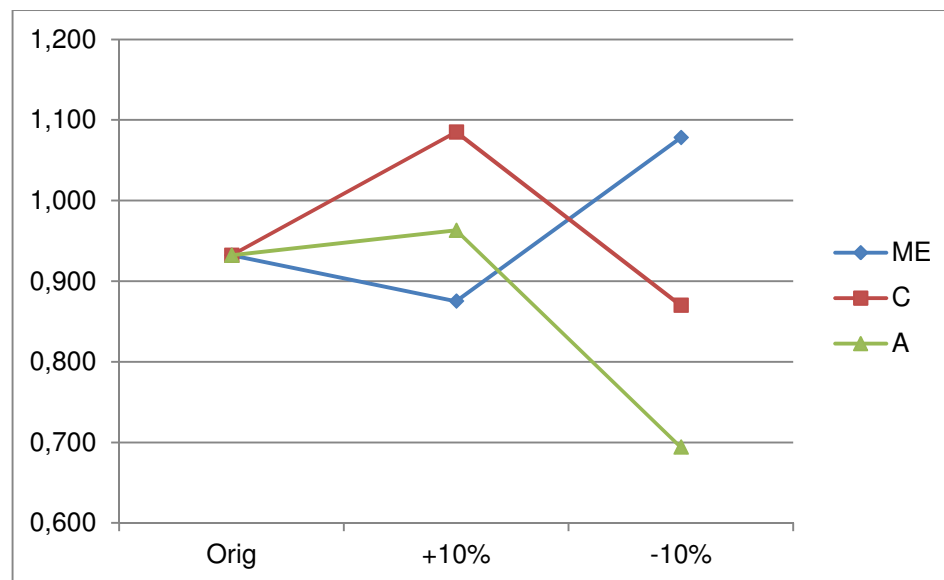
Hipótese/Método		Simulação com obtenção do FS
O	J	<p>This diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface. The vertical axis is labeled 'Elevation' and the horizontal axis is 'Distance'. The failure surface is indicated by a green hatched area. The soil is represented by an orange area below the failure surface. The failure surface starts at the top left and curves downwards to the right, ending at the toe of the slope.</p>
ME1	J	<p>This diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface. The vertical axis is labeled 'Elevation' and the horizontal axis is 'Distance'. The failure surface is indicated by a green hatched area. The soil is represented by an orange area below the failure surface. The failure surface starts at the top left and curves downwards to the right, ending at the toe of the slope.</p>
ME2	J	<p>This diagram shows a cross-section of a slope with a failure surface. The vertical axis is labeled 'Elevation' and the horizontal axis is 'Distance'. The failure surface is indicated by a green hatched area. The soil is represented by an orange area below the failure surface. The failure surface starts at the top left and curves downwards to the right, ending at the toe of the slope.</p>



Código	Variação		Dados	Método de Análise		
				Bishop	Janbu	MP
O	sem variação		Original	0,950	1,100	0,932
ME 1	γ 1	Massa Específica	+10 %	0,881	0,875	0,881
ME 2	γ 2	Massa Específica	-10 %	1,247	1,078	1,220
C1	c 1	Coesão	+10 %	1,243	1,085	1,216
C2	c 2	Coesão	-10 %	0,874	0,870	0,870
A1	ϕ 1	Ângulo de Atrito	+10 %	0,968	0,976	0,963
A2	ϕ 2	Ângulo de Atrito	-10 %	0,700	0,694	0,703

Tabela 4.32– PMT-10 - Resumo - FS obtidos dos rereferentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses

Figura 4.39 – PMT-10 - Gráfico com a evolução do FS em suas respectivas



Observando o resultado (O) tem-se um FS <1,0, mostrando que o talude encontra-se em iminência de ruptura, confirmando a hipótese esperada de que se trataria de uma área de alto risco. Somente para os casos em que a coesão foi majorada e a massa específica foi majorada, que houve um incremento no FS ao nível de estabilidade.

Também, foi constatada no local a presença de trincas, provavelmente, devido ao alívio de tensões que este corte gerou no maciço. Nota-se que a rua esta situada, aproximadamente, na metade do maciço e apresenta inclinação elevada na direção topo-base, com a presença de diversas edificações em seu entorno. Devido a estes fatores, recomenda-se uma investigação mais criteriosa afim de se conhecer a fundo a origem deste fenômeno.

Este ensaio foi realizado no nível intermediário do mesmo maciço apresentado em 4.2.9. Pode-se verificar, comparando ambos, que este talude foi reprovado em quase todas as simulações. Nota-se nas tabelas em que condições este maciço está em maior risco.

A cota planejada para o ensaio deste foi de 10m, chegando-se a até 8m de perfuração com uma pressão aplicada de 12 bar (1200 kPa). Atualmente este trecho do talude possui baixo adensamento humano em seu entorno

4.2.11. Ensaio PMT-11

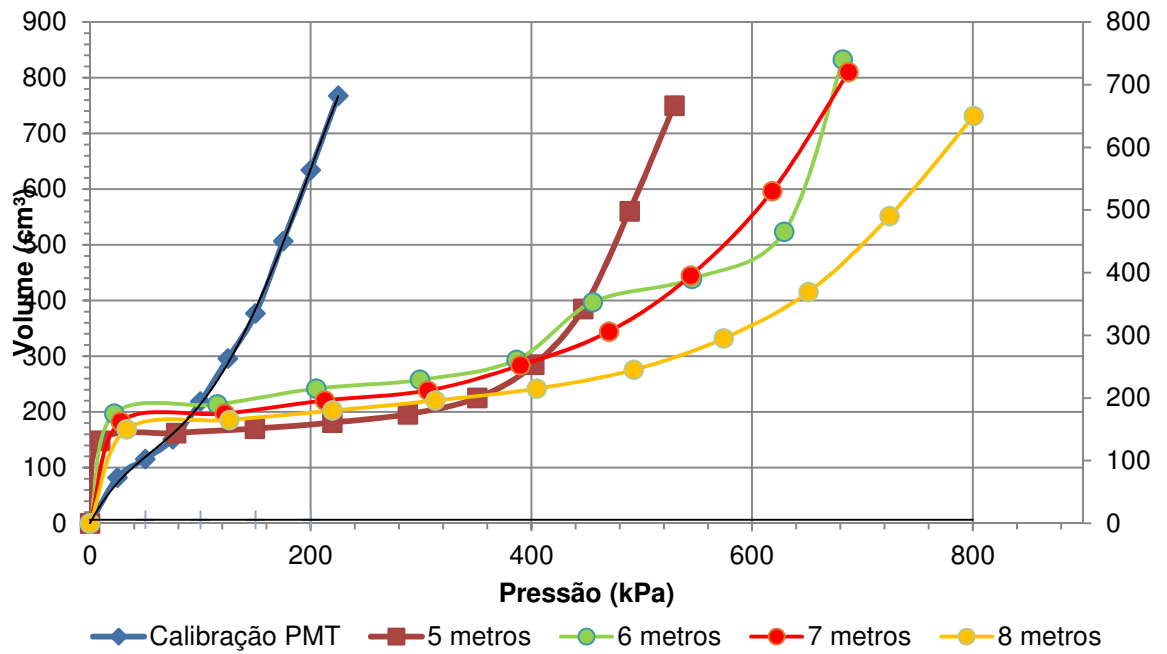
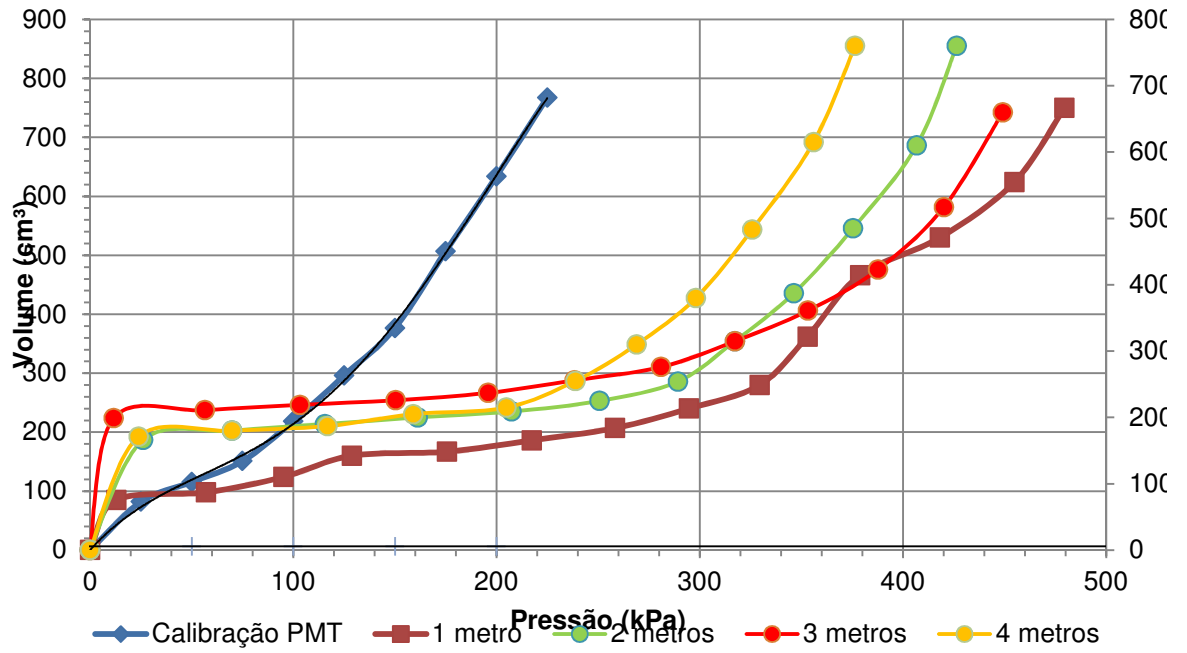
O Ensaio PMT-11 foi realizado na rua da Mariquinha, Centro, rua acima da rua Dr. Milton Bandeira. O talude apresenta inclinação elevada, na direção topo-base, com a presença de diversas edificações em sua base. O local da análise é apresentado com detalhes abaixo na figura 4.40.

Figura 4.40 – Ensaio de Campo PMT-11



Na figura 4.41, tem-se a curva corrigida do ensaio PMT-10 de 1 a 8 m. Os gráficos foram divididos em 1 a 4 metros e 5 a 8 metros, para melhor expressar o comportamento do solo durante o ensaio PMT.

Figura 4.41 – Curva corrigida do ensaio PMT-11 (1 a 4m e 5 a 8 m)



Profundidade	P ₀	V ₀	P _f	V _f	V _s	V _L	P _L	E _m	E _m /P _L	P _L /P _f	Classificação
m	kPa	cm ³	kPa	cm ³	cm ³	cm ³	kPa	kPa			(Clarke, 1995), (Gambim e Rousseau, 1975), (Guidicini e Nieble, 1981)
1	40	96	263	216	603	795	496,4	3277,3	6,6022	1,8875	Silte arenoso
2	20	141	310	282	603	885	453,58	3684,7	8,1235	1,4632	Argila média - amarela
3	10	180	305	300	603	963	531,02	4335,5	8,1644	1,7411	Argila média – amarela
4	21	160	269	310	603	923	409,2	2981,8	7,2869	1,5212	Argila média - arenosa
5	72	161	410	395	603	925	569,85	2766,4	4,8546	1,3899	Argila média – arenosa
6	80	190	456	356	603	983	582,98	4133,2	7,0898	1,2785	Argila média – arenosa
7	100	177	520	262	603	957	796,75	8484,1	10,649	1,5322	Silte argiloso
8	120	162	615	330	603	927	951,22	5384,4	5,6605	1,5467	Silte argiloso

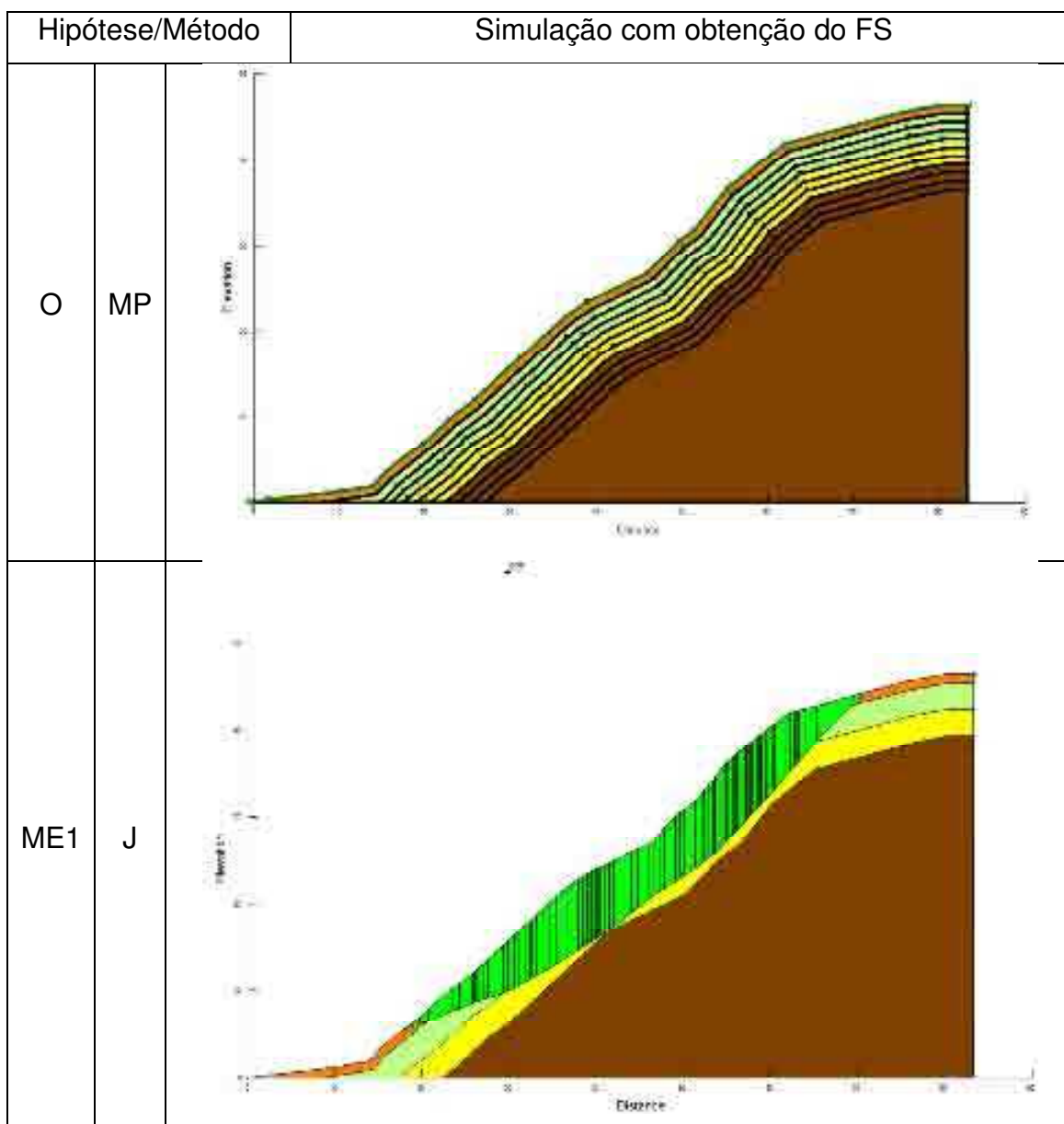
Tabela 4.33 – PMT-11 - Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.41

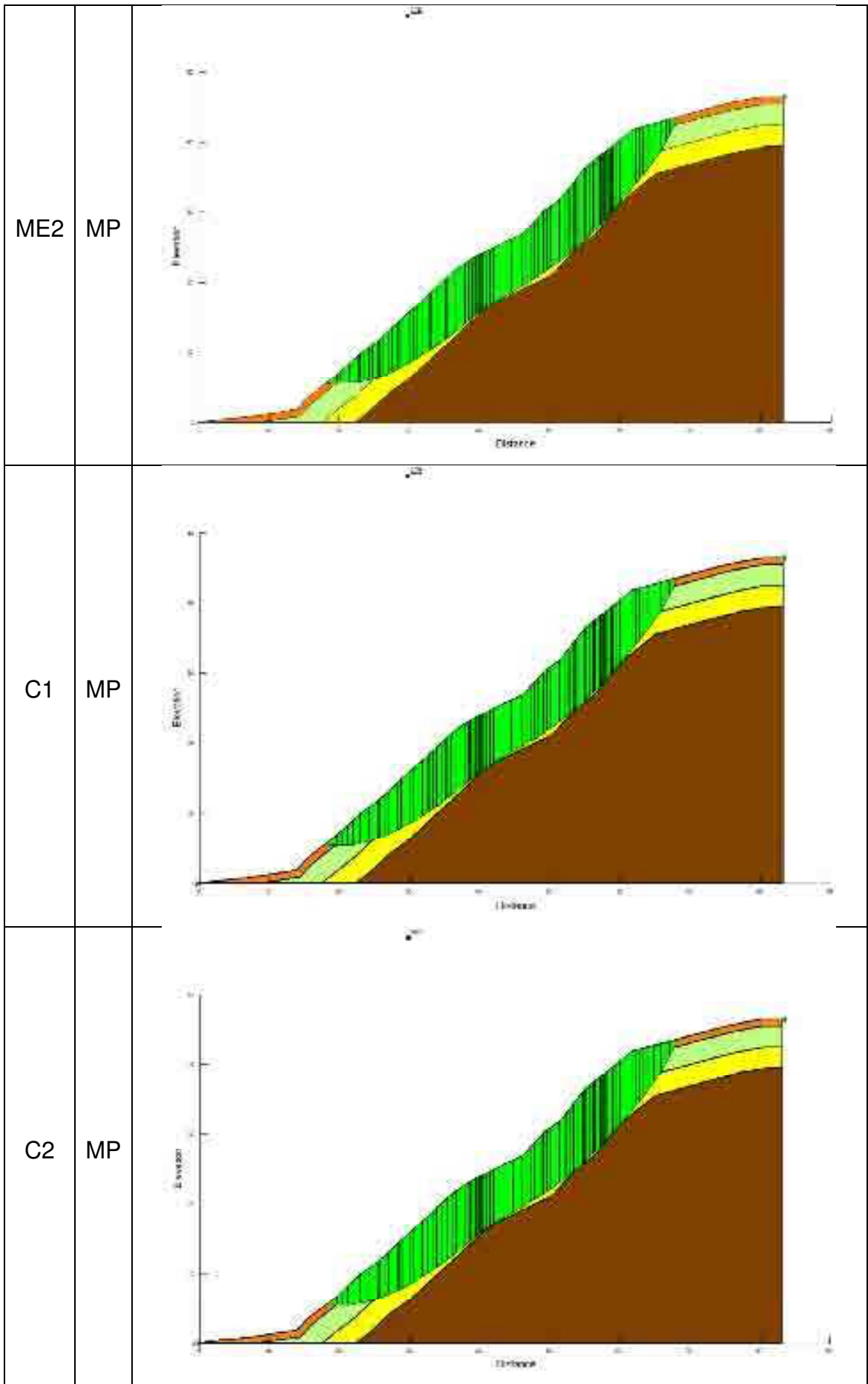
Método	Silte arenoso			Argila média (amarela)			Silte argiloso		
	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ
	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau
16	10	10	16	10	18	18	25	25	16
17,6	10	10	17,6	10	18	19,8	25	25	17,6
14,4	10	10	14,4	10	18	16,2	25	25	14,4
16	11	10	16	11	18	18	27,5	25	16
16	9	10	16	9	18	18	*0,9	25	16
16	10	11	16	10	19,8	18	25	27,5	16
16	10	9	16	10	16,2	18	25	22,5	16

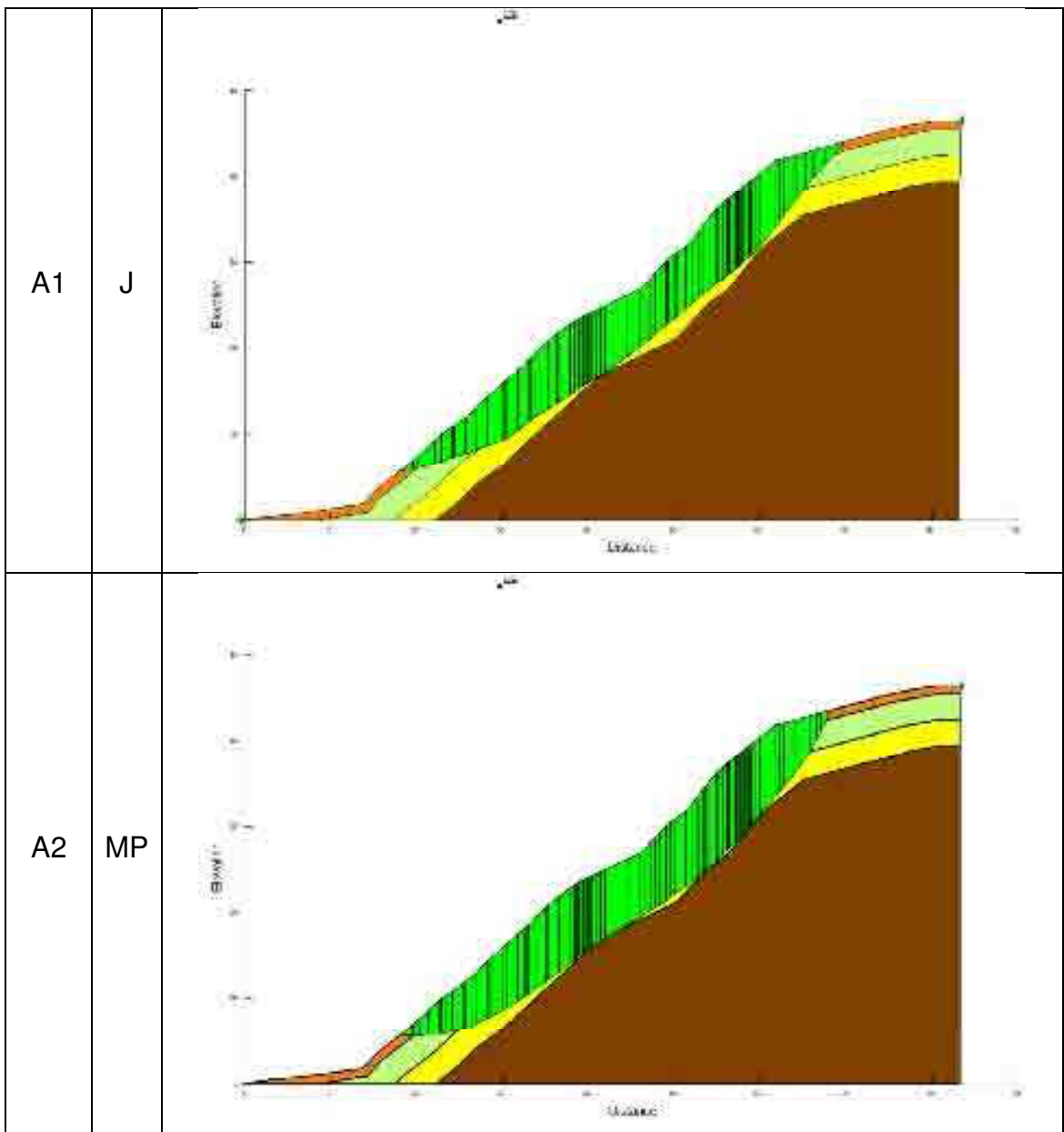
Tabela 4.34 – PMT-11 - Índices físicos adotados correlacionados com o PMTe baseados em Godoy (1972) e Guidicini e Nieble (1981).

Nas figuras abaixo, são apresentadas as análises para o talude PMT-11 nos diversos cenários, como mostrado na tabela 3.2.

Figura 4.42 – Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese adotada



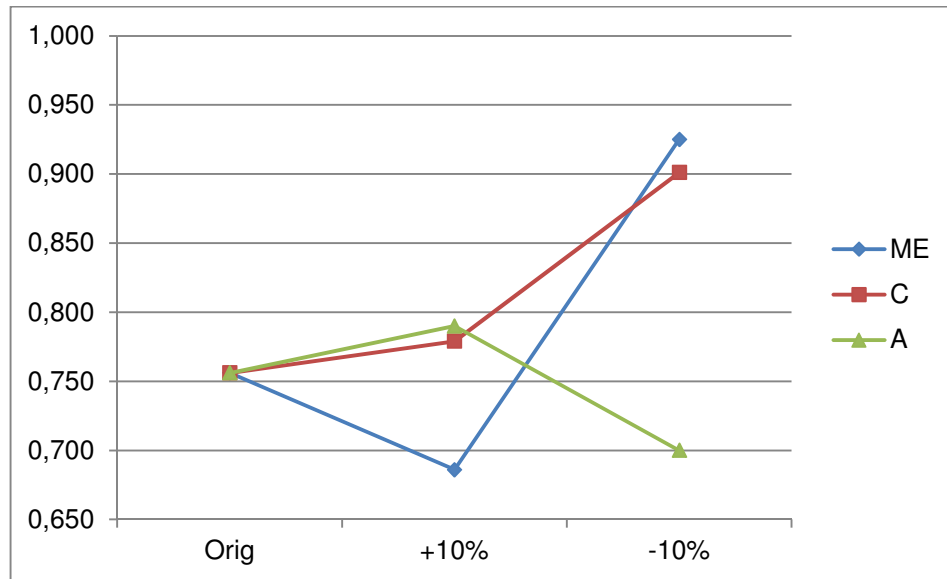




Código	Variação		Dados	Método de Análise		
				Bishop	Janbu	MP
O	sem variação		Original	0,762	0,817	0,756
ME 1	γ 1	Massa Específica	+ 5 kN/m ³	0,758	0,686	0,736
ME 2	γ 2	Massa Específica	- 5 kN/m ³	0,925	0,973	0,926
C1	c 1	Coesão	+ 5 kPa	0,800	0,847	0,779
C2	c 2	Coesão	- 5 kPa	0,907	0,929	0,901
A1	ϕ 1	Ângulo de Atrito	+ 5°	0,840	0,790	0,815
A2	ϕ 2	Ângulo de Atrito	- 5°	0,718	0,765	0,700

Tabela 4.35– PMT-11 - Resumo - FS obtidos dos rereferentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses

Figura 4.43 – PMT-11 - Gráfico com a evolução do FS em suas respectivas



A cota planejada para o ensaio deste foi de 13m, chegando-se a até 9m de perfuração. Foram registradas pressões crescentes a cada metro perfurado, chegando-se a 12 bar (1200 kPa) aos 9m.

Visualmente, o talude encontra-se estável. Mas sabe-se que os taludes acima da Rua Dr Milton Bandeira merecem atenção especial, devido aos prejuízos humanos e econômicos que podem causar durante um movimento de massa. Verifica-se que toda a base do talude foi ocupada, onde em alguns casos, foi executada uma contenção e em outros um corte sem os cuidados com a segurança.

Esta área foi classificada por Roque (2013) como de alto risco, sendo comprovado com os resultados de FS obtidos com o PMT e apresentados na tabela 4.35. Em todos os cenários, o talude encontra com $FS < 1,0$, ou seja, em risco iminente de rompimento.

4.2.12. Ensaio PMT-12

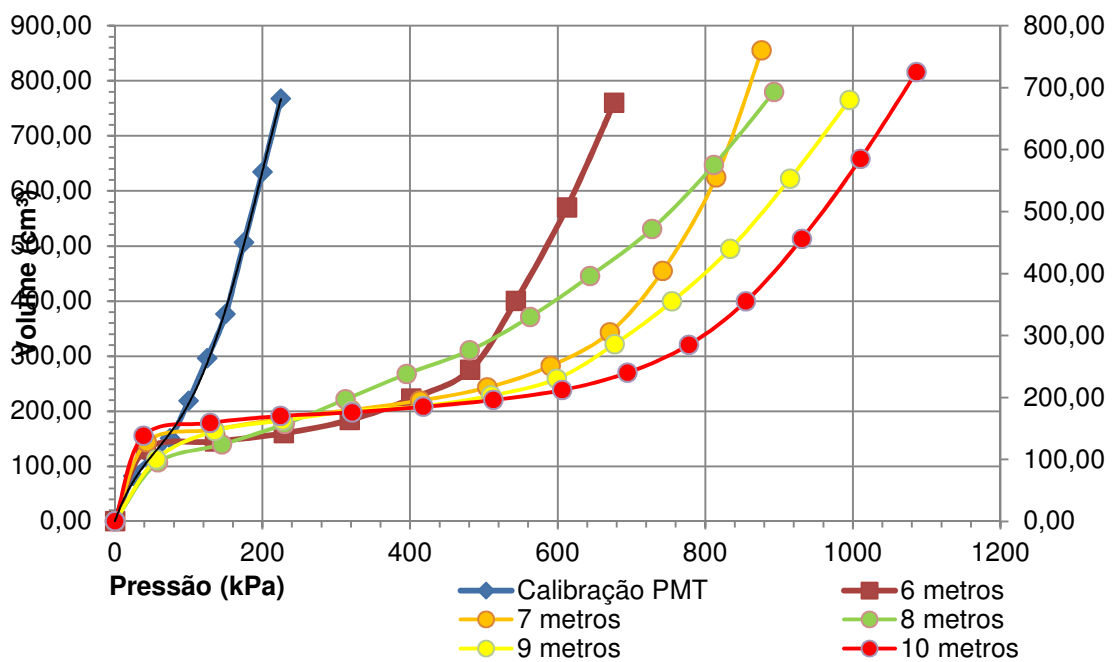
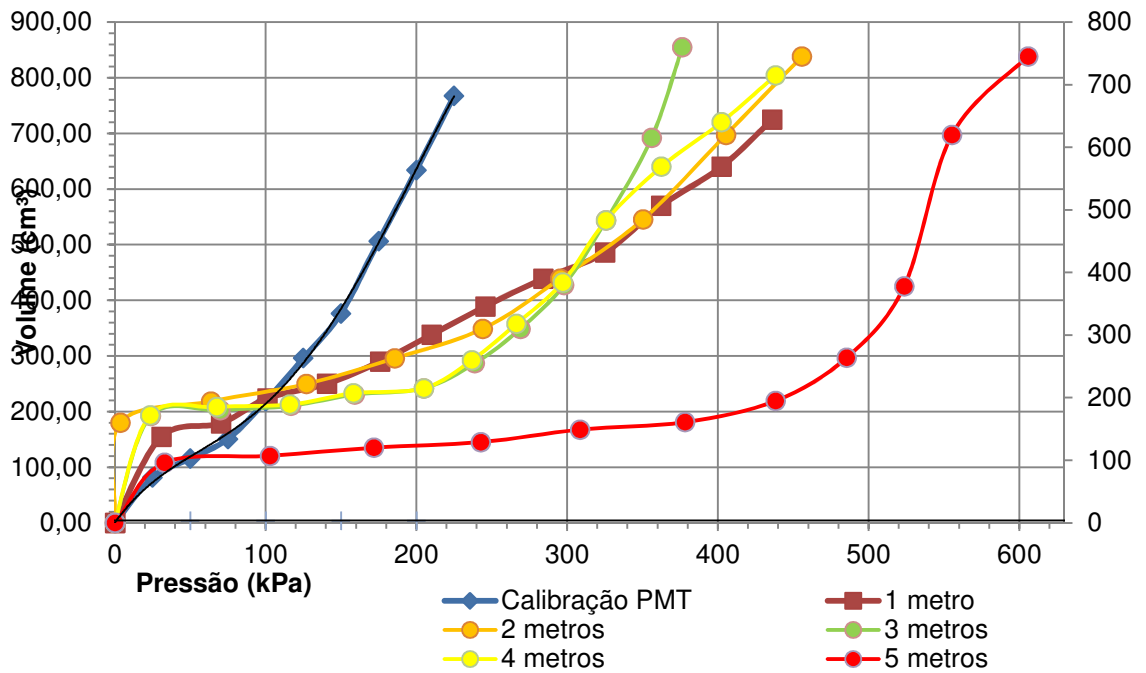
O Ensaio PMT-12 foi realizado na rua Emídio Dorneles, Bela Vista. O talude apresenta inclinação elevada, densamente habitada. O local da análise é apresentado com detalhes abaixo, na figura 4.44.

Figura 4.44 – Ensaio de Campo PMT-12



Na figura 4.45, tem-se a curva corrigida do ensaio PMT-12 de 1 a 10 m. Os gráficos foram divididos em 1 a 5 metros e 6 a 10 metros, para melhor expressar o comportamento do solo durante o ensaio PMT.

Figura 4.45 – Curva corrigida do ensaio PMT-12 (1 a 5m e 6 a 10 m)



Profundidade	P₀	V₀	P_f	V_f	V_s	V_L	P_L	E_m	E_m/P_L	P_L/P_f	Classificação
m	kPa	cm ³	kPa	cm ³	cm ³	cm ³	kPa	kPa			(Clarke, 1995), (Gambim e Rousseau, 1975), (Guidicini e Nieble, 1981)
1	28	142	284	439	603	887	515,80	1723	3,3405	1,8162	Silte arenoso
2	64	194	310	418	603	991	555,62	2088,7	3,7592	1,7923	Silte arenoso
3	21	161	255	380	603	925	409,57	2025,1	4,9444	1,6061	Silte arenoso
4	25	170	205	215	603	943	558,00	6655,3	11,927	2,722	Silte argiloso
5	96	110	423	183	603	823	618,10	7619,9	12,328	1,4612	Silte argiloso
6	110	144	433	240	603	891	727,25	5826,3	8,0114	1,6796	Argila média – marrom
7	122	146	671	305	603	895	933,31	6268,4	6,7164	1,3909	Silte
8	139	120	610	370	603	843	1007,69	3648,3	3,6205	1,6519	Silte
9	135	146	578	221	603	895	1141,98	10063,37	8,8124	1,9757	Silte
10	125	158	760	270	603	919	1199,84	9938,5	8,2832	1,5787	Silte

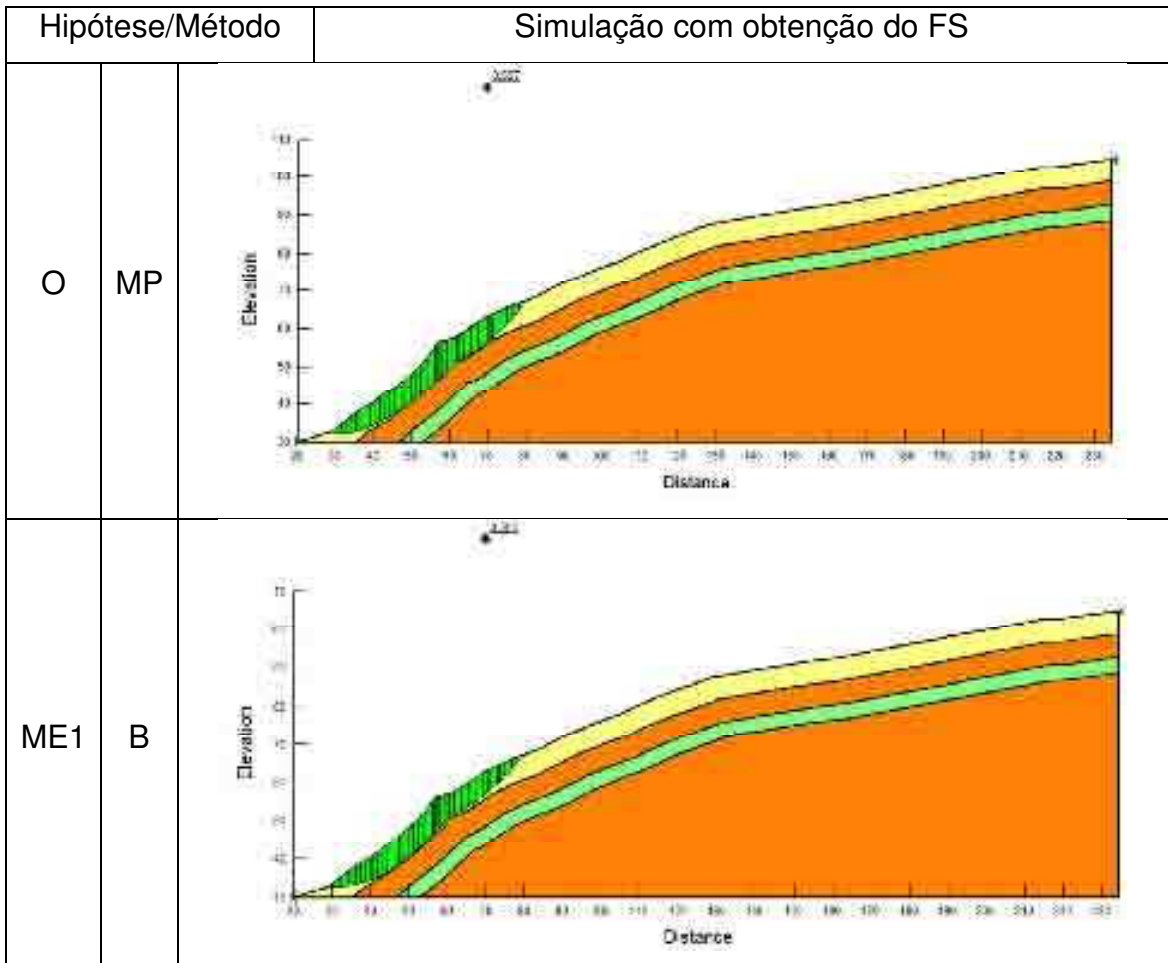
Tabela 4.36– PMT-12 - Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.45

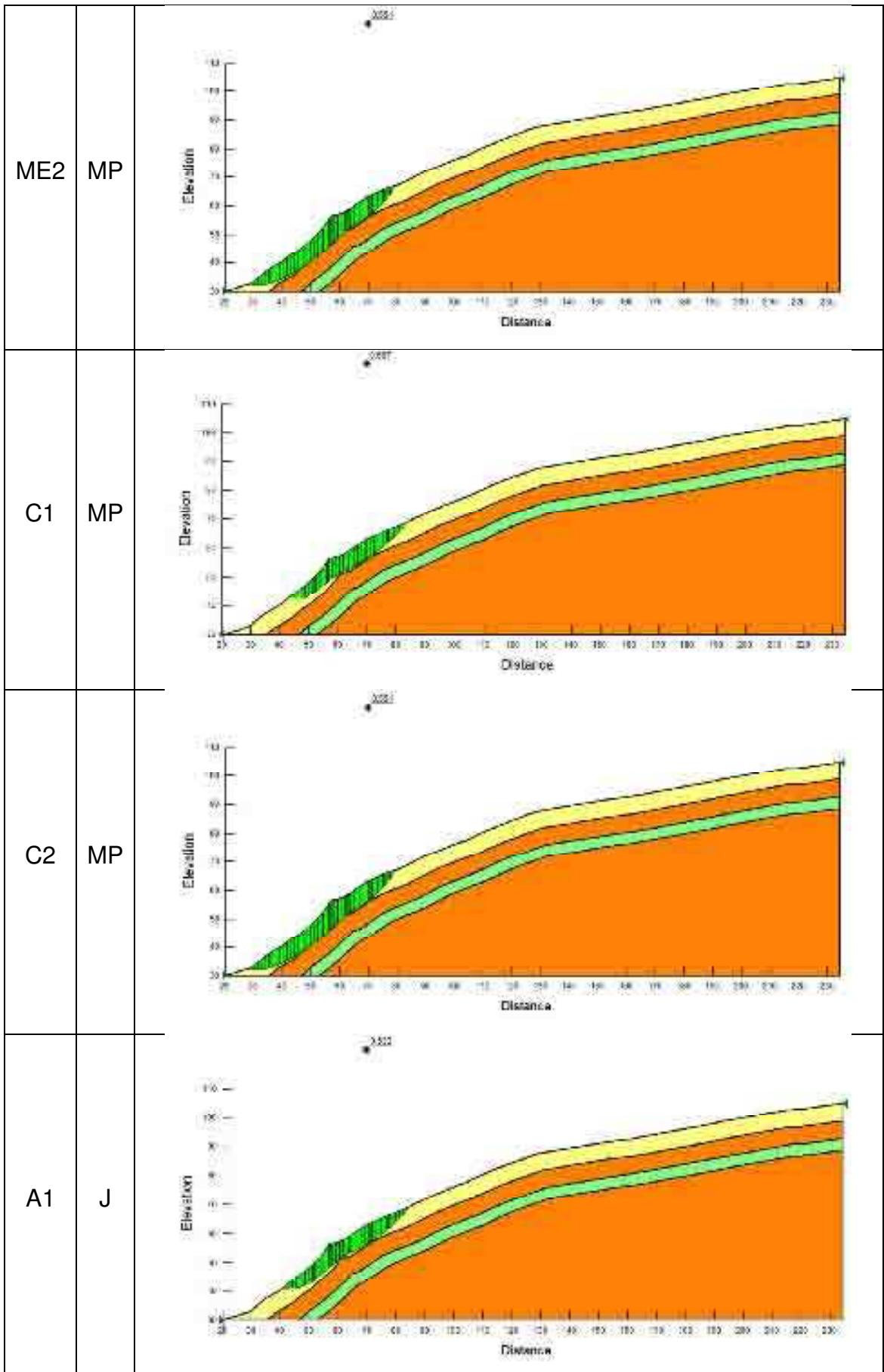
Métodos	Silte arenoso			Silte argiloso			Argila media (marrom)			Silte		
	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ
	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau
O	16	10	10	18	25	25	17	25	25	17	25	25
ME1	17,6	10	10	19,8	25	25	18,7	25	25	18,7	25	25
ME2	14,4	10	10	16,2	25	25	15,3	25	25	15,3	25	25
C1	16	11	10	18	27,5	25	17	27,5	25	17	27,5	25
C2	16	9	10	18	22,5	25	17	22,5	25	17	22,5	25
A1	16	10	11	18	25	27,5	17	25	27,5	17	25	27,5
A2	16	10	9	18	25	22,5	17	25	22,5	17	25	22,5

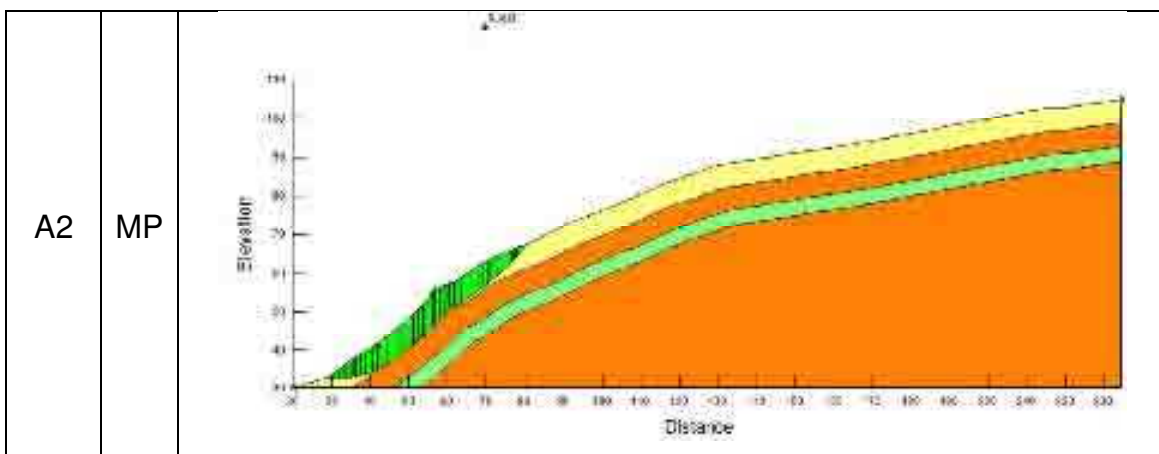
Tabela 4.37 – PMT-12 - Índices físicos adotados correlacionados com o PMTe baseados em Godoy (1972) e Guidicini e Nieble (1981).

Nas figuras abaixo, são apresentadas as análises para o talude PMT-12 nos diversos cenários, como mostrado na tabela 3.2.

Figura 4.46 – Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese adotada



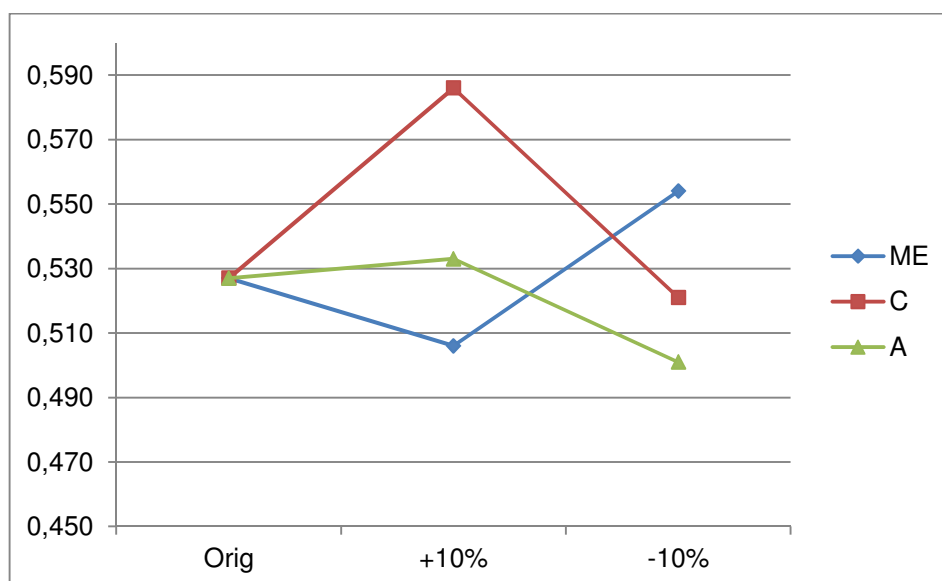




Código	Variação		Dados	Método de Análise		
				Bishop	Janbu	MP
O	sem variação		Original	0,531	0,622	0,527
ME 1	γ 1	Massa Específica	+10 %	0,506	0,592	0,507
ME 2	γ 2	Massa Específica	-10 %	0,564	0,562	0,554
C1	c 1	Coesão	+10 %	0,643	0,587	0,586
C2	c 2	Coesão	-10 %	0,521	0,598	0,529
A1	ϕ 1	Ângulo de Atrito	+10 %	0,566	0,533	0,568
A2	ϕ 2	Ângulo de Atrito	-10 %	0,503	0,552	0,501

Tabela 4.38– PMT-12 - Resumo - FS obtidos dos rereferentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses

Figura 4.47 – PMT-12 - Gráfico com a evolução do FS em suas respectivas



A cota planejada para o ensaio deste foi de 10m, chegando-se a até 10m de perfuração. Foram obtidas pressões crescentes a cada metro perfurado, chegando-se a 14 bar (1400 kPa) aos 10m.

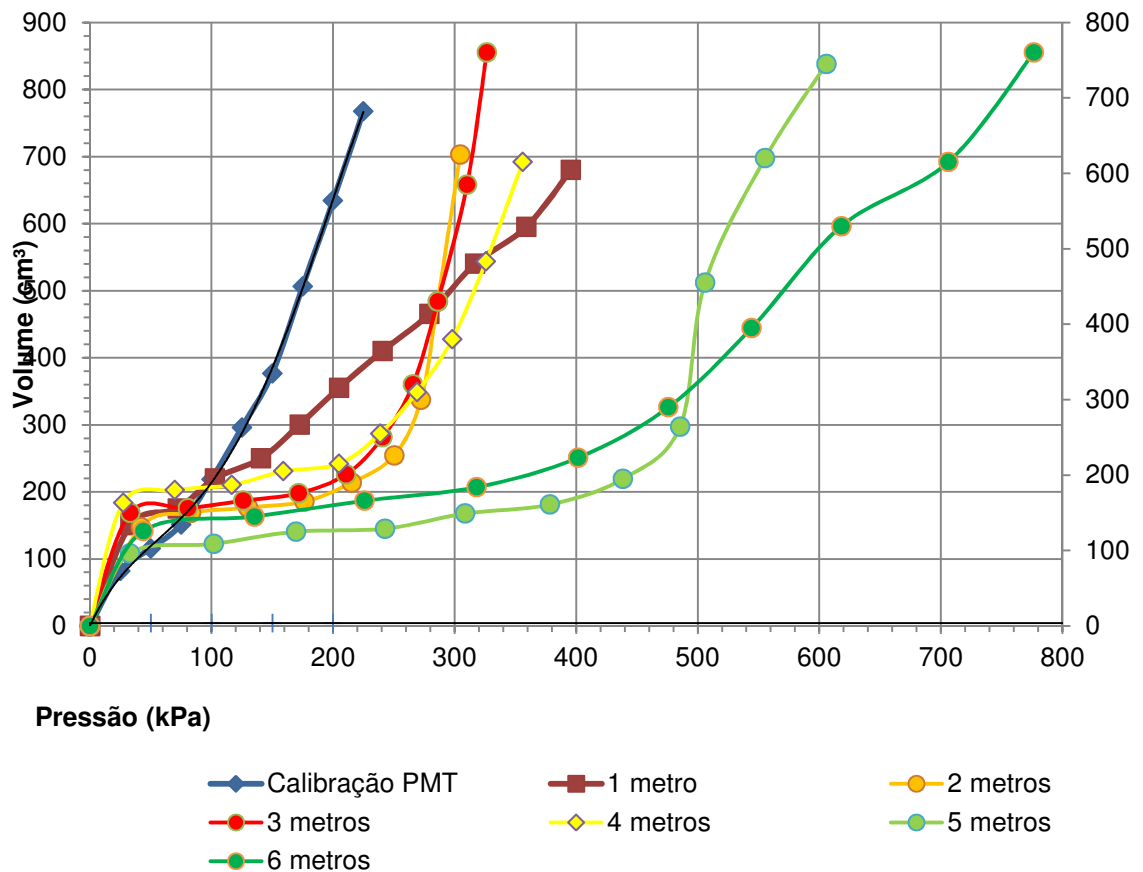
Visualmente, o talude encontra-se estável e com grande adensamento populacional. Constatou-se no local a falta de uma rede de drenagem na área o que agrava a situação de risco. Analisando os dados da tabela 4.38, verifica-se que em todos os cenários o talude encontra-se em iminência de rompimento.

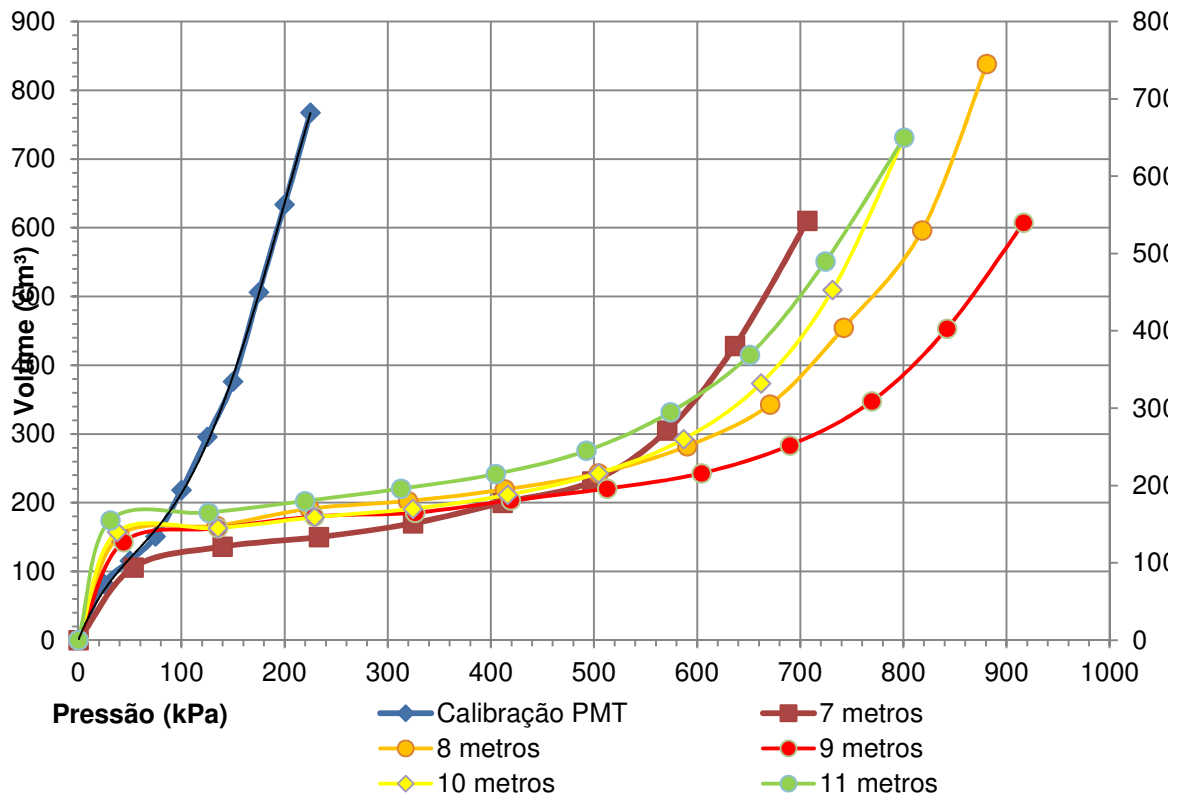
4.2.13. Ensaio PMT-13

O Ensaio PMT-13 foi realizado na Av. Brasil, B. Sagrado Coração de Jesus. O talude apresenta inclinação elevada, na direção topo-base, com a presença de diversas edificações em sua base.

Na figura 4.48, tem-se a curva corrigida do ensaio PMT-13 de 1 a 11 m. Os gráficos foram divididos em 1 a 6 metros e 7 a 11 metros, para melhor expressar o comportamento do solo durante o ensaio PMT.

Figura 4.48 – Curva corrigida do ensaio PMT-13 (1 a 6m e 7 a 11 m)





Profundidade	P₀	V₀	P_f	V_f	V_s	V_L	P_L	E_m	E_m/P_L	P_L/P_f	Classificação
m	kPa	cm ³	kPa	cm ³	cm ³	cm ³	kPa	kPa			(Clarke, 1995), (Gambim e Rousseau, 1975), (Guidicini e Nieble, 1981)
1	56	88	249	328	603	779	464,24	1546,6	3,3314	1,8644	Silte arenoso
2	70	161	167	260	603	925	546,09	1700,6	3,1141	3,270	Argila média - amarela
3	24	171	249	271	603	945	413,26	3908,2	9,4565	1,6598	Argila média – amarela
4	24	171	212	221	603	945	483,07	6281	13,002	2,2787	Argila média – amarela
5	91	110	420	179	603	823	698,09	8085,5	11,582	1,6621	Silte argiloso
6	128	145	467	384	603	893	727,99	2726	3,7445	1,5589	Silte argiloso
7	123	144	590	251	603	891	935,49	7621,7	8,1472	1,5856	Silte argiloso
8	110	120	680	430	603	843	1007,69	3707,4	3,6791	1,4819	Silte argiloso

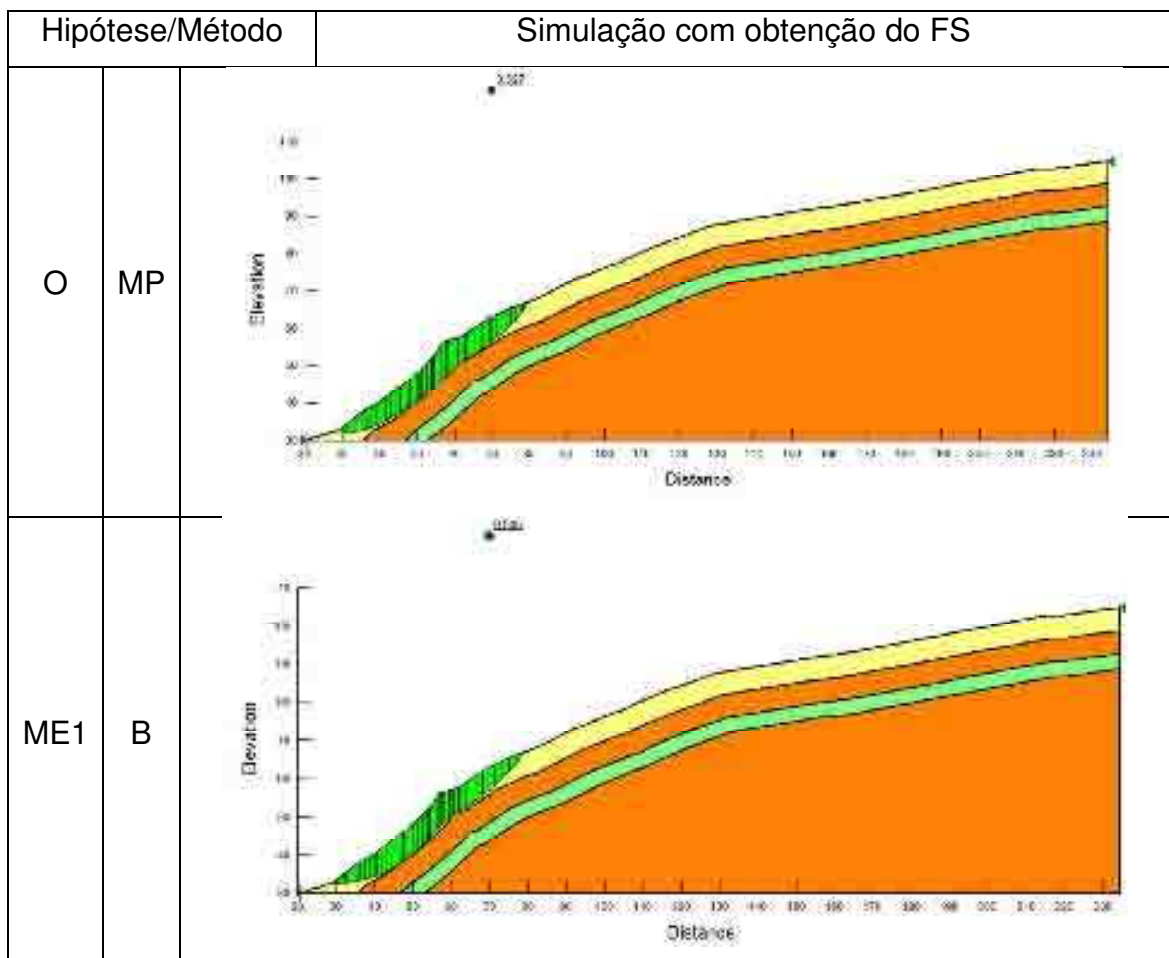
Tabela 4.39 – PMT-13 - Parâmetros calculados e obtidos da figura 4.48

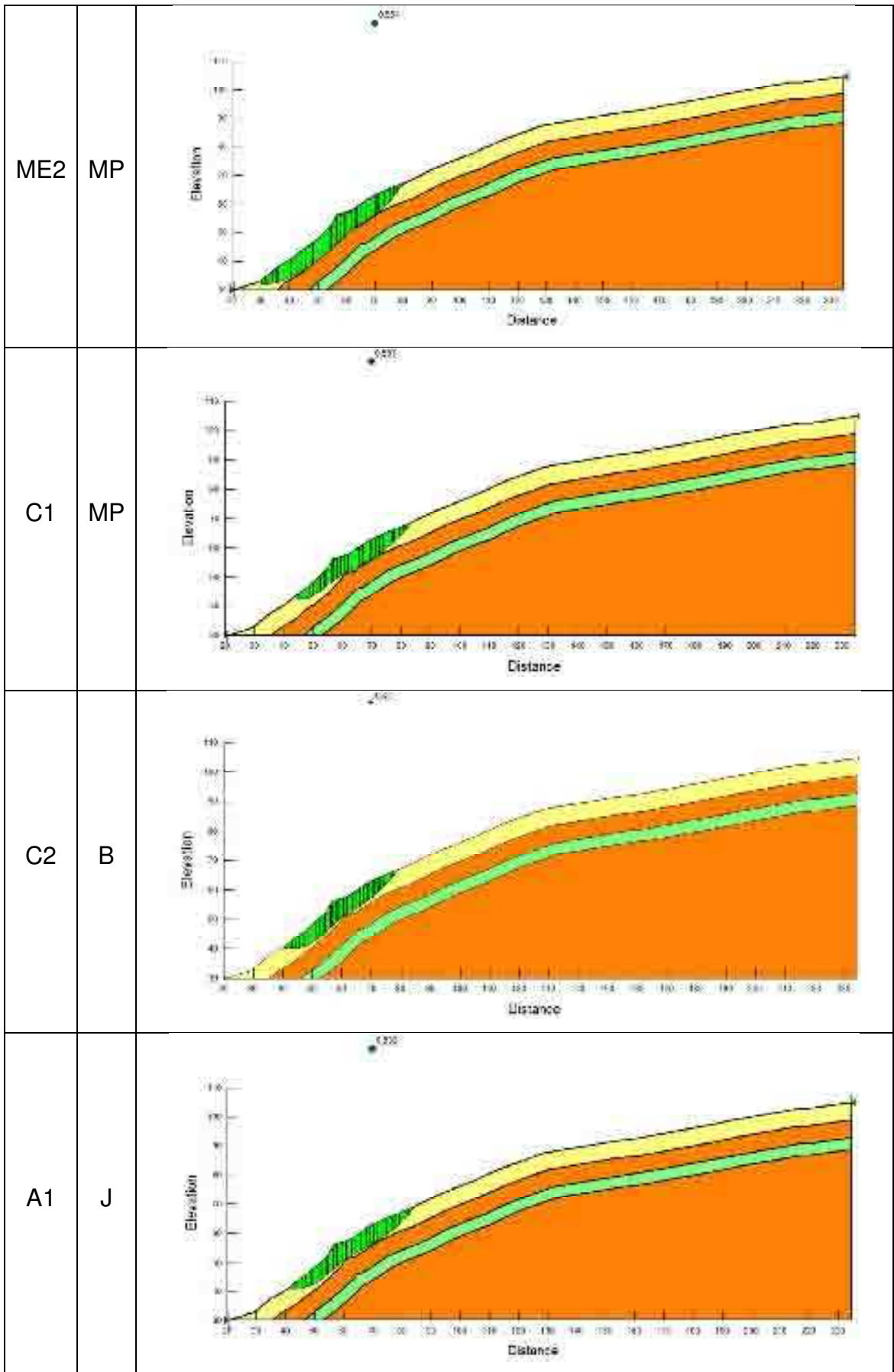
Métodos	Silte arenoso			Silte argiloso			Solo saprolítico			Silte		
	γ	c		γ	c	ϕ	γ	c	ϕ	γ	c	ϕ
	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau	kN/m ³	kPa	grau
O	16	10	10	18	25	25	19	10	35	17	25	25
ME1	19,8	10	10	19,8	25	25	20,9	10	35	18,7	25	25
ME2	14,4	10	10	16,2	25	25	17,1	10	35	15,3	25	25
C1	16	11	10	18	27,5	25	19	11	35	17	27,5	25
C	16	9	10	18	22,5	25	19	9	35	17	22,5	25
A1	16	10	11	18	25	27,5	19	10	38,5	17	25	27,5
A2	16	10	9	18	25	24	19	10	31,5	17	25	22,5

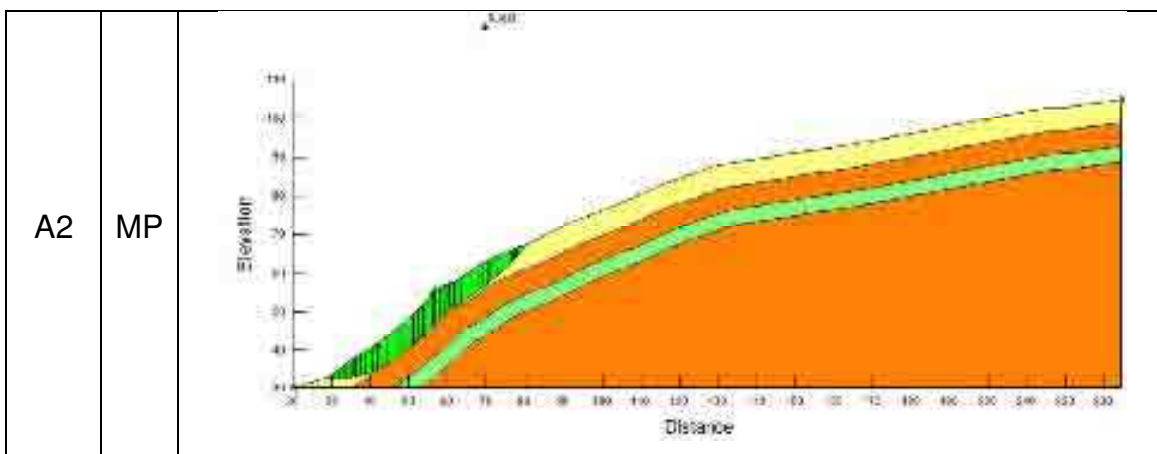
Tabela 4.40 – PMT-13 - Índices físicos adotados correlacionados com o PMTe baseados em Godoy (1972) e Guidicini e Nieble (1981).

Nas figuras abaixo, são apresentadas as análises para o talude PMT-13 nos diversos cenários, como mostrado na tabela 3.2.

Figura 4.49 – Análise de estabilidade com obtenção do FS mínimo e hipótese adotada



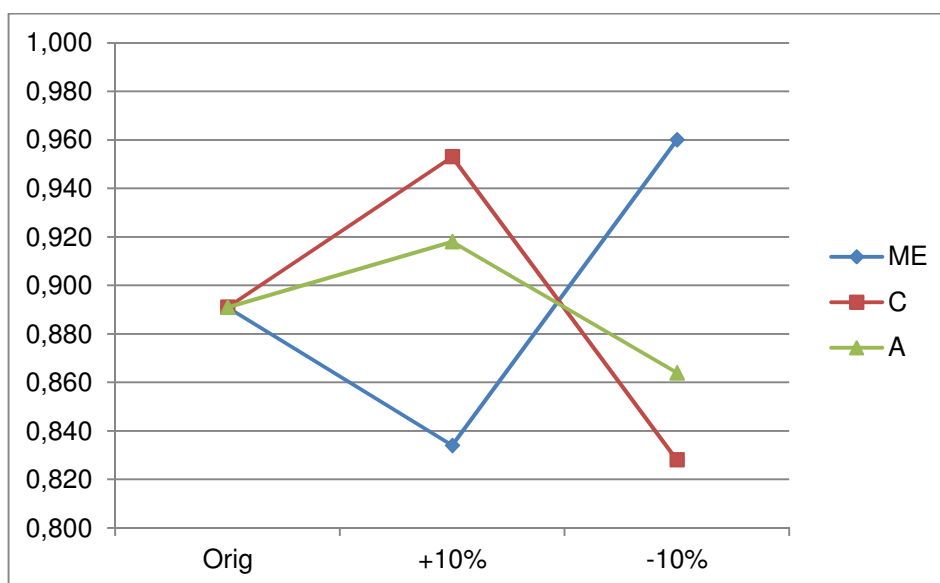




Código	Variação		Dados	Método de Análise		
				Bishop	Janbu	MP
O	sem variação		Original	0,891	1,343	0,893
ME 1	γ 1	Massa Específica	+10 %	0,834	1,246	0,835
ME 2	γ 2	Massa Específica	-10 %	0,960	1,200	0,963
C1	c 1	Coesão	+10 %	0,953	1,451	0,956
C2	c 2	Coesão	-10 %	0,828	1,236	0,830
A1	ϕ 1	Ângulo de Atrito	+10 %	0,918	1,371	0,918
A2	ϕ 2	Ângulo de Atrito	-10 %	0,864	0,987	0,866

Tabela 4.41– PMT-13 - Resumo - FS obtidos dos rereferentes métodos de análise, em suas respectivas hipóteses

Figura 4.50 – PMT-13 - Gráfico com a evolução do FS em suas respectivas



De acordo com as análises realizadas, deve-se dar uma atenção a este talude. Inicialmente planejou-se chegar até a cota de 13m, sendo atingido 11m. Embora, de acordo com a tabela 2.10 e 2.11 propostas por Gercovich (1999) pode-se classificar o talude como baixo risco de perdas econômicas e humanas, devido a área estar isolada.

A área não foi classificada por Roque (2013) como de alto risco, mas optou-se por realizar um ensaio neste local devido a relatos dos moradores de movimentos de massa.

Tomando-se a análise dos dados originais (O), em todos os métodos, verifica-se uma situação atenciosa. Somente houve ganhos de FS quando minorou a massa específica (ME1) e majorou a coesão (C1) e ângulo de atrito (A1).

5. CONCLUSÃO

A questão do risco geológico-geotécnico é bastante complexa, pois depende de vários fatores que incluem a geomorfologia (topografia) do local, o tipo de solo (superficial e subsuperficial), presença de água e as intervenções antrópicas.

Buscou-se, com este trabalho, ampliar o conhecimento geotécnico da região de Viçosa-MG. Para isso, foram selecionadas treze áreas classificadas previamente como de alto ou médio risco de movimento de massa, feitas através de observações criteriosas em trabalhos já realizados. Em seguida, utilizou-se o ensaio de campo pressiométrico nas avaliações e análises de estabilidade, devido a sua rapidez e precisão nos resultados, a fim de obter resultados em profundidade destes taludes de solos residuais. Com isso, foi possível conhecer e quantificar o verdadeiro grau de risco de movimento de massa que estes taludes estão sujeitos.

Assim, com os resultados obtidos foi possível concluir que as avaliações realizadas com o método visual do Ministério das Cidades é uma boa forma de indicação das áreas de risco, servindo bem aos municípios que não dispõem de corpo técnico para a avaliação destas áreas. Embora este método trabalhe com inferência baseada em observações e premissas, pode-se chegar a conclusões com pouca precisão.

Todas as áreas classificadas como de alto risco foram validadas e valoradas através do ensaio PMT e dos métodos de avaliação de estabilidade (Bishop, Janbu e Morgenstern-Price) à luz da norma brasileira de estabilidade de taludes.

Verificou-se que das treze áreas avaliadas, cinco áreas (PMT-01, PMT-05, PMT-09, PMT-11 e PMT-12) estão em situação crítica com coeficientes de segurança bem abaixo do mínimo recomendado. Estes estão ocupados o que agrava o risco de perdas humanas. Outras seis áreas (PMT-02, PMT-04, PMT-06, PMT-08, PMT-10 e PMT-13) estão em situação de alerta, já que os coeficientes de segurança encontrados estão próximos a 1,0. As demais duas áreas (PMT-03 e PMT-07) foram consideradas estáveis, já que o coeficiente de segurança encontrado foi bem acima de 1,0.

Estas avaliações foram realizadas com os parâmetros de solo originais encontrados durante o período seco, portanto, podendo variar na entrada do período chuvoso. Desta forma foram simulados cenários onde os parâmetros

variaram de $\pm 10\%$ em sua massa específica, coesão e ângulo de atrito, produzindo um intervalo de confiança.

Estes resultados forneceram informações complementares sobre o comportamento dos taludes, nem sempre uniformes. Um exemplo disso foi o talude PMT-01 que em foi considerado como de risco iminente ao movimento de massa, exceto quando sua coesão variou em $+10\%$, situação que o classificava como em estado de atenção. Ou o talude PMT-10 que foi considerado em alerta, mas que obteve-se coeficientes de segurança acima de 1,0.

Portanto estas informações complementares em mãos pode-se prever o comportamento dos taludes analisados em diversas situações, extrapolando o conhecimento inicial proposto por este trabalho. Contribui-se assim com mais informações acerca dos problemas geotécnicos encontrados na área urbana do município, servido de subsídio para a tomada de decisões.

Reiteram-se os comentários feitos na discussão deste trabalho para cada furo realizado. Estes procuraram tratar as situações encontradas no campo de maneira precisa, apoiada nos dados analisados e nas impressões dos membros envolvidos.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARAÚJO, S.P.M. *O ensaio pressiométrico de Mènard e sua utilização na estimativa da capacidade de carga e recalque de fundações assentes em solo residual de gnaisse*. 2001. 177F. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- AUGUSTO FILHO, O. Caracterização geológico-geotécnica voltada a estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1., 1992, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS/ABGE. p721-733.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 11682: Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro, 2009.
- BAGUELIN, F.; JÉZÉQUIEL, J.F.; SHIELDS, D.H. The Pressuremeter and Foundation Engineering. *Trans Tech Publications S.A.*, 1978. 617p.
- BISHOP, R.F.; Hill R.; Mott, N.F. The theory of indentation and hardness tests. *Proc. Physical Soc.*, v.57, n.321, 1945.
- BRANDT, J.R.T. *Utilização de um novo presslômetro para determinação do comportamento elástico de solos residuais gnáissicos jovens e de estratos do terciário paulista*. 1978. 244f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- BRASIL. Presidência da Republica. Lei n. 6.766, de 19 de dezembro de 1979. Dispõe sobre o parcelamento do solo urbano e da outras providências. D.O.U. Brasília, DF, p.19457, 20 de dez., 1979. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/l6766.htm>
- BRASIL. Presidência da Republica. Lei n. 12.608, de 10 de abril de 2012. Dispõe sobre o sistema Nacional de Proteção e Defesa civil e o Conselho Nacional de proteção e Defesa Civil. D.O.U. Brasília, DF, p.1, 11 de abril, 2012. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2011-2014/2012/Lei/L12608.htm>
- BRASIL. Presidência da Republica. Lei n. 12.340, de 1 de dezembro de 2010. Dispõe sobre o Sistema Nacional de Defesa Civil. D.O.U. Brasília, DF, p.1, 1 de dezembro, 2010. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/l12340.htm>
- BRASIL. Presidência da Republica. Lei n. 12.983, de 2 de junho de 2014. Dispõe sobre as transferências de recursos da união e sobre o Fundo Nacional para Calamidades Públicas, Proteção e defesa Civil. D.O.U.

Brasília, DF, p.1, 2 de junho, 2014. Disponível em: <
http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2011-2014/2014/Lei/L12983.htm#art1>

BRASIL. Ministério das Cidades / Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT. Mapeamento de Risco em Encostas e Margens de Rios. Brasília, 2007. Disponível em: <<http://www.cidades.gov.br>>.

BRIAUD, H. L. *The Pressuremeter*. Trans Tech Publications: Rotterdã, A.A.Balkema, 1992.

CLARKE, B. G. *Pressuremeter in Geotechnical Design*. 2ed. Chapman & Hall, Cambridge: Grã-Bretanha, 1996. 357p.

CRUZ, T.A.; ALVARENGA, S.C.A.; CARMO, M.I. SILVA, A.R. (CoordS.). *Retrato social de Viçosa 2007*. Viçosa, MG: CENSUS, 2008.

CUSTODIO, G.S. Investigação e análise de parâmetros geotécnicos obtidos com ensaios de laboratório e ensaios in situ (DMT, PMT, SPT e PDM). 2003. 234f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

FERNANDES, M.O.; SILVA FILHO, F.C. Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Felenius, Bishop e Janbu. *Revista Tecnologia*, n.19, p.91-98, 1998.

FREIRE, E.S.M. Movimentos coletivos de solos e rochas e sua moderna sistemática. *Construção*, v.8, n.95, p.10-18, 1965.

GAMBIM, M., ROUSSEAU, J. Interpretation and application of pressuremeter test results to foundation design. Gerenal Memorandum. *Revista Sols Soils*, n.26, 50p. 1975. (Revisado em 1988).

GERSCOVICH D.M.S. Drenagem e Proteção Superficial – Manual de Taludes Organizado por Fundação. *GeoRio e Insitutek Consultores LTDA*, v.2 p.1-122, 1999.

GODOY, N.S. *Fundações: Notas de aula, Curso de graduação*. São Carlos, SP, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, 1972.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C.M. *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. 1ed. Edgard Blücher: São Paulo, 1983. 194p.

Hoek, E.; Bray, J.W. *Rock Slope Engineering*. 3ed. Institute of Mining and Metallurgy: London, 1981. 358 p.

- JÉZEQUIEL, J.F., LEMASSON, H., TOUZÉ, J. Le pressiomètre Louis Menard quelques problèmes de mise en oeuvre et leur influence sur les valeurs pressiométriques. *BULL. De Liason du LCPC*, n.32, p. 97-120, 1968.
- JUNIOR, I. P. *Caracterização Geotécnica e Análise de Estabilidade de Taludes de Mineração em Solos da Mina de Capão Xavier*. 2005. 162f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- LAMÉ, G. Leçons sur la theorie mathématique de l'élasticité dès corps solides, Bachelier, Paris, 1952.
- LIMA, R.S. *Expansão urbana e acessibilidade - O caso das cidades médias brasileiras*. 1998. 91f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.
- LUIS, P.G. *Caracterização geotécnica e considerações sobre a estabilidade de taludes em solos residuais de Viçosa-MG*. 2000. 154f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- MANN, J.; SIDDLES, M., PALERMO, F. Planejando comunidades brasileiras; documentando a cidade. *Halifax: Technical University of Nova Scotia*, p.21, 1993.
- MARCHI, O.A. *Contribuição ao estudo da estabilidade de taludes em solos residuais da Zona da Mata Norte de Minas Gerais: o caso de Ponte Nova-MG*. 2005. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- MARSLAND, A.; RANDOLPH, M.F. Comparisons of the results from pressuremeter tests and large *in situ* plate tests in London clay. *Geotechnique*, v.27, n.2, p.217-243, 1977.
- MELLO, F.A.O. Análise do Processo de Formação da Paisagem Urbana de Viçosa, MG. 2002. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- MÉNARD, L. Travail personnel sur le pressiomètre. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1955.
- MÉNARD, L. The Ménard Pressuremeter, Interpretation and application of pressuremeter test results to Foundation Design. *Sols Soils*. 1975.
- NATALI, P.P. Carta preliminar de escorregamento para a área urbana de Ponte Nova-MG. 1999. 170f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- ORCHANT, C.J.; KULHAWY, F.H.; TRAUTMANN, C.H. Reliability-Based Foundations Design for Transmission Line Structures, Critical evaluation of In Situ Test Methods. *Electric Power Research Institute*, v.2, 1988.

- PARIZZI, M.G. Retroanálise de escorregamento de talude na área de risco do Taquaril, Belo Horizonte, MG. *Geonomos*, v.2, n.19, p.32-41, 2011.
- RAMALHO, G.G.C. *Mapeamento geotécnico de Viçosa com uso de sistema de informações geográficas*. 1994. 110f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- RIBEIRO FILHO, G.B. *A formação do espaço construído: cidade e legislação urbanística em Viçosa, MG*. 1997. Dissertação (Mestrado em Urbanismo). PROURB/UFRJ, Rio de Janeiro.
- ROQUE, L.A. *Mapeamento das áreas de risco geológico-geotécnicos associados a movimentos de massa na área urbana de Viçosa – MG*. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.
- SCHNAID, F. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. 2.ed. Oficina de Textos: São Paulo, 2000, 223p.
- SILVA, A.N.R. *O custo do solo urbano ocioso e uma nova sistemática de tributação de propriedade*. 1993. 137f. Tese (Doutorado) — Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.
- TERZAGHI, K. Stability of steep slopes on hard unweathered rock. *Géotechnique*, v.12, n.4, p.251-270, 1962.
- TERZAGHI, K. Mechanism of landslides. *Harvard, Department of Engineering*, publicação, n.488, p.83-123, 1950.
- VIEIRA, V. *Caracterização preliminar do risco geológico da área urbana de Viçosa-MG*. 2000. 92f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

7. ANEXOS

7.1. Figuras

(a)



(b)



(c)



Figura 7.1 – Local onde foi realizado o ensaio PMT-01 – Rua Mato Grosso, B. Sagrada Família. Na figura (a) tem-se a vista acima do ponto ensaiado; em (b) tem-se o platô onde foi realizado o ensaio; e em (c) tem-se a vista da rua abaixo do talude, onde se pode ver, a altura do mesmo. Atualmente, existe vegetação de médio porte nas imediações do platô e a base do talude foi cortada para a construção de uma edificação.

(a)



(b)



(c)



Figura 7.2 – Local onde foi realizado o ensaio PMT-02 – Rua Paraná, B. Bom Jesus. Na figura (a) tem-se a vista acima do ponto ensaiado; em (b) tem-se a rua onde foi realizado o ensaio; e em (c) tem-se a vista de cima do talude. Atualmente, existe vegetação de baixo porte na rua e na base do talude existe algumas edificações.

(a)



(b)



(c)



Figura 7.3 – Local onde foi realizado o ensaio PMT-03 – Rua Vicentina de Barros, B. de Fátima. Na figura (a) tem-se a vista acima do ponto ensaiado, um pequeno talude de corte para a passagem a via; em (b) tem-se a rua onde foi realizado o ensaio; e em (c) tem-se a vista a partir da base do talude. Atualmente, existe vegetação de grande porte entre a base e a metade (furo), e algumas residências na parte mais alta, com tendência a expansão.

(a)



(b)



(c)

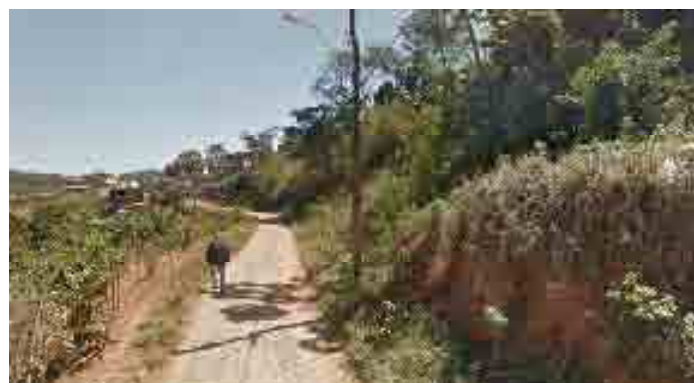


Figura 7.4 – Local onde foi realizado o ensaio PMT-04 – Rua Major A. Santana, B. de Fátima. Na figura (a) tem-se a vista do talude por completo; em (b) e (c) tem-se a rua onde foi realizado o ensaio em ângulos diferentes. Atualmente, existe vegetação de grande porte entre a base e a metade, e algumas residências to topo do talude.

(a)



(b)



(c)



Figura 7.5 – Local onde foi realizado o ensaio PMT-05 – Rua Shotaro Shimoya, B. Nova Viçosa. Na figura (a) tem-se a vista do talude acima do ponto analisado; em (b) tem-se a vista da avenida principal que possui um tráfego de veículos considerável, e (c) tem-se uma vista do ponto perfurado para a base do talude.

(a)



(b)



(c)



Figura 7.6 – Local onde foi realizado o ensaio PMT-06 – estrada Nova Viçosa-Posses, B. Nova Viçosa. Na figura (a) tem-se a vista do topo do talude, onde foi realizado o ensaio.; em (b) e (c) tem-se vistas do talude com sua inclinação considerável.

(a)



(b)



(c)



Figura 7.7 – Local onde foi realizado o ensaio PMT-07 – Rua José Rocha Filho, B. Nova Viçosa. Na figura (a) tem-se a vista do topo para a base do talude;; em (b) e (c) tem-se vistas do talude base-topom, e onde foi realizado o ensaio. Nota-se a sua grande inclinação.

(a)



(b)



(c)



Figura 7.8 – Local onde foi realizado o ensaio PMT-08 – Rua José Santana, B. Santa Clara. Na figura (a) tem-se a vista do topo para a base do talude, no detalhe, trecho que houve escorregamento; em (b) tem-se a vista a partir do ponto do ensaio para o topo; em (c) tem-se a vista a partir da base do talude analisado, antes do mesmo romper.

7.2. Tabelas e Quadros

Tabela 7.1 – Resultado da calibração realizada na inércia

Calibração 1				Calibração 2			
Pressão kPa	15s	30s cm ³	60s	Pressão kPa	15s	30s cm ³	60s
25,00	54	70	76	25,00	64	80	88
50,00	93	96	109	50,00	109	117	122
75,00	128	132	138	75,00	143	151	164
100,00	175	192	212	100,00	196	213	225
125,00	242	269	299	125,00	262	277	293
150,00	323	331	355	150,00	340	367	398
175,00	400	438	485	175,00	460	502	528
200,00	528	560	613	200,00	580	611	655
225,00	665	699	775	225,00	708	734	760

Vol 1	Vol 2	Vol Med
V ₆₀ (cm ³)		
0,00	0,00	0,00
76,0	88,0	82,0
109,0	122,0	115,5
138,0	164,0	151,0
212,0	225,0	218,5
299,0	293,0	296,0
355,0	398,0	376,5
485,0	528,0	506,5
613,0	655,0	634,0
775,0	760,0	767,5

Tabela 7.2 – Resultado da calibração confinada realizada

Calibração - Confinada			
Pressão	15s	30s	60s
kPa		cm ³	
0	0	0	0
100,00	110	163	207
200,00	250	250	250
300,00	252	252	252
400,00	253	253	253
500,00	253	253	253
750,00	255	255	255
1000,00	255	255	255
1250,00	256	256	256
1500,00	256	256	256
1750,00	256	256	256
2000,00	256	257	257