

UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA

**ANÁLISE DE ALCANCE EM ÁREAS DE RISCO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO A
DESLIZAMENTOS TRANSLACIONAIS RASOS**

Luiz Otávio Fontes Dias
Magister Scientiae

**VIÇOSA - MINAS GERAIS
2024**

LUIZ OTÁVIO FONTES DIAS

**ANÁLISE DE ALCANCE EM ÁREAS DE RISCO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO A
DESLIZAMENTOS TRANSLACIONAIS RASOS**

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

Orientador: Eduardo A Gomes Marques

**VIÇOSA - MINAS GERAIS
2024**

**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Campus Viçosa**

T

D541a Dias, Luiz Otávio Fontes, 1996-
2024 Análise de alcance em áreas de risco geológico-geotécnico
a deslizamentos translacionais rasos / Luiz Otávio Fontes Dias. –
Viçosa, MG, 2024.

1 dissertação eletrônica (175 f.): il. (algumas color.).

Inclui anexos.

Inclui apêndices.

Orientador: Eduardo Antônio Gomes Marques.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa,
Departamento de Engenharia Civil, 2024.

Referências bibliográficas: f. 95-100.

DOI: <https://doi.org/10.47328/ufvbbt.2024.626>

Modo de acesso: World Wide Web.

1. Taludes (Mecânica do solo) - Estabilidade.
2. Deslizamentos (Geologia). I. Marques, Eduardo Antônio
Gomes, 1965-. II. Universidade Federal de Viçosa.
Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 22. ed. 624.15136

LUIZ OTÁVIO FONTES DIAS

**ANÁLISE DE ALCANCE EM ÁREAS DE RISCO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO A
DESLIZAMENTOS TRANSLACIONAIS RASOS**

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

APROVADA: 19 de julho de 2024.

Assentimento:

Luiz Otávio Fontes Dias
Autor

Eduardo Antonio Gomes Marques
Orientador

Essa dissertação foi assinada digitalmente pelo autor em 03/10/2024 às 16:07:15 e pelo orientador em 03/10/2024 às 17:54:25. As assinaturas têm validade legal, conforme o disposto na Medida Provisória 2.200-2/2001 e na Resolução nº 37/2012 do CONARQ. Para conferir a autenticidade, acesse <https://siadoc.ufv.br/validar-documento>. No campo 'Código de registro', informe o código **1ZN3.DSSA.NKCU** e clique no botão 'Validar documento'.

Aos meus pais, por sempre me motivarem a crescer;
Aos meus amigos, por me mostrarem essa oportunidade de fazê-lo;
A Universidade Federal de Viçosa, por fornecer o caminho para isso acontecer;
Ao professor e orientador Eduardo Antonio Gomes Marques pelo apoio e confiança
durante esse tempo;
A Deus por todos eles.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

RESUMO

DIAS, Luiz Otávio Fontes, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, julho de 2024. **ANÁLISE DE ALCANCE EM ÁREAS DE RISCO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO A DESLIZAMENTOS TRANSLACIONAIS RASOS.** Orientador: Eduardo Antonio Gomes Marques.

Diante da ocorrência cada vez mais frequente de desastres naturais, em particular de deslizamentos de terra no Brasil e no mundo, os danos a vidas humanas e patrimônio têm sido cada vez mais graves. Na atualidade, o conhecimento para a previsão de locais onde estes eventos podem ocorrer já obteve relativo avanço, porém ainda são escassos os meios de prever objetivamente a distância percorrida e o possível impacto gerado por esses desastres. Diante disso, o presente estudo aborda análises de estabilidade de taludes e análises de alcance voltadas para deslizamentos translacionais rasos, um tipo de movimento de massa muito recorrente no Brasil, visando identificar e mitigar riscos em áreas suscetíveis. Através de coleta, ensaios e análise das amostras, foram determinados os parâmetros geológico-geotécnicos do solo e definida a geometria tridimensional dos taludes, ampliando a compreensão dos processos de movimentos de massa, e realizadas análises de estabilidade 2D e 3D. As superfícies de ruptura foram utilizadas para a realização de retroanálise de calibração dos parâmetros de atrito e para a previsão de alcance de deslizamentos utilizando o software RAMMS. Os resultados das análises mostraram que características como granulometria e densidade tem grande influência nos valores dos parâmetros de atrito, mostraram a importância de uma investigação do solo mais robusta, que permita uma adequada determinação dos parâmetros de entrada e de um levantamento de dados topográficos mais amplo. Os parâmetros de atrito do solo encontrados, μ e ϕ , mostraram consistência com estudos anteriores, podendo ser utilizados para previsão de deslizamentos em outros locais com solos semelhantes, possibilitaram a identificação de áreas de risco efetivamente afetadas pelos movimentos de massa e a quantificação de impactos, subsidiando a delimitação de áreas críticas e de medidas preventivas.

Palavras-chave: estabilidade de taludes 3d; deslizamentos translacionais rasos; análise de alcance; geotecnia

ABSTRACT

DIAS, Luiz Otávio Fontes, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, July, 2024. **RANGE ANALYSIS IN GEOTECHNICAL GEOLOGICAL RISK AREAS FOR SHALLOW TRANSLATIONAL LANDSLIDES**. Adviser: Eduardo Antonio Gomes Marques.

Given the increasing frequency of natural disasters, particularly landslides in Brazil and around the world, the damage to human lives and property has become progressively more severe. Currently, knowledge regarding the prediction of locations where these events may occur has made relative progress; however, the means to objectively predict the distance traveled and the potential impact generated by these disasters remain scarce. In light of this, the present study addresses slope stability and runout analyses focused on shallow translational landslides, a common type of mass movement in Brazil, aiming to identify and mitigate risks in susceptible areas. Through the collection, testing, and analysis of samples, the geological-geotechnical parameters of the soil were determined, and the three-dimensional geometry of the slopes was defined, expanding the understanding of mass movement processes, with 2D and 3D stability analyses being conducted. The failure surfaces were used to perform back analysis for the calibration of friction parameters and to predict landslide runout using the RAMMS software. The analysis results showed that characteristics such as grain size distribution and density have a significant influence on the values of friction parameters, highlighting the importance of more robust soil investigations that allow for the appropriate determination of input parameters and a broader collection of topographic data. The soil friction parameters found, μ and ϕ , were consistent with previous studies and can be used for landslide prediction in other areas with similar soils, enabling the identification of areas effectively affected by mass movements and the quantification of impacts, supporting the delineation of critical areas and preventive measures.

Keywords: 3d slope stability; shallow translational landslides; runout analysis; geotechnics

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema Típica de um Deslizamento Translacional Raso. Fonte: Modificado de PEIXOTO, (2022)	28
Figura 2 - Métodos de Análise de Alcance. Fonte: Adaptado de (MCDUGALL, 2017)	30
Figura 3 – Ocorrências de deslizamentos por estado entre 1991 e 2023. Fonte: Adaptado de (BRASIL, 2023)	38
Figura 4 - Localidades analisadas no município de Ponte Nova. Fonte: Google Earth.	39
Figura 5 - Amostra Indeformada - SRM - Parque do Cristo. Fonte: Autor	41
Figura 6 - Amostra Indeformada - SRJ - Parque do Cristo. Fonte: Autor	42
Figura 7 - Amostra Indeformada - SRM - João Afonso. Fonte: Autor.	42
Figura 8 - Roteiro das análises tridimensionais e bidimensionais do terreno. Fonte: Adaptado de BRETAS; FILHO, (2018), PEREIRA et al., (2019) e BAHSAN; FAKHRIYYANTI, (2018).	45
Figura 9 - Talude localizado na Rua Cid Gomes. Fonte: Google Earth.	50
Figura 10 – Série histórica - Talude na Rua Cid Gomes - Anos de 2002 a 2022. Fonte: Google Earth	51
Figura 11 - Vista frontal do local com superfícies de rupturas antigas em branco formando o contorno maior e as trincas recentes internas em amarelo. Fonte: Defesa Civil de Ponte Nova-MG.	51
Figura 12 - Superfície de ruptura no talude na Rua Cid Gomes. Font: Defesa Civil de Ponte Nova-MG.	52
Figura 13 - Vista superior da área com marcações das trincas antigas em branco e recentes em amarelo. Fonte: Defesa Civil de Ponte Nova-MG.	52
Figura 14 - Vista superior da área com divisão entre o trecho estável e instável e marcação das trincas. Fonte: Defesa Civil de Ponte Nova-MG.	53
Figura 15 - Talude localizado na Rua João Afonso. Fonte: Google Earth.	53
Figura 16 – Série histórica – Talude na Rua João Afonso – Anos de 2020 a 2022. Fonte: Google Earth.	54
Figura 17 - Ortofoto do talude na Rua João Afonso – Vista em	55

Perspectiva - Fim do ano de 2022. Fonte: Defesa Civil de Ponte Nova-MG.

Figura 18 - Danos à edificação aos pés do talude na Rua João Afonso. Fonte: Defesa Civil de Ponte Nova-MG.	55
Figura 19 - Talude localizado no Parque do Cristo. Fonte: Google Earth	56
Figura 20 – Série histórica - Talude no Parque do Cristo - Anos de 2018 a 2022. Fonte: Google Earth	57
Figura 21 - Vista Lateral do talude rompido. Fonte: Defesa Civil de Viçosa-MG.	58
Figura 22 – Gráfico de Curvas Granulométricas - Parque do Cristo e João Afonso. Fonte: Autor.	59
Figura 23 - Perfil do Solo - Localidade de Cid Gomes. Fonte: Autor	63
Figura 24 - Perfil do Solo - Localidade do Parque do Cristo. Fonte: Autor.	63
Figura 25 - Perfil do Solo - Localidade de João Afonso. Fonte Autor	63
Figura 26 - Todas as superfícies iniciais de ruptura – Cid Gomes. Fonte: Autor.	64
Figura 27 - Superfície Crítica Global em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - Cid Gomes. Fonte: Autor.	65
Figura 28 – Delimitação de área de análise em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - Cid Gomes. Fontes Autor.	65
Figura 29 - Todas as Superfícies Finais de Ruptura - Cid Gomes. Fonte: Autor	66
Figura 30 - Superfície de Ruptura Crítica Local em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - Cid Gomes – FS=1,400. Fonte: Autor	66
Figura 31 - Todas as superfícies de ruptura - Parque do Cristo. Fonte: Autor	67
Figura 32 - Superfície Crítica Global em perspectiva - Parque do Cristo – FS=1,510. Fonte: Autor.	68
Figura 33 - Superfície Crítica Global em vista de topo - Parque do Cristo - FS=1,510. Fonte: Autor.	68
Figura 34 – Delimitação de área de análise em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - Parque do Cristo. Fonte: Autor	69

Figura 35 - Todas as Superfícies Finais de Ruptura – Parque do Cristo. Fonte: Autor.	69
Figura 36 - Superfície de Ruptura Crítica Local em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - Parque do Cristo – FS=1,935. Fonte: Autor	70
Figura 37 - Todas as superfícies de ruptura - João Afonso. Fonte: Autor.	71
Figura 38 - Superfície Crítica Global em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - João Afonso – FS=1,054. Fonte: Autor	71
Figura 39 - Delimitação de área de análise em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - João Afonso. Fonte: Autor.	72
Figura 40 – Todas as Superfícies de Finais de Ruptura - João Afonso. Fonte: Autor.	72
Figura 41 - Superfície de Ruptura Crítica Local em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - João Afonso - FS=1,605 . Fonte: Autor	73
Figura 42 - Seções dos terrenos das localidades de Cid Gomes (superior à esquerda), Parque do Cristo (superior à direita) e de João Afonso (inferior). Fonte: Autor.	75
Figura 43 - Análise de Estabilidade 2D - Cid Gomes – FS = 1,851. Fonte: Autor.	75
Figura 44 - Análise de Estabilidade 2D - Parque do Cristo - FS = 1,822. Fonte: Autor.	76
Figura 45 - Análise de Estabilidade 2D - João Afonso - FS = 1,672. Fonte: Autor.	76
Figura 46 - Modelo do terreno em branco e Área de Liberação em vermelho - Parque do Cristo. Fonte: Autor.	78
Figura 47 - Modelo do terreno em branco e Área de Liberação em vermelho - Cid Gomes. Fonte: Autor.	79
Figura 48 - Modelo do terreno em branco e Área de Liberação em vermelho - João Afonso. Fonte: Autor.	79
Figura 49 - Resultados gráficos da análise de alcance - Parque do Cristo . Fonte: Autor.	81
Figura 50 - Resultado da Análise de Alcance do Parque do Cristo (vista de topo e perspectiva): superfície de ruptura em branco e alcance calculado da massa de solo rompida em vermelho. Fonte: Autor	82
Figura 51 - Granulometria do Solo de Kirichermala, Índia. Fonte:	85

ABRAHAM et al., (2021).

Figura 52 – Resultados gráficos da análise de alcance – Cid Gomes. Fonte: Autor.	87
Figura 53 – Resultados gráficos das análises de alcance – João Afonso. Fonte: Autor.	89
Figura 54 - Resultado da Análise de Alcance de Cid Gomes (vista de topo e perspectiva): superfície de ruptura em branco, alcance calculado da massa de solo rompida em vermelho. Fonte: Autor	90
Figura 55 - Resultado da Análise de Alcance de João Afonso (vista de topo e perspectiva): superfície de ruptura em branco, alcance calculado da massa de solo rompida em vermelho. Fonte: Autor	91
Figura 56 - Gráfico de Limite de Liquidez - Parque do Cristo - SRM. Fonte: Autor.	103
Figura 57 - Gráfico de Limite de Liquidez - João Afonso – SRM. Fonte: Autor.	103
Figura 58 - Trajetória de Tensões Totais - SRM. Fonte: Zemlya Consultoria.	104
Figura 59 - Trajetória de Tensões Efetivas - SRM. Fonte: Zemlya Consultoria.	104
Figura 60 - Trajetória de Tensões Totais - Colúvio. Fonte: Zemlya Consultoria.	105
Figura 61 - Trajetória de Tensões Efetivas - Colúvio. Fonte: Zemlya Consultoria	105
Figura 62 - Tensão Desviadora x Deformação Axial – Parque do Cristo - SRJ. Fonte: Autor	106
Figura 63 - Trajetória de Tensões Totais – Parque do Cristo - SRJ. Fonte: Autor.	106
Figura 64 - Trajetória de Tensões Efetivas – Parque do Cristo - SRJ. Fonte: Autor.	107
Figura 65 - Poropressão x Deformação Axial - Parque do Cristo - SRJ. Fonte: Autor.	107
Figura 66 - Tensão Desviadora x Deformação Axial – Parque do Cristo - SRM. Fonte: Autor	108
Figura 67 - Trajetória de Tensões Totais – Parque do Cristo - SRM. Fonte: Autor	108

Figura 68 - Trajetória de Tensões Efetivas – Parque do Cristo - SRM. Fonte: Autor.	109
Figura 69 - Poropressão x Deformação Axial – Parque do Cristo - SRM. Fonte: Autor	109
Figura 70 - Tensão Desviadora x Deformação Axial – João Afonso - SRJ. Fonte: Autor	110
Figura 71 - Trajetória de Tensões Totais – João Afonso - SRJ. Fonte: Autor.	110
Figura 72 - Trajetória de Tensões Efetivas – João Afonso - SRJ. Fonte: Autor.	111
Figura 73 - Poropressão x Deformação Axial - João Afonso - SRJ. Fonte: Autor.	111
Figura 74 - Tensão Desviadora x Deformação Axial – João Afonso – João Afonso - SRM. Fonte: Autor.	112
Figura 75 - Trajetória de Tensões Totais – João Afonso - SRM. Fonte: Autor.	112
Figura 76 - Trajetória de Tensões Efetivas – João Afonso - SRM. Fonte: Autor.	113
Figura 77 - Poropressão x Deformação Axial - João Afonso - SRM. Fonte: Autor.	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos. Fonte: ABNT NBR 11.682 (ABNT, 2009)	20
Tabela 2 - Nível de segurança desejado contra perda de vidas humanas. Fonte: ABNT NBR 11.682 (ABNT, 2009)	20
Tabela 3 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais. Fonte: ABNT NBR 11.682 (ABNT, 2009)	21
Tabela 4 - Fatores que contribuem para aumento e redução da tensão cisalhantes. Fonte: (VIEIRA, 2007)	22
Tabela 5 - Softwares e seus respectivos Métodos de Cálculo . Fonte: (MCDOUGALL, 2017)	32
Tabela 6 – Tabela resumo dos procedimentos de análise. Fonte: Autor.	37
Tabela 7 - Roteiro de Análises de Alcance. Fonte: Adaptado do manual RAMMS, HUSSIN et al., (2012), CHRISTEN et al., (2012) e DWIVEDI; SARAF; DAS, (2023).	47
Tabela 8 - Quadro resumo das informações dos boletins de sondagens. Fonte Autor.	58
Tabela 9 - Massas específicas dos grãos e limites de consistência. Fonte: Autor.	60
Tabela 10 - Tabela Resumo - Parâmetros do Solo. Fonte: Autor.	60
Tabela 11 - Resumo dos valores de parâmetros do solo de Viçosa-MG. Fonte: ARÊDES, (2019)	62
Tabela 12 - Dados da Superfície Crítica Local - Cid Gomes . Fonte: Autor	67
Tabela 13 - Dados da Superfície Crítica Local - Parque do Cristo. Fonte: Autor.	70
Tabela 14 - Dados da Superfície Crítica Local - João Afonso. Fonte: Autor.	73
Tabela 15 - Fatores de Segurança para variações dos valores de c' . Fonte: Autor.	74
Tabela 16 - Quadro comparativo - Análises 3D x Análises 2D. Fonte: Autor.	77
Tabela 17 - Valores utilizados nas análises de alcance - Parque do	80

Cristo. Fonte: Autor.

Tabela 18 - Parâmetros obtidos das análises de alcance em Além Paraíba.
Fonte: ASSIS (2022) 83

Tabela 19 - Tabela resumo dos parâmetros encontrados nos estudos de Frank, Schalm e Berger. Fontes: Autor. 84

Tabela 20 - Comparativo entre características do solo de Entlebuch e Parque do Cristo. Fonte: Autor 86

Tabela 21 - Resultados da análise de alcance - Cid Gomes. Fonte: Autor. 87

Tabela 22 - Resultados da análise de alcance - João Afonso. Fonte: Autor. 88

Tabela 23 – Tabela Resumo - Classificação Textural. Fonte: Autor 101

Tabela 24 – Tabela Resumo - Classificação Unificada. Fonte: Autor 101

Tabela 25 - Determinação da massa específica - Parque do Cristo. Fonte: Autor. 102

Tabela 26 - Determinação da massa específica - João Afonso. Fonte: Autor 102

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
2. OBJETIVOS	19
2.1. Objetivo Geral	19
2.2. Objetivos Específicos	19
3. REFERENCIAL TEÓRICO	20
3.1. Análise de Estabilidade de Taludes	20
3.1.1. Fatores influenciadores da estabilidade	21
3.1.2. Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes	23
3.1.3. Análises Bidimensionais e Tridimensionais	25
3.2. Movimentos de massa e Deslizamentos Translacionais Rasos	26
3.3. Avaliação de Alcance de Movimentos de Massa (Runout Analysis)	28
3.3.1. Métodos de Análise de Movimento De Massa	29
3.3.2. Software RAMMS	33
3.3.3. Modelo de Atrito de Fluido de Voellmy-Salm	34
4. METODOLOGIA	36
4.1. Seleção dos Locais de Amostragem	37
4.2. Caracterização dos Locais Selecionados	39
4.3. Investigações de Campo	40
4.3.1. Classificação Tátil Visual	40
4.3.2. Coleta de Amostras Indeformadas	40
4.3.3. Coleta de Amostras Deformadas	43
4.4. Caracterização e Ensaio	43
4.5. Análises de Estabilidade de Taludes	44
4.6. Análise de Alcance de Massa	47
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO	50

5.1. Caracterização dos Locais Selecionados	50
5.1.1. Deslizamento em Ponte Nova – Rua Cid Gomes	50
5.1.2. Deslizamento em Ponte Nova – Rua João Afonso Pereira	53
5.1.3. Deslizamento em Viçosa – Morro do Cristo	56
5.2. Investigações de Campo	58
5.3. Resultados dos Ensaios de Caracterização e de Resistência ao Cisalhamento	58
5.3.1. Ensaio de Caracterização	58
5.3.2. Ensaio de Compressão Triaxial CU	60
5.3.3. Comparação com base de dados de Viçosa	61
5.4. Análises de Estabilidade	62
5.4.1. CID GOMES	64
5.4.2. PARQUE DO CRISTO	67
5.4.3. JOÃO AFONSO	70
5.4.4. VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS	73
5.4.5. ANÁLISES BIDIMENSIONAIS	74
5.5. Análise de Alcance de Massa	77
5.5.1. Análise de Calibração	80
5.5.2. Análise e Validação dos Resultados	82
5.5.3. Análise de Previsão de Deslizamentos	86
5.5.4. Avaliação de Impactos dos possíveis deslizamentos	89
6. CONCLUSÃO	92
7. SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	94
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95
APÊNDICE A – TABELAS DE CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	101
APÊNDICE B – TABELAS DE DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DO SOLO	102
APÊNDICE C – GRÁFICOS DE LIMITES DE LIQUIDEZ	103

APÊNDICE D – GRÁFICOS DE ENSAIOS CU – CID GOMES	104
APÊNDICE E – GRÁFICOS ENSAIOS CU – PARQUE DO CRISTO	106
APÊNDICE F – GRÁFICOS ENSAIOS CU – JOÃO AFONSO	110
APÊNDICE G – BOLETINS DE SONDAGEM	114

1. INTRODUÇÃO

No Brasil, é notável como o processo de crescimento demográfico entre os anos de 50 e 60 originou impactos de ordem econômica, socioespaciais e ambientais (ROBAINA, 2008). Com a informalidade e condições precárias dos trabalhos, o crescimento econômico caminhava junto com a desigualdade na distribuição de renda, o que proporcionou a ocupação dos espaços urbanos mais bem localizados pelo mercado legal de habitação (CARDOSO; ARAGÃO, 2013).

Desde então, a ocupação dos outros espaços não se deteve e vem progredindo de forma rápida e desordenada, de modo que o crescimento da infraestrutura não consegue acompanhar. Como resultado dessas ocupações, criam-se áreas de risco, nas quais há grandes chances de induzirem efeitos danosos ao relevo e danos à integridade física e perdas materiais aos moradores (BRASIL, 2006). De forma complementar SOUZA, (2015), descreve ainda uma maior frequência no acontecimento de desastres naturais em ambientes de ocupações precárias, como favelas, ocupações irregulares relevos com declives acentuados.

Segundo MACEDO; SANDRE, (2022), os movimentos de massa são os processos geológicos que mais causaram vítimas fatais no Brasil até o ano de 2022. De acordo com o artigo, os deslizamentos são mais numerosos principalmente em estados onde há presença de camadas de solos rasos, como Rio de Janeiro, São Paulo e Minas Gerais. O estudo observou ainda que as cidades com maior número de vítimas de deslizamento caracterizam-se por ser de maior porte, com maior número de ocupação de encostas, consequentemente com probabilidade de maiores danos a patrimônios e vidas humanas.

MACEDO; SANDRE, (2022) também citam o ano de 2011 como aquele com maior número de mortes entre 1988 e 2022. Foram 969 mortes, causadas por uma série de deslizamentos. Após desastres como o ocorrido em 2011 no estado do Rio de Janeiro e em observância ao movimento populacional anteriormente citado, foram criadas, nos últimos anos, diversas medidas para gestão de risco nessas áreas. Em 2012, a Lei Federal nº 12.608 (BRASIL, 2012), criou diretrizes para a Política Nacional de Proteção e Defesa Civil, por meio das quais recomendou-se o mapeamento de risco como uma ferramenta de prevenção. Em 2020 foi publicado o Decreto nº 10.593 (BRASIL, 2020), que dispõe sobre a organização e o funcionamento do Sistema Nacional de Proteção e Defesa Civil – SINPDEC e do Conselho Nacional de Proteção e Defesa Civil - CONPDEC, sobre o Plano Nacional de Proteção e Defesa Civil e o Sistema Nacional de Informações sobre Desastres, e sobre os critérios e as condições

para declaração e reconhecimento da situação de emergência ou do estado de calamidade pública.

Observando o mapa disponível no Atlas Digital de Desastres no Brasil (BRASIL, 2023) é possível perceber que, a maior concentração de desastres do tipo movimentos de massa no Brasil se encontra na faixa entre os estados do Rio de Janeiro e Santa Catarina, locais onde, segundo DIAS; HÖLBLING; GROHMANN, (2021), possui grande susceptibilidade a desastres desse tipo por conta da presença da Serra do Mar. Por sua vez, SANTOS (2023) descreve que, nesse local, por conta das estruturas geológicas presentes, o tipo mais comum de deslizamentos são os translacionais rasos.

O presente trabalho, entendendo o impacto desses eventos na sociedade, se justifica pela constante necessidade de identificação prévia das áreas onde os possíveis deslizamentos terão graves consequências e causarão sérios danos patrimoniais e a vidas humanas. O estudo visa reduzir a carência de informações sobre os riscos dessas áreas utilizando uma abordagem quantitativa na análise dos impactos gerados pela ocorrência de tais fenômenos, com base em análises de alcance de movimento de massa. Dentre os diversos tipos de movimentos de massa, a pesquisa foca nos deslizamentos translacionais rasos, muito comuns no Brasil.

Nesse contexto se insere a presente dissertação, visando não só o reconhecimento de áreas potenciais de risco de deslizamentos translacionais rasos, mas também a aplicação de uma metodologia para determinar o alcance desses movimentos nos locais afetados, permitindo realizar uma quantificação do risco. Para isso, foram analisadas áreas em que ocorreram movimentos de massa translacionais rasos, em cidades onde ocorreram tal ocupação desordenada.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é, caracterizando e avaliando os parâmetros geomorfológicos, geotécnicos e ocupacionais, identificar correlações entre esses diversos fatores, e subsidiar a realização de análises de estabilidade e de alcance que permitirão a delimitação das áreas de maior risco de ocorrência de deslizamentos translacionais rasos, da área atingida e, como consequência, a quantificação dos riscos relativos a deslizamentos translacionais rasos, por meio da determinação do número de imóveis e do número de pessoas afetadas. Assim, pretende-se realizar a identificação de áreas de maior risco em lugares de ocupação irregular e contribuir para a prevenção de situações de desastres naturais causadores de perdas humanas e materiais.

2.2. Objetivos Específicos

Como também é de suma importância delimitar objetivos específicos para se desenvolver a pesquisa, foram definidos os seguintes tópicos:

- Caracterizar geotecnicamente os solos existentes nos locais de análise;
- Avaliar a estabilidade de taludes nas áreas de análise, utilizando como meio as análises determinísticas bidimensionais e tridimensionais dos locais selecionados;
- Realizar estudos de alcance de deslizamentos de massas de solo nas áreas analisadas e identificadas como de risco; e
- Correlacionar os fatores analisados anteriormente, para diferentes tipos de solo, em localidades, condições naturais e ocupações distintas, com o alcance e impacto das massas de deslizamentos.

3. REFERENCIAL TEÓRICO

3.1. Análise de Estabilidade de Taludes

Segundo GERSCOVICH, (2016), as análises de estabilidade objetivam a avaliação da possibilidade da ocorrência de deslizamento do solo em um talude, comparando as tensões cisalhantes mobilizadas com a resistência ao cisalhamento, razão que define o Fator de Segurança (FS). Esse Fator de Segurança deve atender a valores mínimos como descrito na Tabela 3 – Fatores mínimos para deslizamentos, da ABNT NBR 11.682 (ABNT, 2009). Tais valores são estipulados de acordo com os níveis de segurança necessários contra perdas de vidas humanas e danos materiais e ambientais envolvidos, descritos nas Tabelas 1 e 2 da mesma normativa.

Tabela 1 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos. Fonte: ABNT NBR 11.682 (ABNT, 2009)

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Tabela 2 - Nível de segurança desejado contra perda de vidas humanas. Fonte: ABNT NBR 11.682 (ABNT, 2009)

Nível de segurança	Crítérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Tabela 3 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais. Fonte: ABNT NBR 11.682 (ABNT, 2009)

Nível de segurança	Crítérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Ainda segundo GERSCOVICH, (2016), os estudos de estabilidade de taludes possuem uma metodologia comum, descrita como:

- Definição da topografia;
- Definição das cargas apoiadas sobre o talude;
- Prospecção de campo para conhecimento da estratigrafia, nível de água e elementos estruturais;
- Definição dos momentos (condições) mais críticos da vida útil do talude;
- Identificação do local de extração e coleta de amostras indeformadas;
- Ensaios de Caracterização, Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade;
- Análise dos ensaios, usando os resultados como parâmetros do projeto; e
- Utilização de métodos de dimensionamento para obter os Fatores de Segurança e/ou tensões e deformações.

3.1.1. FATORES INFLUENCIADORES DA ESTABILIDADE

Nas fases iniciais do estudo de estabilidade, descritas acima, é de fundamental importância a observação das condicionantes ambientais que irão influenciar e gerar esforços no talude. Essas condicionantes, em geral fatores geomorfológicos, podem ser divididos em vários tipos e atuarem através de diversos mecanismos. (VIEIRA et al., 1997), citam que o movimento de massa pode se dar por diversos fatores, com ênfase para a morfologia do terreno (declividade, perfil, orientação, dentre outros), fluxo de água no interior do talude (volume, intensidade e permeabilidade), propriedades do próprio solo (granulometria, mineralogia, coesão e atrito interno) e proteção superficial.

No que tange a fatores morfológicos, sabe-se que o formato da encosta, orientação e inclinação, assim como os parâmetros geológico-geotécnicos, colaboram diretamente para

distribuição pluviométrica pela superfície. Uma vez que porções côncavas possuem capacidade superior de acumulação de água e sedimentos, situação que constitui um agravante da instabilidade dos maciços em períodos de altos índices pluviométricos (VIEIRA, 2007).

É conhecido também que deslizamentos estão intimamente ligados a fatores do meio físico e biótico, porém, em muitos casos as ações antrópicas como desmatamento, corte e aterros sem controle, lançamento de água não controlada e depósitos de materiais heterogêneos de baixa compactação atuam como indutoras (WIGGERS, 2013).

Os fatores condicionantes, sejam esses com ênfase em morfologia, fluxo de água, propriedades intrínsecas ao solo ou na sua proteção superficial, possuem diferentes mecanismos de atuação. A Tabela 4 a seguir descreve de maneira resumida alguns fatores e a sua atuação na estabilidade das massas de solos.

Tabela 4 - Fatores que contribuem para aumento e redução da tensão cisalhantes. Fonte: (VIEIRA, 2007)

A. Elementos que contribuem para o <i>aumento</i> da tensão de cisalhante	
TIPOS	PRINCIPAIS MECANISMOS
Remoção do suporte lateral	Erosão pluvial, fluvial ou glacial Intemperismo, umidade, secamento e ação do gelo Declividade aumentada pelo movimento de massa Corte do sopé das encostas
Sobrecarga por:	Peso da água, do gelo ou do tálus Estruturas
Tensão transitória	Terremotos – movimentação ou inclinação do terreno Vibração por atividade humana (ex.: tráfego de carros)
Remoção de suporte subterrâneo	Corte pela ação da água Intemperismo subaéreo, umidade, secamento e ação do gelo Erosão subterrânea Criação de lagos e reservatórios
Pressão lateral	Água de interstício Congelamento da água Expansão por argilas hidratadas Mobilização da tensão residual
Aumento do ângulo da encosta	Tectônica regional Processos de vulcanismo
B. Elementos que contribuem para a <i>redução</i> da tensão cisalhante	
TIPOS	PRINCIPAIS MECANISMOS
Composição de textura	Material fraco como turfas vulcânicas e argilas sedimentares Materiais pouco empacotados Forma suave dos grãos Grãos de tamanhos uniformes
Reações físico-químicas	Mudanças catiônicas Hidratação de argilas Secamento de argilas Solução de cimentos

Efeitos da pressão da água	Efeitos de bordas Redução da tensão capilar Arranque dos grãos do solo pela água (piping)
Mudança na estrutura	Liquefação espontânea Rastejo progressivo com reorientação das argilas Reativação de planos de ruptura
Vegetação	Remoção de árvores (redução da tensão normal; remoção da coesão aparente pelas raízes das árvores; aumento do lençol freático; aumento de fendas do solo)
Estruturas reliquias	Juntas e planos de fraqueza Camadas de solos plásticos e impermeáveis

Todos esses fatores influenciam nos possíveis deslizamentos em locais onde há presença desse tipo de solo e atuam diretamente como causadores de instabilidade e redutor no que se refere à capacidade resistente dos taludes;

3.1.2. MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Dentro das abordagens determinísticas para análise de taludes, há duas possibilidades de análise: Teoria de Equilíbrio Limite e Análise de Tensões. As análises de estabilidade de taludes mais comuns atualmente baseiam-se na condição denominada Equilíbrio Limite, na qual assume-se a hipótese de haver equilíbrio entre as forças atuantes e a resistência ao cisalhamento mobilizados por elas numa massa de solo, em iminência de processo de escorregamento (MASSAD, 2010).

Os métodos de análise que utilizam o equilíbrio-limite partem de pressupostos para a simplificação das equações e teorias formuladas pelos autores. As principais hipóteses são (GERSCOVICH, 2016):

1. O solo comporta-se como material rígido-plástico, ou seja, rompe-se sem deformação, de forma brusca;
2. O equilíbrio estático permite o uso de algumas equações até o limiar de ruptura, a partir do qual o processo se torna dinâmico;
3. A linha de ruptura não se rompe de forma progressiva, o que implica em um fator de segurança constante em toda a superfície de ruptura.

Os primeiros métodos tinham aplicação limitada à geometria simples e solos homogêneos, não abrangendo a presença de água no solo, condições de carregamentos sobre o

maciço, efeitos sísmicos, entre outros. A necessidade de determinar o nível de segurança em situações mais realistas e, por consequência, mais complexas, serviu de base para o avanço nas formulações de diversos métodos de análise e condições de contorno. Os primeiros métodos, mais simplificados e aplicáveis apenas em superfícies bidimensionais, como o Método do Círculo de Atrito e o de Fellenius, com o tempo evoluíram para análises mais sofisticadas, fidedignas à realidade e com maior gama de aplicação real, como o Método de Morgenstern-Price em superfícies tridimensionais.

De acordo com GERSCOVICH, (2016), os métodos de estabilidade por equilíbrio limite se diferenciam quanto às simplificações adotadas, como descrito a seguir:

- **Método de Fellenius:** muito usado pela sua simplicidade, possui superfície de ruptura em formato circular, dividida em lamelas. Para cada fatia as forças resultantes são inclinadas e paralelas à base, implicando na desconsideração das forças laterais. A análise de equilíbrio nesse método utiliza, na prática, unicamente o equilíbrio de momentos, partindo de premissas que permitem “desconsiderar” forças tangenciais e normais entre lamelas. É um método conservativo, fornecendo baixos valores de FS e em soluções onde o círculo é muito profundo, tende a fornecer valores pouco confiáveis;
- **Método de Bishop Simplificado:** como o anterior, possui superfície de ruptura circular e que, em sua análise, considera a resultante da interação de forças horizontais e verticais entre fatias como nulas. No método chamado de Método de Bishop Completo, mais abrangente, há a consideração de interação das forças verticais entre as lamelas. A solução é obtida de forma iterativa já que o FS aparece em ambos os lados da formulação, adotando-se geralmente o valor do Fator de Segurança obtido pelo Método de Fellenius como valor inicial;
- **Método de Spencer:** trata-se de um método mais rigoroso que adota superfície circular e utiliza o equilíbrio de forças e momentos, satisfazendo assim todas as equações de equilíbrio. Assume-se um valor constante para a inclinação θ das resultantes das forças entre fatias, chamadas de Q . De forma iterativa calcula-se o valor de Q e o substitui nas equações de equilíbrio de forças e de momentos para encontrar FS, que ocorre quando esses valores se igualarem. Devido a esse processo ele possui valores de FS mais realistas, mas também exige cálculos mais complexos;

- **Método de Jambu:** método mais sofisticado no qual se permite fazer uso de superfície de ruptura com uma geometria qualquer, que divide a massa de solo em fatias infinitesimais e utiliza-se do equilíbrio de forças e de momentos para encontrar o FS. Esse método tem como hipóteses adicionais que a resultante dos esforços normais passa pelo ponto médio da base e que a posição na linha de empuxo é definida antes e assim também determina a posição da resultante das forças interlamelares. Tudo isso é calculado de forma iterativa já que a variável FS aparece em ambos os lados da equação de equilíbrio. Possui também uma versão simplificada aplicável em taludes homogêneos, onde os efeitos das forças cisalhantes entre lamelas são representados por um fator de correção f_0 , demandando esforço computacionais menor, em contrapartida, devido a essa simplificação, não fornece resultados tão precisos em caso de superfícies em forma de cunha.
- **Método de Morgenstern-Price:** é o método mais geral para uma superfície de ruptura de formato qualquer. Divide a massa em fatias infinitesimais e diferente dos métodos de Spencer e Jambu, assume que a inclinação θ da resultante das forças entre fatias varia segundo uma função qualquer. O método requer uso computacional por ser feito de forma iterativa e pela implementação das diversas funções possíveis de variação da inclinação da resultante das fatias, podendo ser uma função: constante, senoide, trapezoide ou alguma mais específica a ser determinada pelo analista. O processo é repetido até os valores calculados de FS de momentos e forças se igualarem.

3.1.3. ANÁLISES BIDIMENSIONAIS E TRIDIMENSIONAIS

Finalmente, mesmo que a aplicação dos métodos citados anteriormente seja mais comum em análises de estabilidade 2D, pela simplicidade, o estudo utilizando análises de estabilidade de taludes bi e tridimensionais feito por LEONG; RAHARDJO, (2012) mostrou pontos de vantagens e desvantagens de cada método. De acordo com este estudo a modelagem bidimensional pressupõe uma condição de ruptura plana, sem levar em conta a forma tridimensional. Devido a isso, a representação da complexidade geométrica do terreno fica comprometida e por isso a mesma é mais indicada para problemas com taludes de geometria simples. Pode ser uma importante ferramenta em casos em que o tempo e os recursos são limitados, sempre lembrando que este tipo de análise pode ser menos precisa para geometrias complexas. O referido trabalho ainda defende que o uso da análise tridimensional traz mais

vantagens em problemas nos quais o talude apresenta geometria complexa, uma vez que representa mais fielmente a condição do terreno, principalmente quando há interação entre diferentes camadas de solo ou rocha. Também pode apresentar ganhos no uso em situações em que a geometria dos taludes é afetada por fatores externos como presença de estruturas próximas ou a variação do nível do lençol freático.

Já na comparação entre os dois tipos de análises feitas por BAHSAN; FAKHRIYYANTI, (2018), há algumas características importantes sobre a análise 3D que a diferencia das 2D e podem ter grande relevância a depender da situação, como:

- São mais sensíveis às alterações de parâmetros, principalmente coesão e ângulo de atrito;
- O tamanho da malha afeta muito, tanto no esforço computacional quanto no FS;
- Em geral apresentam FS maior que em análises 2D, com diferenças maiores em taludes heterogêneos e;
- Apresentam FS maior em superfícies concavas do que em convexas;

Baseado no estudo desses autores e nos pontos descritos acima, é recomendado a engenheiros e pesquisadores que os parâmetros do solo, intervalos de contorno e a distribuição da malha para os cálculos seja feita com atenção, para minimizar as diferenças dos fatores de segurança entre os modos de análise; além de selecionar a maneira mais adequada de avaliação de cada problema.

3.2. Movimentos de massa e Deslizamentos Translacionais Rasos

Segundo GERSCOVICH, (2016), movimentos de massa podem ser entendidos como qualquer deslocamento de um volume de solo e, em geral, estão associados a problemas de instabilidade de encostas. Ao longo do tempo vários sistemas foram propostos para classificar os movimentos de massa, dentre elas, a classificação internacionalmente aceita proposta por VARNES, (1978), que os divide em Quedas, Tombamentos, Escorregamentos, Expansões Laterais e Corridas/Escoamentos.

Após esta, houve propostas para adequar a classificação para ambientes tropicais, a exemplo do Brasil, como a elaborada por FILHO, (1992), que divide os movimentos de massa em:

- Rastejo ou Fluência: caracterizado por vários planos de deslocamento, velocidades muito baixas a baixas, com movimentos que podem ser constantes, sazonais ou intermitentes, de materiais como solo ou rochas alteradas com geometria indefinida;
- Escorregamento: caracterizado por poucos planos de deslocamento, velocidades médias e altas, e volumes, geometria e materiais variáveis. Podem ocorrer com geometria: Planar com solos pouco espessos e rochas com planos de fraqueza; Circular com solos espessos homogêneos ou rochas muito fraturadas e; em Cunha com solos e rochas com dois planos de fraqueza;
- Queda: caracterizados por não possuir planos de deslocamentos definidos, sendo movimentos de queda livre com velocidades muito altas de pequenos a médios volumes de materiais rochosos. Possuem geometrias variáveis como lascas, placas, blocos, entre outros;
- Corrida: caracterizado por muitas superfícies de deslocamento, cujo movimento se assemelha a de um líquido viscoso, com velocidades médias a altas e mobilização de grandes volumes de material. Este movimento tem extenso raio de alcance e mobiliza solos, rochas, detritos e água.

Em FERNANDES et al., (2003) afirma-se que os escorregamentos são movimentos que podem ser divididos com base na forma do plano de ruptura (rotacional ou translacional) e no tipo de material em movimento (solo, rocha, tálus, colúvio e detritos).

Os escorregamentos rotacionais, podendo também ser chamados de circulares, possuem uma superfície de ruptura curva na qual o material sofre ruptura em movimento de rotação. Por conta disso, ocorrem geralmente em ambientes com solos mais profundos e que permitem a maior infiltração e a percolação profunda da água. Já os escorregamentos translacionais, geralmente são consequência de estruturas geológicas, contatos entre solo e rocha ou entre horizontes do solo. Ocorrem em todo o território brasileiro, porém são mais frequentes na paisagem do Sudeste brasileiro em particular. Em geral, ocorrem com superfícies de forma planar com profundidades rasas (entre 0,5 e 5,0 metros).

WOLLE, (1988) afirma que é usual que esses tipos de movimentos de massas envolvam uma camada de solo coluvionar sobreposta a um solo saprolítico, em que as características herdadas de sua respectiva rocha-mãe fazem com que apareçam fendas e trincas e, como consequência, que a condutividade hidráulica aumente com a profundidade.

Para SANTOS, (2023) os deslizamentos translacionais rasos ocorrem quase que exclusivamente no horizonte superior de solos de encostas com inclinações superiores a 30° , logo abaixo das raízes das plantas; situação usualmente encontrada nas passagens da crista para as encostas dos espigões. A ocorrência generalizada desses escorregamentos está comprovadamente ligada a períodos prolongados de chuvas intensas de saturação. Ainda segundo o autor, a dinâmica desses escorregamentos é relacionada à entrada de água, em períodos de pluviosidade alta, nas trincas de tração nos horizontes dos solos superficiais e saprolíticos e formação de bolsões instantâneos de água, que condicionados aos esforços atuantes específicos do talude, podem provocar um desmonte hidráulico na “raiz” do escorregamento.

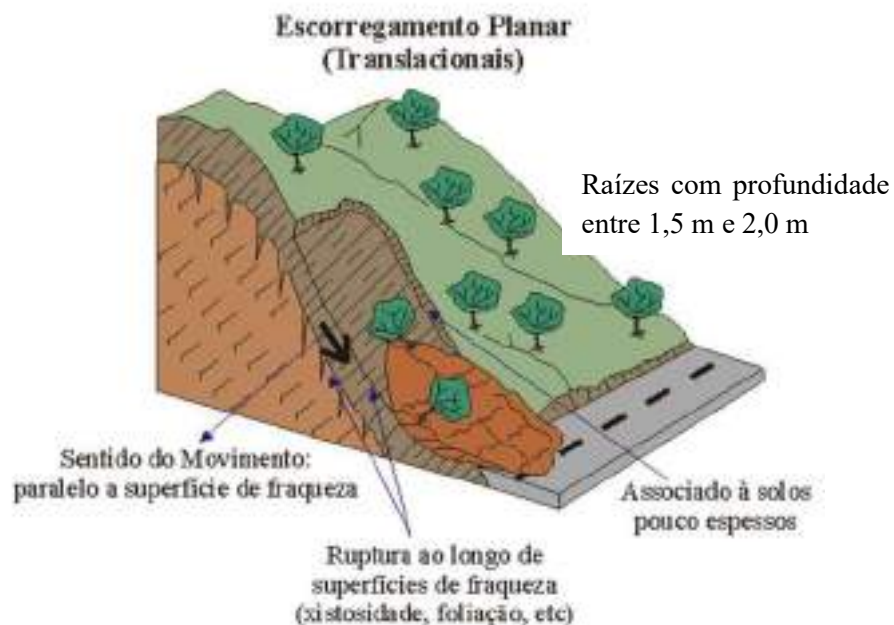


Figura 1 - Esquema Típica de um Deslizamento Translacional Raso. Fonte: Modificado de PEIXOTO, (2022)

3.3. Avaliação de Alcance de Movimentos de Massa (*Runout Analysis*)

A análise de alcance de massa, também denominada “*runout analysis*”, é uma técnica utilizada para prever, entre outras coisas, a velocidade do movimento, a altura do escorregamento e a área impactada; informações fundamentais para avaliar o risco causado pelo deslizamento, desenvolver soluções mitigadoras e promover a gestão de desastres (MCDUGALL, 2006)

Em MCDOUGALL, (2006) é dito que o histórico de desenvolvimento da análise de alcance de massas do solo remete às primeiras tentativas de previsão em métodos empíricos, como aquele presente no estudo de HEIM, (1932), onde se introduziu o parâmetro *fahrböschung* (ângulo de alcance). Este índice, definido como a inclinação da linha que conecta a crista do talude com o pé do depósito, possui uma correlação inversamente proporcional a mobilidade da massa e é tido como um índice de eficiência de perda de energia no deslizamento. Outras correlações similares entre volume e outros índices foram propostas por outros autores como HSU, (1975), HUNGR, (1981), DAVIES, (1982) e RICKENMANN, (1999), além de regressões lineares entre o volume e o logaritmo na base 10 da tangente de *fahrböschung*, propostas por SCHEIDEGGER, (1973), LI, (1983) e COROMINAS, (1996).

Passado algum tempo e observadas as limitações de metodologias empíricas, foram elaborados os primeiros estudos utilizando modelos analíticos, como os baseados na teoria do trabalho-energia. Modelos mais complexos como modelos dinâmicos multiblocos chegaram a ser desenvolvidos no fim da década de 80, inclusive com aplicações em superfícies tridimensionais. (MCDOUGALL, 2006)

Finalmente, surgiram métodos que permitiam a simulação de deslizamento em terrenos complexos, baseando-se na modelagem de partículas individuais e suas interações entre si, chamados Modelos de Elementos Discretos, permitindo a simulação de ocorrências importantes como a fragmentação do solo e formação de blocos (MCDOUGALL, 2006)

3.3.1. MÉTODOS DE ANÁLISE DE MOVIMENTO DE MASSA

As análises de movimento de massa podem ser determinadas tanto de forma qualitativa quanto de forma quantitativa. O modo qualitativo tem como base a experiência do avaliador, visa estimar a direção potencial do movimento de acordo com a topografia e, através disso, determinar o espalhamento e intensidade na área de impacto. Nas análises quantitativas são usadas formas menos subjetivas, que demandam uso de dados e análises matemáticas para as tomadas de decisão e que são divididos, em primeira instância, em métodos empíricos ou analíticos, conforme a Figura 2. (MCDOUGALL, 2006)

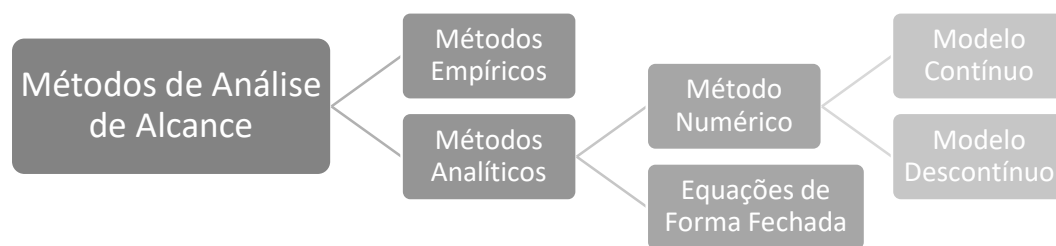


Figura 2 - Métodos de Análise de Alcance. Fonte: Adaptado de (MCDOUGALL, 2017)

Segundo MCDOUGALL, (2006), os Métodos Empíricos são baseados em observação de deslizamentos reais e em bases históricas de dados, incluindo avaliação de séries históricas de deslizamentos e mapas de susceptibilidade e as correlações de parâmetros do solo com os alcances medidos em eventos reais. Para KOMU; NEFESLIOGLU; GOKCEOGLU, (2023), esses métodos tendem a ser mais simples e práticos de aplicar, entretanto são limitados em termos de aplicação pela escassa base de dados quando se trata de tais ocorrências e a limitação quanto a terrenos mais complexos.

Por outro lado, os Métodos Analíticos se baseiam na parte mecânica e em simulações computacionais, buscando um sistema de equações diferenciais que representem o funcionamento do movimento levando em conta fatores como topografia, propriedades do solo, geometria da massa de solo e influência da água. Esse método tem como vantagem a maior abrangência de aplicações quanto às complexas geometrias dos terrenos reais e à variabilidade natural dos solos. Todavia, possui como limitações a necessidade de uma base de dados mais precisa e uma demanda maior de tempo para aplicação, devido à sua maior complexidade. Podem ser divididos em Métodos Numéricos ou Equações de Forma Fechada (MCDOUGALL, 2006).

Os Modelos Numéricos trabalham de forma incremental, buscando a solução do sistema de equações de forma iterativa em simulações computacionais até que haja um resultado convergente, são também conhecidos como modelos dinâmicos. Entre os Modelos Numéricos existem basicamente dois diferentes tipos: Modelos Contínuos e Modelos Descontínuos ou Discretos. Enquanto isso, as Equações de Forma Fechada procuram a resolução do sistema de equações solucionando as funções que governam o movimento e assim obtendo a resposta sem utilizar inúmeras tentativas incrementais (MCDOUGALL, 2017)

Os Modelos Descontínuos trabalham com elementos discretos, ou seja, um conjunto de unidades limitadas que interagem para simular grandes deformações e os movimentos analisados. Esses elementos podem ter diferentes tamanhos e formas, além de poderem interagir entre si de variadas maneiras. Esse método já foi aplicado com sucesso em simulações de deslizamentos e outros movimentos de massa, porém somente é possível sua implementação com base em hipóteses simplificadoras, que limitam sua precisão (MCDOUGALL, 2006)

Em contraponto, os Modelos Contínuos aplicados na área de movimentos de massa dão enfoque maior nos efeitos macro em vez de simular interações em pequena escala. Eles usam as relações de resistência e transferência de momentos para prever o movimento da massa. Como exemplos de modelos contínuos, McDougall (2006) estudou os Modelos DAN e DAN3D, contendo abordagens similares, porém com o DAN3D permitindo o estudo da influência da transferência de massa e momentos em superfícies tridimensionais. Devido à consideração da geometria e os mecanismos de fluxo, a modelagem por meios contínuos é vista como a mais eficaz e mais aplicável aos casos a serem analisados neste estudo.

Realizando análises de alcance de massa por meio dos modelos contínuos, numerosas ferramentas foram desenvolvidas para sua aplicação, sendo as mais consolidadas ou em estágios mais avançados de desenvolvimento as citadas a seguir, na Tabela 5, variando entre métodos 3D e 2D, Contínuos e Descontínuos, retirada de MCDOUGALL, (2017).

Tabela 5 - Softwares e seus respectivos Métodos de Cálculo . Fonte: (MCDOUGALL, 2017)

Modelo - Software	Tipo	Referência Bibliográfica
3dDMM	3D, contínuo	Kwan and Sun (2007)
DAN	2D, contínuo	Hungr (1995)
DAN 3D	3D, contínuo	McDougall (2006)
FLAT Model	3D, contínuo	Medina et al. (2008)
FLO-2D	3D, contínuo	FLO-2 D Software Inc. (2007)
Flow-R	3D, algoritmo de espalhamento	Horton et al. (2013)
GeoFlow-SPH	3D, contínuo	Pastor et al. (2009)
D-Claw	3D, contínuo	Iverson and George (2014)
MADFLOW	3D, contínuo	Chen and Lee (2000)
MassMov2D	3D, contínuo	Beguiria et al. (2009)
PFC	3D, descontínuo	Poisel et al. (2010)
RAMMS	3D, contínuo	Cristen et al. (2010)
RASH3D	3D, contínuo	Pirulli (2005)
r.avalanche	3D, contínuo	Mergeli et al. (2012)
r.avaflow	3D, contínuo	Mergeli et al. (2017)
Sassa-Wang	3D, contínuo	Wang and Sassa (2002)
SCIDDICA S3-hex	3D, celulares autônomos	D'Ambrosio et al. (2003)
SHALTOP-2D	3D, contínuo	Mangeney-castelmau et al. (2003)
TITAN2D	3D, contínuo	Pitman et al. (2003)
VolcFlow	2D, contínuo	Kelfoun and Druitt (2005)
Wang	3D, contínuo	Wang (2008)

De acordo com o trabalho de ASSIS, (2022), dentre as diversas ferramentas disponíveis para aplicar estes tipos de modelos em análise de alcance, o software RAMMS é o mais adequado para os estudos como este, por permitir combinar métodos de solução numérica com recursos de entrada que aumentam a assertividade na avaliação de alcance, e por isso foi escolhido. A autora aplica o software em situação correlata à deste estudo e também mostra que esse fornece dados importantes como a distância de saídas, altura e velocidade do fluxo e

pressão de impacto de deslizamentos, o que é mais uma vantagem em sua utilização. (ASSIS, 2022)

3.3.2. SOFTWARE RAMMS

O software RAMMS (*Rapid Mass Movements Simulation*) foi desenvolvido pelo Centro de Pesquisa de Avalanches de Neve do Instituto Federal da Suíça (WSL/SLF) e foi idealizado inicialmente como meio de modelagem de avalanches de neve baseado em seu precursor, AVAL-2D, porém com uma interface nova e de uso mais facilitado. Paralelamente à nova visualização da simulação de avalanches, também foram implementados métodos para permitir sua aplicação em movimentos como quedas de blocos, corrida de detritos e aqueles que são objeto de estudo deste trabalho, deslizamentos translacionais rasos, através do módulo denominado DebrisFlow.

O modelo de análise implementado pelo software RAMMS, segundo próprio site da empresa, tem como base uma solução numérica de segunda ordem das equações de movimento de média profundidade. Essa solução usa o modelo de Voellmy com dois parâmetros para simular a fricção entre os detritos integrantes do movimento de massa, modelo que será melhor detalhado mais à frente. As alturas e fluxos são contabilizados em modelagem computacional tridimensional do terreno e o software permite ao usuário consultar informações úteis, entre elas:

- Dados sobre as áreas de liberação;
- Comportamento do fluxo; e
- Comportamento de parada do fluxo de massa.

Para tirar melhor proveito do modelo fornecido, geralmente é feita uma calibração do modelo através da simulação de eventos históricos que possuam dados de campo, fotografias de zonas de desvio, estimativas ou medições de velocidades e alturas de fluxo; tudo isso para determinar o conjunto de parâmetros adequados para análises subsequentes.

Existem duas opções disponíveis na ferramenta para definir as condições de liberação em uma simulação: área de liberação (ou liberação em bloco), e hidrograma de entrada. A primeira condição é mais adequada ao desenvolvimento deste estudo uma vez que, como é dito no próprio manual da ferramenta e por DEUBELBEISS; GRAF, (2013), para fluxos de detritos em encostas, que ocorrem em topografias abertas e não canalizadas, a opção da liberação em bloco alcança melhores resultados. Em complementar e ainda referente à opção de área de

liberação, CORRÊA et al., (2024) concluíram em seu trabalho que a escolha das áreas e da profundidade de liberação têm total impacto nos resultados das simulações e por isso devem ser baseadas em informações confiáveis, já as alterações de densidade não promovem grandes alterações nos resultados.

Quanto à aplicação do programa, a própria empresa sugere que para reduzir o tempo total de análise é interessante um primeiro processamento com uma grade de pontos mais espaçada, como de 5 a 10 metros, para posteriormente, já com os primeiros cálculos, refinar a malha para o locais de interesse e para resultados mais precisos.

3.3.3. MODELO DE ATRITO DE FLUIDO DE VOELLMY-SALM

A versão atual do Modelo de Atrito de Fluido de Voellmy-Salm, passível de utilização em deslizamentos de solo, inicialmente foi desenvolvida por Voellmy em seu estudo de avalanches (VOELLMY, 1955). Em sua análise foram levados em consideração importantes pontos como:

- Dinâmica dos fluxos de neve, incluindo a influência da gravidade, da resistência do ar e outros fatores ambientais;
- Observações empíricas e medições de parâmetros como velocidade, altura e densidade da neve; e
- Compreensão das forças atuantes, como pressão do ar, resistência do terreno e interação entre neve e terreno.

A partir deste estudo, entre outros, foi desenvolvido um guia para cálculo de avalanches por (SALM; BURKARD; GUBLER, 1990), em que se utiliza equações para cálculos de velocidade, altura do fluxo, área de influência, inclinação média da avalanche e a quantidade do fluxo, entre outras.

O modelo utilizado pelo software RAMMS é baseado nos conceitos de VOELLMY, (1955), SALM; BURKARD; GUBLER, (1990) e SALM, (1993), que dividem a resistência ao atrito em duas partes: Atrito Seco do tipo Coulomb (μ), que varia com a tensão normal, e a velocidade quadrática de arraste (Turbulência Viscosa), ξ , aplicadas na Lei de Fricção definida por:

$$S = \mu N + \frac{\rho g U^2}{\xi} \rightarrow N = \rho H g \cos \theta \quad (\text{Eq. 1})$$

Em que:

S = Resistência Friccional

μ = Coeficiente de Atrito seco tipo Coulomb (adimensional);

ρ = densidade (kg/m^3);

H = Altura do Fluxo (m);

g = Aceleração da gravidade (m/s^2);

θ = Ângulo de inclinação (graus);

U = Vetor da velocidade do fluxo nas direções X e Y (m/s^2); e

ξ = Fricção Turbulenta viscosa (m/s^2)

Apesar de serem parâmetros fundamentais para a equação, e do tempo desde o desenvolvimento da lei, a estimativa dos valores desses ainda é complexa e por isso demanda calibração a partir de outros dados de campo reais, registros fotográficos e outras medições do fluxo.

Apesar da difícil estimativa de valores, alguns estudos observaram comportamentos comuns. Em estudo realizado utilizando como ferramenta o software RAMMS, WALSER et al. (2014) observaram em sua análise de sensibilidade uma dependência linear entre o volume do fluxo e a área afetada. Os autores também afirmam que o parâmetro de atrito μ tem uma grande influência linear na distância percorrida em deslizamentos, enquanto o parâmetro ξ é pouco significativo em relação à distância, mas influente no que tange à velocidade do fluxo. Já para CORRÊA et al., (2024), o parâmetro de atrito μ domina o comportamento do fluxo quando este está próximo do fim do movimento, ou seja, da parada; enquanto o parâmetro ξ domina o comportamento do fluxo na fase de movimento mais rápido.

Segundo manual de utilização do software RAMMS, os valores de Atrito Seco (μ) podem ser adotados inicialmente como $\tan \varphi'$, em que φ' = ângulo de atrito interno do solo, comumente variando entre 0,05 e 0,40, mas podendo assumir valores maiores em determinados casos. Já para a estimativa dos valores da Fricção Turbulenta os valores variam entre 100-200 m/s^2 para fluxos granulares e entre 200-1000 m/s^2 para fluxos viscosos, com menor número de detritos. (CORRÊA et al., 2024)

4. METODOLOGIA

Para alcançar o objetivo principal desta pesquisa, que consiste no estudo dos escorregamentos translacionais rasos, na determinação do alcance do seu rompimento e a delimitação das áreas de maior risco de ruptura de massas de solo, de área atingida e, como consequência, a quantificação dos riscos relativos a deslizamentos translacionais rasos, os procedimentos metodológicos foram divididos em 5 partes, como mostrado na Tabela 6.

Na primeira etapa, foram definidos os critérios de seleção e definidos locais para retirada de amostras (4.1). Em seguida, com a visita a campo, foram retiradas amostras e coletadas informações do solo e dos movimentos de massa ocorridos (4.3), para que fosse possível a caracterização desse em laboratório, por meio de ensaios (4.4).

A partir dos dados obtidos na caracterização, foram realizadas análises de estabilidade 2D e 3D, para verificar a segurança dos locais analisados e possibilitar uma retroanálise e determinar as características da superfície de ruptura (4.5) – forma, volume, profundidade, materiais envolvidos etc. Por fim, após determinar essas condições, foi realizada a análise de alcance de massa do talude com base na superfície de ruptura mapeada, de forma a calibrar o modelo e em seguida utilizar os parâmetros para determinação das características das rupturas dos demais taludes (4.6).

Tabela 6 – Tabela resumo dos procedimentos de análise. Fonte: Autor.

Seleção de Locais de Amostragem
Investigações de Campo • Classificação Tátil-Visual • Coleta de Amostras indeformadas • Coleta de Amostras Deformadas • Levantamento Fotográfico
Caracterização do Solo • Análise Granulométrica • Determinação da Massa Específica • Limite de Liquidez • Limite de Plasticidade • Ensaios de Compressão Triaxial CU
Análises de Estabilidade • Modelagem • Análise do Modelo • Interpretação dos Resultados
Análise de Alcance de Massa • Modelagem • Calibração dos Parâmetros de Atrito • Validação dos Resultados • Aplicação dos Parâmetros na Análise de Possíveis Deslizamentos

4.1. Seleção dos Locais de Amostragem

No desenvolvimento deste projeto, foi de fundamental importância a informação dos parâmetros do Modelo de Atrito de Voellmy-Salm, para realizar as análises de alcance. Entretanto, dada a dificuldade de determinação desses dados e a inexistência de bases de dados desse tipo em solos dos locais em estudo, observou-se que seriam necessárias informações de rupturas reais, com dados mapeados, de forma que tornasse possível as retroanálises para calibração e realização de análises em novos locais.

Sendo assim, foi feito um levantamento de deslizamentos ocorridos, partindo da escala macro (nacional) para o micro (regional). Segundo levantamento de ocorrências de movimentos de massas obtido no Atlas de Desastres no Brasil (BRASIL, 2023), entre o período de 1991 a 2023, foram registrados 1.562 deslizamentos no país. Além disso, segundo relatório conjunto do Instituto de Geociências IGEO da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS e do Centro Estadual de Pesquisas em Sensoriamento Remoto e Meteorologia – CEPsRM (IGEO; CEPsRM, 2024), somente no período entre abril e maio de 2024, foram mapeados

cerca de 5000 movimentos de massa no maior evento de deslizamentos já registrado no Brasil. Entretanto, como dito anteriormente, para limitar o número de deslizamentos, a área foi limitada para os estados onde tais desastres naturais ocorrem mais frequentemente e com maiores danos a vidas humanas e patrimoniais (Figura 3).



Figura 3 – Ocorrências de deslizamentos por estado entre 1991 e 2023. Fonte: Adaptado de (BRASIL, 2023)

Devido à necessidade de obtenção de informações detalhadas, à dificuldade de coleta dessas e à necessidade de visita e coleta de amostras no local, foi limitado o número de ocorrências àquelas do estado de Minas Gerais e àquelas presentes na região próxima à instituição de ensino UFV.

Apesar da seleção por esses requisitos, somente foram possíveis obter informações e mapear deslizamentos nas cidades de Viçosa e Ponte Nova, contabilizando um total de 10 ocorrências, como representado na Figura 4. Para seleção entre essas localidades, priorizou-se ocorrências com maiores volumes e qualidades de informações, tendo como critério de seleção:

- Se enquadrar no tipo Deslizamentos Translacionais Rasos;
- Delimitação clara da massa de solo rompida ou com possibilidade de ruptura;
- Existência de boletins de sondagem do local, segundo empresas contratadas para realizar as análises e as Defesas Cíveis Municipais;
- Levantamento topográfico anterior e/ou posterior ao deslizamento;
- Levantamento fotográfico; e

- Ensaios de caracterização e resistência, segundo empresa contratada para análise do local.



Figura 4 - Localidades analisadas no município de Ponte Nova. Fonte: Google Earth.

Após levantamento dos dados das 10 ocorrências citadas acima, foram selecionados somente dois locais na cidade de Ponte Nova e um na cidade de Viçosa, marcados em Vermelho (Figura 4). Os demais locais foram descartados por não possuírem um ou mais tipos de dados fundamentais para o estudo: aqueles marcados em branco possuíam apenas sondagens enquanto os marcados em amarelo possuíam sondagens, por vezes, ensaios de caracterização, porém não possuíam levantamento topográfico. Os locais selecionados foram assim referidos nesse trabalho:

- Cid Gomes – Ponte Nova;
- João Afonso – Ponte Nova;
- Parque do Cristo – Viçosa;

4.2. Caracterização dos Locais Selecionados

Em seguida à seleção dos locais a serem estudados, prosseguiu-se com a caracterização básica dos locais. Para isso, além dos dados de localização e endereço, foram coletados dados fotográficos dos locais, cedidos pela Defesa Civil local, e levantada a evolução do processo de ruptura do maciço por meio da série histórica de imagens aéreas disponíveis na plataforma Google Earth.

4.3. Investigações de Campo

Sendo parte fundamental para o estudo, foram realizadas visitas aos locais estudados para coleta de informações em campo. O planejamento para essas coletas foi feito com base nos dados levantados na etapa anterior.

Definiu-se, através de cada boletim de sondagem que se tratavam de locais com perfis de solo residual de rochas metamórficas de alto grau de intemperismo (provavelmente gnaisses, com base na geologia regional), basicamente com uma camada rasa de solo residual maduro sobreposta a uma camada pouco mais espessa de solo residual jovem, encontrando por fim com uma base de saprólito. Diante dessa análise e das informações levantadas sobre deslizamentos translacionais rasos citados no referencial teórico apresentado anteriormente, e considerando as observações de campo, definiu-se que, para as análises, seriam necessárias informações apenas das camadas de solo residual maduro e jovem.

Para a caracterização do solo de cada local foi determinada a coleta das informações descritas nos itens a seguir.

4.3.1. CLASSIFICAÇÃO TÁTIL VISUAL

Como prática comum no levantamento de informações do solo, a classificação tátil visual, descrita em normativa ABNT 7250 - Identificação e descrição de amostras de solo obtidas em sondagens de reconhecimento dos solos (ABNT, 1982), se trata de uma forma simples e básica de análise do solo e é realizada comumente em Ensaio de Sondagem a Percussão – SPT. A classificação foi feita por terceiros durante a execução do ensaio, tendo seus resultados registrados nos boletins de sondagens, fornecidos pelos executores para este trabalho.

4.3.2. COLETA DE AMOSTRAS INDEFORMADAS

Em cada ocorrência foi feita a análise do talude para determinar o melhor local de retirada dos blocos, de modo que estes fossem os mais representativos possível do solo local e do deslizamento a ser estudado. Devido a isso, foi coletada uma amostra de cada tipo de solo para cada local, totalizando 4 amostras.

Como prescreve a normativa ABNT NBR 9.604 (ABNT, 2016a), as amostras foram coletadas após a escavação do talude, a uma profundidade superior a 0,10 m, retirando a camada superficial onde se encontravam presentes os materiais orgânicos. Os blocos foram

escavados até profundidade suficiente para permitir uma amostra íntegra de 0,40 m de altura, já feito arrasamento na face superior e seccionamento da base.

Os blocos durante a escavação foram talhados lateralmente com os equipamentos próprios para esse fim e envolvidos por uma proteção tubular de PVC, mantida até a chegada no laboratório. Ainda em campo, os blocos com as proteções foram envolvidos com fita colante para isolamento e proteção do solo, sendo então conduzidos ao laboratório, onde ficaram reservados em câmara úmida até a extração dos corpos de prova.

As amostras deformadas e indeformadas foram coletadas dos taludes das localidades de João Afonso – Ponte Nova e Parque do Cristo – Viçosa, apresentadas nas Figura 5 à Figura 7 a seguir. A localidade de Cid Gomes – Ponte Nova já contava com dados de coletas anteriores e dados fornecidos pela empresa Zemlya Consultoria.



Figura 5 - Amostra Indeformada - SRM - Parque do Cristo. Fonte: Autor



Figura 6 - Amostra Indeformada - SRJ - Parque do Cristo. Fonte: Autor



Figura 7 - Amostra Indeformada - SRM - João Afonso. Fonte: Autor.

4.3.3. COLETA DE AMOSTRAS DEFORMADAS

A coleta das amostras deformadas foi realizada nos mesmos locais determinados para a retirada das indeformadas, sendo feita a cada metro ou a cada mudança do tipo de material, durante o avanço da escavação dos blocos citados acima, como define a ABNT NBR 9.604 (ABNT, 2016a).

As amostras foram colocadas em sacos plásticos para conservação da umidade e em quantidade suficiente para sua utilização nos diversos ensaios de caracterização. Novamente, foi coletada uma amostra de cada tipo de solo para cada local, totalizando 4 amostras.

4.4. Caracterização e Ensaios

Assim como o Levantamento de Campo, é imprescindível para as análises posteriores o conhecimento das características geotécnicas dos solos rompidos. Por isso, e de acordo com os principais fatores que influenciam na estabilidade de taludes descritos no item 3.1.1, os principais ensaios utilizados para determinar as características necessárias para o estudo foram:

- Análise granulométrica conjunta – ABNT NBR 7181 (ABNT, 2016b);
- Massa específica dos grãos – ABNT NBR 6458 (ABNT, 2016c);
- Limite de Liquidez – ABNT NBR 6459 (ABNT, 2016d);
- Limite de Plasticidade – ABNT NBR 6457 (ABNT, 2016e);
- Ensaio de Compressão Triaxial CIU – ASTM D4767 (ASTM, 2020).

Para a preparação das amostras foram seguidas as prescrições da norma brasileira NBR 6.457 – Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização (ABNT, 2016e). Em conformidade com essa, houve secagem prévia ao ar até próximo da umidade higroscópica, após o destorroamento e homogeneização. Os demais ensaios seguiram os procedimentos de suas respectivas normas citadas acima.

Para os Ensaios de Compressão Triaxial CIU foram utilizados corpos de prova com dimensões aproximadas de 50mm de diâmetro e 100mm de altura. Os corpos de prova foram saturados em laboratório pelo processo de contrapressão, até atingirem um parâmetro B de no mínimo 95%, conforme recomenda a norma ASTM D4767 (ASTM, 2020). Para cada amostra indeformada foram ensaiados 4 corpos de prova a fim de garantir uma melhor caracterização dos parâmetros, totalizando em 16 ensaios. As tensões de adensamento utilizadas para realização dos ensaios CIU foram de 38, 75, 150 e 300 KPa. O Ensaio de Compressão Triaxial

foi adotado em detrimento de outros ensaios com finalidade equivalente como o Cisalhamento Direto devido ao fato solo no local estar sujeito a um confinamento lateral, o que pode influenciar no resultado da caracterização dos parâmetros de resistência e pode ser melhor representado por meio desse tipo de ensaio.

Como forma de assegurar a confiabilidade dos dados obtidos nos ensaios, dada sua importância para as próximas etapas desse estudo, os valores obtidos foram comparados com a base de dados encontrada no estudo de ARÊDES (2019), com caracterização de solos de diversos locais em região coincidente ao deste trabalho, município de Viçosa-MG. Foi observado e analisado principalmente as semelhanças das características e parâmetros de resistência do solo.

4.5. Análises de Estabilidade de Taludes

Para as análises de estabilidade de taludes, foram utilizados os dados do relevo, posição do nível d'água e os parâmetros do solo obtidos nas sondagens, nos ensaios de caracterização e nos ensaios de resistência. A partir das sondagens foram gerados perfis mostrando a estratigrafia do solo de cada local, com a finalidade de orientar as análises 2D e 3D que foram realizadas posteriormente.

Para as análises computacionais de estabilidade, o software adotado foi o Slide3, da empresa Rocscience, cuja licença de uso foi adquirida pela UFV. O processo das análises de estabilidade se iniciou pela análise 3D, uma vez que a simplificação de um terreno complexo a uma simples seção não seria a forma mais representativa de análise. Todavia, as análises 2D foram utilizadas como meio de validação dos resultados. Para essa últimas, foram utilizados os recursos do Slide3 para gerar o corte do terreno passando pela superfície crítica e assim realizar a análise 2D por meio de importação da seção no software Slide2, também da empresa Rocscience.

Além disso, para que as análises fossem executadas de maneira correta no software escolhido (Slide 3), foi seguido um roteiro comum a todos os taludes. Como não foram encontrados em bibliografias roteiros que se adequassem exatamente às necessidades desse estudo, o roteiro descrito a seguir foi elaborado com base na adaptação de roteiros presentes em estudos semelhantes, como os conduzidos por BRETAS; FILHO (2018), PEREIRA et al. (2019) e BAHSAN; FAKHRIYYANTI (2018), referentes à modelagem tridimensional de

terrenos, análises tridimensionais desses e retroanálises de deslizamentos.

Modelagem do Terreno

- Importação das Curvas de Nível (.dwg);
- Criação da Superfície do Terreno;
- Importação dos Dados da Sondagem;
- Inserção dos Dados do Solo (γ, ϕ' e c');
- Criação do Modelo Tridimensional do Terreno;

Análises Tridimensionais

- Configuração dos Parâmetros de Análise;
- Configuração do Método de Análise;
- Resultados Iniciais;
- Limitação da área de Estudo;
- Resultados Finais;
- Seleção da Superfície mais representativa;
- Análise com Variação de Parâmetros;

Análises de Validação Bidimensionais

- Configurações das Análises;
- Análises Bidimensionais;
- Comparativo entre as Análises Bi e Tridimensionais

Figura 8 - Roteiro das análises tridimensionais e bidimensionais do terreno. Fonte: Adaptado de BRETAS; FILHO, (2018), PEREIRA et al., (2019) e BAHSAN; FAKHRIYYANTI, (2018).

Primeiramente, foram importadas as curvas de nível do levantamento planialtimétrico e, com base na triangulação dos pontos, criada a superfície do terreno. Como na importação é comum que o software cometa erros de interpretação dos dados, antes de prosseguir, erros como pontos duplicados e depressões na superfície foram corrigidos através de ferramenta interna do Slide3.

A seguir, foram adicionados os furos de sondagem, com suas coordenadas, cota, estratigrafia do solo e nível d'água. Juntamente, foram preenchidos os parâmetros de massa específica e parâmetros de resistência do solo de cada camada e em cada furo. Para finalizar, com os dados acima citados, foi possível desenvolver a modelagem 3D das camadas do solo por meio da interpolação de dados das camadas feito pelo software.

Prossiguiu-se com a configuração dos parâmetros de análise. Para maior precisão das análises, foram utilizadas matrizes de 200x200 colunas. Quanto à convergência de resultados, também com a finalidade de obter precisão, foi utilizada uma tolerância de variação 0,01 para o FS e número máximo de iterações de 75, para todas as simulações. De forma complementar,

como a análise tridimensional de taludes ainda possui um limitante computacional, foi utilizada uma ferramenta disponível do software para otimização da busca das superfícies de ruptura, possibilitando reduzir o tempo de análise, mantendo a precisão. Os parâmetros dessa otimização de busca foram mantidos com os valores default do software.

Na etapa referente à configuração do Método de Análise, após testes com as diversas opções de superfície de ruptura e métodos de análise, observou-se resultados mais coerentes à ruptura real de campo quando utilizadas superfícies em formato de Spline e o método de análise de Morgenstern-Price que, como citado anteriormente, é o mais sofisticado e adequado para superfícies de ruptura de formato qualquer. Após realizadas as configurações, finalmente realizou-se as análises iniciais dos taludes, nas quais buscou-se obter as superfícies críticas globais do maciço.

Em seguida, como o objetivo é a delimitação da superfície que melhor representasse a superfície de ruptura real, utilizou-se as ferramentas que permitiram limitar as áreas de análise. As simulações foram refeitas e dentre todas as possíveis superfícies de ruptura encontradas, escolheu-se a que mais se adequava à forma observada em campo. Esta superfície e esses dados foram levados para as etapas seguintes de análise de alcance.

Posteriormente, como as análises das superfícies selecionadas obtiveram Fatores de Segurança maiores do que 1,00, fez-se necessário uma análise de possíveis mecanismos de ruptura. Pela ausência de água nas sondagens de todos os taludes, pode-se inferir a não saturação do solo em campo em situação habitual. Portanto, a perda de resistência e consequente ruptura das massas de solo pode ser atribuída ao aumento de peso da massa de solo, juntamente com a perda da sucção por conta de frentes de saturação em períodos chuvosos. Para simular a ruptura devido a esses mecanismos, os dados de coesão foram reduzidos em análises iterativas até obter-se um Fator de Segurança próximo de 1,00.

Na etapa seguinte, como forma de validação dos resultados das análises tridimensionais foram realizadas análises de estabilidade bidimensionais. Para isso foram geradas seções do terreno passando pelo centro das superfícies de ruptura 3D selecionadas anteriormente, preferencialmente em orientação passando próximo a pontos de sondagens. Os parâmetros de resistência do solo tiveram seus valores mantidos, assim como o método de análise, Método de Morgenstern-Price, e configurações equivalentes, número de fatias igual a 200, tolerância de 0,01 nas iterações e máximo de 75 iterações.

Finalmente foram realizadas as análises bidimensionais para cada talude e encontrados seus respectivos FS. Os valores dos FS selecionados são aqueles da superfície com maior semelhança àquela encontrada na análise 3D e tido como representativa da real. Os FS selecionados foram comparados aos encontrados em análises 3D e interpretados quanto à validade das simulações.

4.6. Análise de Alcance de Massa

No estudo de movimento de massa foi utilizado o software RAMMS na versão 1.8.0, mais especificamente o módulo Debris Flow, baseado no modelo de atrito de Voellmy-Salm. As análises utilizam o método de deflagração de fluxos não canalizados com área de interesse delimitada para simular o deslizamento.

Novamente, para a correta execução das análises, foi seguido um roteiro comum a todos os taludes. O roteiro descrito na Tabela 7 teve como diretriz as instruções do manual da empresa desenvolvedora (WSL) e trabalhos como os de HUSSIN et al., (2012), CHRISTEN et al., (2012) e DWIVEDI; SARAF; DAS, (2023), no que tange à análise de alcance.

Tabela 7 - Roteiro de Análises de Alcance. Fonte: Adaptado do manual RAMMS, HUSSIN et al., (2012), CHRISTEN et al., (2012) e DWIVEDI; SARAF; DAS, (2023).

Importações e Criação do Modelo
• Importação dos Dados Topográficos e Criação da Superfície do Terreno; • Configuração do Modo de Liberação e Definição da Área de liberação;
Inserção dos Dados Internos do Modelo
• Definição dos Parâmetros Iniciais;
Análises de Alcance
• Análises de Calibração; • Avaliação e Validação dos Resultados Iniciais; • Análises de Previsão;
Avaliação dos Impactos
• Estimativa de Área afetada; • Estimativa de população afetada.

Os dados topográficos (em formato .dwg) foram convertidos em formato adequado à entrada no software RAMMS (formato .tif) por meio do uso da ferramenta ArcGIS, desenvolvida pelo Environmental Systems Research Institute (ESRI). Com a importação desses

dados foi possível a criação do modelo de superfície do terreno. Em seguida, o modo de liberação foi definido como a opção *Liberação em Bloco*, por motivos citados em itens anteriores, e a área foi delimitada através dos dados da superfície de ruptura advindos do software Slide3. Para utilização desses últimos dados, também se fez necessária a conversão entre formatos através do ArcGIS, neste caso do formato .dwg para .shp.

Os parâmetros necessários para as análises de alcance são: μ (Atrito Seco), ξ Fricção Turbulenta), densidade e c' (coesão efetiva). Referentes aos parâmetros da formulação de Voellmy-Salm (μ e ξ), por não terem valores padrão definidos, necessitaram de calibração. Para essa calibração, os valores do Atrito Seco (μ) foram adotados inicialmente como $\tan \phi'$, já os valores da Fricção Turbulenta (ξ) foram adotados dentro das faixas anteriormente apresentadas para cada tipo de solo no item 3.1.3. Os valores de densidade e de coesão foram admitidos conforme informações obtidas dos ensaios de caracterização.

Prosseguindo, iniciou-se a análise de calibração dos parâmetros. Uma vez que o movimento de massa com mais informações disponíveis foi observado na localidade do Parque do Cristo, este foi utilizado para calibração dos parâmetros que serviram de base para analisar os demais. Devido à falta de registro da velocidade do ocorrido, a calibração foi feita através da comparação da distância percorrida pela massa de solo na análise e por aquela observada em campo. Utilizou-se como critério de parada o sugerido pelo próprio manual do software, que é encerrar o processamento quando os cálculos apontarem uma quantidade de movimento menor do que 5%, uma vez que valores maiores ainda podem conter movimentações significativas e valores menores podem tornar o processo extremamente demorado.

Após obtenção dos dados obtidos na calibração, estes foram validados através de comparação com outros estudos. A comparação foi realizada em relação a solos com características semelhantes, principalmente em composição granulométrica e parâmetros de resistência. Dentre os estudos, o de ASSIS (2022) foi o realizado em município mais próximo ao deste trabalho e, devido a isso, os parâmetros encontrados nele também foram utilizados nas análises de alcance dos taludes das localidades de Cid Gomes e João Afonso.

Posteriormente, foram realizadas as análises para previsão de alcance dos deslizamentos nas localidades de Cid Gomes e João Afonso. Nessas análises foram utilizados como parâmetros de atrito aqueles obtidos da localidade do Parque do Cristo, os dados obtidos do estudo de ASSIS (2022) e uma última variação, adotando o valor de $\mu = \tan \phi'$ e valor de $\xi = \xi_{\text{MEDIO}}$, como uma nova abordagem.

Finalmente, o valor de alcance máximo obtidos nessas análises foi usado para quantificar a área e número de pessoas afetadas. Para quantificar a área foram utilizados os dados de alcance e a plataforma *Google Earth* para quantificação. Já para o cálculo do número de pessoas afetadas, foram utilizadas como ferramentas o *Google Street Viewer* e *Google Earth* para estimar o número de residências e finalidade de uso e, as Instruções Técnicas (ITs) do Corpo de Bombeiros Militar de Minas Gerais (CBMMG) para o cálculo populacional das edificações.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1. Caracterização dos Locais Selecionados

5.1.1. DESLIZAMENTO EM PONTE NOVA – RUA CID GOMES

A primeira área selecionada situa-se entre a Rua Cid Gomes de Oliveira e a Rua Barão de Pontal, no Bairro Alto do Boa Vista, Ponte Nova-MG, como mostrado na Figura 9.



Figura 9 - Talude localizado na Rua Cid Gomes. Fonte: Google Earth.

Em estudo geotécnico, a empresa contratada pela prefeitura, Zemlya Consultoria, para avaliação do risco relata que em pesquisa de campo obteve informações de que a área teve as primeiras ocupações datadas da década de 1980, e que já teria havido ocorrências de deslizamentos anteriores.

A ocorrência estudada nesse trabalho é a mais recente, cujas imagens obtidas da plataforma *Google Earth* mostram que teve seu início em 2007 e ocorreu pelo menos até 2018, como é possível observar nas imagens da Figura 10 a seguir, através das linhas se formando no relevo.



Figura 10 – Série histórica - Talude na Rua Cid Gomes - Anos de 2002 a 2022. Fonte: Google Earth

Finalmente, no ano de 2018, durante a escavação da base do talude para construção de uma edificação, observou-se novos movimentos de massa significativos, que causaram trincas no terreno escavado, como mostrado nas Figura 11 à Figura 14. Essa superfície de ruptura é que compõe o objeto deste estudo e até 2023 não foram observados novos movimentos.



Figura 11 - Vista frontal do local com superfícies de rupturas antigas em branco formando o contorno maior e as trincas recentes internas em amarelo. Fonte: Defesa Civil de Ponte Nova-MG.



Figura 12 - Superfície de ruptura no talude na Rua Cid Gomes. Font: Defesa Civil de Ponte Nova-MG.



Figura 13 - Vista superior da área com marcações das trincas antigas em branco e recentes em amarelo. Fonte: Defesa Civil de Ponte Nova-MG.



Figura 14 - Vista superior da área com divisão entre o trecho estável e instável e marcação das trincas. Fonte: Defesa Civil de Ponte Nova-MG.

5.1.2. DESLIZAMENTO EM PONTE NOVA – RUA JOÃO AFONSO PEREIRA

A segunda área selecionada situa-se na Rua João Afonso Pereira no Bairro Progresso, Ponte Nova-MG, como mostrado na Figura 15.



Figura 15 - Talude localizado na Rua João Afonso. Fonte: Google Earth.

Em visita técnica ao local para avaliar a ruptura do talude observou-se o impacto da ruptura nas edificações construídas logo abaixo, que precisaram ser demolidas após graves danos às estruturas. Esta ocorrência se deu no início do ano de 2023, porém houve indícios de trincas indicativas datadas de 2021, como demonstrado na Figura 16 e Figura 17.



Figura 16 – Série histórica – Talude na Rua João Afonso – Anos de 2020 a 2022. Fonte: Google Earth.



Figura 17 - Ortofoto do talude na Rua João Afonso – Vista em Perspectiva - Fim do ano de 2022. Fonte: Defesa Civil de Ponte Nova-MG.

Ao final deste período, início do ano de 2023, durante a estação chuvosa, ocorreram movimentos significativos na massa de solo, o que causou trincas e tombamento da edificação em construção, como mostrado na Figura 18.



Figura 18 - Danos à edificação aos pés do talude na Rua João Afonso. Fonte: Defesa Civil de Ponte Nova-MG.

5.1.3.DESLIZAMENTO EM VIÇOSA – MORRO DO CRISTO

A terceira área selecionada situa-se na Rua Araponga, Bairro Santo Antônio, Viçosa-MG, na área conhecida como Parque do Cristo, mostrado na Figura 19.



Figura 19 - Talude localizado no Parque do Cristo. Fonte: Google Earth

Em visita técnica ao local para avaliar a ruptura do talude, observou-se a extensão do alcance da ruptura e que esta atingiu a parte do ginásio localizado logo abaixo. Esta ocorrência se deu no ano de 2021, cujos indícios de trincas indicativas datadas do início de 2021 podem ser observados na Figura 20.

O início da ocorrência estudada nesse trabalho para este local é datado de meados de 2020, como pode ser observada pela série histórica de imagens obtidas da plataforma *Google Earth* (Figura 20).



Figura 20 – Série histórica - Talude no Parque do Cristo - Anos de 2018 a 2022. Fonte: Google Earth

Após o início do deslizamento, este prosseguiu de maneira gradual até atingir o muro da quadra da escola localizada aos pés do talude, percorrendo uma distância entre 8,0m e 8,5m. A ruptura é mais bem representada na Figura 21.



Figura 21 - Vista Lateral do talude rompido. Fonte: Defesa Civil de Viçosa-MG.

5.2. Investigações de Campo

Como resultado da interpretação dos boletins das sondagens SPT apresentados em anexo, têm-se as informações resumidas da Tabela 8.

Tabela 8 - Quadro resumo das informações dos boletins de sondagens. Fonte Autor.

PONTE NOVA CID GOMES	PONTE NOVA JOÃO AFONSO	VIÇOSA PARQUE DO CRISTO
Argila Arenosa	Argila Arenosa	Silte Argiloso
Silte Arenoso	Silte Argiloso	Silte Arenoso
*SAR com Pedregulhos	*SAR com Pedregulhos	Silte Argiloso
		Silte Arenoso
		*SAR Arenosa

*SAR = Solo de Alteração de Rocha

5.3. Resultados dos Ensaios de Caracterização e de Resistência ao Cisalhamento

5.3.1. ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO

As curvas granulométricas das amostras estudadas são apresentadas na Figura 22, sendo que as frações do solo e respectivas classificações são apresentadas na Tabela 23 e Tabela 24 no APÊNDICE A – TABELAS DE CLASSIFICAÇÃO DO SOLO. O estudo base referente à

localidade Cid Gomes, cedido pela empresa Zemlya Consultoria não possui dados de caracterização do solo, por isso, apenas as duas demais localidades terão suas caracterizações apresentadas. Para a classificação foi utilizado a classificação Textural e o Sistema Unificado, cujos resultados resumidos são:

- **Classificação Textural:**
 - Parque do Cristo - Solo Residual Jovem (SRJ): Areia Siltosa;
 - Parque do Cristo - Solo Residual Maduro (SRM): Argila;
 - João Afonso - Solo Residual Jovem (SRJ): Areia;
 - João Afonso - Solo Residual Maduro (SRM): Argila Arenosa;
- **Classificação Unificada:**
 - Parque do Cristo – SRJ: Areia Argilosa (SC);
 - Parque do Cristo – SRM: Silte Elástico com Areia (MH);
 - João Afonso – SRJ: Areia Argilosa (SC);
 - João Afonso – SRM: Silte Elástico Arenoso (MH);

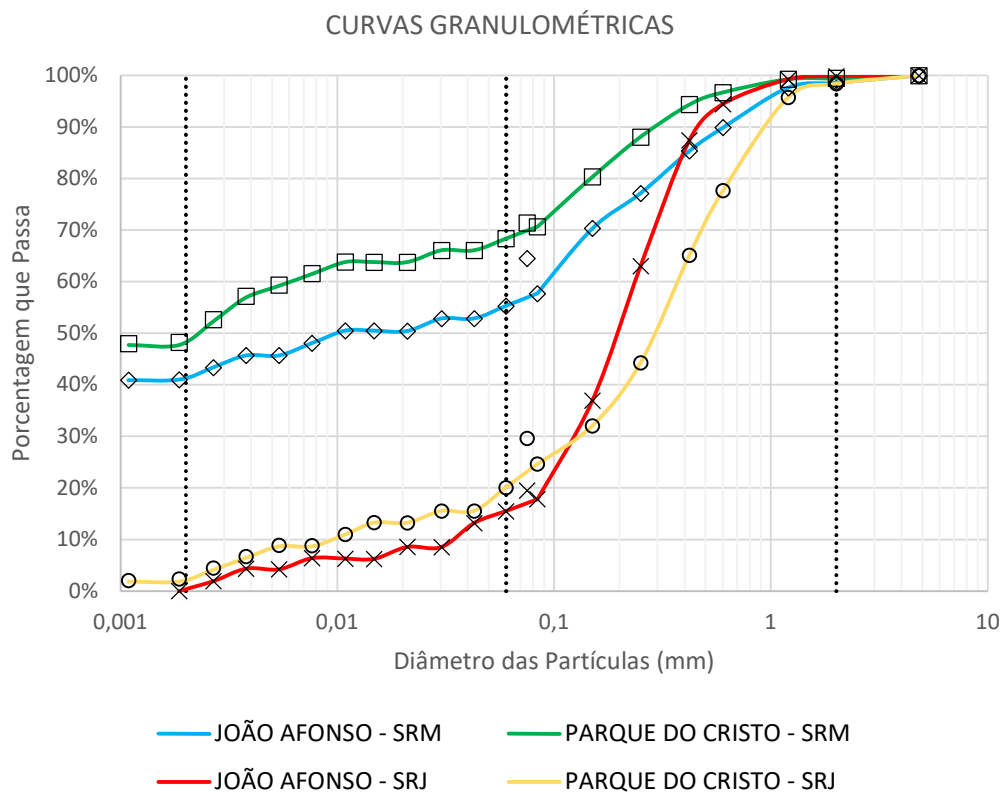


Figura 22 – Gráfico de Curvas Granulométricas - Parque do Cristo e João Afonso. Fonte: Autor.

Os valores da massa específica dos grãos e dos limites de consistência são apresentados na Tabela 9. Os dados detalhados se encontram na Tabela 25 e Tabela 26 presente no

APÊNDICE B – TABELAS DE DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DO SOLO, além das Figura 56 e Figura 57 do APÊNDICE C – GRÁFICOS DE LIMITES DE LIQUIDEZ.

Tabela 9 - Massas específicas dos grãos e limites de consistência. Fonte: Autor.

LOCAL	SOLO	ρ_s (g/cm ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
PARQUE DO CRISTO	Solo Residual Jovem	2,601	NL	NP	NP
	Solo Residual Maduro	2,625	71	37	34
JOÃO AFONSO	Solo Residual Jovem	2,583	NL	NP	NP
	Solo Residual Maduro	2,385	71	39	32

ρ_s = Massa específica dos grãos

LL = Limite de liquidez

LP = Limite de Plasticidade

IP = Índice de Plasticidade

5.3.2. ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL CU

Nos próximos itens serão detalhados os resultados de cada amostra, resumidos na Tabela 10.

Tabela 10 - Tabela Resumo - Parâmetros do Solo. Fonte: Autor.

RESUMO DOS PARÂMETROS DO SOLO				
LOCAL	SOLO	γ (KN/m ³)	ϕ' (°)	c' (KPa/m)
CID GOMES	Colúvio	13,60	11,90	6
	Solo Residual Jovem	18,00	30,00	10
	Solo Residual Maduro	14,55	20,90	8
PARQUE DO CRISTO	Solo Residual Jovem	21,52	37,87	37
	Solo Residual Maduro	17,75	27,57	10
JOÃO AFONSO	Solo Residual Jovem	15,60	37,11	0
	Solo Residual Maduro	17,25	29,56	8

5.3.2.1. CID GOMES

Os parâmetros de resistência do solo da localidade de Cid Gomes foram obtidos através da consulta ao Laudo Técnico fornecido pela empresa Zemlya Consultoria. Segundo o laudo, o processo de obtenção dos parâmetros foi o mesmo utilizado neste trabalho, Ensaios Triaxiais

CIU realizados em corpos de prova retirados a partir de amostras indeformadas. As Figura 58 à Figura 61, presentes no APÊNDICE D – GRÁFICOS DE ENSAIOS CU – CID GOMES, apresentam os gráficos de trajetórias de tensões totais e efetivas de cada solo desta localidade.

Não consta no laudo os dados dos ensaios nem o gráfico de desenvolvimento de poropressões, porém de acordo com os gráficos de trajetória de tensões efetivas, foi possível observar a geração de poropressão positiva em todos os níveis de tensão de adensamento, o que sugere que ambos os solos são normalmente adensados. Como não havia gráficos demonstrando a deformação não foi possível analisar o nível de deformação dos solos.

5.3.2.2. PARQUE DO CRISTO

Para a localidade do Parque do Cristo os dados são demonstrados nas Figura 62 a Figura 68 do APÊNDICE E – GRÁFICOS ENSAIOS CU – PARQUE DO CRISTO. Através dos gráficos de deformação axial foi possível aferir que o SRJ dessa localidade apresenta um comportamento dúctil, atingindo níveis maiores de deformação. Já o SRM tem comportamento mais frágil, possuindo níveis menores de deformação e picos mais bem definidos. Quanto às tensões no solo, o gráfico de desenvolvimento de poropressões do SRJ (Figura 65) demonstra que foram geradas poropressões negativas, o que juntamente com a trajetória de tensões efetivas denota solo arenoso pré-adensado. Enquanto isso, o gráfico de poropressões do SRM (Figura 69) demonstra geração de poropressão positiva, denotando solo argiloso normalmente adensado.

5.3.2.3. JOÃO AFONSO

Para a localidade de João Afonso os dados são demonstrados nas Figura 70 a Figura 76 do APÊNDICE F – GRÁFICOS ENSAIOS CU – JOÃO AFONSO. Por meio dos gráficos de deformação axial foi observado o comportamento frágil de ambos os solos, SRJ e SRM, apresentando picos de bem definidos. A respeito das tensões no solo, os gráficos de poropressões (Figura 73 e Figura 77) demonstram que tanto o SRJ quanto o SRM tiveram geração de poropressão positiva, o que indica que ambos os solos são normalmente adensados.

5.3.3. COMPARAÇÃO COM BASE DE DADOS DE VIÇOSA

Com os resultados dos ensaios de caracterização e os parâmetros de resistência, pode-se compará-los com os dados obtidos no estudo de ARÊDES (2019). Em seu trabalho, a autora buscou criar um banco de dados com informações geotécnicas, como valores de coesão, ângulo de atrito e peso específico de solos residuais de gnaiss, maduros e jovens, da cidade de Viçosa-

MG. Em seu estudo, foram levantados dados de ensaios de cisalhamento direto em condição natural e saturada, além de ensaios de compressão triaxial. Os resultados foram posteriormente analisados estatisticamente para encontrar parâmetros representativos das amostras. Os valores coletados para ensaios triaxiais em solos residuais estão resumidos na Tabela 11 a seguir.

Tabela 11 - Resumo dos valores de parâmetros do solo de Viçosa-MG. Fonte: ARÊDES, (2019)

	Residual Jovem			Residual Maduro		
	γ	$\phi_{\max}$	$c_{\max}$	γ	$\phi_{\max}$	$c_{\max}$
Mínimo	11,90	8,55	11,33	11,90	17,00	6,66
Máximo	18,70	32,00	135,00	18,45	38,33	125,90
Média	15,44	25,92	54,97	15,23	28,5	48,00
Desvio	1,39	6,54	33,51	1,42	6,08	39,87

Ao analisar os parâmetros obtidos no atual estudo (Tabela 10) em relação aos valores referência da Tabela 11, observa-se que os parâmetros dos solos residuais jovens foram similares em termos de peso específico do solo, porém observam-se divergências nos demais. Os valores de coesão das três localidades ficaram abaixo no mínimo, enquanto os valores de ângulo de atrito apresentaram dois acima do máximo.

Já em relação ao que se pode aferir sobre os solos residuais maduros, estes tiveram valores de parâmetros mais similares à referência. Os valores de peso específico do solo, ângulo de atrito e coesão ficaram dentro da faixa de referência, mesmo que os valores da coesão tenham ficado próximos ao mínimo.

Com base nos valores e comparação entre eles, pode-se afirmar que os valores obtidos para os solos residuais maduros são válidos e se apresentam dentro da faixa usual, entretanto os solos residuais jovens apresentam alteração possivelmente causada por diferenças em granulometria ou mineralogia.

5.4. Análises de Estabilidade

A partir dos boletins de sondagens dos locais estudados e da interpretação das camadas foram gerados perfis mostrando a estratigrafia do solo de cada local, com a finalidade de orientar as análises 2D e 3D. Como resultado obteve-se os perfis das Figura 23 a Figura 25.

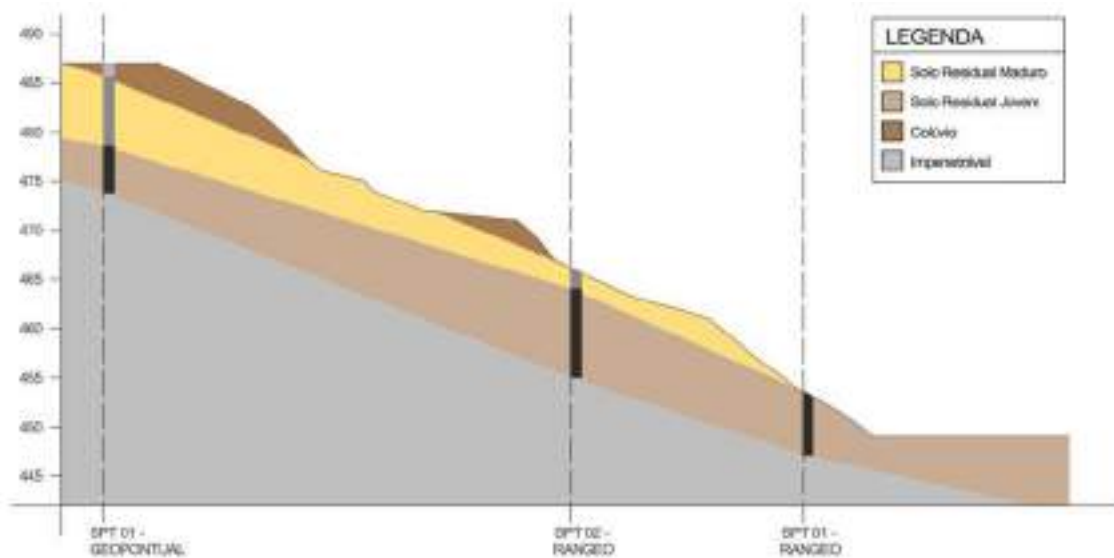


Figura 23 - Perfil do Solo - Localidade de Cid Gomes. Fonte: Autor

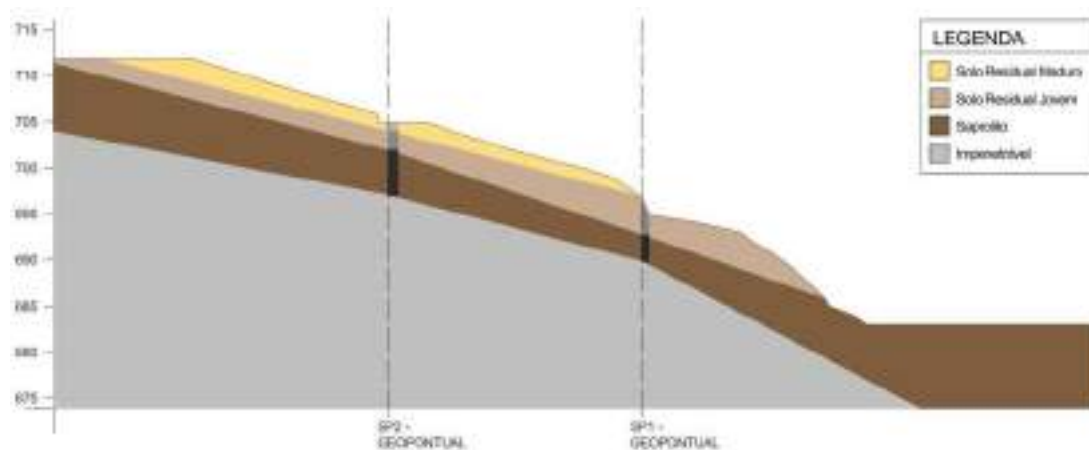


Figura 24 - Perfil do Solo - Localidade do Parque do Cristo. Fonte: Autor.

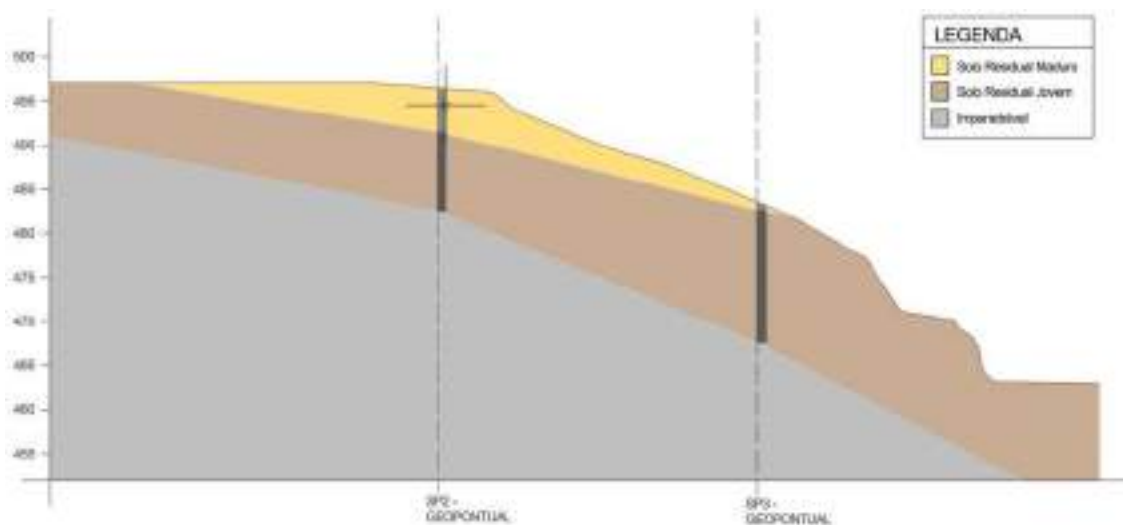


Figura 25 - Perfil do Solo - Localidade de João Afonso. Fonte Autor

5.4.1. CID GOMES

Após a importação das curvas de nível e a inserção dos dados foi possível, por meio de interpolação, gerar o modelo das camadas do solo da localidade de Cid Gomes. Com base nele e na configuração dos parâmetros e métodos descritos anteriormente, foram realizadas as primeiras análises, e obtiveram-se os primeiros resultados, mostrados na Figura 26. A análise inicial dessa localidade resultou em uma superfície crítica com FS global abaixo de 1,00, e grande concentração de superfícies em locais no topo do talude, incluindo a superfície crítica global (Figura 27), mostrando claramente que a área do topo era mais crítica. Além disso, através da Figura 26 é possível observar a presença de poucas superfícies críticas sendo delimitadas na parte inferior onde ocorreu o deslizamento real.

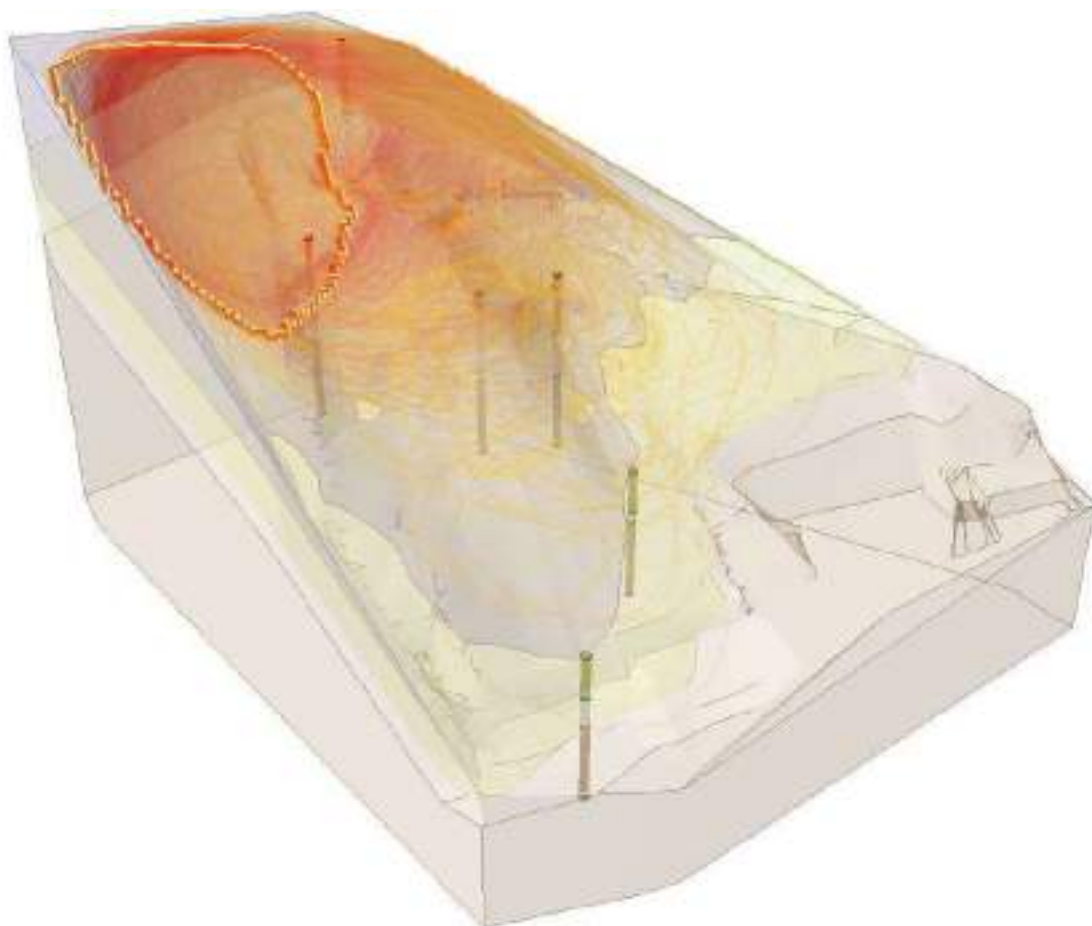


Figura 26 - Todas as superfícies iniciais de ruptura – Cid Gomes. Fonte: Autor.

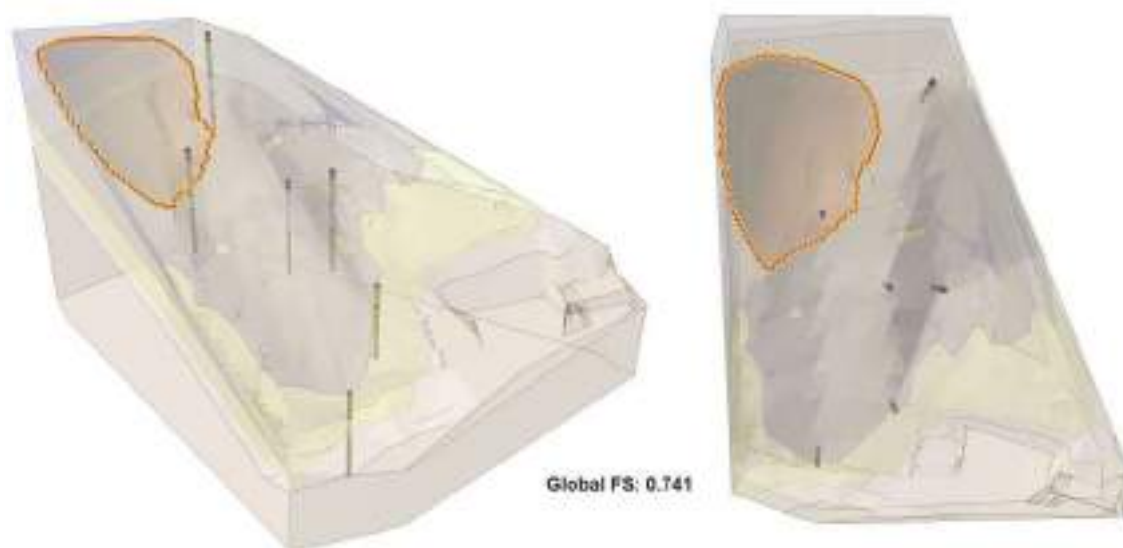


Figura 27 - Superfície Crítica Global em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - Cid Gomes. Fonte: Autor.

A delimitação da área de análise foi realizada através de um volume cúbico ao redor da área de interesse, como mostrado na Figura 28. Após a delimitação, as análises foram refeitas e as superfícies ficaram concentradas na parte inferior do talude, na lateral correspondente à superfície de campo como mostrado na Figura 29. Dentre essas, a mais semelhante à real é mostrada na Figura 30. Os principais dados da superfície selecionada e da massa de solo delimitada por ela seguem na Tabela 12.

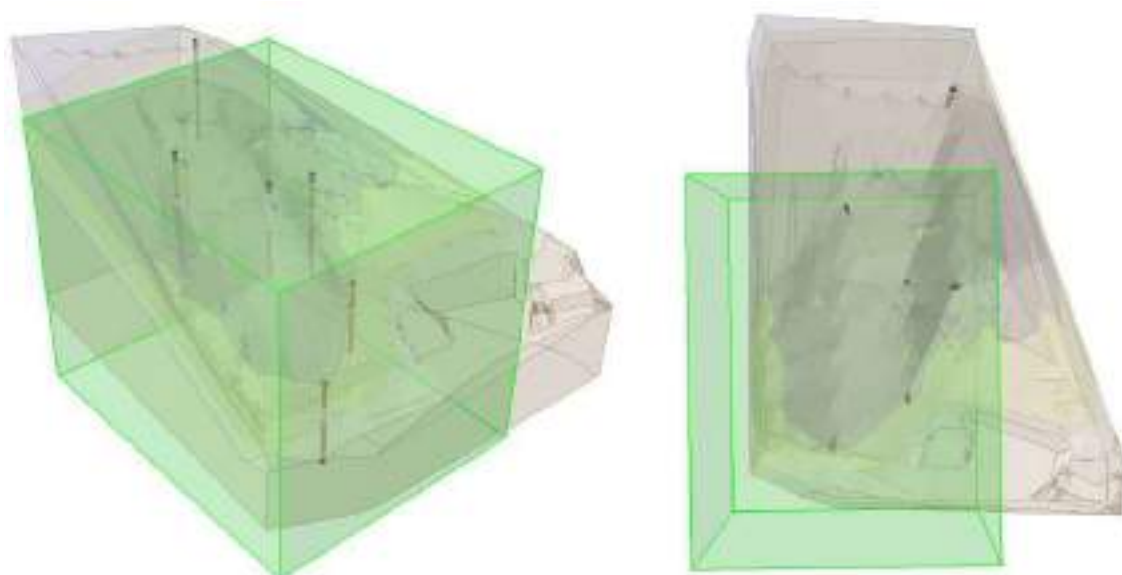


Figura 28 – Delimitação de área de análise em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - Cid Gomes. Fontes Autor.

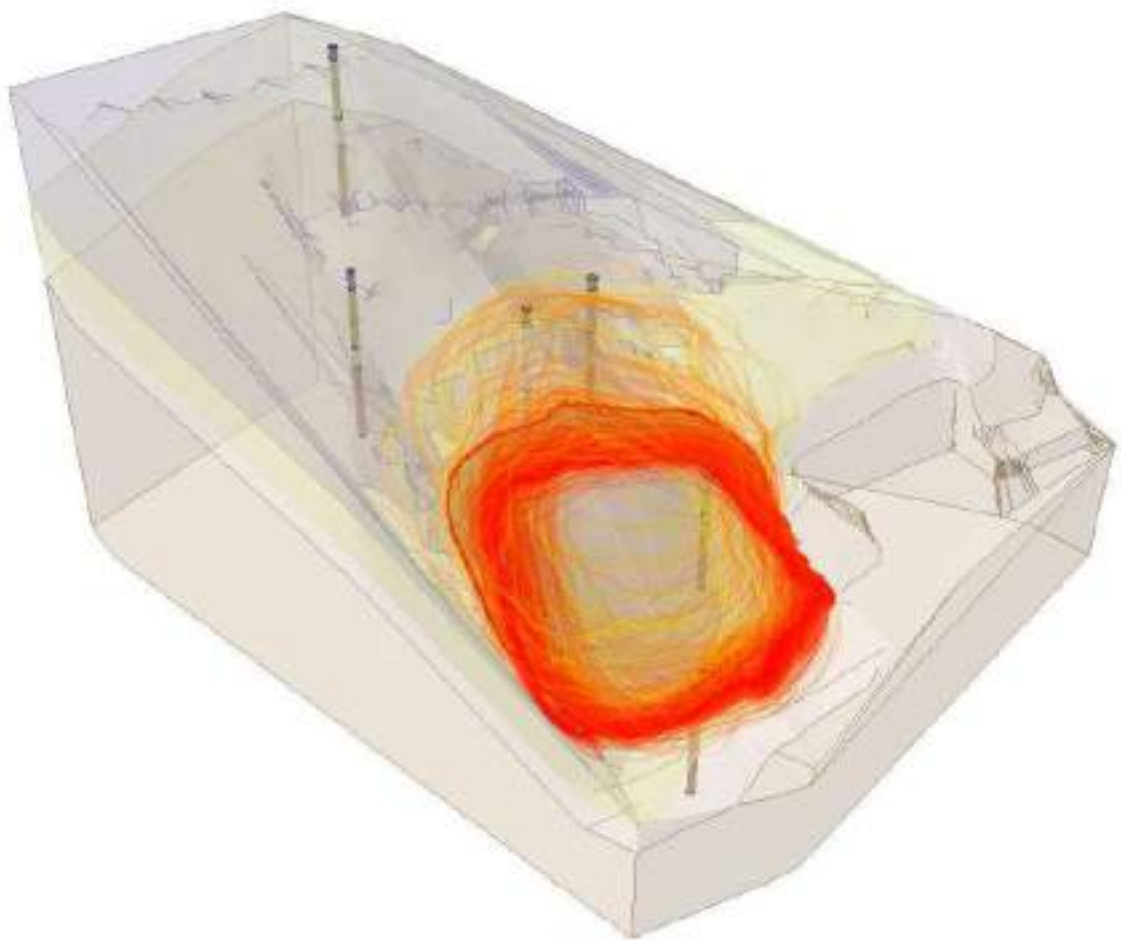


Figura 29 - Todas as Superfícies Finais de Ruptura - Cid Gomes. Fonte: Autor

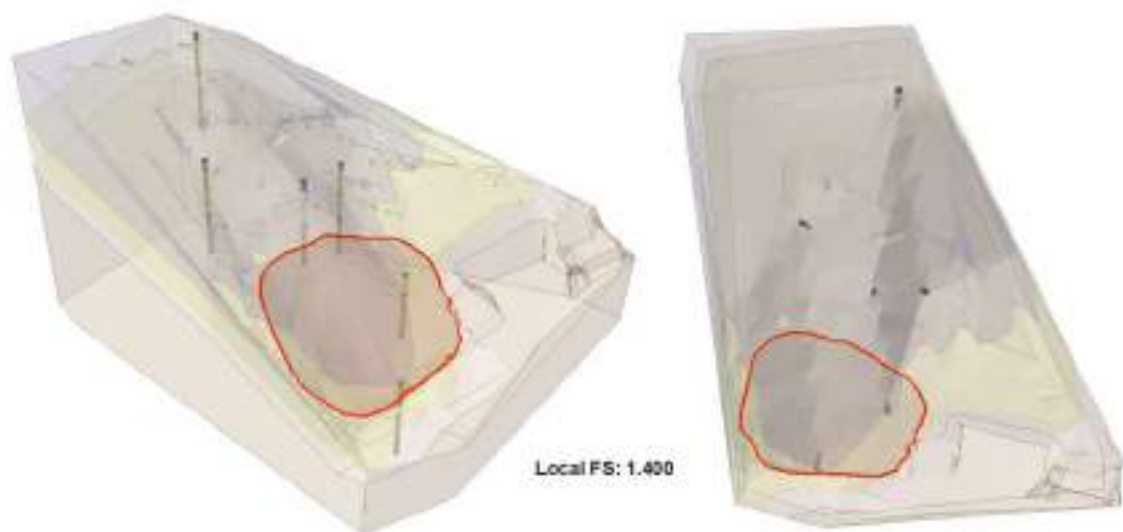


Figura 30 - Superfície de Ruptura Crítica Local em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - Cid Gomes – FS=1,400. Fonte: Autor

Tabela 12 - Dados da Superfície Crítica Local - Cid Gomes . Fonte: Autor

DADOS DA SUPERFÍCIE CRÍTICA – CID GOMES			
Fator de Segurança (FS):	1,400	Profundidade Max.:	8,04
Volume (m³):	3.988,03	Área (m²):	1.166,23
Peso (kN):	57.813,00		

5.4.2. PARQUE DO CRISTO

A análise da localidade Parque do Cristo por sua vez obteve como primeiros resultados aqueles mostrados na Figura 31, com superfície crítica inicial resultando em um FS global igual a 1,51 (Figura 32 e Figura 33). De acordo com a Figura 31 observou-se que as a maioria das superfícies críticas não somente diferiam em região do talude da ocorrência, como se localizavam predominantemente em outra porção daquele relevo, distante a da ruptura real.

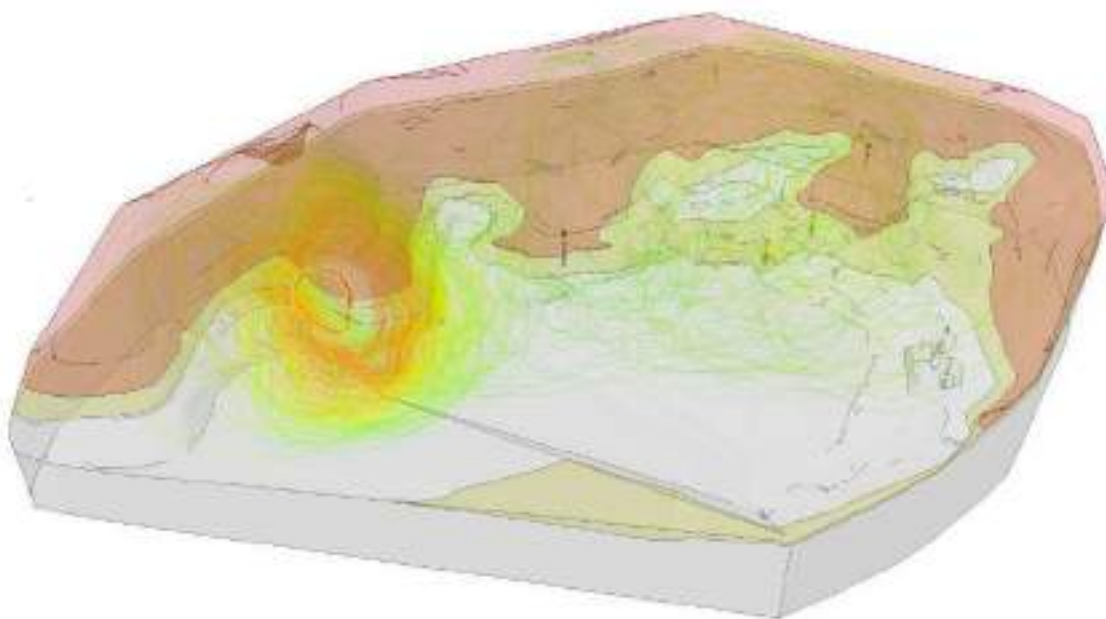


Figura 31 - Todas as superfícies de ruptura - Parque do Cristo. Fonte: Autor

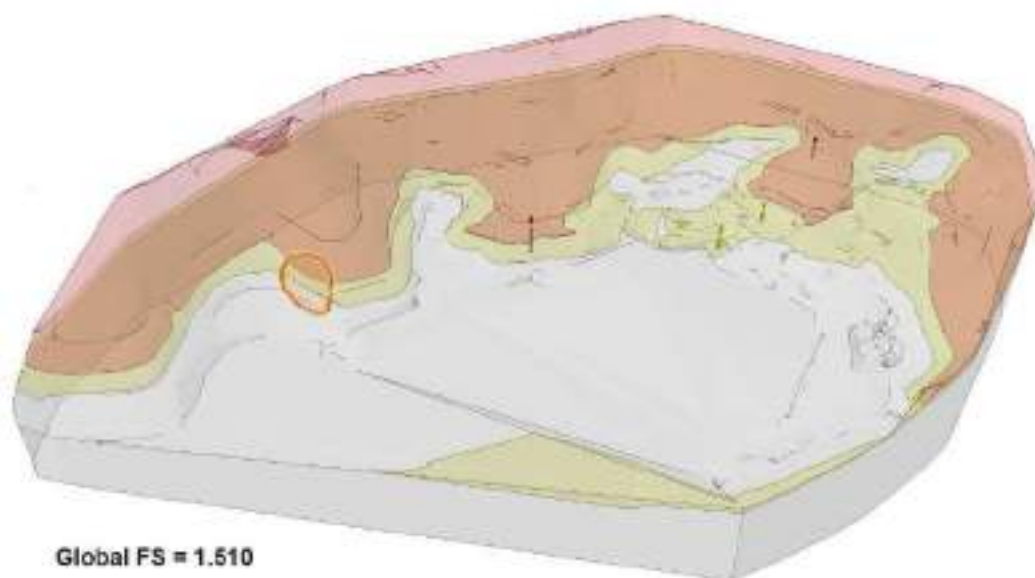


Figura 32 - Superfície Crítica Global em perspectiva - Parque do Cristo – FS=1,510. Fonte: Autor.

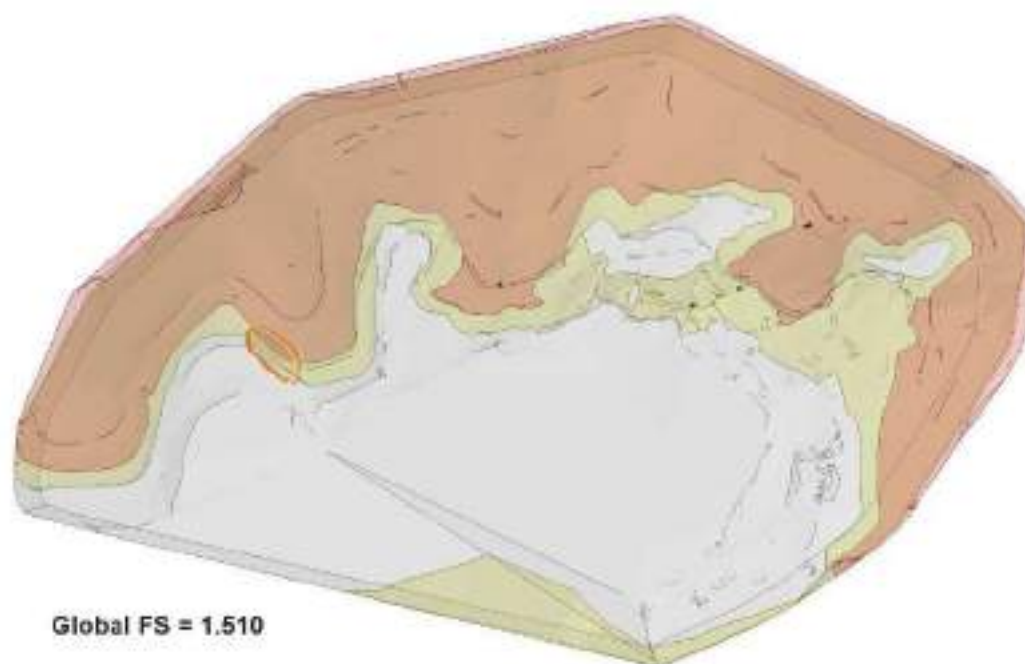


Figura 33 - Superfície Crítica Global em vista de topo - Parque do Cristo - FS=1,510. Fonte: Autor.

Após a delimitação da área de análise à porção do terreno e região do talude do deslizamento real (Figura 34), obtiveram-se as superfícies críticas daquela região de interesse, mostradas na Figura 35. Através dela, destaca-se a concentração de superfícies na parte inferior do relevo, consistente com a ocorrência de deslizamento local, porém com formatos que em sua maioria diferem da ruptura real. Essa diferença pode ser percebida principalmente na comparação da Figura 35 com a superfície crítica mais representativa da realidade, mostrada na

Figura 36, que possui formato mais alongado. Os principais dados da superfície selecionada e da massa de solo delimitada por ela seguem na Tabela 13.

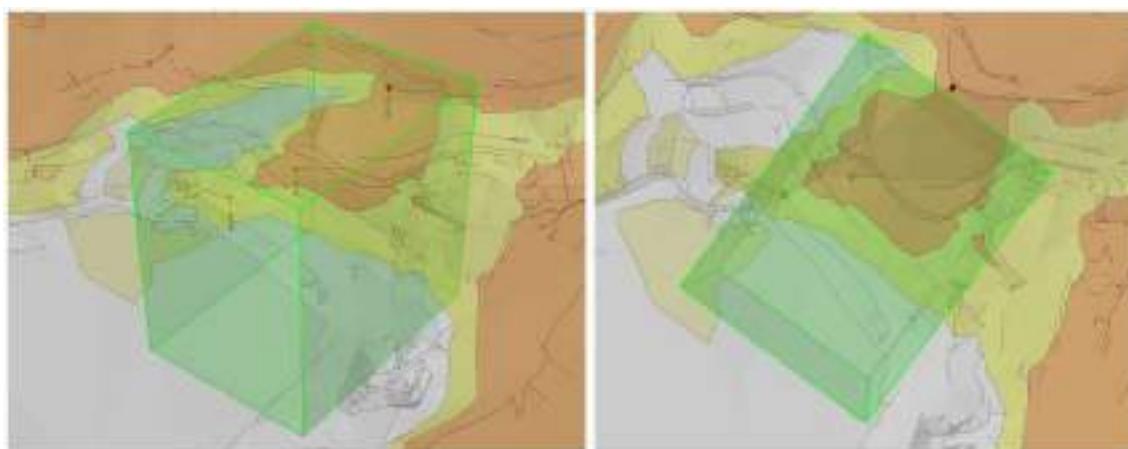


Figura 34 – Delimitação de área de análise em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - Parque do Cristo. Fonte: Autor

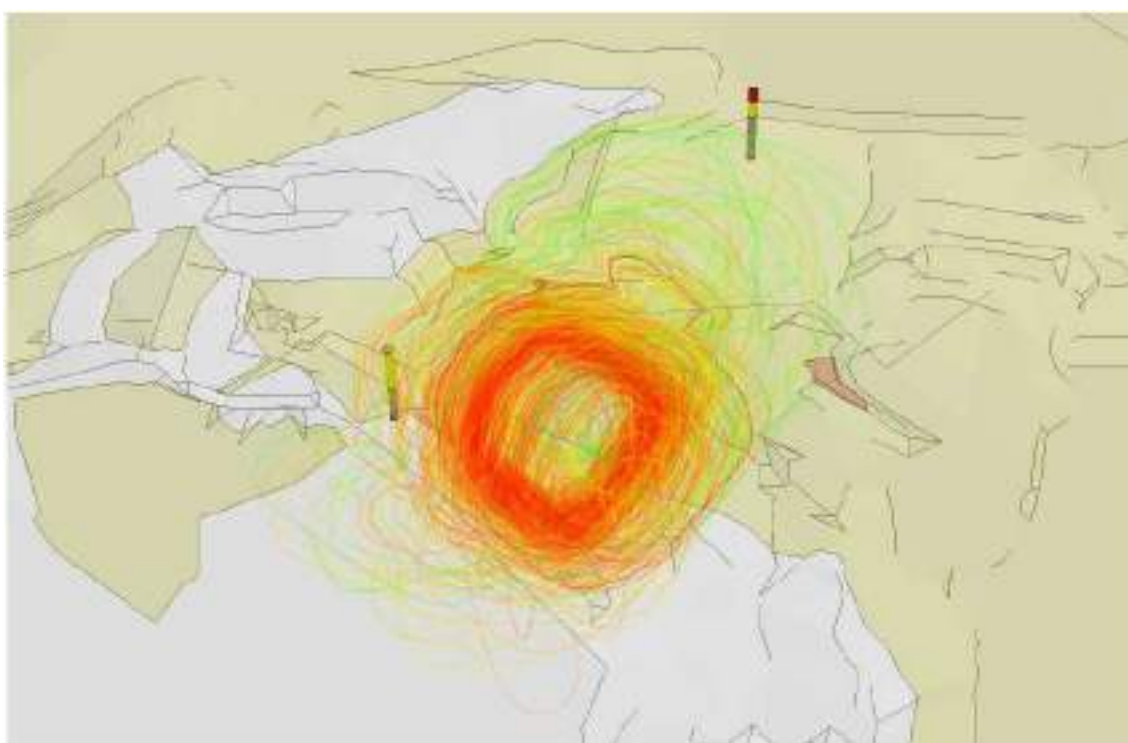


Figura 35 - Todas as Superfícies Finais de Ruptura – Parque do Cristo. Fonte: Autor.



Figura 36 - Superfície de Ruptura Crítica Local em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - Parque do Cristo – $FS=1,935$. Fonte: Autor

Tabela 13 - Dados da Superfície Crítica Local - Parque do Cristo. Fonte: Autor.

DADOS DA SUPERFÍCIE CRÍTICA – PARQUE DO CRISTO			
Fator de Segurança (FS):	1,935	Profundidade Max.:	8,36
Volume (m³):	1.720,37	Área (m²):	634,19
Peso (kN):	28.754,10		

5.4.3. JOÃO AFONSO

A análise da localidade de João Afonso obteve como primeiros resultados aqueles mostrados na Figura 37, com superfície crítica inicial resultando em FS global igual a 1,054 (Figura 38). De acordo com a Figura 37 observou-se que a superfície crítica encontrada se localizava na região superior do relevo e possui dimensões reduzidas quando comparadas à real. Além disso, é possível perceber uma concentração maior de superfícies em local central ao talude, diferente do mínimo global.

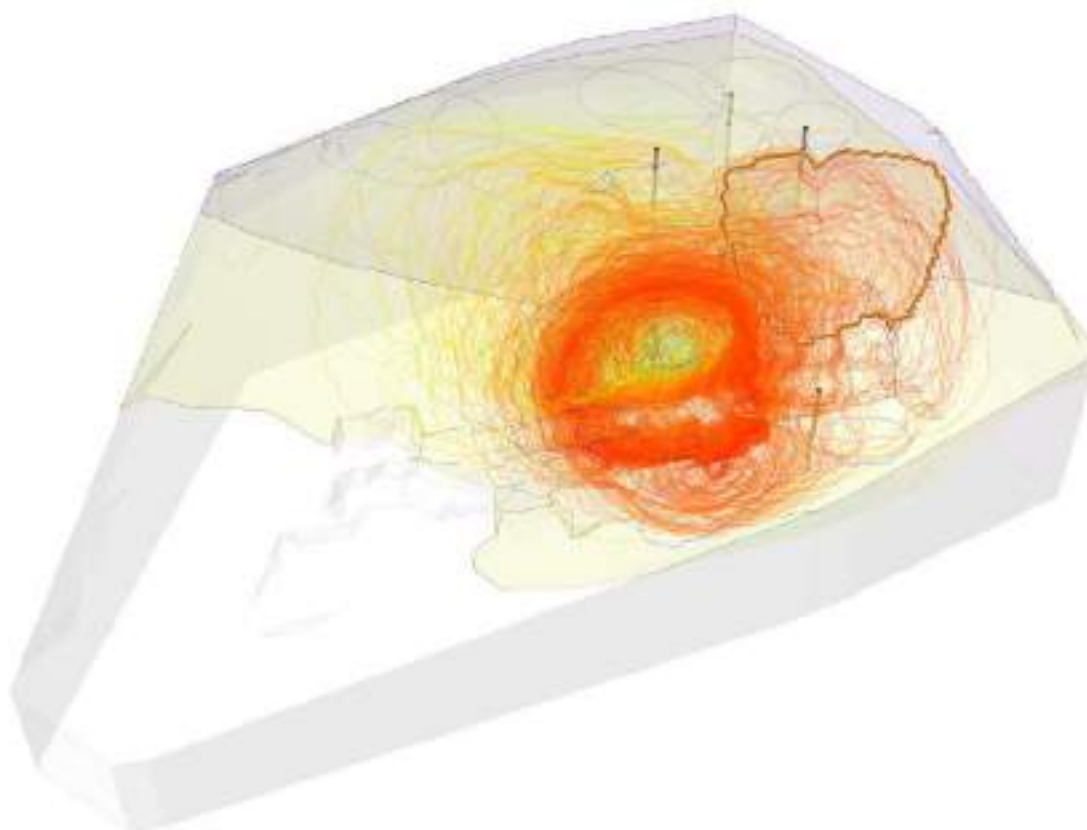


Figura 37 - Todas as superfícies de ruptura - João Afonso. Fonte: Autor.

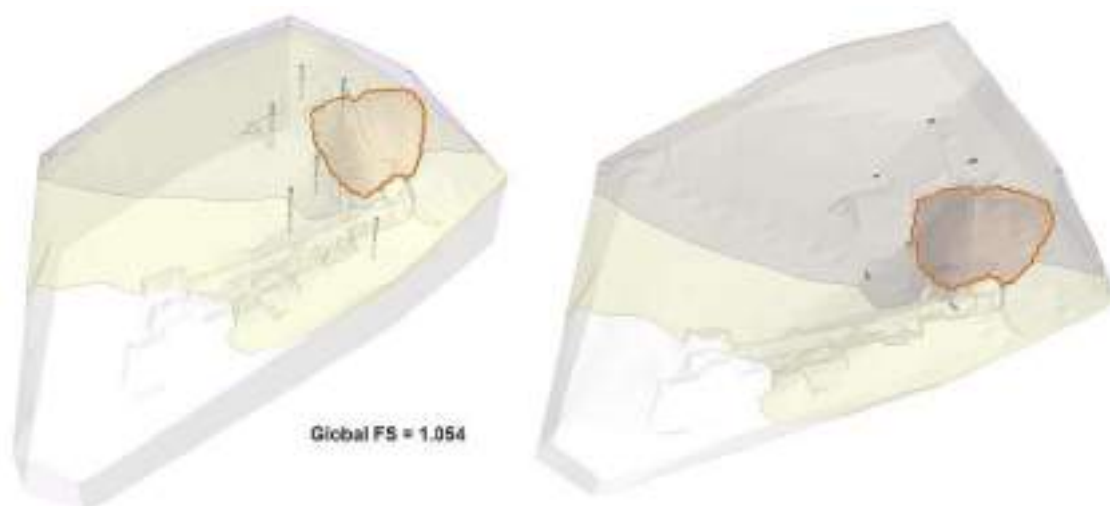


Figura 38 - Superfície Crítica Global em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - João Afonso – $FS=1,054$. Fonte: Autor

Seguindo com a delimitação da área de análise as superfícies à porção de interesse (Figura 39), obtiveram-se as superfícies de ruptura locais, mostradas na Figura 40. Nessa localidade especificamente além da delimitação de área foi necessária a filtragem para apenas aquelas com maiores áreas, semelhantes à real. A superfície mais representativa pode ser vista

na Figura 41, a respeito da qual destaca-se principalmente a semelhança de formato e localização dessa com a maioria das superfícies observadas na Figura 40. Os principais dados dessa superfície e da massa se solo delimitada por ela os apresentados na Tabela 14.

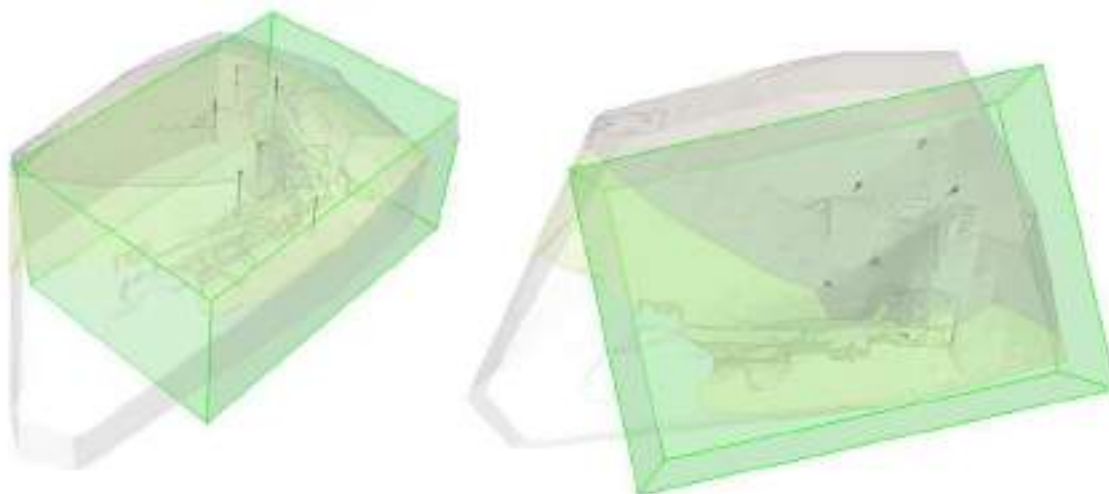


Figura 39 - Delimitação de área de análise em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - João Afonso. Fonte: Autor.

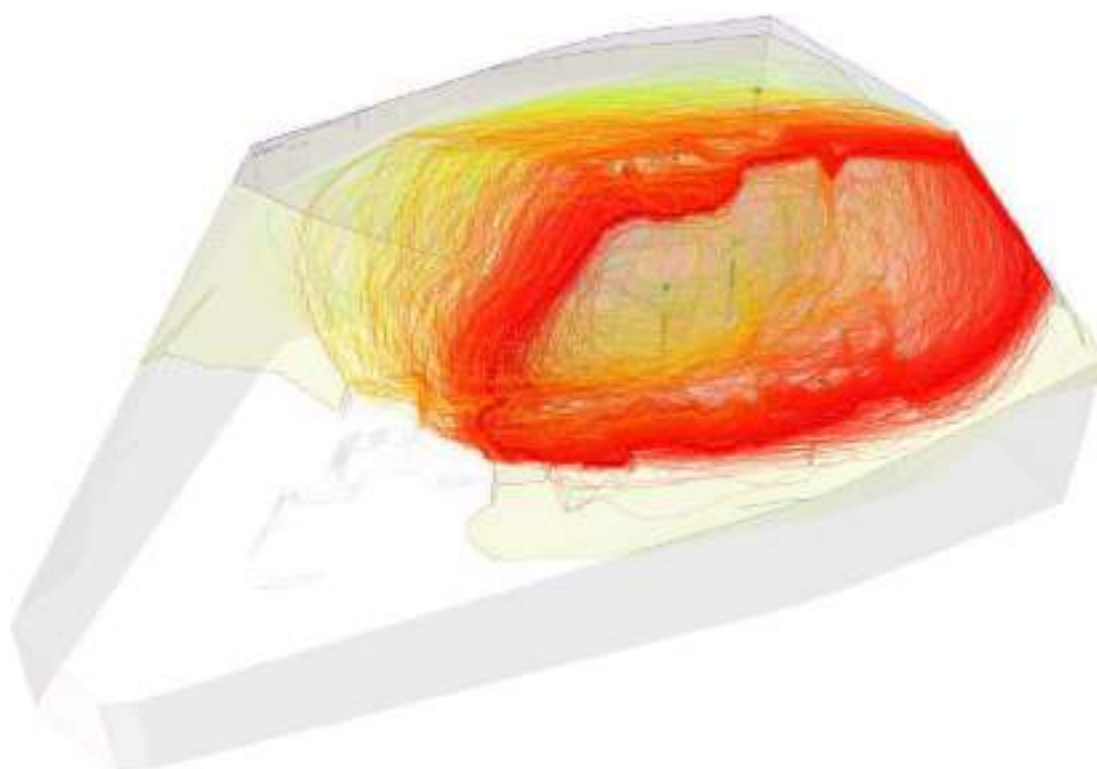


Figura 40 – Todas as Superfícies de Finais de Ruptura - João Afonso. Fonte: Autor.

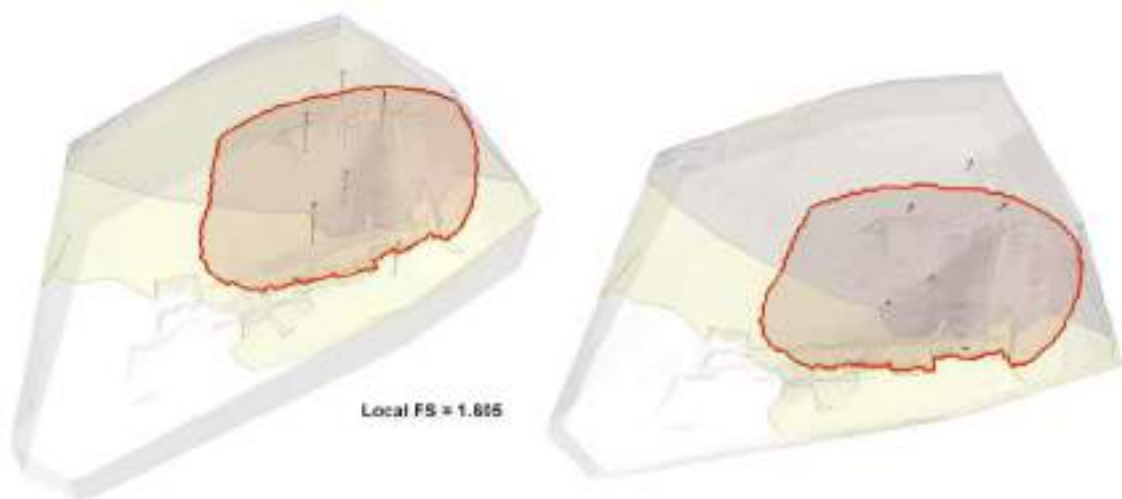


Figura 41 - Superfície de Ruptura Crítica Local em perspectiva à esquerda e em vista de topo à direita - João Afonso - FS=1,605 . Fonte: Autor

Tabela 14 - Dados da Superfície Crítica Local - João Afonso. Fonte: Autor.

DADOS DA SUPERFÍCIE CRÍTICA – JOÃO AFONSO			
Fator de Segurança (FS):	1,605	Profundidade Max.:	12,61
Volume (m³):	41.946,80	Área (m²):	7.584,46
Peso (kN):	681.670,00		

5.4.4. VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS

Os valores de FS de todos os taludes analisados apresentaram-se maiores que 1,00 indicando sua estabilidade. Porém, como é fato conhecido que a massa de solo rompeu, é seguro assumir que o modelo não representa fielmente a realidade, provavelmente devido à não consideração de saturação dos solos durante período de chuvas prolongadas, a partir da superfície (frente de saturação). Para tentar corrigir esta representação, a partir das superfícies selecionadas em cada localidade, os parâmetros de resistência tiveram seus valores ajustados iterativamente de modo que o FS se aproximasse de 1 e, portanto, indicasse ruptura.

Sendo o ângulo de atrito um parâmetro inerente à forma e granulometria do solo, características que variam pouco, esse foi mantido nas análises enquanto a coesão foi reduzida gradativamente em 5%, em todos os materiais, a cada iteração. Um resumo dos FS resultantes das análises utilizando-os são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 - Fatores de Segurança para variações dos valores de c' . Fonte: Autor.

VARIAÇÃO DE c'				
CASO	% de c'	FATOR DE SEGURANÇA (FS)		
		CID GOMES	PARQUE DO CISTO	JOÃO
00	100	1,400	1,935	1,605
01	90	1,362	1,879	1,601
02	80	1,323	1,821	1,596
03	70	1,285	1,761	1,592
04	60	1,247	1,702	1,587
05	50	1,209	1,640	1,583
06	40	1,170	1,582	1,578
07	30	1,132	1,522	1,573
08	20	1,093	1,462	1,569
09	10	1,055	1,405	1,564
10	00	1,016	1,344	1,560

Após as diversas análises observou-se que mesmo simulando uma perda total da coesão dos solos os Fatores de Segurança não se reduziram para valores abaixo de 1,00. Com isso é possível assumir que a perda de resistência ao cisalhamento da massa do solo não foi consequência somente de uma possível perda da coesão, o que abre possibilidades como a existência de outros fatores causados como um plano de fraqueza pré-existente, interpretação errônea do subsolo, forma incorreta da superfície de ruptura ou o conjunto de todos esses fatores.

5.4.5. ANÁLISES BIDIMENSIONAIS

Como procedimento seguinte às variações dos parâmetros, foi realizada o seccionamento do modelo 3D para a obtenção das seções do terreno. A Figura 42 mostra em perspectiva os locais onde foram passados os cortes, enquanto as Figura 43 a Figura 45 mostram as seções resultantes.

Em comparação entre os cortes feitos no modelo 3D gerado pelo software (Figura 42) e aqueles criados manualmente através da interpretação dos boletins de sondagem (Figura 23 a Figura 25), observa-se a ocorrência de diferenças no relevo e na estratigrafia adotada. Todavia, devido às diferenças ocorrerem principalmente em regiões onde não se situam as superfícies críticas ou, quando ocorrem, não as interceptam em grandes trechos, pode-se afirmar que a influência dessas diferenças não é suficiente para alterar significativamente os resultados das análises e, por isso, entende-se que o modelo gerado está consistente com o esperado.

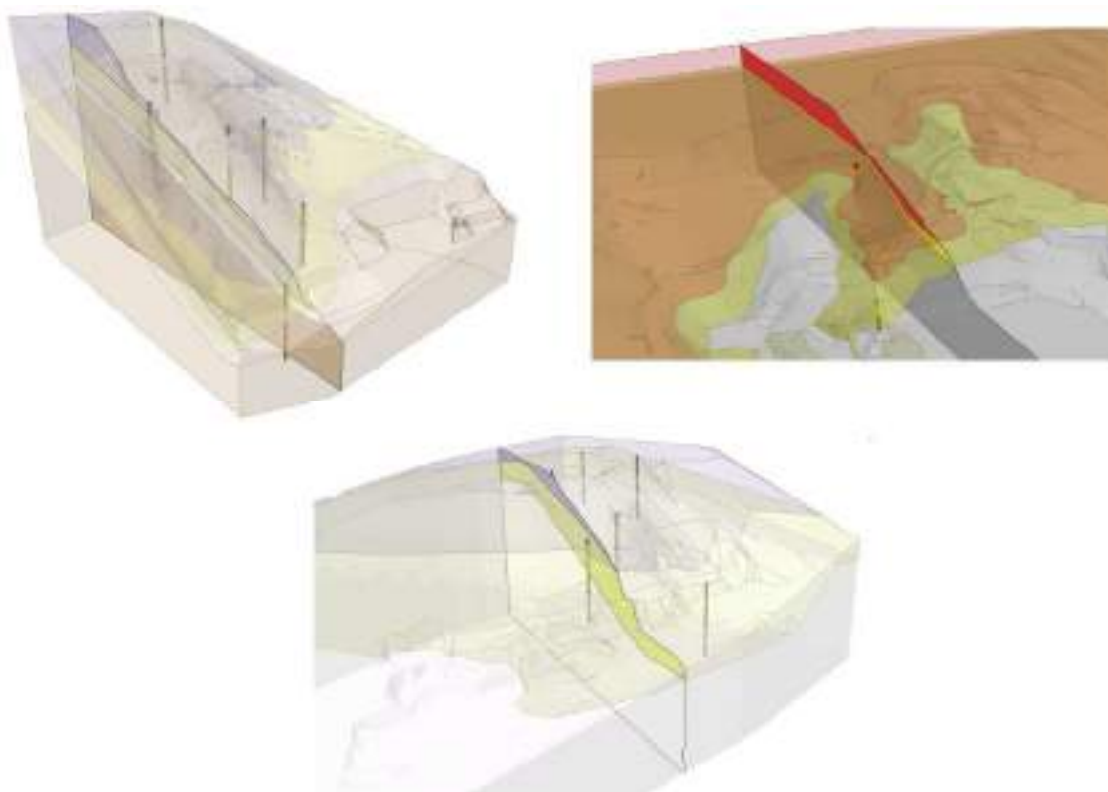


Figura 42 - Seções dos terrenos das localidades de Cid Gomes (superior à esquerda), Parque do Cristo (superior à direita) e de João Afonso (inferior). Fonte: Autor.

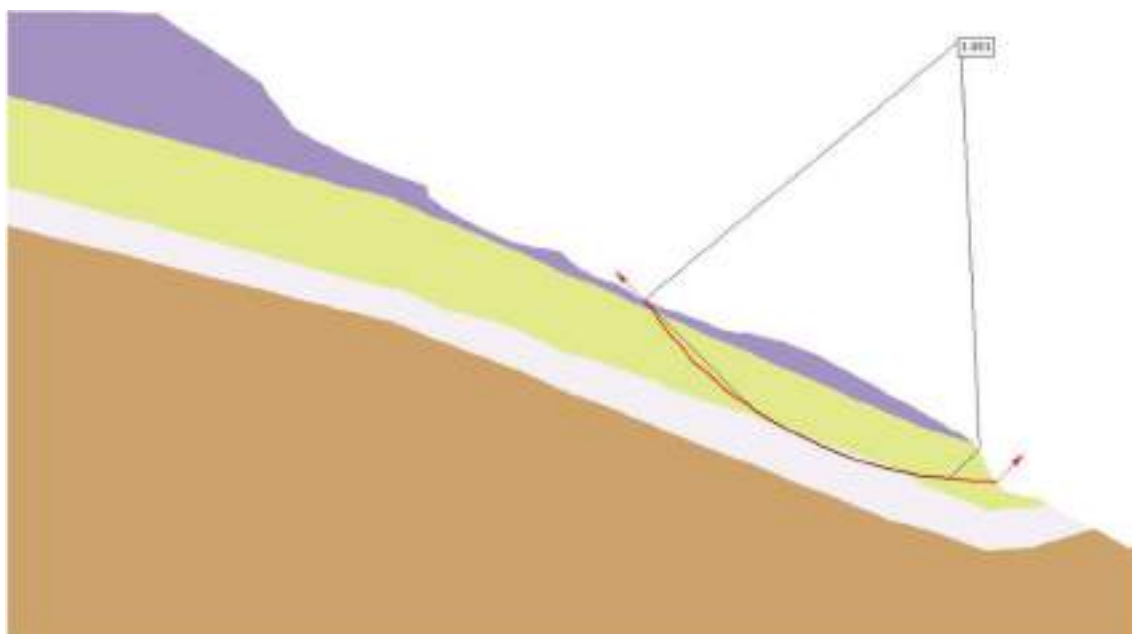


Figura 43 - Análise de Estabilidade 2D - Cid Gomes – $FS = 1,851$. Fonte: Autor.

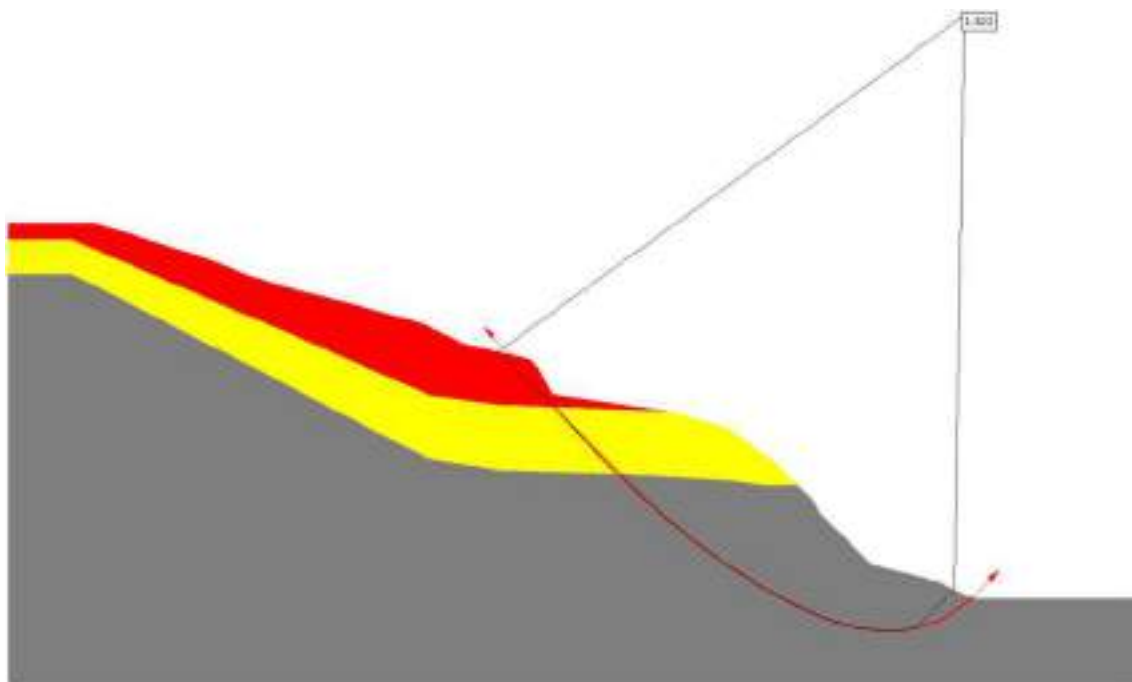


Figura 44 - Análise de Estabilidade 2D - Parque do Cristo - $FS = 1,822$. Fonte: Autor.

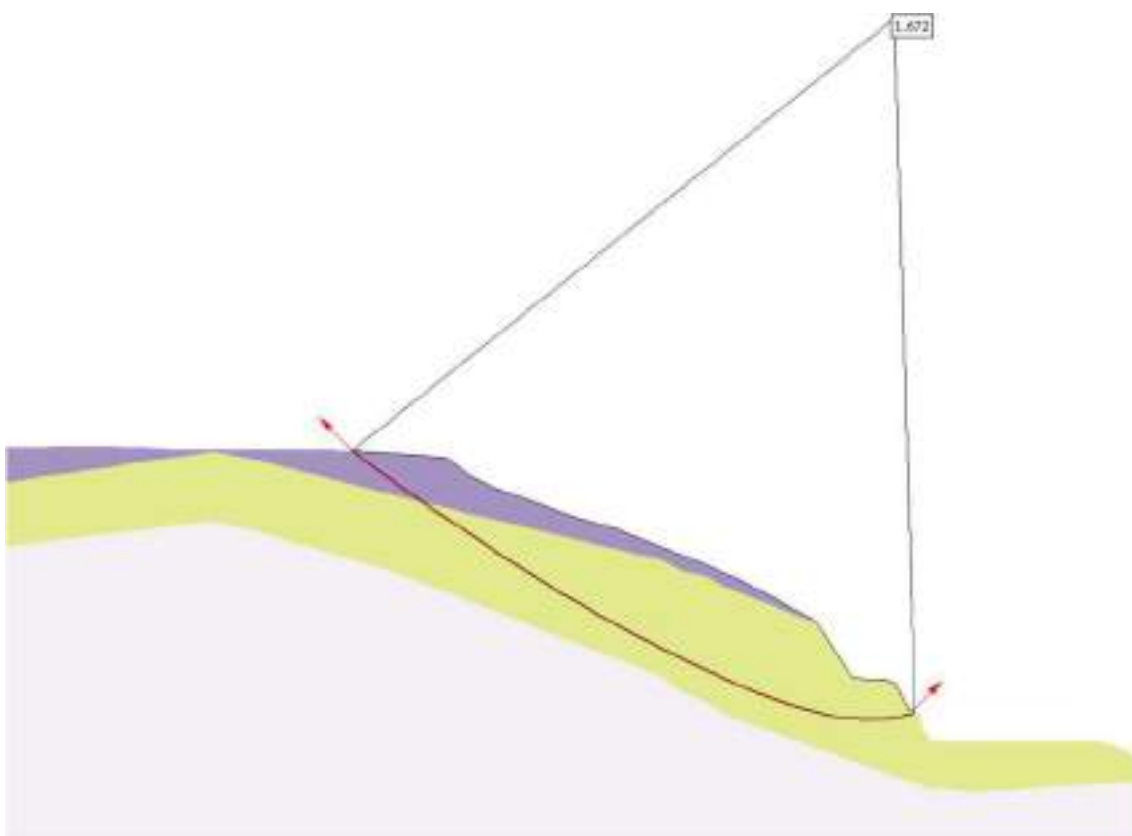


Figura 45 - Análise de Estabilidade 2D - João Afonso - $FS = 1,672$. Fonte: Autor.

Em comparação entre os valores de FS obtidos nas análises 3D e 2D, resumidos na Tabela 16 a seguir, pode-se observar a diferença dos resultados, onde: os FS_{2D} são inferiores

aos FS_{3D} na localidade do Parque do Cristo e superiores nas localidades de Cid Gomes e de João Afonso.

Tabela 16 - Quadro comparativo - Análises 3D x Análises 2D. Fonte: Autor.

Tipo de Análise	LOCALIDADE		
	CID GOMES	PARQUE DO CRISTO	JOÃO AFONSO
3D	1,400	1,935	1,605
2D	1,851	1,822	1,672
Variação	- 28,57%	+ 5,84%	- 4,17%

A ocorrência de um menor FS nas análises 3D em relação às 2D, das localidades de Cid Gomes e João Afonso, pode ser justificado principalmente pelo formato convexo do relevo onde ocorre a superfície crítica. Da mesma forma, a ocorrência de um maior FS na análise 3D da localidade do Parque do Cristo também pode ser justificada pelo formato côncavo do relevo no local da superfície crítica. Tais resultados são condizentes com a comparação entre esses dois tipos de análises presente no estudo de BAHSAN; FAKHRIYYANTI, (2018) e permite reafirmar que uma modelagem bidimensional de terrenos de maior complexidade não representa com exatidão a topografia para fins dessas análises.

Por fim, a variação dos valores das análises 2D em relação às 3D (Tabela 16) em torno de 5% para as duas últimas localidades representa uma baixa variação como a que foi demonstrada no estudo de LEONG; RAHARDJO (2012), e comprova a assertividade das análises. Mesmo para a localidade de Cid Gomes, onde a variação foi mais acentuada, o valor de -28,57% ainda é aceitável tendo em vista estudos com resultados bem superiores, como o de BAHSAN; FAKHRIYYANTI (2018), onde se apresentam relação variando entre 11% e 58% para solos com características semelhantes. Essa variação também é pode ser justificada devido aos diferentes formatos do terreno e sua influência nos FS.

5.5. Análise de Alcance de Massa

O fato do resultado das análises de estabilidade e das adequações indicarem que o talude se manteria estável não altera o fato desses terem rompido. Uma vez que foi possível determinar uma superfície representativa real é possível prosseguir com a análise de alcance e a determinação dos parâmetros de atrito do deslizamento.

Tomando como ponto de partida as superfícies obtidas na etapa anterior, foi criado o modelo do terreno no software RAMMS juntamente com a superfície de ruptura, chamada nesse de *Área de liberação*. Na configuração desta área, mantiveram-se os volumes das superfícies encontradas para os menores fatores de segurança, uma vez que o volume de solo é parte fundamental da análise. Os modelos dos terrenos, assim como as áreas de liberação são mostradas nas Figura 46 a Figura 48.

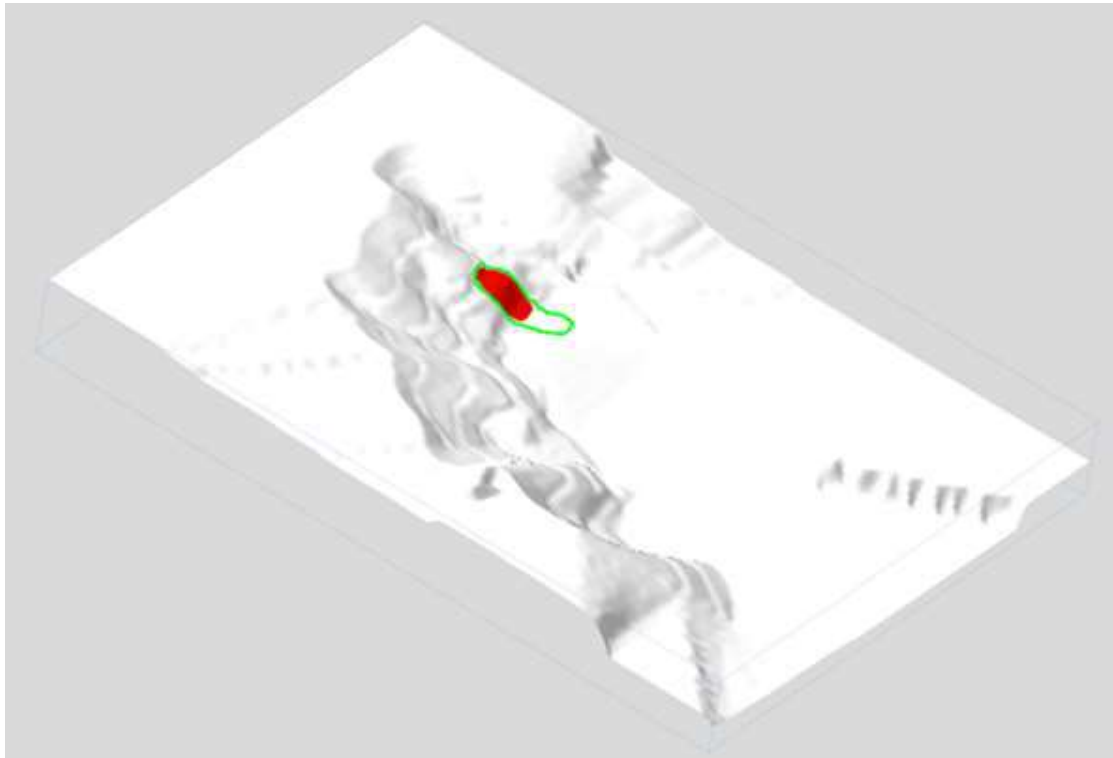


Figura 46 - Modelo do terreno em branco e Área de Liberação em vermelho - Parque do Cristo. Fonte: Autor.

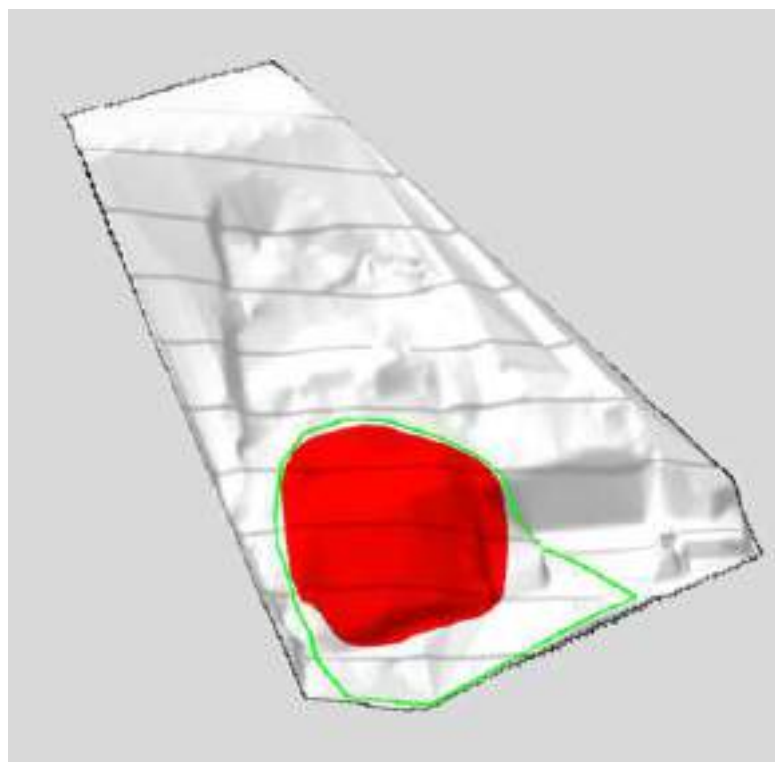


Figura 47 - Modelo do terreno em branco e Área de Liberação em vermelho - Cid Gomes. Fonte: Autor.

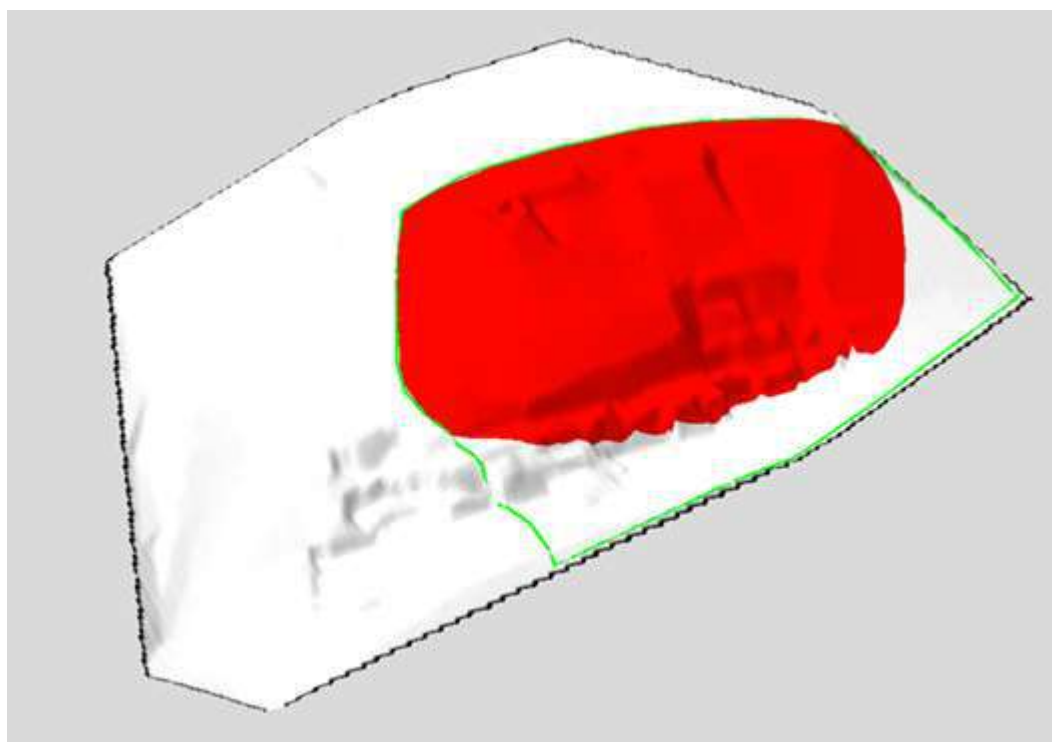


Figura 48 - Modelo do terreno em branco e Área de Liberação em vermelho - João Afonso. Fonte: Autor.

5.5.1. ANÁLISE DE CALIBRAÇÃO

Primeiramente, iniciaram-se as análises de alcance pela localidade do Parque do Cristo, localidade com maiores informações disponíveis entre as estudadas e que serviria de base para análise das demais.

Após as primeiras simulações do modelo referente ao Parque do Cristo, constatou-se que a adoção da faixa de valores iniciais sugeridos pelo manual e bibliografia sugeridos, resultaria em um deslocamento real muito maior do que o observado em campo, e que somente não ocorreu devido ao impedimento do movimento da massa de solo pelo muro localizado no pé do talude do Parque do Cristo. Sendo assim, os escoamentos foram analisados também limitando sua duração, para simular a interrupção do deslizamento. Os valores adotados para as análises do talude do Parque do Cristo são apresentados na Tabela 17, bem como os valores de Velocidade Máxima, Altura Máxima, Pressão Máxima e Distância Percorrida, encontrados como resultados. As Figura 49 e Figura 50 mostram os resultados da simulação para o talude do Parque do Cristo, que mais se aproximaram do rompimento real.

Tabela 17 - Valores utilizados nas análises de alcance - Parque do Cristo. Fonte: Autor.

CASO	PAR. DE ATRITO		RESULTADOS			
	μ	ξ	Veloc. (m/s)	Altura (m)	Pressão (kPa)	Distância (m)
01	0,40	50	4,870	6,620	39,630	7,72
02	0,40	60	6,20	6,99	64,30	7,84
03	0,40	70	11,12	7,04	206,87	7,90
04	0,40	80	12,67	7,07	268,50	7,90
05	0,40	90	14,20	7,09	337,23	7,90
06	0,40	100	15,28	7,11	390,11	7,94
07	0,40	200	15,04	7,20	378,03	8,17
08	0,40	300	17,55	7,25	514,55	8,29
09	0,40	400	17,49	7,23	511,36	8,32
10	0,40	500	16,65	7,26	463,66	8,33
11	0,40	600	30,33	7,27	1537,09	8,34
12	0,40	700	16,90	7,30	477,57	8,36
13	0,40	800	16,86	6,89	474,81	8,39
14	0,40	900	30,87	7,37	1593,28	8,42
15	0,40	1000	29,18	7,36	1423,28	8,46

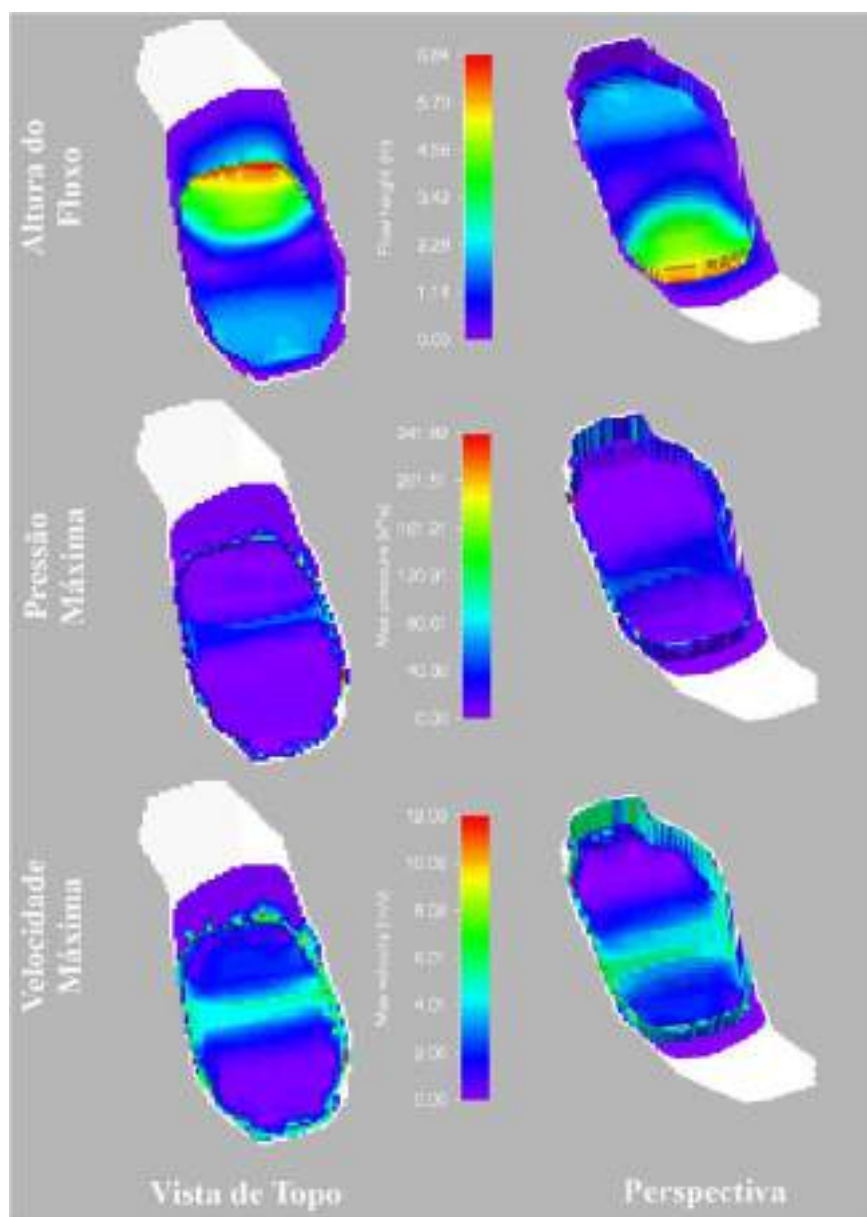


Figura 49 - Resultados gráficos da análise de alcance - Parque do Cristo . Fonte: Autor.



Figura 50 - Resultado da Análise de Alcance do Parque do Cristo (vista de topo e perspectiva): superfície de ruptura em branco e alcance calculado da massa de solo rompida em vermelho. Fonte: Autor

Através da análise dos valores da Tabela 17, o valor de distância percorrida que se enquadra melhor na faixa observada em campo é a do Caso 08, com 8,29m. Para este caso a porcentagem da quantidade de movimento restante e volumes no instante do interrompimento eram de:

- Porcentagem de Movimento: 17,9%;
- Volume Inicial: 1720,37 m³
- Volume do Fluxo: 1517,55 m³

5.5.2. ANÁLISE E VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS

A partir desses parâmetros de atrito encontrados, em comparativo com os valores padrão sugeridos pelo software, o solo da localidade do Parque do Cristo possui seu valor de atrito turbulento ($\xi=300\text{m/s}^2$) inserido no início da faixa referente a fluxos mais viscoso (200-1000m/s²), próximo à faixa de fluxos granulares (100-200m/s²). Esse valor é, portanto, condizente uma vez que a massa de solo rompida se caracteriza pela mistura do solo residual jovem, classificado como Areia Argilosa, e do solo residual maduro, classificado como Silte Elástico com Areia.

Além disso, foi feito um comparativo com valores encontrados por ASSIS (2022), para taludes rompidos também na região da Zona da Mata, na cidade de Além Paraíba, também em solos residuais de gnaisses, a 180 km de Viçosa e a 227 km de Ponte Nova. Os valores e as principais características dos solos de Além Paraíba são apresentados na Tabela 18. Em

comparativo entre os solos, considerando suas semelhanças genéticas e densidade é possível aferir que os parâmetros encontrados neste estudo possuem mesma ordem de grandeza e, portanto, são condizentes com o estudo de ASSIS, (2022).

Tabela 18 - Parâmetros obtidos das análises de alcance em Além Paraíba. Fonte: ASSIS (2022)

ÁREA / SETOR	TIPO DE SOLO	DENS. (kg/m ³)	COESÃO (kPa)	μ	ξ	VOL. (m ³)	PROF (m)
01 – 12/R4	Argilo Arenoso e Areno Siltoso	1700	13160	0,35	400	11148,68	2,45
02 – 32/R4	Argilo Arenoso e Areno Siltoso	1700	11400	0,35	600	24123,80	2,25

Como referência de valores de outras localidades, tem-se o trabalho de FRANK et al. (2017), SCHRAML et al. (2015), BERGER; MCARDELL; LAUBER (2012), ABRAHAM et al. (2021) e ZIMMERMANN et al. (2020).

Em FRANK et al. (2017), SCHRAML et al. (2015) e BERGER; MCARDELL; LAUBER (2012) foram conduzidos estudos de retroanálise de eventos a fim de se determinar os parâmetros de atrito da equação de Voellmy-Salm para os deslizamentos nas localidades de: Meretschibach e Bodasca, Pitztal Valley e Gesäuse National Park, e Illgraben, respectivamente. Nesses, a calibração por método iterativo foi realizada com base nos deslizamentos reais assim como neste estudo, porém não foram feitos ensaios de caracterização dos solos locais. Entre os valores mostrados da

Tabela 19, poucos são semelhantes ao do estudo atual, todavia, sem mais dados do subsolo, pode-se concluir a importância da realização da caracterização do solo, sem a qual não é possível comparar nem correlacionar os resultados, impossibilitando inclusive o uso dos parâmetros em outras localidades

Tabela 19 - Tabela resumo dos parâmetros encontrados nos estudos de Frank, Schalm e Berger. Fontes: Autor.

Autor	Localidade	ID	μ	ξ (m.s ⁻¹)
Frank,2017	Meretschibach	10m ³	0,60	200
		50m ³	0,60	200
	Bodasca	10m ³	0,30	400
		50m ³	0,30	400
Schalm,2015	Pitzal Valley	-	0,11	300
	Gesäuse Nat. Park	-	0,07	300
Berger,2012	Illgraben	50.000m ³	0,07	400
		100.000m ³	0,07	400

Em contrapartida aos anteriores, em ZIMMERMANN et al. (2020) e ABRAHAM et al. (2021), o processo de calibração iterativo foi realizado após a caracterização do solo, identificando características como sua composição granulométrica e parâmetros de resistência.

No estudo a respeito do deslizamento em Kirichermala na Índia, ABRAHAM et al. (2021) caracterizara, o solo do local através da determinação de granulometria, Limites de Atterberg e Cisalhamento Direto. Os resultados mostrados na Tabela 20 indicam que, apesar dos parâmetros de resistência e densidade do solo de Kirichermala (Figura 51) serem semelhantes ao SRM do Parque do Cristo, a composição granulométrica diverge consideravelmente da composição do maciço estudado neste trabalho, com composição de 70-80% de SRJ e teor médio de argila de 14-19%. Logo, visto que os parâmetros de atrito tiveram uma divergência considerável, é possível afirmar que não é suficiente ter parâmetros de resistência semelhantes e que estes provavelmente não influenciam diretamente no alcance do deslizamento. Para uma comparação mais assertiva o solo deve possuir compatibilidade de composição de suas frações granulométricas.

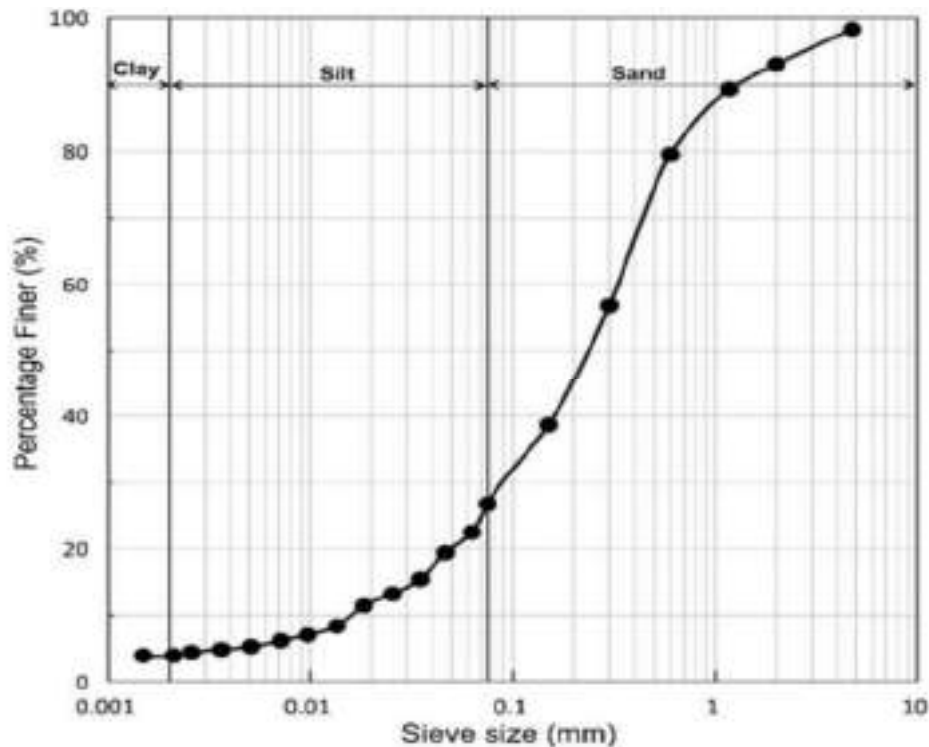


Figura 51 - Granulometria do Solo de Kirichermala, Índia. Fonte: ABRAHAM et al., (2021).

Já nos estudos sobre deslizamentos de ZIMMERMANN et al. (2020), esse estudou diversas localidades em Entlebuch, na Suíça, com diferentes tipos de composição do solo e, através de retroanálise e dados bem documentados, definiu valores para os parâmetros de atrito de cada ruptura. Dentre os eventos estudados por ele, algumas amostras destacam-se pela classificação e composição do solo entre 14-24% de argila, o que é comparável em porcentagem de argila ao solo da localidade do Parque do Cristo. O comparativo dos dados da localidade de Entlebuch e Parque do Cristo são mostrados na Tabela 20, onde é possível observar que, apesar de possíveis diferenças na origem genética do solo e da distância entre os locais, os valores dos parâmetros de atrito encontrados no Parque do Cristo são condizentes com os já registrados ZIMMERMANN et al., (2020) pelo autor.

Tabela 20 - Comparativo entre características do solo de Entlebuch e Parque do Cristo. Fonte: Autor

Local	ID	γ (kN/m)	ϕ (°)	c (kPa)	% Argila	Clas. USCS	μ	ξ
Entlebuch	3011	-	24	-	14,8	SC	0,40	285
	3015	-	29	-	24,0	CM	0,49	300
	HM4	-	23	-	15,5	CM	0,37	175
Kiricher mala	-	17,8	41,38	17,38	≈ 5	-	0,01	100
Parque do Cristo	SRJ	21,52	37,87	37	19 - 14	SC	0,40	300
	SRM	17,75	27,57	10		MH		

5.5.3. ANÁLISE DE PREVISÃO DE DESLIZAMENTOS

Como última etapa, os parâmetros de atrito encontrados neste estudo e naquele conduzido por ASSIS (2022), foram utilizados para simular novos deslizamentos nas localidades de Cid Gomes e João Afonso. Os valores de parâmetros que puderam ser obtidos diretamente das análises de estabilidade e pela caracterização do solo foram utilizados nas análises de alcance de suas respectivas localidades, já os parâmetros de atrito foram adotados de acordo com a calibração feita nos itens anteriores. Como última simulação, foi adicionada uma análise utilizando como valor de μ o valor calculado a partir da correlação com próprio ϕ' do solo local e, como valor de ξ , a média dos valores das simulações anteriores. Os resultados das simulações encontrados se apresentam a seguir na Tabela 21 e Tabela 22, onde se pode observar na coluna da distância percorrida que, devido às limitações espaciais do modelo gerado, as distâncias finais não puderam ser medidas, sendo descritas como maior que n metros. Nas Figura 52 e Figura 53 são representados os resultados das análises em forma gráfica, demonstrando as alturas do fluxo, pressões máximas e velocidades máximas da ruptura de cada localidade.

Tabela 21 - Resultados da análise de alcance - Cid Gomes. Fonte: Autor.

RESULTADOS – CID GOMES								
Densidade: 1449,70		Coesão: 10000		μ = tan (φ') = 0,21				
Caso	Referência do Par. de Atrito	Par. Atrito		Veloc. (m/s)	Resultados			
		μ	ξ		Altura (m)	Pressão (kPa)	Tempo (s)	Dist. (m)
01	Parque do Cristo	0,40	300	22,40	7,90	727,14	400	>18,00
02	Área 01 – 12/R4	0,35	400	29,82	8,50	1288,77	300	>18,00
03	Área 02 – 32/R4	0,35	600	28,95	8,50	1214,82	300	>18,00
04	Média	0,21	433	29,75	10,29	1282,98	50	>18,00

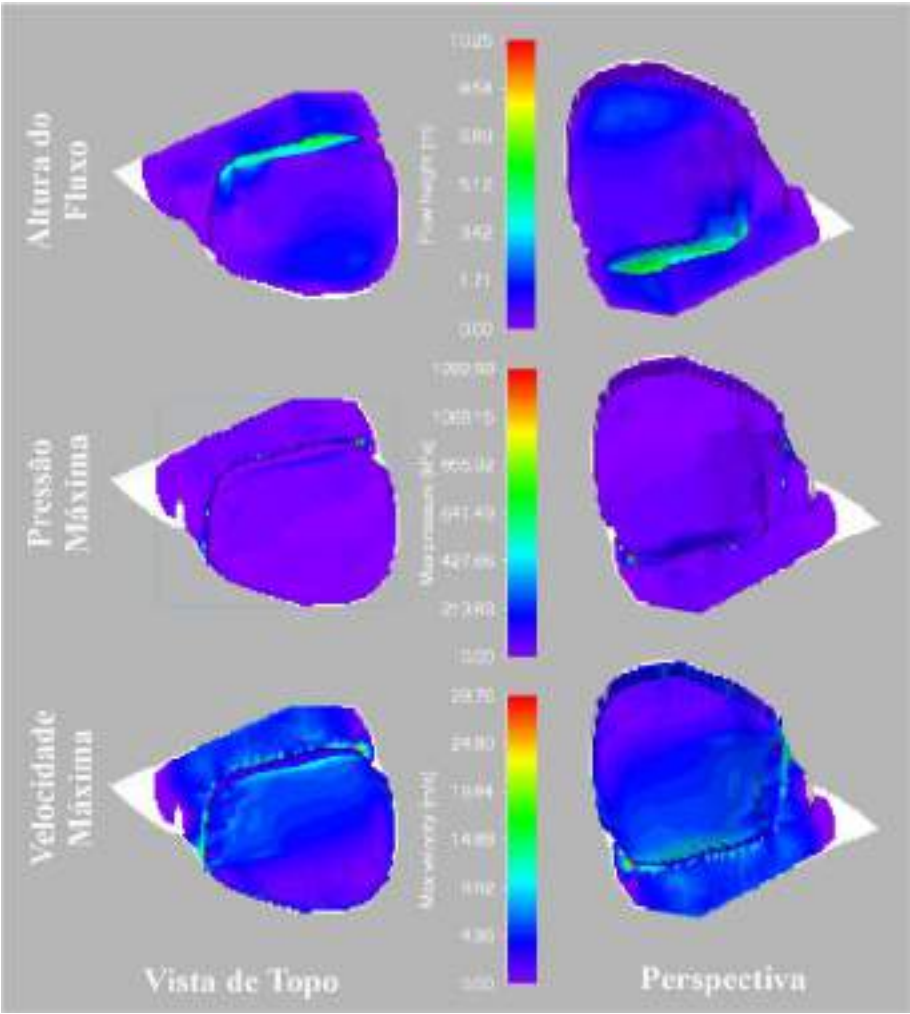


Figura 52 – Resultados gráficos da análise de alcance – Cid Gomes. Fonte: Autor.

Tabela 22 - Resultados da análise de alcance - João Afonso. Fonte: Autor.

RESULTADOS – JOÃO AFONSO								
Densidade: 1625,08		Coesão: 8050		μ = tan (φ') =		0,567 → 0,40		
Caso	Referência	Par. Atrito		Resultados				
		μ	ξ	Veloc. (m/s)	Altura (m)	Pressão (kPa)	Tempo (s)	Dist. (m)
01	Parque do Cristo	0,40	300	91,36	18,77	13564,30	1150	>30,00
02	Área 01 – 12/R4	0,35	400	107,60	19,20	18816,00	850	>30,00
03	Área 02 – 32/R4	0,35	600	126,20	19,21	25884,10	850	>30,00
04	Média	0,40	433	101,55	18,76	16758,60	1150	>30,00

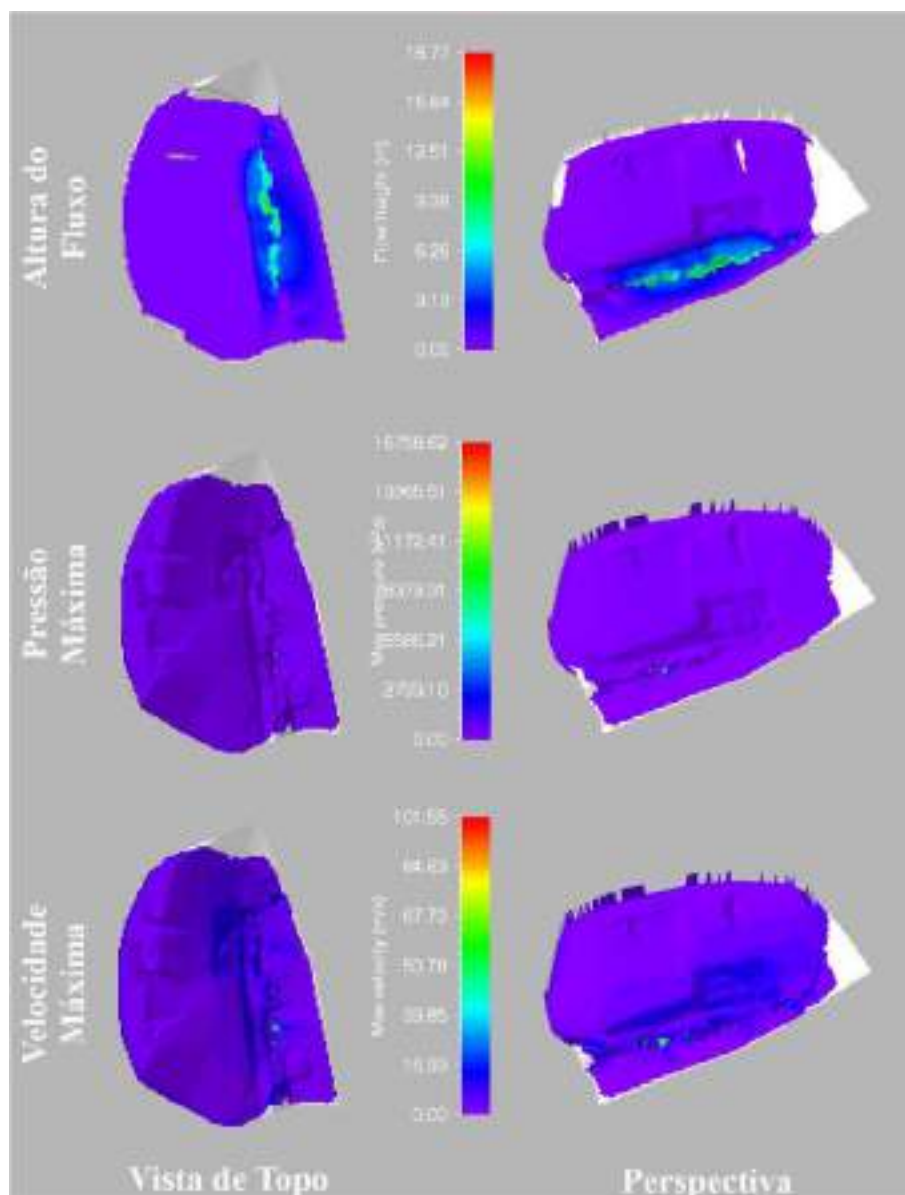


Figura 53 – Resultados gráficos das análises de alcance – João Afonso. Fonte: Autor.

5.5.4. AVALIAÇÃO DE IMPACTOS DOS POSSÍVEIS DESLIZAMENTOS

A partir dos resultados apresentados na Tabela 21 e na Figura 52 para o talude da localidade de Cid Gomes, foi possível constatar que a distância percorrida pela massa de solo nas simulações foi maior que a limitada pelo modelo, com uma distância percorrida de mais de 18 metros. Essa distância por si só já indica o atingimento das edificações circundantes (Figura 54), já que a mais próxima possui afastamento de apenas 10 metros. Porém, para uma estimativa mais precisa, o modelo precisaria de um mapeamento topográfico mais amplo da área, o que

não está disponível. Entretanto, isso sugere que uma progressão do movimento poderia afetar uma área maior, a jusante, na qual existem outras moradias.



Figura 54 - Resultado da Análise de Alcance de Cid Gomes (vista de topo e perspectiva): superfície de ruptura em branco, alcance calculado da massa de solo rompida em vermelho. Fonte: Autor

Segundo o valor da pressão obtido nas análises, seria possível estimar os danos às edificações, e com base no tempo, o intervalo para tomada de medidas de evacuação ou abrigo. A respeito da área afetada, tem-se que a área da superfície de ruptura, com cerca de 723 m², impactou uma área de 645 m² após o possível deslizamento, o equivalente a 89,2% da área original.

Diante das informações visualizadas pelo site Google Street View acerca da disposição das edificações periféricas ao talude, associadas à estimativa de alcance superior a 18m, é possível afirmar que tal evento atingiria no mínimo dois edifícios residenciais, com total aproximado de 11 residências. Utilizando como base o cálculo populacional prescrito na Instrução Técnica 08 (IT08) do Corpo de Bombeiros Militar de Minas Gerais - CBMMG, tem-se uma população de duas pessoas por dormitório de apartamentos, o que resulta em cerca de 44 pessoas atingidas. Esse número pode ainda ser muito maior caso o deslizamento seguisse e a área afetada aumentasse.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 22 e na Figura 53 para o talude da localidade de João Afonso foi possível constatar que, a massa de solo possui grandes dimensões e possivelmente devido a isso, a distância percorrida pelo solo na simulação foi ainda maior que na da Rua Cid Gomes, excedendo também a limitação do modelo, com uma distância percorrida de mais de 30 metros. Essa distância também alerta para uma possibilidade de

atingimento das outras edificações circundantes (Figura 55), principalmente para aquelas construídas aos pés do talude, compostas por residências e um galpão, cujos afastamentos podem chegar a apenas 20 metros. Um fator agravante do risco é a localização da encosta, no topo do relevo local, o que resulta em uma maior distância, velocidade e pressão no atingimento, que devem ser analisados com dados topográficos mais abrangentes, também não disponíveis.



Figura 55 - Resultado da Análise de Alcance de João Afonso (vista de topo e perspectiva): superfície de ruptura em branco, alcance calculado da massa de solo rompida em vermelho. Fonte: Autor

Novamente, a partir do valor da pressão obtido é possível estimar danos às edificações, e com base no tempo, o intervalo para tomada de medidas de evacuação ou abrigo. A respeito da área afetada, tem-se que a área da superfície de ruptura, com cerca de 6.271 m², impactou uma área de 3.552 m² após o possível deslizamento, o equivalente a 56,6% da área original.

O alcance obtido nestas análises foi superior a 30m, dessa maneira, mediante disposição das edificações no entorno do talude, visualizadas pela mesma plataforma online utilizada anteriormente, é razoável considerar que em caso de um deslizamento de terra, poderiam ser atingidas oito residências e um galpão com área aproximada de 3900 m². Utilizando a mesma base para o cálculo populacional, da IT08 do CBMMG, tem-se uma população de duas pessoas por dormitório de casas térreas e sobrados, e uma pessoa a cada 10 m² do galpão, o que resulta em cerca de 422 pessoas atingidas.

6. CONCLUSÃO

O estudo realizado constatou que a coleta de dados dos locais e os ensaios de caracterização geológico-geotécnica das amostras foram muito importantes para a obtenção de dados mais precisos para subsidiar as análises de estabilidade dos taludes estudados. A grande variabilidade de características do solo encontrada reforça que a realização de ensaios em cada local é aspecto fundamental para a veracidade e precisão das análises, e que por vezes a caracterização do solo por correlações pré-definidas não permite.

Além disso, o levantamento de dados topográficos amplos, precisos e com qualidade merece destaque especial na etapa inicial por ser fundamental para as análises de estabilidade e de alcance. É recomendado o levantamento não somente do talude estudado, mas também da área possivelmente afetada a jusante, principalmente de locais com terreno em declive, para não limitar o resultado do escoamento na análise. Além disso, é fundamental a qualidade do levantamento dos dados da ruptura do talude que servirá de base para calibração, antes e depois do evento, para garantir um melhor resultado.

A utilização das análises de estabilidade como parte do processo de análise de alcance se mostrou uma metodologia adequada e muito vantajosa ao estudo, uma vez que a definição da superfície de ruptura crítica pela análise de estabilidade delimita de forma muito mais objetiva a área de deslizamento em comparação com a definição baseada em experiência profissional. Nesse sentido, a utilização de análises de estabilidade tridimensional é indispensável uma vez que a complexidade de volumes e formas dos taludes tem grande influência nos resultados e que esses somente podem ser representados com fidelidade através de modelagem 3D.

Através das análises de estabilidade também foi possível observar que muitas vezes há divergência entre a superfície crítica global encontrada na análise daquela com maior risco de ruptura real. Isso se deve principalmente ao fato de que uma ruptura de talude depende de uma série de fatores que, muitas vezes, não estão contemplados dentre os analisados pelos softwares de estabilidade. Uma vez que a ruptura de uma massa de solo não está condicionada somente aos parâmetros de densidade, ângulo de atrito e coesão, outros complicadores como a possível perda da coesão, aumento de peso devido a períodos de chuvas prolongadas, plano de fraqueza pré-existente, interpretação errônea do subsolo, entre outros, podem ser causadores da divergência entre o previsto e o real. Apesar das divergências, a análise de estabilidade segue como uma ferramenta vantajosa para o processo, porém mais adequada à previsão de possíveis

rupturas em massas de solo de contorno já delimitado, como aqueles demonstrados nesse trabalho.

No que tange às análises de alcance, foi confirmado a importância de uma abordagem empírico-estatística, sempre prezando pela utilização de dados de um rompimento já existente para calibração do modelo. Sobre os parâmetros encontrados, foi possível observar que os parâmetros de atrito encontrados na localidade do Parque do Cristo são semelhantes àqueles encontrados em outros deslizamentos de trabalhos anteriores, com solos de composição granulométrica semelhante. Devido a isso é possível afirmar que a aplicação desses dados para solos com composição equivalente é uma opção cabível para previsão de deslizamentos futuros. Também foi possível observar que a falta de dados da granulometria impossibilita a aplicação dos parâmetros de atrito advindo da calibração em outras localidades para fins de previsão de alcance de deslizamentos, o que torna essa prática fundamental.

A respeito do modelo de análise de alcance, pelos resultados obtidos e pelas referências consultadas, concluiu-se que uma análise criteriosa do contexto espacial em que o talude se encontra é fundamental para obtenção de um resultado mais preciso. Alguns pontos são especialmente relevantes, como o formato da área de jusante, o modo de liberação e o formato do talude, pois implicam no modo mais adequado de se conduzir a análise no software escolhido e, conseqüentemente, em seus resultados.

7. SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Finalmente, em observância às conclusões citadas anteriormente, tem-se como recomendações de pesquisas futuras:

- Elaboração de um inventário de rupturas para criação de dados de referência,
- Análise de alcance para cada classificação granulométrica de solo com a criação de tabela de referência de parâmetros de atrito;
- Influência da densidade e umidade do solo na distância percorrida;
- Elaboração de análise de ruptura em modelo de terreno com edificações e outros obstáculos.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, A. B. DE N. T. **NBR 7250 - Identificação e descrição de amostras de solo obtidas em sondagem de reconhecimento dos solos.** , 1982.

ABNT, A. B. DE N. T. **NBR 11682 - Estabilidade de encostas.** , 2009. Disponível em: <www.abnt.org.br>

ABNT, A. B. DE N. T. **NBR 9604 de 01.2016 - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento.** , 2016a.

ABNT, A. B. DE N. T. **NBR 7181 de 09.2016 - Solo - Análise granulométrica.** , 2016b.

ABNT, A. B. DE N. T. **NBR 6458 de 09.2016 - Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.** , 2016c.

ABNT, A. B. DE N. T. **NBR 6459 de 04.2016 - Solo - Determinação do limite de liquidez.** , 2016d.

ABNT, A. B. DE N. T. **NBR 6457 de 03.2016 - Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** , 2016e.

ABRAHAM, M. T. et al. Runout modeling and calibration of friction parameters of Kurichermala debris flow, India. **Landslides**, v. 18, n. 2, p. 737–754, 1 fev. 2021.

ARÊDES, A. C. N. DE B. **BANCO DE DADOS DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE SOLOS RESIDUAIS DE GNAISSE E APLICAÇÃO À ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES PROBABILÍSTICA.** Dissertação—Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 5 dez. 2019.

ASSIS, L. E. DE. **Avaliação Quali-Quantitativa em Áreas de Risco Geológico-Geotécnico a Deslizamentos Translacionais Rasos em Além Paraíba (MG).** Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 2022.

ASTM, A. S. FOR T. AND M. **ASTM D4767 - Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.** , 2020. Disponível em: <www.astm.org,>

BAHSAN, E.; FAKHRIYYANTI, R. Comparison of 2D and 3D Stability Analyses for Natural Slope. **International Journal of Engineering & Technology**, p. 662–667, 2018.

BERGER, C.; MCARDELL, B. W.; LAUBER, G. **MURGANGMODELLIERUNG IM ILLGRABEN, SCHWEIZ, MIT DEM NUMERISCHEN 2D-MODELL RAMMS MURGANGMODELLIERUNG IN DER PRAXIS**. (G. Koboltchnig, J. Hüb, J. Braun, Eds.)12th Congress INTERPRAEVENT 2012. **Anais...**Genoble, France: International Research Society INTERPRAEVENT, abr. 2012. Disponível em: <www.interpraevent.at>

BRASIL. **Lei Federal 12.608, de 10 de abril de 2012. Dispõe sobre o Sistema Nacional de Proteção e Defesa Civil - SINPDEC e o Conselho Nacional de Proteção e Defesa Civil - CONPDEC**. Brasília, DFDiário Oficial da República Federativa do Brasil, , 10 abr. 2012.

BRASIL. **Decreto 10.593, de 24 de dezembro de 2020. Dispõe sobre a organização e o funcionamento do Sistema Nacional de Proteção e Defesa Civil e do Conselho Nacional de Proteção e Defesa Civil e sobre o Plano Nacional de Proteção e Defesa Civil e o Sistema Nacional de Informações sobre Desastres**. , 24 dez. 2020.

BRASIL, M. DA I. E DO D. R.; SECRETARIA DE PROTEÇÃO E DEFESA CIVIL; UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA. **Atlas Digital de Desastres no Brasil**. Disponível em: <<https://atlasdigital.mdr.gov.br/paginas/mapa-interativo.xhtml>>. Acesso em: 3 jul. 2024.

BRASIL, M. DAS C. / C. A. **Prevenção de Riscos de Deslizamentos em Encostas: Guia para Elaboração de Políticas Municipais**. Brasília: [s.n.].

BRETAS, T. C.; FILHO, S. M. P. V. **Retroanálise tridimensional por equilíbrio limite da ruptura de talude em Belo Horizonte/MG**. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG. **Anais...**Salvador, Bahia: ABMS, set. 2018. Disponível em: <<https://www.researchgate.net/publication/331555646>>

CARDOSO, A. L.; ARAGÃO, T. A. Do fim do BNH ao Programa Minha Casa Minha Vida. Em: **O Programa Minha Casa Minha Vida e seus Efeitos Territoriais**. Rio de Janeiro: Letra Capital, 2013.

CHRISTEN, M. et al. **Numerical simulation tool “RAMMS” for gravitational natural hazards**. 12 th Congress Interpraevent . **Anais...**Grenoble, France: Interpraevent, 2012.

COROMINAS, J. The angle of reach as a obility index for small and large landslides. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, p. 260–271, 1996.

CORRÊA, C. V. DOS S. et al. Numerical modeling of a high magnitude debris-flow event occurred in Brazil. **Natural Hazards**, 13 jun. 2024.

DAVIES, T. R. Spreading of rockslide debris by mechanical fluidization. **Rock Mechanics**, v. 15, p. 9–24, 1982.

DEUBELBEISS, Y.; GRAF, C. **Two different starting conditions in numerical debris-flow models - Case study at Dorfbach, Randa (Valais, Switzerland)**. Mattertal – ein Tal in Bewegung. **Anais...** Birmensdorf: Eidg. Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft WSL, 29 jun. 2013.

DIAS, H. C.; HÖLBLING, D.; GROHMANN, C. H. **Landslide susceptibility mapping in brazil: A review**. **Geosciences (Switzerland)**MDPI, , 1 out. 2021.

DWIVEDI, D. K.; SARAF, A. K.; DAS, J. D. Geoinformatics-based investigation of slope failure and landslide damming of Chenab River, Lahaul-Spiti, Himachal Pradesh, India. **Natural Hazards Research**, v. 3, n. 2, p. 186–195, 1 jun. 2023.

FERNANDES, N. F. et al. Geomorfologia e Meio Ambiente. Em: **Geomorfologia e Meio Ambiente**. Rio de Janeiro: Editora Bertrand Brasil, 2003. p. 123–194.

FILHO, O. A. **Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica**. Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. **Anais...**Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/PUCRJ, 1992.

FRANK, F. et al. Debris-flow modeling at Meretschibach and Bondasca catchments, Switzerland: Sensitivity testing of field-data-based entrainment model. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 17, n. 5, p. 801–815, 1 jun. 2017.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes**. 2. ed ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

HEIM, A. Bergsturz und Menschenleben (Landslide and Human Lives). **Translated by N. Skermer**, 1932.

HSU, K. J. Catastrophic debris streams (sturzstroms) generated by rockfalls. **Geological Society of America Bulletin**, v. 86, p. 129–140, 1975.

HUNGR, O. **Dynamics of rock avalanches and the other types of slope movements**. Ph.D thesis—[s.l.] The University of Alberta, 1981.

HUSSIN, H. Y. et al. Parameterization of a numerical 2-D debris flow model with entrainment: A case study of the Faucon catchment, Southern French Alps. **Natural Hazards and Earth System Science**, v. 12, n. 10, p. 3075–3090, 2012.

IGEO, I. DE G.; CEPSSRM, C. E. DE P. EM S. R. E M. **UFRGS realiza mapeamento de movimentação de massa decorrentes das chuvas recentes**. Disponível em: <<http://www.ufrgs.br/ufrgs/noticias/ufrgs-realiza-mapeamento-de-movimentacao-de-massa-decorrentes-das-chuvas-recentes>>. Acesso em: 16 set. 2024.

KOMU, M. P.; NEFESLIOGLU, H. A.; GOKCEOGLU, C. **A Review of the Prediction Methods for Landslide Runout**. Proceedings. **Anais...MDPI AG**, 23 maio 2023.

LEONG, E. C.; RAHARDJO, H. Two and three-dimensional slope stability reanalyses of Bukit Batok slope. **Computers and Geotechnics**, v. 42, p. 81–88, maio 2012.

LI, T. A mathematical model for predicting the extent of a major rockfall. **Zeitschrift für Geomorphologie**, v. 22, p. 117–126, 1983.

MACEDO, E. S. DE; SANDRE, L. H. Mortes por deslizamentos no Brasil: 2018 a 2022. **Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental**, v. v12, p. 110–117, 2022.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. 2. ed ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MCDUGALL, S. **A NEW CONTINUUM DYNAMIC MODEL FOR THE ANALYSIS OF EXTREMELY RAPID LANDSLIDE MOTION ACROSS COMPLEX 3D TERRAIN**. Tese de Doutorado—Vancouver: The Univerity of British Columbia, ago. 2006.

MCDUGALL, S. Landslide runout analysis — current practice and challenges. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 54, p. 605–620, 6 dez. 2017.

PEIXOTO, I. **Movimentos de Massa: Tombamento de blocos, rastejos ...** Disponível em: <<https://igeologico.com.br/processos-de-dinamica-superficial-movimentos-de-massa/>>. Acesso em: 16 maio. 2024.

PEREIRA, F. C. et al. Three-dimensional stability analysis of an urban slope located in João Monlevade, Brazil. **Research, Society and Development**, v. 8, n. 11, 24 ago. 2019.

RICKENMANN, D. Empirical relationships for debris flow. **Natural Hazards**, v. 19, p. 47–77, 1999.

ROBAINA, L. E. DE S. Espaço Urbano: relações com os acidentes e desastres naturais no Brasil. **Ciência e Natura**, v. 30, n. 2, p. 93–105, 2008.

SALM, B. Flow, flow transition and runout distances of flowing avalanches. **Annals of Glaciology**, v. 18, p. 221–226, 1993.

SALM, B.; BURKARD, A.; GUBLER, H. U. Berechnung von Fliesslawinen: eine Anleitung für Praktiker mit Beispielen. **Eidgenössischen Instituts für Schnee und Lawinenforschung**, v. Nr. 47, 1990.

SANTOS, Á. R. DOS. **A Grande Barreira da Serra do Mar: da Trilha dos Tupiniquins à Rodovia dos Imigrantes**. 2 ed. ed. São Paulo: O Nome da Rosa, 2023.

SCHEIDEGGER, A. E. On the prediction of the reach and velocity of catastrophic landslide. **Rock Mechanics**, v. 5, p. 231–236, 1973.

SCHRAML, K. et al. Modeling debris-flow runout patterns on two alpine fans with different dynamic simulation models. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 15, n. 7, p. 1483–1492, 2 jul. 2015.

SOUZA, L. A. DE. **Cartografia Geoambiental e Cartografia Geotécnica Progressiva em diferentes escalas: Aplicação na Bacia Hidrográfica do Ribeirão do Carmo, municípios de Ouro Preto e Mariana, Minas Gerais**. Ouro Preto: [s.n.].

VARNES, D. J. Slope movement types and process. **Shuster & Krizek**, p. 11–13, 1978.

VIEIRA, B. C. et al. **Estudo comparativo dos movimentos de massa ocorridos em fevereiro de 1996 nas Bacias do Quitite e do Papagaio (RJ): Uma abordagem Geomorfológica. Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. 2º Simpósio Pan-Americano de Escorregamentos de Terra. Anais...**Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/ISSME, 1997.

VIEIRA, B. C. **Previsão de Escorregamentos Translacionais Rasos na Serra do Mar (SP) a partir de Modelos Matemáticos em Bases Físicas**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, jun. 2007.

VOELLMY, A. On the Destructive Force of Avalanches. **Schweizerische Bauzeitung**, v. 73, p. 212–285, 1955.

WALSER, M. et al. Inwiefern eignen sich numerische Modellsimulationen für die Gefahrenkartierung von Murgängen. **FAN Agenda, Fachleute Naturgefahren Schweiz**, n. 1, p. 21–23, 2014.

WIGGERS, M. M. **ZONEAMENTO DAS ÁREAS DE RISCO A MOVIMENTOS DE MASSA NO PERÍMETRO URBANO DO MUNICÍPIO DE CAXIAS DO SUL (RS)**. Dissertação de Mestrado—Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2013.

WOLLE, C. M. **Análise dos escorregamentos translacionais rasos numa região da Serra do Mar**. Tese de Doutorado—São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1988.

ZIMMERMANN, F. et al. 2D runout modelling of hillslope debris flows, based on well-documented events in Switzerland. **Geosciences (Switzerland)**, v. 10, n. 2, p. 70–87, 1 fev. 2020.

APÊNDICE A – TABELAS DE CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

Tabela 23 – Tabela Resumo - Classificação Textural. Fonte: Autor

		PARQUE DO CRISTO		JOÃO AFONSO	
TIPO	Ø (mm)	*SRJ (%)	**SRM (%)	*SRJ (%)	**SRM (%)
PEDREGULHO	> 2,00	1,57	0,53	0,12	1,39
AREIA	2,00 > d > 0,06	78,31	31,09	84,35	43,31
SILTE	0,06 > d > 0,002	15,64	15,71	13,57	11,91
ARGILA	< 0,002	4,48	52,67	1,96	43,40
CLASSIFICAÇÃO		AREIA SILTOSA	ARGILA	AREIA	ARGILA ARENOSA

*SRJ = Solo Residual Jovem

**SRM = Solo Residual Maduro

Tabela 24 – Tabela Resumo - Classificação Unificada. Fonte: Autor

		PARQUE DO CRISTO		JOÃO AFONSO	
TIPO	Ø (mm)	*SRJ (%)	**SRM (%)	*SRJ (%)	**SRM (%)
FINOS	% PASSA #200	29,67	71,41	19,54	64,57
GROSSOS	% RETID. #200	70,33	28,59	80,46	35,43
PEDREGULHO	% RETID. #4	0,00	0,00	0,00	0,00
AREIA	% RET (#200 - #4)	70,33	28,59	80,46	35,43
DIÂMETROS	D60	0,38	-	0,25	-
	D30	0,15	-	0,12	-
	D10	0,01	-	0,035	-
COEFICIENTES	Cu	38,00	-	7,14	-
	Cc	5,92	-	1,65	-
LIMITES	LL	-	70,60	-	70,50
	LP	-	39,17	-	36,87
	IP	-	31,43	-	33,63
CLASSIFICAÇÃO	SIMBOLO	SC	MH	SC	MH
	GRUPO	AREIA ARGILOSA	SILTE ELÁSTICO C/ AREIA	AREIA ARGILOSA	SILTE ELÁSTICO ARENOSO

*SRJ = Solo Residual Jovem

**SRM = Solo Residual Maduro

APÊNDICE B – TABELAS DE DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DO SOLO

Tabela 25 - Determinação da massa específica - Parque do Cristo. Fonte: Autor.

DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA		SOLO RESIDUAL JOVEM			SOLO RESIDUAL MADURO		
PICNÔMETRO		M-11	M-12	M-13	M-8	M-9	M-10
MASSA DO PICNÔMETRO + MASSA DO SOLO + MASSA DA ÁGUA	g	808,58	805,14	807,95	808,63	802,51	810,19
TEMPERATURA DO ENSAIO	°C	22,5	22,5	21,7	22,3	22,2	21,0
MASSA DO PICNÔMETRO + MASSA DA ÁGUA	g	765,46	762,00	764,78	765,25	759,04	766,88
MASSA DO SOLO SECO	g	43,12	43,14	43,17	43,38	43,47	43,31
MASSA ESPECÍFICA DA ÁGUA	g/cm ³	0,9977	0,9977	0,9978	0,9978	0,9978	0,9980
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS	g/cm ³	2,599	2,600	2,604	2,624	2,633	2,617
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS	g/cm ³	2,601			2,625		

Tabela 26 - Determinação da massa específica - João Afonso. Fonte: Autor

DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA		SOLO RESIDUAL JOVEM			SOLO RESIDUAL MADURO		
PICNÔMETRO		M-11	M-12	M-13	M-8	M-9	M-10
MASSA DO PICNÔMETRO + MASSA DO SOLO + MASSA DA ÁGUA	g	808,50	805,12	807,70	805,99	799,90	807,53
TEMPERATURA DO ENSAIO	°C	21,8	21,7	21,4	21,7	21,6	21,5
MASSA DO PICNÔMETRO + MASSA DA ÁGUA	g	765,55	762,10	764,81	765,33	759,12	766,82
MASSA DO SOLO SECO	g	42,95	43,02	42,89	40,66	40,78	40,71
MASSA ESPECÍFICA DA ÁGUA	g/cm ³	0,9978	0,9978	0,9979	0,9979	0,9979	0,9979
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS	g/cm ³	2,583	2,589	2,576	2,381	2,391	2,385
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS	g/cm ³	2,583			2,385		

APÊNDICE C – GRÁFICOS DE LIMITES DE LIQUIDEZ

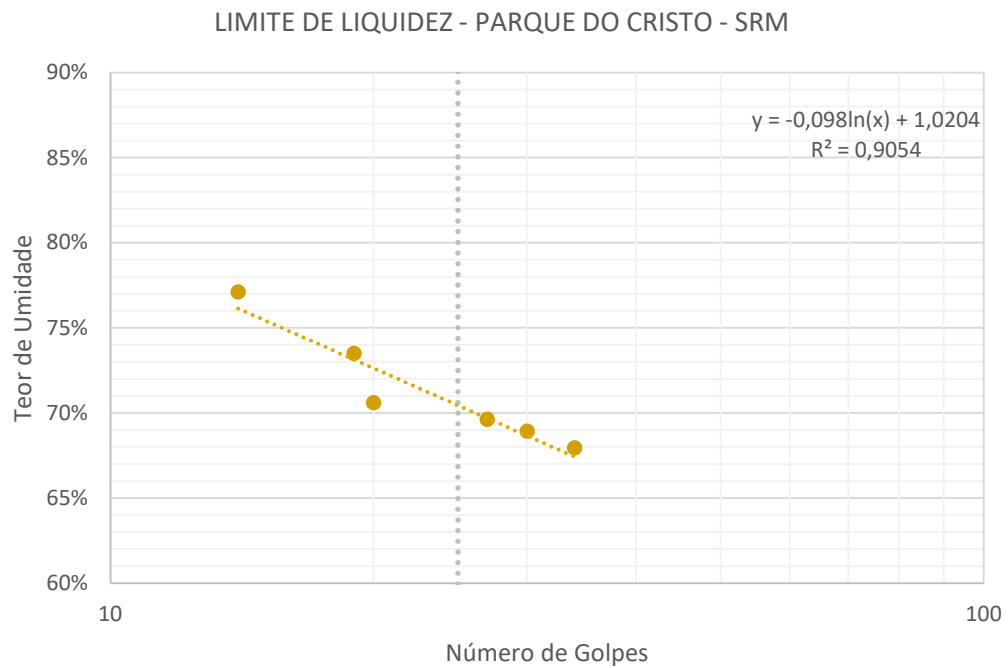


Figura 56 - Gráfico de Limite de Liquidez - Parque do Cristo - SRM. Fonte: Autor.

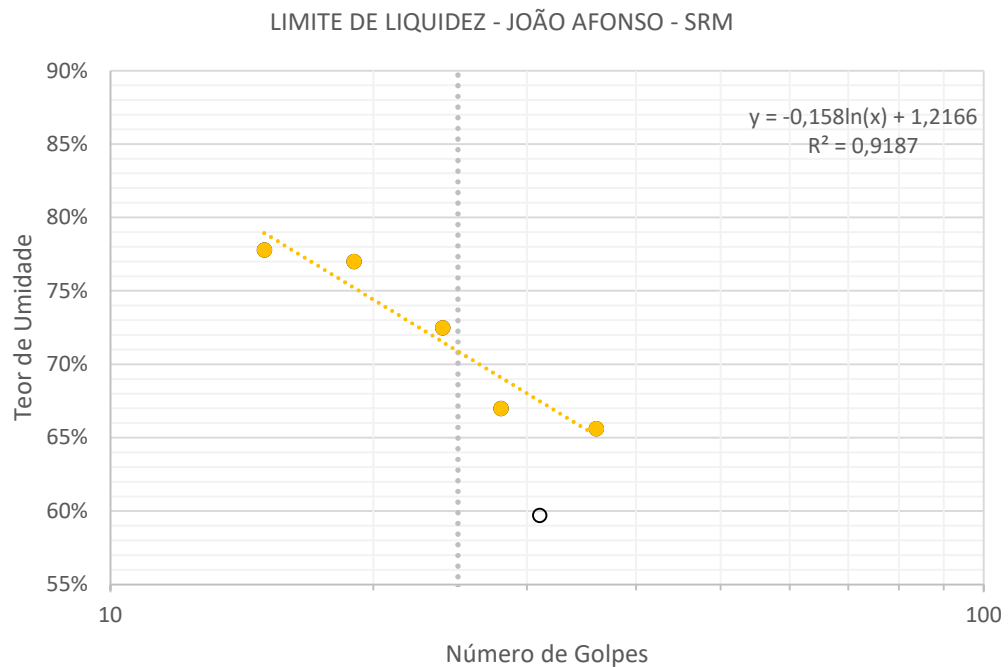


Figura 57 - Gráfico de Limite de Liquidez - João Afonso – SRM. Fonte: Autor.

APÊNDICE D – GRÁFICOS DE ENSAIOS CU – CID GOMES

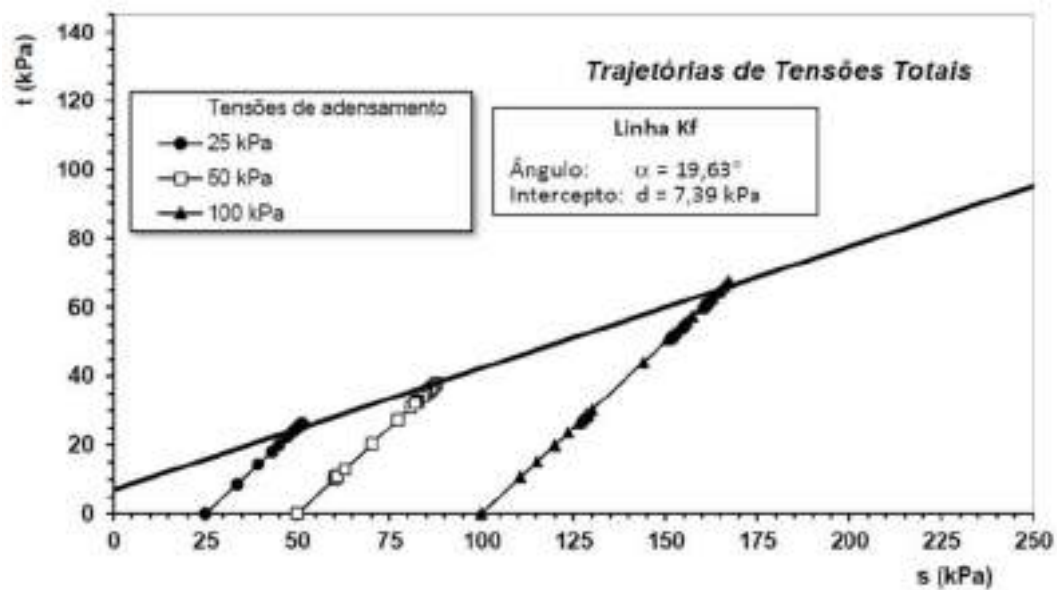


Figura 58 - Trajetória de Tensões Totais - SRM. Fonte: Zemlya Consultoria.

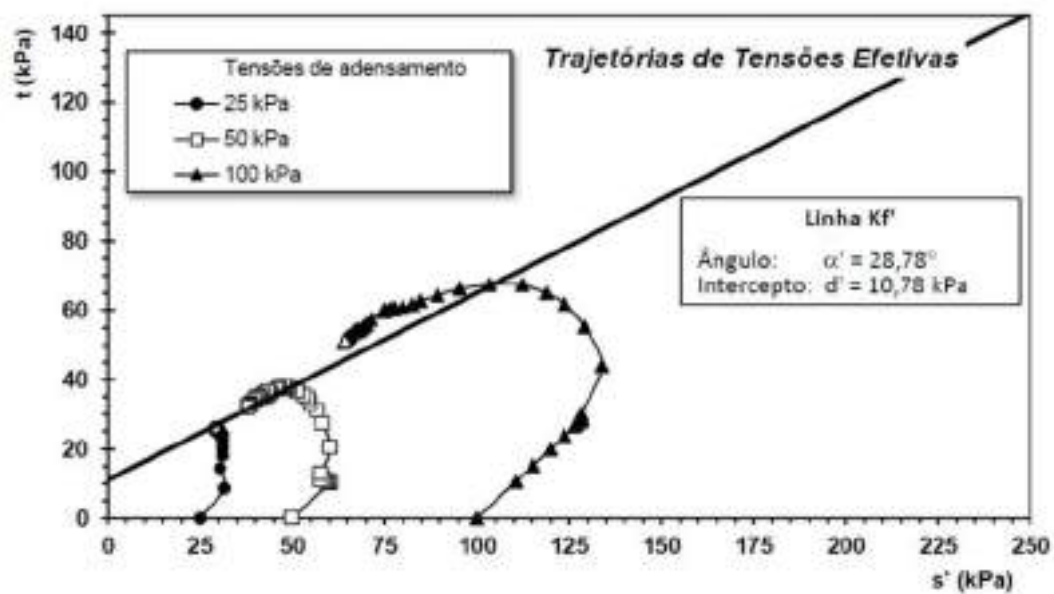


Figura 59 - Trajetória de Tensões Efetivas - SRM. Fonte: Zemlya Consultoria.

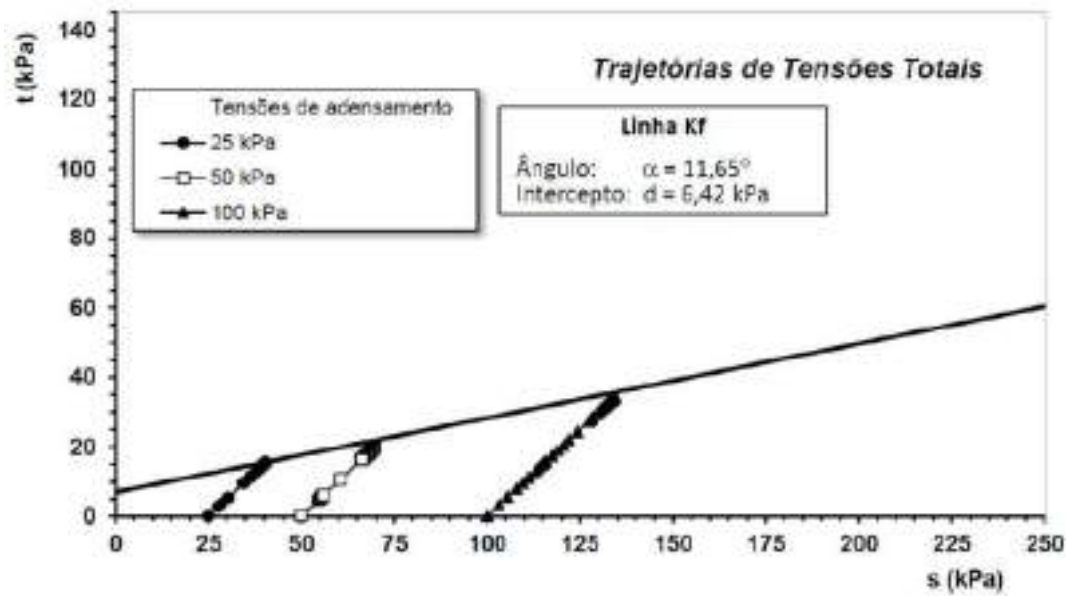


Figura 60 - Trajetória de Tensões Totais - Colúvio. Fonte: Zemlya Consultoria.

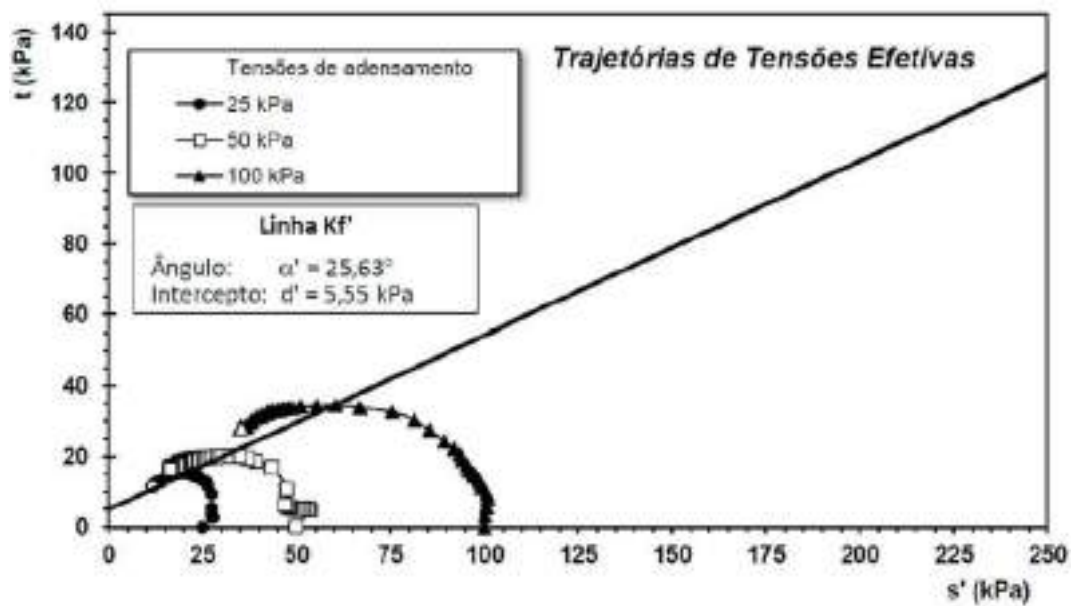


Figura 61 - Trajetória de Tensões Efetivas - Colúvio. Fonte: Zemlya Consultoria

APÊNDICE E – GRÁFICOS ENSAIOS CU – PARQUE DO CRISTO

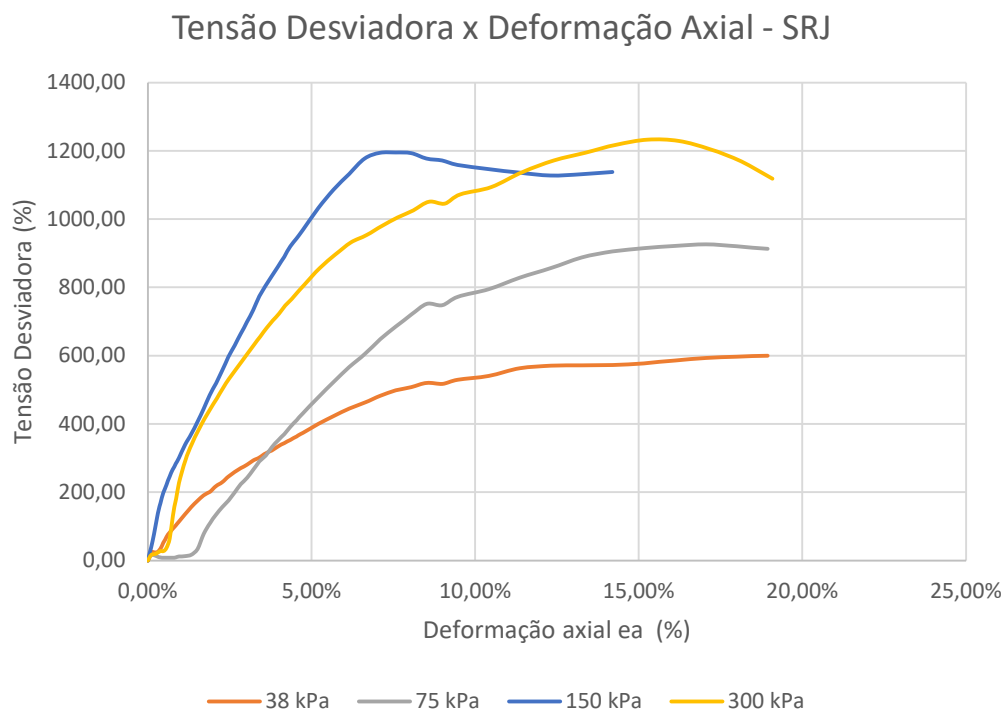


Figura 62 - Tensão Desviadora x Deformação Axial – Parque do Cristo - SRJ. Fonte: Autor

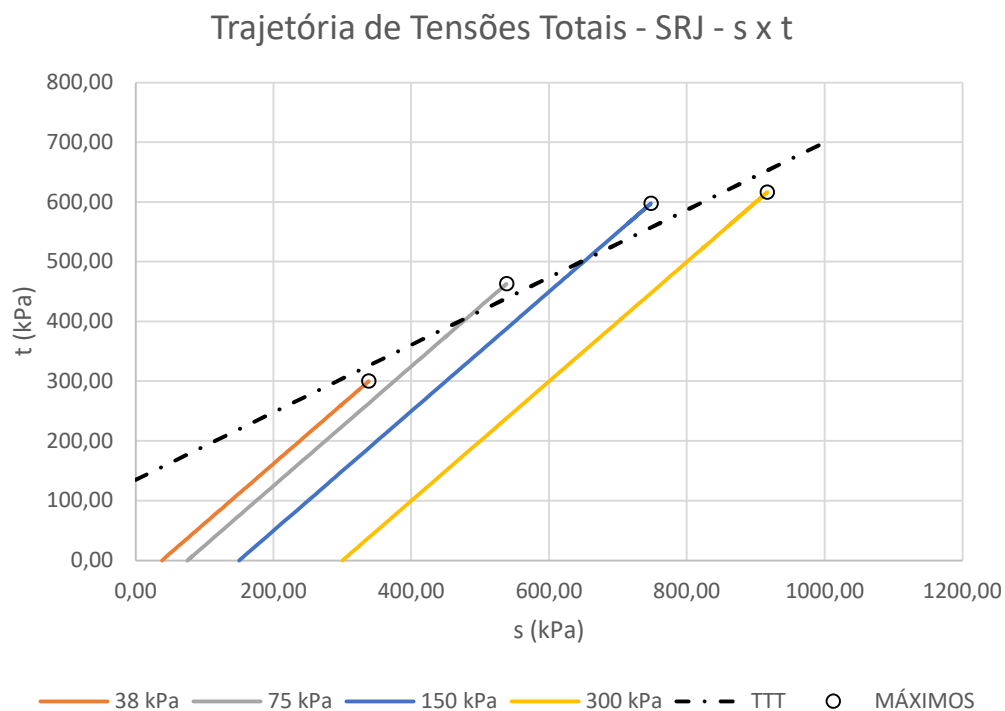


Figura 63 - Trajetória de Tensões Totais – Parque do Cristo - SRJ. Fonte: Autor.

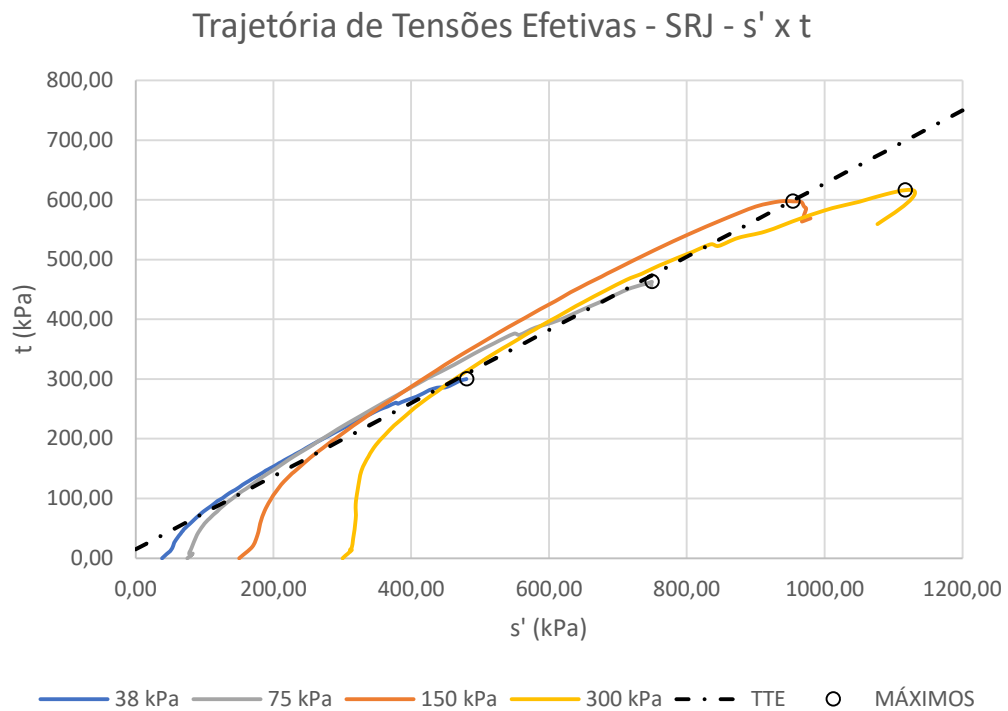


Figura 64 - Trajetória de Tensões Efetivas – Parque do Cristo - SRJ. Fonte: Autor.

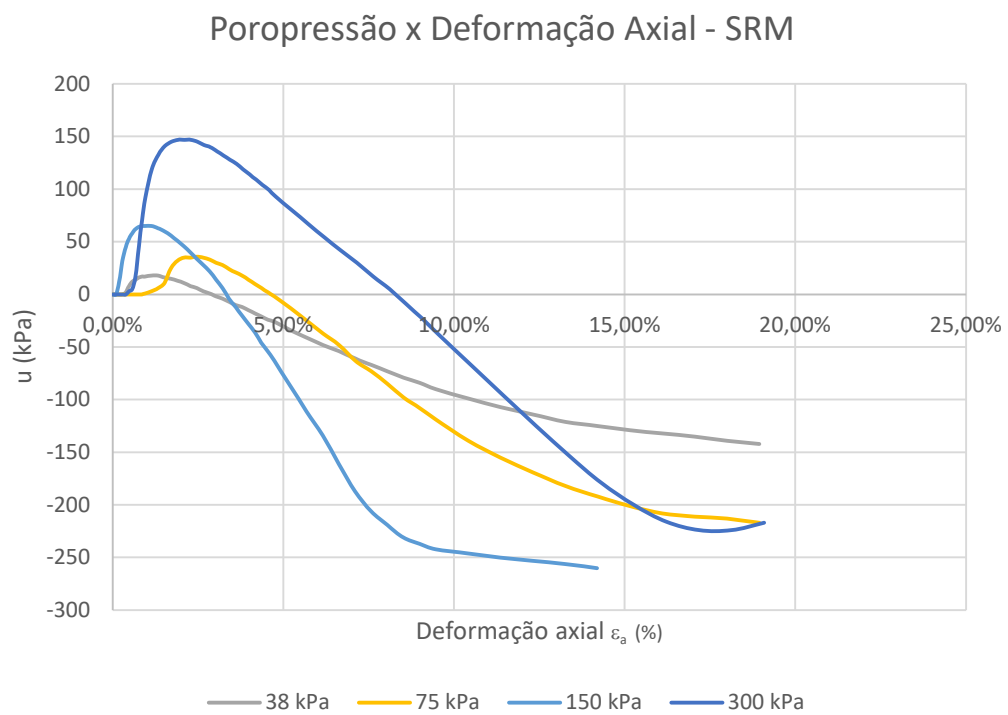


Figura 65 - Poropressão x Deformação Axial - Parque do Cristo - SRJ. Fonte: Autor.

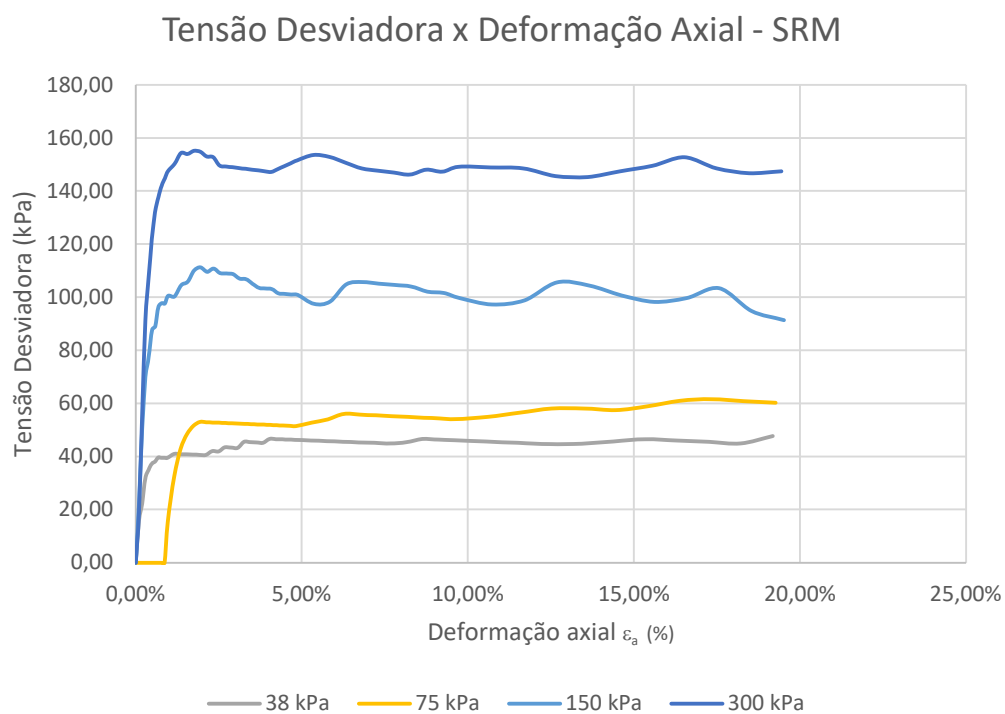


Figura 66 - Tensão Desviadora x Deformação Axial – Parque do Cristo - SRM. Fonte: Autor

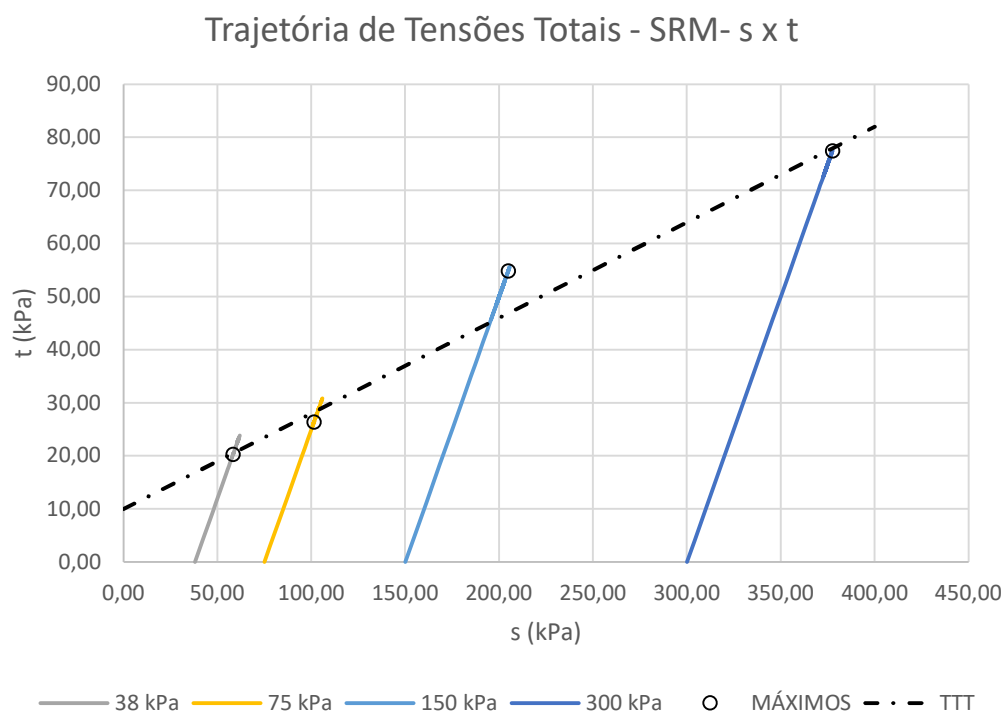


Figura 67 - Trajetória de Tensões Totais – Parque do Cristo - SRM. Fonte: Autor

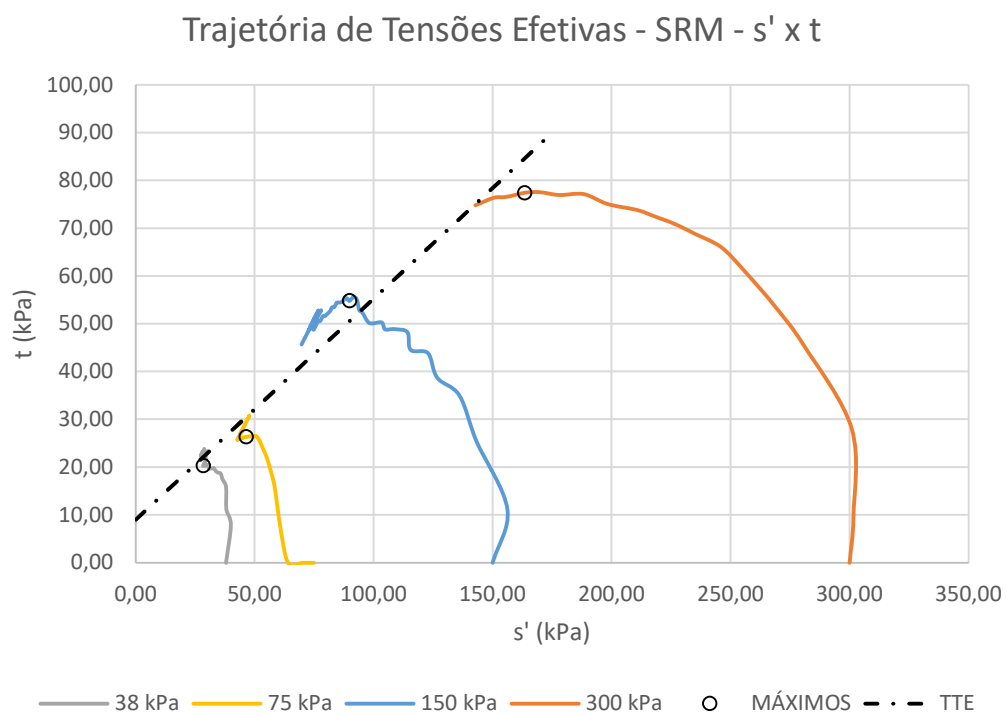


Figura 68 - Trajetória de Tensões Efetivas – Parque do Cristo - SRM. Fonte: Autor.

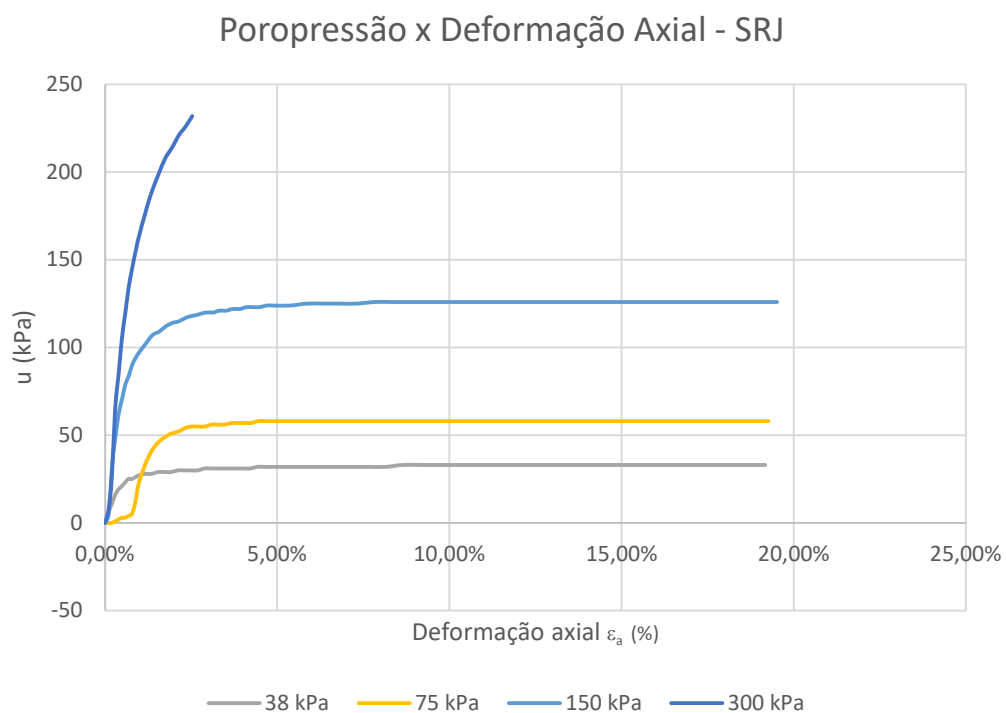


Figura 69 - Poropressão x Deformação Axial – Parque do Cristo - SRM. Fonte: Autor

APÊNDICE F – GRÁFICOS ENSAIOS CU – JOÃO AFONSO

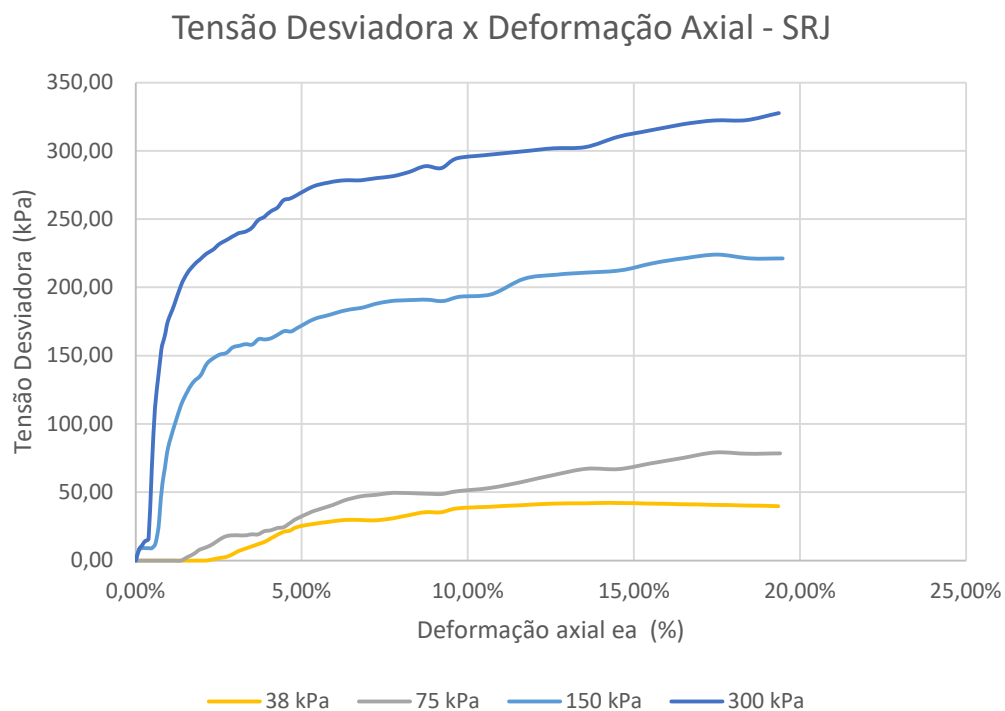


Figura 70 - Tensão Desviadora x Deformação Axial – João Afonso - SRJ. Fonte: Autor

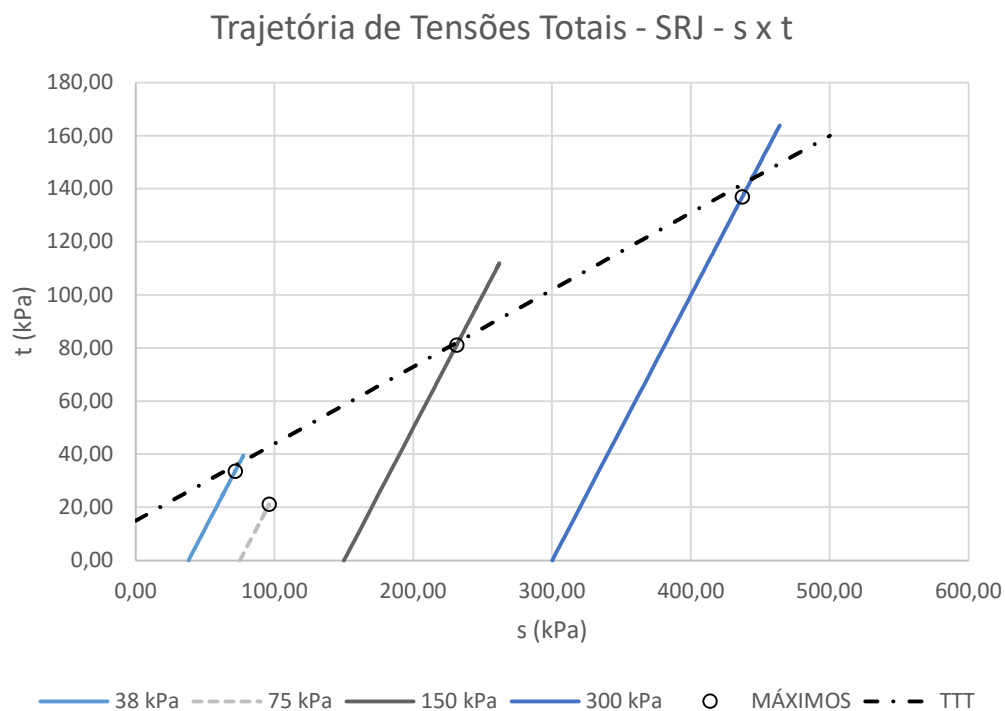


Figura 71 - Trajetória de Tensões Totais – João Afonso - SRJ. Fonte: Autor.

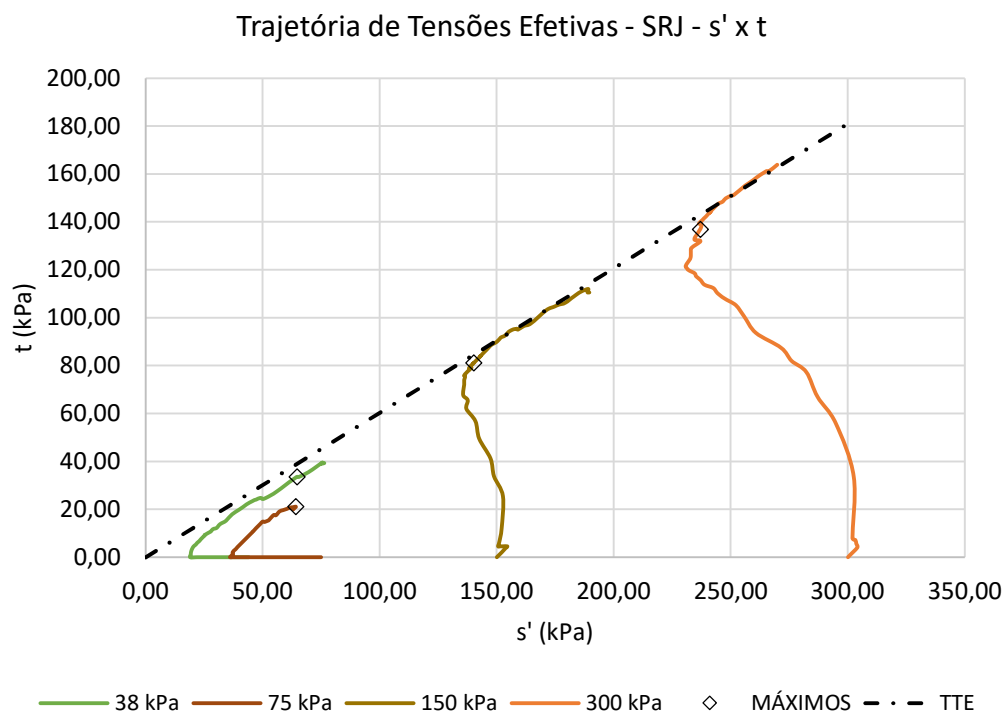


Figura 72 - Trajetória de Tensões Efetivas – João Afonso - SRJ. Fonte: Autor.

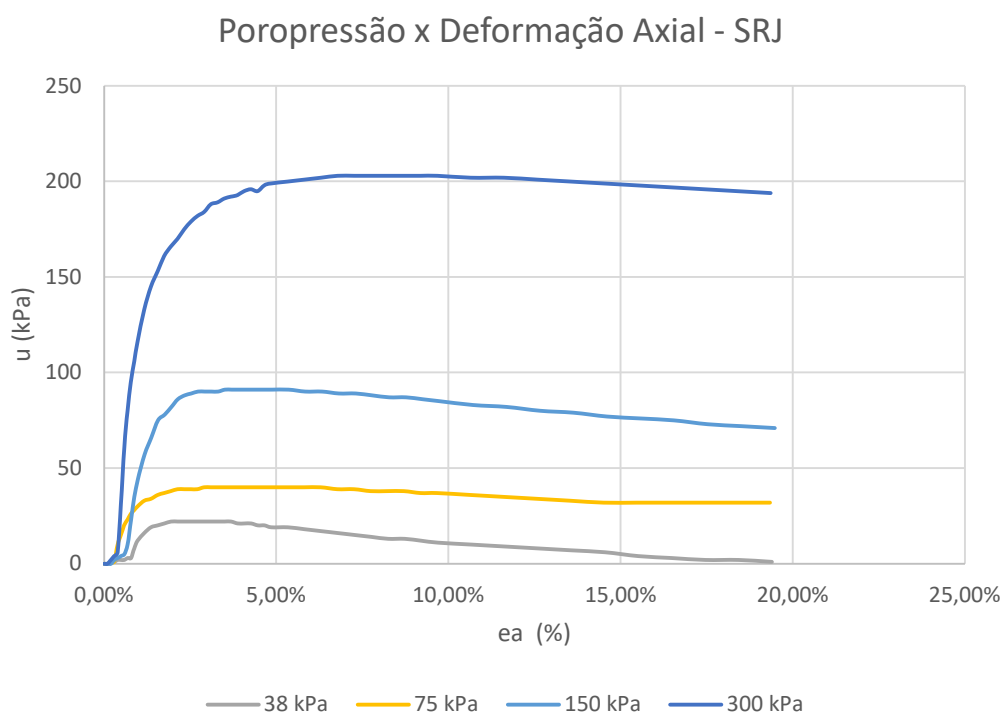


Figura 73 - Poropressão x Deformação Axial - João Afonso - SRJ. Fonte: Autor.

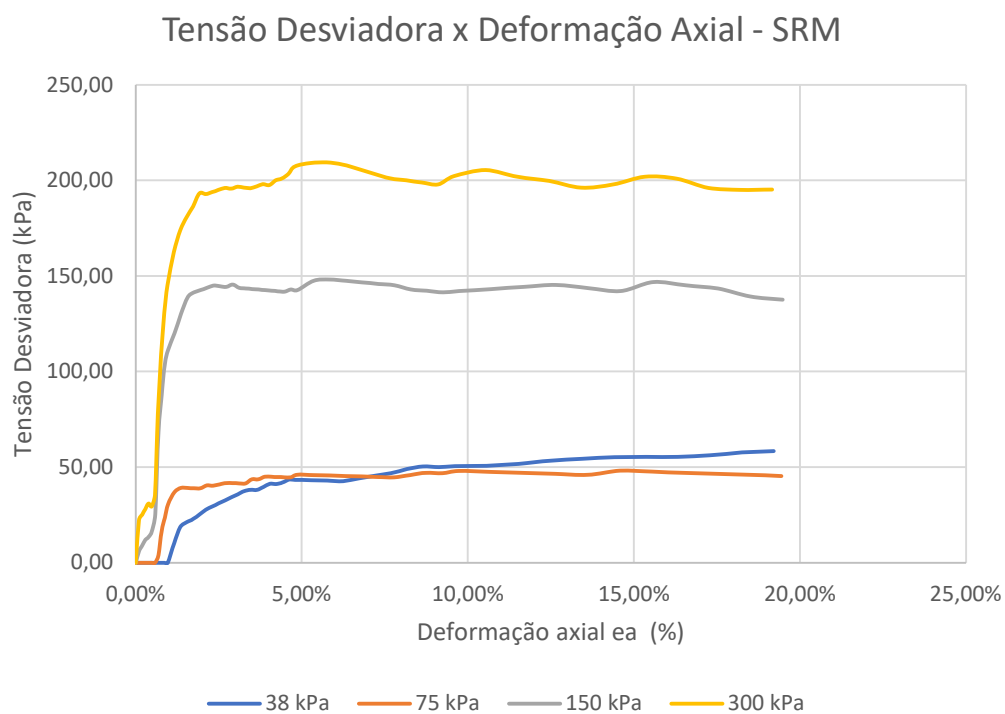


Figura 74 - Tensão Desviadora x Deformação Axial – João Afonso – João Afonso - SRM. Fonte: Autor.

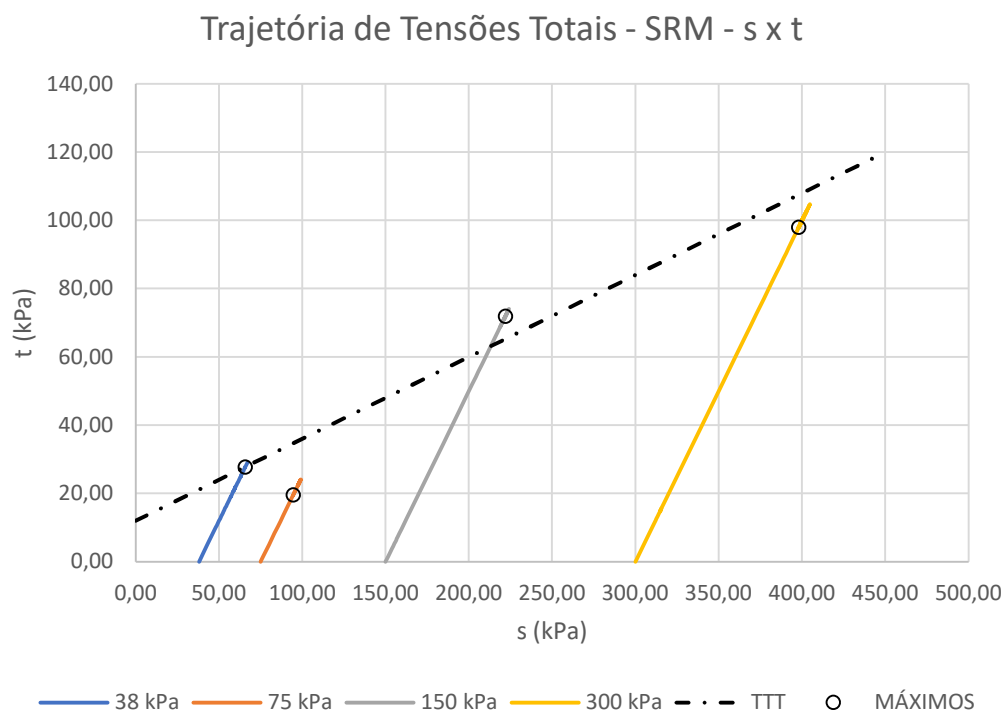


Figura 75 - Trajetória de Tensões Totais – João Afonso - SRM. Fonte: Autor.

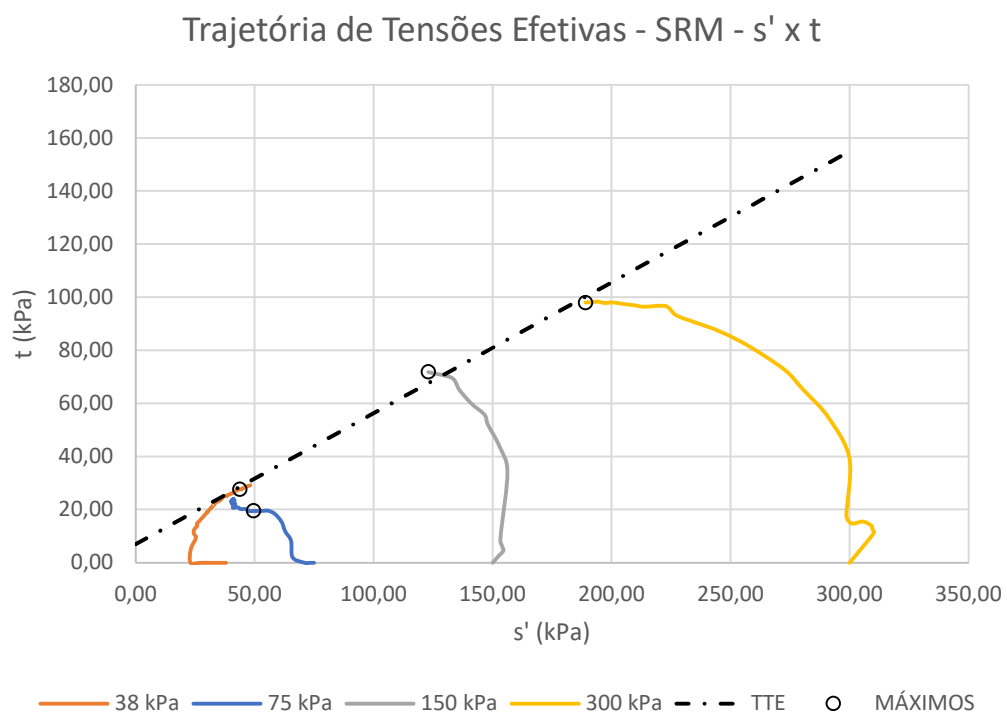


Figura 76 - Trajetória de Tensões Efetivas – João Afonso - SRM. Fonte: Autor.

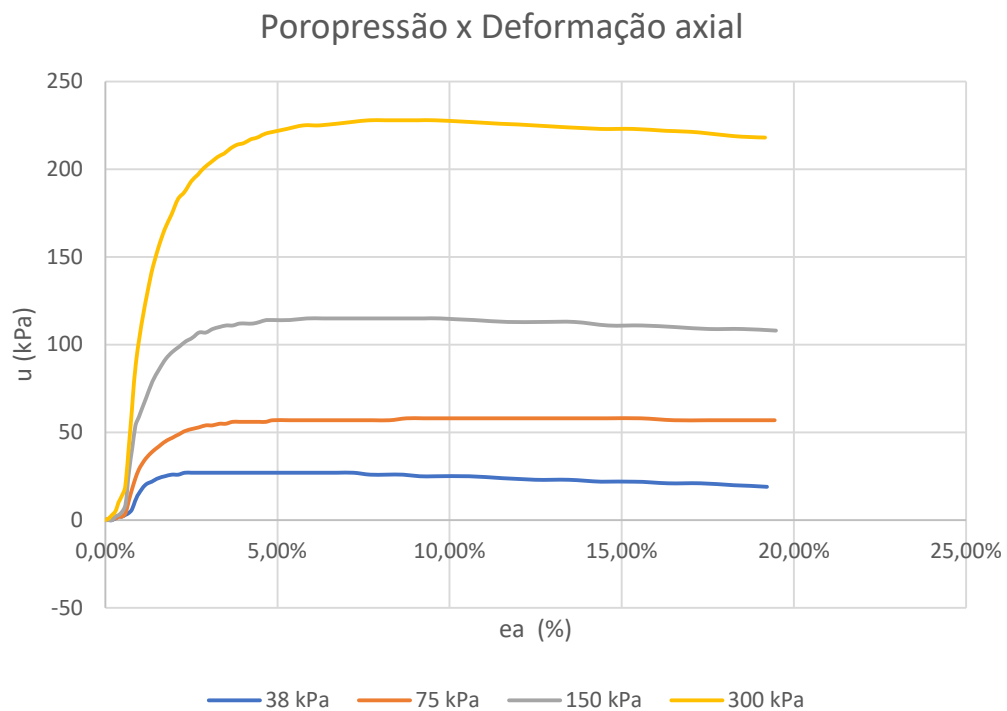


Figura 77 - Poropressão x Deformação Axial - João Afonso - SRM. Fonte: Autor.

APÊNDICE G – BOLETINS DE SONDAJEM



RELATÓRIO DE PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO 155 S1 0622
CLIENTE: ISAVIÇOSA
LOCAL: VIÇOSA - MG
OBRA: INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Viçosa, 26 de Julho 2022.

À ASSOCIAÇÃO INSTITUTO SÓCIO AMBIENTAL DE VIÇOSA

Att. Sr. Bráulio

Local: Viçosa - MG

Prezados (as) Senhores (as).

Servimo-nos do presente para apresentar-lhes os resultados da prospecção geológico-geotécnica do subsolo realizada para a obra em foco.

A administração dos serviços abaixo é executada pela Empresa Geopontuall Engenharia Ltda.

1. LOCAL:

Os ensaios foram executados em um terreno localizado no Parque do Cristo, bairro Bom Jesus, em Viçosa - MG.

2. METODOLOGIA:

Processo de execução de sondagens de simples reconhecimento do subsolo de acordo com as recomendações da **NBR – 6484/2020**, da **ABNT** e uso do amostrador padronizado **“RAYMOND”** ou **S.P.T.**

3. QUANTIDADE DE FUROS EXECUTADOS:

Para a determinação das características geológico-geotécnicas do subsolo foram executados 04 (quatro) ensaios, **designados por SPT-01 a SPT-04.**

4. CARACTERÍSTICAS DA SONDAGEM À PERCUSSÃO:

4.1. **Método de Execução:** No desenvolvimento da sondagem à percussão podem se distinguir três etapas básicas: perfuração, medição de resistência à penetração e amostragem.

- a) **Perfuração:** A técnica de perfuração, a fim de possibilitar a medição da resistência à penetração, é feita observando-se a presença do nível do lençol freático.
- Perfuração acima do nível d'água – executada com trado;
 - Perfuração abaixo do nível d'água – executada com a lavagem por circulação de água com o auxílio do trépano. Sendo também usada quando o trado ficar inoperante.
- b) **Amostragem:** A retirada de amostras do subsolo, tipo deformada pode ser feita durante a perfuração, através do trado, da lavagem com circulação de água, ou quando da medição da resistência à penetração pelo amostrador padronizado **S.P.T.**
- c) **Medição da Resistência à Penetração:** A resistência à penetração é representada pelo índice de resistência à penetração, **N (S.P.T)**, que é a soma do número de golpes de um martelo com peso de 65 kgf, caindo em queda livre de uma altura de 75 cm, necessários à penetração dos 30 cm finais do amostrador padronizado **S.P.T.**

4.2. Generalidades:

- a) A classificação do material é feita por método tátil-visual (NBR 7250/82).
- b) Amostrador padronizado **“RAYMOND”** ou **S.P.T.** de diâmetro externo de 50,80 mm e diâmetro interno de 34,90 mm
- c) Haste de aço para avanço: diâmetro interno de 25,00 mm e peso de 30 kgf/ml.
- d) Tubo de revestimento com diâmetro interno de 66,50 mm

5. ANEXOS:

- Observações técnicas sobre o nível d'água determinado nas sondagens;
- Relatório individual dos furos de sondagem mostrando: as seqüências dos tipos de solo, os níveis subterrâneos e os valores dos índices de resistência à penetração;
- Croqui de localização dos furos;

Cordialmente,

A handwritten signature in blue ink, reading 'Marcelo S. Minette'.

Marcelo Soares Minette
Engenheiro Civil CREA: 190631D/MG
Diretor Técnico – Geopontuall Engenharia Ltda.

ANEXO 1 – OBSERVAÇÕES TÉCNICAS SOBRE O NÍVEL D'ÁGUA DETERMINADO NAS SONDAGENS

Laboratório de Geotecnia Geopontuall Engenharia Ltda.

- 1- A posição do nível d'água relacionada em cada relatório é determinada 24 horas, no mínimo, após o término de cada sondagem, sendo medida a partir da cota da “boca do furo”. É importante a sua verificação do lençol sob pressão (não-freático) ou artesiano, bem como a variação de suas cotas no período entre a execução das sondagens e a execução das fundações das obras;
- 2- A diferença entre as cotas encontradas para o “N.A.” nas sondagens ou mesmo a não ocorrência deste, e sua posterior posição à época da execução das fundações das obras, pode ser devida a alguns fatores, a saber:

2.1- Dimensão dos furos de sondagens: o pequeno diâmetro destes furos pode implicar em dificuldade de drenagem, não permitindo a estabilização do lençol d'água, o que torna as leituras após 24 horas, como não reais para o local investigado;

2.2- Condições específicas do subsolo do maciço local: em subsolos muito argilosos, de baixa permeabilidade, a drenagem é difícil, podendo até mesmo deixar locais em condições impermeáveis, principalmente se for empregada argila bentonita para a estabilização das paredes dos furos. Se houver a ocorrência de camadas arenosas ao longo das paredes do furo, variações imprevistas do lenço d'água poderão ocorrer. Inclusive, diferenças localizadas de cotas de níveis de água podem ser explicadas por estas condições do subsolo local.

2.3- Condições topográficas: Em locais topograficamente acidentados, deve-se controlar mais cuidadosamente a posição do nível d'água, considerando-se que condições particulares de drenagem, obras na circunvizinhança e a instalação de poços de bombeamento de água na região podem modificar grandemente as condições verificadas durante a investigação do subsolo.

2.4- Variações sazonais: de acordo com as estações do ano, o nível d'água pode variar grandemente, apresentando-se mais próximo da superfície em épocas chuvosas, do que em épocas de menor precipitação pluviométrica. Aconselha-se, por conseguinte, a verificação do “N.A.” na data de execução da fundação das obras.

3- Recomendações:

Consubstanciado nas observações citadas, além das que influem na escolha do tipo de fundação e nas “pressões ou taxas admissíveis do subsolo”, citam a seguir algumas recomendações que podem ajudar nas decisões de ordem geotécnica, como por exemplo:

3.1 – Todos os furos são paralisados após 30 minutos de lavagem na cota final do furo, indicando desta forma, a impossibilidade de prosseguir a perfuração a partir de tal cota, provavelmente pela existência de um topo rochoso ou devido à elevada resistência à penetração do amostrador, apresentada pelo solo, conforme estabelecido em norma;

3.2 – O nível d’água está indicado individualmente no boletim;

3.3 – Conforme apresentado nos boletins de sondagens anexos, tem-se:

- No SPT 01 o solo apresenta resistência superficial média, com um aumento gradual da resistência com a profundidade. O nível d’água não foi identificado.

- No SPT 02 o solo apresenta resistência superficial média, com um aumento gradual da resistência com a profundidade. O nível d’água não foi identificado.

- No SPT 03 o solo apresenta resistência superficial alta, com um aumento gradual da resistência com a profundidade. O nível d’água não foi identificado.

- No SPT 04 o solo apresenta resistência superficial média, com um aumento gradual da resistência com a profundidade e algumas oscilações. O nível d’água não foi identificado.

ANEXO 2 – LOCALIZAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM

Figura 1 - Localização aproximada dos furos de sondagem: SPT-01 a SPT-04.



Fonte: Google Maps, 2022.

ANEXO 3 – IMAGENS DO LOCAL DOS FUROS DE SONDAGEM

Figura 2- Localização do SPT-01.



Figura 3- Localização do SPT-02.



Figura 4- Localização do SPT-03.



Figura 5- Localização do SPT-04.



REVESTIMENTO.....
AMOSTRADOR.....
PESO.....
ALTURA DE QUEDA.....

Ø = 2 1/2"
Øext= 2"
65 kg
75 cm

SONDAGEM FURO Nº COTA (m)
SPT 01 01 0,00
RELATÓRIO Nº 155 S1 0622
FOLHA : 01 / 04 OPERADOR ANTÔNIO

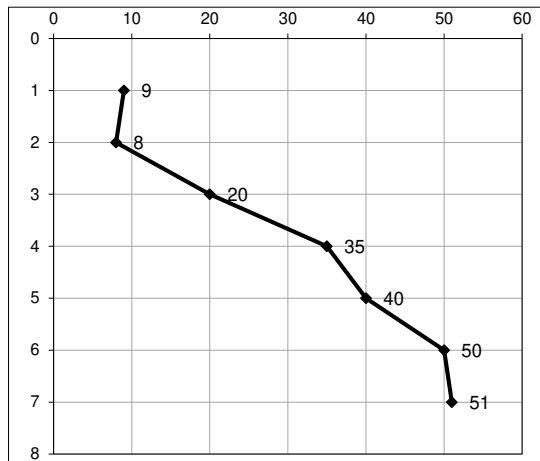
CLIENTE: ISAVIÇOSA
OBRA: INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO
LOCAL: VIÇOSA-MG
INÍCIO: 21/07/22

FINAL: 21/07/22

PROFUNDIDADE FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA : -
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO : 2,00
PROFUNDIDADE TOTAL : 7,45

AVANÇO	AMOSTRA	GOLPES			RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	COTAS P/ BOCA DO FURO	N.A. (m)
		15	30	45	FIN.			
TH	1R	4	5	4	9	ARGILA ARENOSA, COR CINZA, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, MÉDIO.	1	-
TH	2R	3	4	4	8	SILTE ARENOSO, COR VARIEGADO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, POUCO COMPACTO.	2	
TH	3R	9	10	10	20	SILTE ARGILOSO, COR VARIEGADO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, MUITO RIJO.	3	
TH	4R	15	17	18	35	SILTE ARENOSO, COR VARIEGADO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, COMPACTO.	4	
TH	5R	18	19	21	40	ALTERAÇÃO DE ROCHA ARENOSA, COR VARIEGADA, COM PEDREGULHO.	5	
CA	6R	20	24	26	50		6	
CA	7R	22	25	26	51		7	
						FURO PARALISADO CONFORME DESCRITO NO ITEM 5.2.4.5 DA NORMA NBR6484:2020 - SOLO - SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT.		

RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO
N (SPT)



NOTAS :
01) TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL
02) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA
03) R= AMOSTRA RECUPERADA
04) L= AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM

OBS :

RESP. TÉCNICO : MARCELO SOARES MINETTE
CREA : 190631-D/MG

DESENHO : ALINE ALVES

REVESTIMENTO.....
AMOSTRADOR.....
PESO.....
ALTURA DE QUEDA.....

Ø = 2 1/2"
Øext= 2"
65 kg
75 cm

SONDAGEM FURO Nº COTA (m)
SPT 02 02 0,00
RELATÓRIO Nº 155 S1 0622
FOLHA : 02 / 04 OPERADOR ANTÔNIO

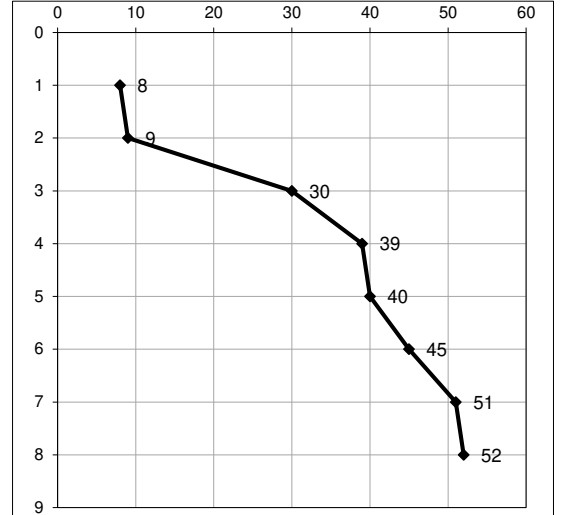
CLIENTE: ISAVIÇOSA
OBRA: INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO
LOCAL: VIÇOSA-MG
INÍCIO: 22/07/22

FINAL: 22/07/22

PROFUNDIDADE FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA : -
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO : 2,00
PROFUNDIDADE TOTAL : 8,45

AVANÇO	AMOSTRA	GOLPES			RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO A FIN.	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÕES	COTAS P/ BOCA DO FURO	N.A. (m)
		15	30	45				
TH	1R	4	4	4	8	ARGILA, COR CINZA, MÉDIA.	1	-
TH	2R	4	4	5	9	SILTE, COR VARIEGADO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO.	2	
TH	3R	14	15	15	30		3	
TH	4R	18	19	20	39		4	
TH	5R	18	20	20	40	ALTERAÇÃO DE ROCHA, COR CINZA, COM MICÁCEO E PEDREGULHO.	5	
TH	6R	20	20	25	45		6	
CA	7R	24	25	26	51		7	
CA	8R	25	26	26	52		8	
						FURO PARALISADO CONFORME DESCRITO NO ITEM 5.2.4.5 DA NORMA NBR6484:2020 - SOLO - SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT.		

RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO
N (SPT)



NOTAS :
01) TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL
02) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA
03) R= AMOSTRA RECUPERADA
04) L= AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM

DESENHO : ALINE ALVES

OBS :

RESP. TÉCNICO : MARCELO SOARES MINETTE
CREA : 190631-D/MG

Geopontuall

Rua Araponga, nº 100, Santo Antônio, Viçosa-MG



SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT)

REVESTIMENTO.....
AMOSTRADOR.....
PESO.....
ALTURA DE QUEDA.....

Ø = 2 1/2"
Øext= 2"
65 kg
75 cm

SONDAGEM FURO Nº COTA (m)
SPT 03 03 0,00

RELATÓRIO Nº 155 S1 0622
FOLHA : 03 / 04 OPERADOR ANTÔNIO

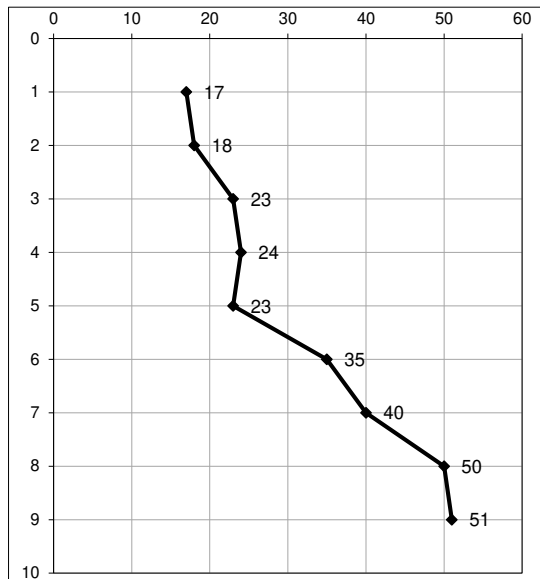
CLIENTE: ISAVIÇOSA
OBRA: INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO
LOCAL: VIÇOSA-MG
INÍCIO: 22/07/22

FINAL: 22/07/22

PROFUNDIDADE FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA : -
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO : 2,00
PROFUNDIDADE TOTAL : 9,45

AVANÇO	AMOSTRA	GOLPES			RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	COTAS P/ BOCA DO FURO	N.A. (m)
		15	30	45	FIN.			
TH	1R	7	8	9	17	SILTE ARENOSO, COR VERMELHO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, MEDIANAMENTE COMPACTO.	1	-
TH	2R	7	9	9	18		2	
TH	3R	9	11	12	23	SILTE ARENOSO, COR AMARELO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, COMPACTO.	3	
TH	4R	10	12	12	24	ALTERAÇÃO DE ROCHA, COR CINZA, COM MICÁCEO E PEDREGULHO.	4	
TH	5R	11	12	11	23	ALTERAÇÃO DE ROCHA ARENOSA, COR VARIEGADA, COM MICÁCEO E PEDREGULHO.	5	
TH	6R	13	17	18	35		6	
TH	7R	16	19	21	40		7	
CA	8R	18	24	26	50	ALTERAÇÃO DE ROCHA ARENOSA, COR CINZA, COM MICÁCEO E PEDREGULHO.	8	
CA	9R	23	25	26	51	ALTERAÇÃO DE ROCHA ARENOSA, COR VARIEGADA, COM MICÁCEO E PEDREGULHO.	9	
						FURO PARALISADO CONFORME DESCRITO NO ITEM 5.2.4.5 DA NORMA NBR6484:2020 - SOLO - SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT.		

RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N (SPT)



NOTAS :
01) TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL
02) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA
03) R= AMOSTRA RECUPERADA
04) L= AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM

OBS :

RESP. TÉCNICO : MARCELO SOARES MINETTE
CREA : 190631-D/MG

DESENHO : ALINE ALVES

Geopontuall

Rua Araponga, nº 100, Santo Antônio, Viçosa-MG



SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT)

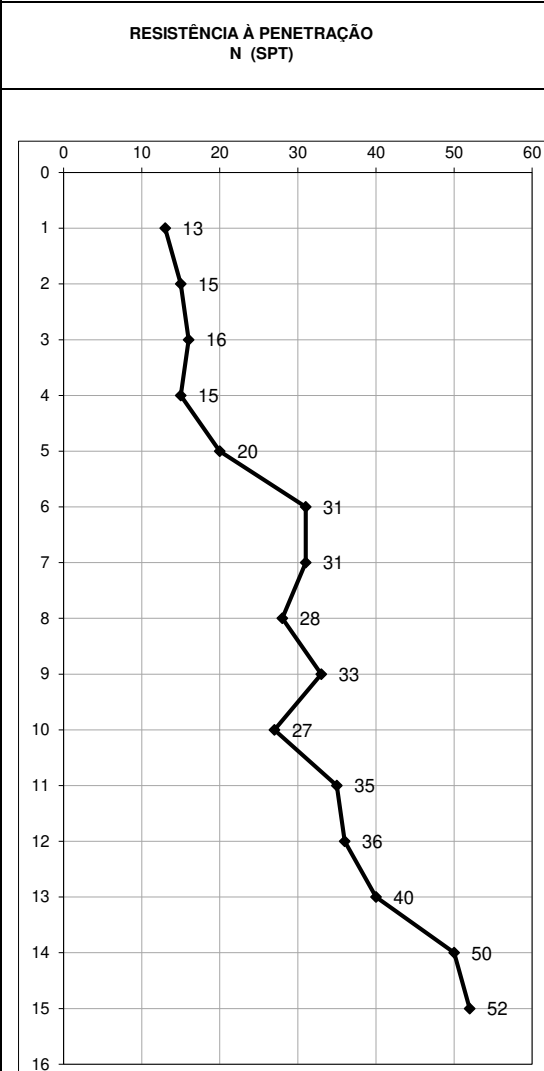
REVESTIMENTO..... Ø = 2 1/2"
 AMOSTRADOR..... Øext= 2"
 PESO..... 65 kg
 ALTURA DE QUEDA..... 75 cm

SONDAGEM FURO Nº COTA (m)
SPT 04 04 0,00
 RELATÓRIO Nº 155 S1 0622
 FOLHA : 04 / 04 OPERADOR ANTÔNIO

CLIENTE: ISAVIÇOSA
 OBRA: INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO
 LOCAL: VIÇOSA-MG
 INÍCIO: 25/07/22 FINAL: 26/07/22

PROFUNDIDADE FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA : -
 PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO : 2,00
 PROFUNDIDADE TOTAL : 15,45

AVANÇO	AMOSTRA	GOLPES			RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	COTAS P/ BOCA DO FURO	N.A. (m)
		15	30	45	FIN.			
TH	1R	8	6	7	13	SILTE ARGILOSO, COR VERMELHO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, RIJO.	1	-
TH	2R	7	7	8	15		2	
TH	3R	7	8	8	16	SILTE ARGILOSO, COR VARIEGADO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, RIJO.	3	
TH	4R	6	7	8	15	SILTE ARENOSO, COR VARIEGADO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, MEDIANAMENTE COMPACTO.	4	
TH	5R	9	9	11	20	SILTE ARENOSO, COR ROSA, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, COMPACTO.	5	
TH	6R	14	15	16	31	SILTE ARGILOSO, COR ROSA, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, DURO.	6	
TH	7R	13	13	18	31	SILTE ARGILOSO, COR VARIEGADO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, DURO.	7	
TH	8R	12	13	15	28	SILTE ARENOSO, COR VARIEGADO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, COMPACTO.	8	
TH	9R	15	16	17	33	SILTE ARGILOSO, COR VARIEGADO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, DURO.	9	
CA	10R	13	13	14	27	SILTE ARENOSO, COR ROSA, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, COMPACTO.	10	
CA	11R	15	17	18	35	SILTE ARGILOSO, COR VARIEGADO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, DURO.	11	
CA	12R	16	18	18	36	SILTE ARENOSO, COR VARIEGADO, COM MICÁCEO E PEDREGULHO, COMPACTO.	12	
CA	13R	18	19	21	40	ALTERAÇÃO DE ROCHA ARENOSA, COR VARIEGADA, COM MICÁCEO E PEDREGULHO.	13	
CA	14R	22	24	26	50		14	
CA	15R	24	25	27	52		15	
						FURO PARALISADO CONFORME DESCRITO NO ITEM 5.2.4.5 DA NORMA NBR6484:2020 - SOLO - SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT.		



NOTAS :
 01) TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL
 02) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA
 03) R= AMOSTRA RECUPERADA
 04) L= AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM
 DESENHO : ALINE ALVES

OBS :
 RESP. TÉCNICO : MARCELO SOARES MINETTE 128
 CREA : 190631-D/MG



RELATÓRIO DE PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO 109 S1 0818
CLIENTE: JOSÉ EUDES DE SOUZA.
LOCAL: PONTE NOVA - MG
OBRA: CONSTRUÇÃO CIVIL

Viçosa, 17 de Setembro de 2018.

AO Sr. JOSÉ EUDES DE SOUZA

Local: Ponte Nova - MG

Prezados (as) Senhores (as).

Servimo-nos da presente para apresentar-lhes os resultados da prospecção geológico-geotécnica do subsolo realizada para a obra em foco.

A administração dos serviços abaixo é executada pela Empresa Geopontuall Engenharia Ltda.

1. LOCAL:

Os furos foram executados em terreno localizado na Rua Cid Gomes, lote 15, Quadra B, Bairro Alto da Boa Vista, no município de Ponte Nova - MG

2. METODOLOGIA:

Processo de execução de sondagens de simples reconhecimento do subsolo de acordo com as recomendações da **NBR – 6484/2001**, da **ABNT** e uso do amostrador padronizado **“RAYMOND”** ou **S.P.T.**

3. QUANTIDADE DE FUROS EXECUTADOS:

Para a determinação das características geológico-geotécnicas do subsolo foram executados 04 (quatro) furos, **designados por SPT-01 a SPT-04.**

4. CARACTERÍSTICAS DA SONDAGEM À PERCUSSÃO:

4.1. Método de Execução: No desenvolvimento da sondagem à percussão podem se distinguir três etapas básicas: perfuração, medição de resistência à penetração e amostragem.

- a) **Perfuração:** A técnica de perfuração, a fim de possibilitar a medição da resistência à penetração, é feita observando-se a presença do nível do lençol freático.
- Perfuração acima do nível d'água – executada com trado;
 - Perfuração abaixo do nível d'água – executada com a lavagem por circulação de água com o auxílio do trépano. Sendo também usada quando o trado ficar inoperante.
- b) **Amostragem:** A retirada de amostras do subsolo, tipo deformada pode ser feita durante a perfuração, através do trado, da lavagem com circulação de água, ou quando da medição da resistência à penetração pelo amostrador padronizado **S.P.T.**
- c) **Medição da Resistência à Penetração:** A resistência à penetração é representada pelo índice de resistência à penetração, **N (S.P.T)**, que é a soma do número de golpes de um martelo com peso de 65 kgf, caindo em queda livre de uma altura de 75 cm, necessários à penetração dos 30 cm finais do amostrador padronizado **S.P.T.**

4.2. Generalidades:

- a) A classificação do material é feita por método tátil-visual (NBR 7250/82).
- b) Amostrador padronizado "**RAYMOND**" ou **S.P.T.** de diâmetro externo de 50,80 mm e diâmetro interno de 34,90 mm
- c) Haste de aço para avanço: diâmetro interno de 25,00 mm e peso de 30 kgf/ml.
- d) Tubo de revestimento com diâmetro interno de 66,50 mm

5. ANEXOS:

- Observações técnicas sobre o nível d'água determinado nas sondagens;
- Relatório individual dos furos de sondagem mostrando: as seqüências dos tipos de solo, os níveis subterrâneos e os valores dos índices de resistência à penetração;
- Croqui de localização dos furos;

Cordialmente,



Marcelo Soares Minette
Engenheiro Civil CREA: 190631D/MG
Diretor Técnico – Geopontuall Engenharia Ltda.

ANEXO 1 – OBSERVAÇÕES TÉCNICAS SOBRE O NÍVEL D'ÁGUA DETERMINADO NAS SONDAGENS

**Laboratório de Geotecnia
Geopontuall Engenharia Ltda.**

- 1- A posição do nível d'água relacionada em cada relatório é determinada 24 horas, no mínimo, após o término de cada sondagem, sendo medida a partir da cota da “boca do furo”. É importante a sua verificação do lençol sob pressão (não-freático) ou artesiano, bem como a variação de suas cotas no período entre a execução das sondagens e a execução das fundações das obras;
- 2- A diferença entre as cotas encontradas para o “N.A.” nas sondagens ou mesmo a não ocorrência deste, e sua posterior posição à época da execução das fundações das obras, pode ser devida a alguns fatores, a saber:

2.1- Dimensão dos furos de sondagens: o pequeno diâmetro destes furos pode implicar em dificuldade de drenagem, não permitindo a estabilização do lençol d'água, o que torna as leituras após 24 horas, como não reais para o local investigado;

2.2- Condições específicas do subsolo do maciço local: em subsolos muito argilosos, de baixa permeabilidade, a drenagem é difícil, podendo até mesmo deixar locais em condições impermeáveis, principalmente se for empregada argila bentonita para a estabilização das paredes dos furos. Se houver a ocorrência de camadas arenosas ao longo das paredes do furo, variações imprevistas do lenço d'água poderão ocorrer. Inclusive, diferenças localizadas de cotas de níveis de água podem ser explicadas por estas condições do subsolo local.

2.3- Condições topográficas: Em locais topograficamente acidentados, deve-se controlar mais cuidadosamente a posição do nível d'água, considerando-se que condições particulares de drenagem, obras na circunvizinhança e a instalação de poços de bombeamento de água na região podem modificar grandemente as condições verificadas durante a investigação do subsolo.

2.4- Variações sazonais: de acordo com as estações do ano, o nível d'água pode variar grandemente, apresentando-se mais próximo da superfície em épocas chuvosas, do que em épocas de menor precipitação pluviométrica. Aconselha-se, por conseguinte, a verificação do “N.A.” na data de execução da fundação das obras.

3- Recomendações:

Consubstanciado nas observações citadas, além das que influem na escolha do tipo de fundação e nas “pressões ou taxas admissíveis do subsolo”, citam a seguir algumas recomendações que podem ajudar nas decisões de ordem geotécnica, como por exemplo:

3.1 – Todos os furos são paralisados após 30 minutos de lavagem na cota final do furo, indicando desta forma, a impossibilidade de prosseguir a perfuração a partir de tal cota, provavelmente pela existência de um topo rochoso ou devido à elevada resistência à penetração do amostrador, apresentada pelo solo, conforme estabelecido em norma;

3.2 – O nível d'água está indicado individualmente no boletim;

3.3 – Conforme apresentado nos boletins de sondagens anexos, tem-se:

- No SPT 01 o solo apresenta baixa resistência superficial, com aumento gradual de acordo com a profundidade, atingindo o impenetrável aos 13,16 metros. Sem ocorrência de nível d'água.

- No SPT 02 o solo apresenta baixa resistência superficial, com aumento gradual de acordo com a profundidade, atingindo o impenetrável aos 13,17 metros. Sem ocorrência de nível d'água.

- No SPT 03 o solo apresenta baixa resistência superficial, com aumento gradual até a profundidade de 3,00 metros, aos 4,00 metros ocorre uma oscilação de resistência e aos 5,00 metros a resistência volta a aumentar de acordo com a profundidade, atingindo o impenetrável aos 9,20 metros. Sem ocorrência de nível d'água.

- No SPT 04 o solo apresenta muito baixa resistência superficial, com aumento gradual de acordo com a profundidade, atingindo o impenetrável aos 11,23 metros. Sem ocorrência de nível d'água.

Portanto, indica-se para o presente caso fundação do tipo profunda do tipo estaca escavada, devido ao fato destas se mostrarem compatíveis com os tipos de solicitações impostas pela estrutura ao terreno.

Todavia, a decisão dependerá das cargas máximas na fundação e dos recalques proporcionados pela interação solo-estrutura. Vale ressaltar que tal decisão deverá ser tomada exclusivamente pelo engenheiro da CONTRATANTE, que será responsável pelo projeto da mesma.

Anexo 2 – Croqui indicando a localização dos furos de sondagem



SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT

NBR 6484/01

CLIENTE: JOSÉ EUDES DE SOUZA	SONDAGEM À PERCUSSÃO	SPT 01
OBRA: CONSTRUÇÃO CIVIL	INÍCIO: 11/09/2018	TÉRMINO: 11/09/2018
LOCAL: PONTE NOVA-MG	COTA: 0,00	COORD. N: E:

GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			INI.	FIN.				Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2.00 m		
								DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
	1,00	2/15 2/15 2/15	4	4		00		ARGILA ARENOSA, MOLE, COR MARROM	N.A. N.F.E.	
	2,00	2/15 3/15 4/15	5	7		01	1,45			
	3,00	4/15 5/15 6/15	9	11		02				
	4,00	6/15 7/15 8/15	13	15		03				
	5,00	8/15 9/15 9/15	17	18		04				
	6,00	11/15 12/15 13/15	23	25		05		SILTE ARENOSO, COM PEDREGULHOS E MICA, POUCO COMPACTO A COMPACTO, COR VERMELHO		
	7,00	13/15 13/15 14/15	26	27		06				
	8,00	12/15 14/15 15/15	26	29		07				8,00
	9,00	16/15 17/15 18/15	33	35		08				
	10,00	18/15 19/15 20/15	37	39		09	9,45			
	11,00	20/15 21/15 24/15	41	45		10				
	12,00	30/14 - -	30/14	-		11		SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA SILTO ARENOSO, COM PEDREGULHOS E MICA, COMPACTO A MUITO COMPACTO, COR VARIEGADA		CA
	13,00	30/4 - -	30/4	-		12	13,16			13,00
	14,00							IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM		
	15,00							NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.3.3 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.		
	16,00							Resultados do ensaio de lavagem: 1° 10 min = 5,00 cm 2° 10 min = 4,00 cm 3° 10 min = 3,00 cm		
	17,00									
	18,00									
	19,00									
	20,00									

OBS.:

LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - 30 cm FINAIS - - - TRADO CAVADEIRA - TC - TRADO HELICOIDAL - TH - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO ||



DATA: 17/09/2018	TRABALHO N°: 109 S1 0818	FOLHA:
ESCALA: 1/100	DESENHISTA: ANA C. BAISSO	SONDADOR: ANTÔNIO

MARCELO SOARES MINETTE

135

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT

NBR 6484/01

CLIENTE: JOSÉ EUDES DE SOUZA	SONDAGEM À PERCUSSÃO	SPT 02
OBRA: CONSTRUÇÃO CIVIL	INÍCIO: 13/09/2018	TÉRMINO: 13/09/2018
LOCAL: PONTE NOVA-MG	COTA: 0,00	COORD. N: E:

GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			INI.	FIN.				Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2.00 m		
								DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
	1,00	2/15 2/15 2/15	4	4		00		ARGILA ARENOSA, MOLE, COR MARROM	N.A. N.F.E.	
	2,00	2/15 2/15 3/15	4	5		01	1,45			
	3,00	3/15 4/15 4/15	7	8		02				
	4,00	4/15 5/15 5/15	9	10		03		SILTE ARENOSO, COM PEDREGULHOS E MICA, POUCO COMPACTO A COMPACTO, COR VERMELHO		TH
	5,00	5/15 6/15 6/15	11	12		04				
	6,00	7/15 8/15 9/15	15	17		05				
	7,00	11/15 12/15 12/15	23	24		06	6,45			
	8,00	12/15 13/15 14/15	25	27		07	7,45	SILTE ARENOSO, COM PEDREGULHOS E MICA, COMPACTO, COR VARIEGADA		7,00
	9,00	19/15 15/15 17/15	34	32		08				
	10,00	17/15 18/15 19/15	35	37		09				
	11,00	19/15 20/15 22/15	39	42		10		SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA SILTO ARENOSO, COM PEDREGULHOS E MICA, COMPACTO A MUITO COMPACTO, COR VARIEGADA		CA
	12,00	22/15 23/15 24/15	45	47		11				
	13,00	30/5 - -	30/5	-		12	13,17			13,00
	14,00							IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM		
	15,00							NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.3.3 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.		
	16,00							Resultados do ensaio de lavagem: 1° 10 min = 5,00 cm 2° 10 min = 4,00 cm 3° 10 min = 3,00 cm		
	17,00									
	18,00									
	19,00									
	20,00									

OBS.:

LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - 30 cm FINAIS - - - TRADO CAVADEIRA - TC - TRADO HELICOIDAL - TH - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO ||



DATA: 17/09/2018	TRABALHO N°: 109 S1 0818	FOLHA:	
ESCALA: 1/100	DESENHISTA: ANA C. BAESSO	SONDADOR: ANTÔNIO	MARCELO SOARES MINETTE

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT

NBR 6484/01

CLIENTE: JOSÉ EUDES DE SOUZA	SONDAGEM À PERCUSSÃO	SPT 03
OBRA: CONSTRUÇÃO CIVIL	INÍCIO: 14/09/2018	TÉRMINO: 14/09/2018
LOCAL: PONTE NOVA-MG	COTA: 0,00	COORD. N: E:

GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			INI.	FIN.				Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2.00 m		
								DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
	1,00	2/15 2/15 3/15	4	5		00		SILTE ARENOSO COM MICA, POUCO COMPACTO A MEDIANAMENTE COMPACTO, COR VARIEGADA	N.A. N.F.E.	
	2,00	4/15 5/15 6/15	9	11		01				
	3,00	5/15 7/15 6/15	12	13		02	2,45			
	4,00	3/15 4/15 5/15	7	9		03				TH
	5,00	8/15 8/15 9/15	16	17		04				
	6,00	9/15 10/15 12/15	19	22		05	5,45			
	7,00	15/15 16/15 17/15	31	33		06				6,00
	8,00	19/15 20/15 25/15	39	45		07				CA
	9,20	30/5	30/5	-		08	9,20			9,00
	10,00							IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM		
	11,00							NOTA:		
	12,00							Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.3.3 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.		
	13,00							Resultados do ensaio de lavagem:		
	14,00							1º 10 min = 6,00 cm		
	15,00							2º 10 min = 5,00 cm		
	16,00							3º 10 min = 4,00 cm		
	17,00									
	18,00									
	19,00									
	20,00									

OBS.:

LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - - - 30 cm FINAIS - - - - - TRADO CAVADEIRA - TC - - - - - TRADO HELICOIDAL - TH - - - - - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - - - - - REVESTIMENTO - - - - -



DATA: 17/09/2018
TRABALHO Nº: 109 S1 0818
ESCALA: 1/100
DESENHISTA: ANA C. BAESSO

FOLHA:
SONDADOR: ANTÔNIO

MARCELO SOARES MINETTE

137

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT

NBR 6484/01

CLIENTE: JOSÉ EUDES DE SOUZA	SONDAGEM À PERCUSSÃO	SPT 04
OBRA: CONSTRUÇÃO CIVIL	INÍCIO: 14/09/2018	TÉRMINO: 12/09/2018
LOCAL: PONTE NOVA-MG	COTA: 0,00	COORD. N: E:

GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			INI.	FIN.				Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2.00 m		
								DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
	1,00	1/15 1/15 1/15	2	2		00		ARGILA ARENOSA COM MICA, MUITO MOLE, COR MARROM	N.A. N.F.E.	
	2,00	1/15 1/15 2/15	2	3		01	1,45			
	3,00	2/15 3/15 3/15	5	6		02				
	4,00	3/15 4/15 5/15	7	9		03				TH
	5,00	6/15 8/15 8/15	14	16		04		SILTE ARENOSO, COM PEDREGULHOS E MICA, FOFO A COMPACTO, COR VERMELHO		
	6,00	8/15 9/15 10/15	17	19		05				
	7,00	11/15 12/15 13/15	23	25		06				7,00
	8,00	14/15 14/15 15/15	28	29		07	7,45			
	9,00	16/15 17/15 19/15	33	36		08				
	10,00	19/15 20/15 25/15	39	45		09		SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA SILTO ARENOSO, COM PEDREGULHOS E MICA, COMPACTO A MUITO COMPACTO, COR VARIEGADA		CA
	11,00	30/7 - -	30/7	-		10				11,00
	11,23						11,23			
	12,00							IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM		
	13,00							NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.3.3 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.		
	14,00							Resultados do ensaio de lavagem: 1° 10 min = 7,00 cm 2° 10 min = 5,00 cm 3° 10 min = 4,00 cm		
	15,00									
	16,00									
	17,00									
	18,00									
	19,00									
	20,00									

OBS.:

LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - 30 cm FINAIS - - - TRADO CAVADEIRA - TC - - - TRADO HELICOIDAL - TH - - - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - - - REVESTIMENTO ||



DATA: 12/09/2018	TRABALHO N°: 109 S1 0818	FOLHA:
ESCALA: 1/100	DESENHISTA: ANA C. BAISSO	SONDADOR: ANTÔNIO

MARCELO SOARES MINETTE

138



RELATÓRIO DE SONDAGEM

CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE PONTE NOVA

INÍCIO:	20/07/19
---------	----------

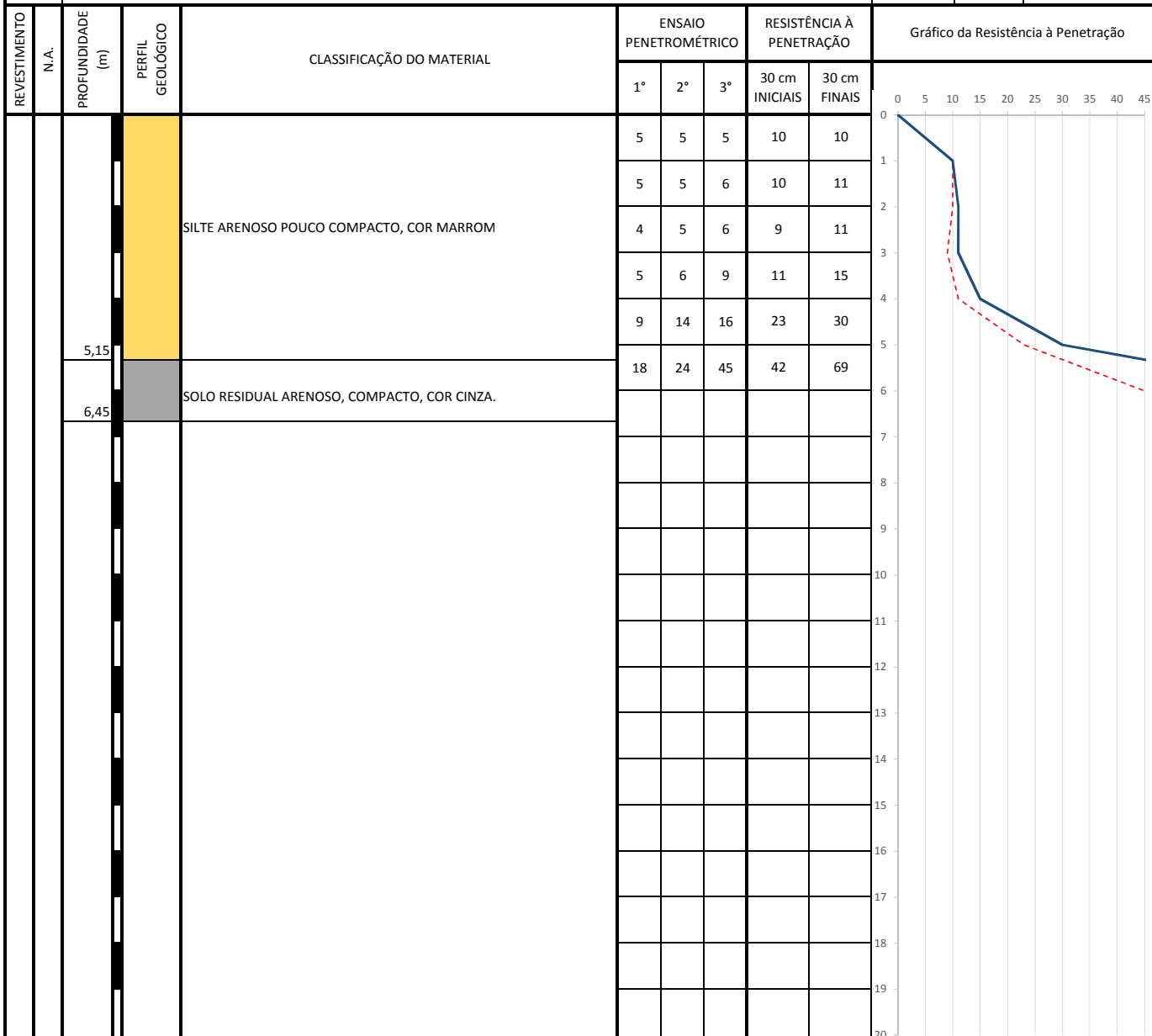
OBRA:	AVALIAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA EM ENCOSTA NA RUA CID GOMES DE OLIVEIRA
-------	--

TÉRMINO:	20/07/19
----------	----------

SP-01

LOCAL:	PONTE NOVA - MG
--------	-----------------

	COTA:
--	-------



LEGENDA:

30 CM INICIAIS

30 CM FINAIS

TRADO CAVADEIRA - TC
TRADO HELICOIDAL - TH
CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA
REVESTIMENTOS II

DATA:

SONDADOR:

Notas:

- Linha cheia NSPT

- Linha pontilhada = golpes nos 30 cm iniciais



ENSAIO DE SONDAGEM A PERCUSSÃO - SPT

RELATÓRIO DE SONDAGEM

[illegible][illegible]

30 CM INICIAIS
30 CM FINAIS

TRADO CAVADEIRA - TC
TRADO HELICOIDAL - TH
CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA
REVESTIMENTOS I I

DATA:
SONDADOR:

- Linha cheia NSPT
- Linha pontilhada = golpes nos 30 cm iniciais



ENSAIO DE SONDAGEM A PERCUSSÃO - SPT

RELATÓRIO DE SONDAGEM

CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE PONTE NOVA

INÍCIO:	22/07/19
---------	----------

OBRA:	AValiação Geológico-Geotécnica em Encosta na Rua CID Gomes de Oliveira
-------	--

TÉRMINO:	22/07/19
----------	----------

SP-03

LOCAL:	PONTE NOVA - MG
--------	-----------------

	COTA:
--	-------

Gráfico da Resistência à Penetração

Índice	Resistência (Linha Sólida Azul)	Resistência (Linha Tracejada Vermelha)
0	0	0
1	5	5
2	15	10
3	10	10
4	15	10
5	15	10
6	15	10
7	15	10
8	15	10
9	15	10
10	25	20
11	25	20
12	30	25
13	35	30
14	35	30
15	35	30
16	35	30
17	35	30
18	35	30
19	35	30
20	35	30

LEGENDA:

30 CM INICIAIS

30 CM FINAIS

DATA:

SONDADOR:

TRADO CAVADEIRA - TC
TRADO HELICOIDAL - TH
CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA
REVESTIMENTOS I I

Notas:

- Linha cheia NSPT

- Linha pontilhada = golpes nos 30 cm iniciais



RELATÓRIO DE PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO 166 S1 1020
CLIENTE: MINASBRASI
LOCAL: PONTE NOVA- MG
OBRA: CONSTRUÇÃO CIVIL

Viçosa, 03 de Novembro de 2020.

À MINASBRASI

Att. Sr. Elias

Local: Ponte Nova -MG

Prezados (as) Senhores (as).

Servimo-nos da presente para apresentar-lhes os resultados da prospecção geológico-geotécnica do subsolo realizada para a obra em foco.

A administração dos serviços abaixo é executada pela Empresa Geopontuall Engenharia Ltda.

1. LOCAL:

Os furos foram executados em um terreno localizado na Rua João Afonso Pereira, no Bairro Progresso, Ponte Nova - MG.

2. METODOLOGIA:

Processo de execução de sondagens de simples reconhecimento do subsolo de acordo com as recomendações da **NBR – 6484/2001**, da **ABNT** e uso do amostrador padronizado **“RAYMOND”** ou **S.P.T.**

3. QUANTIDADE DE FUROS EXECUTADOS:

Para a determinação das características geológico-geotécnicas do subsolo foram executados 03 (três) furos, **designado por SPT-01 a SPT-03.**

4. CARACTERÍSTICAS DA SONDAGEM À PERCUSSÃO:

4.1. **Método de Execução:** No desenvolvimento da sondagem à percussão podem se distinguir três etapas básicas: perfuração, medição de resistência à penetração e amostragem.

- a) **Perfuração:** A técnica de perfuração, a fim de possibilitar a medição da resistência à penetração, é feita observando-se a presença do nível do lençol freático.
- Perfuração acima do nível d'água – executada com trado;
 - Perfuração abaixo do nível d'água – executada com a lavagem por circulação de água com o auxílio do trépano. Sendo também usada quando o trado ficar inoperante.
- b) **Amostragem:** A retirada de amostras do subsolo, tipo deformada pode ser feita durante a perfuração, através do trado, da lavagem com circulação de água, ou quando da medição da resistência à penetração pelo amostrador padronizado **S.P.T.**
- c) **Medição da Resistência à Penetração:** A resistência à penetração é representada pelo índice de resistência à penetração, **N (S.P.T)**, que é a soma do número de golpes de um martelo com peso de 65 kgf, caindo em queda livre de uma altura de 75 cm, necessários à penetração dos 30 cm finais do amostrador padronizado **S.P.T.**

4.2. Generalidades:

- a) A classificação do material é feita por método táctil-visual (NBR 7250/82).
- b) Amostrador padronizado “**RAYMOND**” ou **S.P.T.** de diâmetro externo de 50,80 mm e diâmetro interno de 34,90 mm
- c) Haste de aço para avanço: diâmetro interno de 25,00 mm e peso de 30 kgf/ml.
- d) Tubo de revestimento com diâmetro interno de 66,50 mm

5. ANEXOS:

- Observações técnicas sobre o nível d’água determinado nas sondagens;
- Relatório individual dos furos de sondagem mostrando: as seqüências dos tipos de solo, os níveis subterrâneos e os valores dos índices de resistência à penetração;
- Croqui de localização dos furos;

Cordialmente,

A handwritten signature in blue ink, reading 'Marcelo S. Minette'.

Marcelo Soares Minette
Engenheiro Civil CREA: 190631D/MG
Diretor Técnico – Geopontuall Engenharia Ltda.

ANEXO 1 – OBSERVAÇÕES TÉCNICAS SOBRE O NÍVEL D'ÁGUA DETERMINADO NAS SONDAGENS

Laboratório de Geotecnia Geopontuall Engenharia Ltda.

- 1- A posição do nível d'água relacionada em cada relatório é determinada 24 horas, no mínimo, após o término de cada sondagem, sendo medida a partir da cota da “boca do furo”. É importante a sua verificação do lençol sob pressão (não-freático) ou artesiano, bem como a variação de suas cotas no período entre a execução das sondagens e a execução das fundações das obras;
- 2- A diferença entre as cotas encontradas para o “N.A.” nas sondagens ou mesmo a não ocorrência deste, e sua posterior posição à época da execução das fundações das obras, pode ser devida a alguns fatores, a saber:

2.1- Dimensão dos furos de sondagens: o pequeno diâmetro destes furos pode implicar em dificuldade de drenagem, não permitindo a estabilização do lençol d'água, o que torna as leituras após 24 horas, como não reais para o local investigado;

2.2- Condições específicas do subsolo do maciço local: em subsolos muito argilosos, de baixa permeabilidade, a drenagem é difícil, podendo até mesmo deixar locais em condições impermeáveis, principalmente se for empregada argila bentonita para a estabilização das paredes dos furos. Se houver a ocorrência de camadas arenosas ao longo das paredes do furo, variações imprevistas do lenço d'água poderão ocorrer. Inclusive, diferenças localizadas de cotas de níveis de água podem ser explicadas por estas condições do subsolo local.

2.3- Condições topográficas: Em locais topograficamente acidentados, deve-se controlar mais cuidadosamente a posição do nível d'água, considerando-se que condições particulares de drenagem, obras na circunvizinhança e a instalação de poços de bombeamento de água na região podem modificar grandemente as condições verificadas durante a investigação do subsolo.

2.4- Variações sazonais: de acordo com as estações do ano, o nível d'água pode variar grandemente, apresentando-se mais próximo da superfície em épocas chuvosas, do que em épocas de menor precipitação pluviométrica. Aconselha-se, por conseguinte, a verificação do “N.A.” na data de execução da fundação das obras.

3- Recomendações:

Consubstanciado nas observações citadas, além das que influem na escolha do tipo de fundação e nas “pressões ou taxas admissíveis do subsolo”, citam a seguir algumas recomendações que podem ajudar nas decisões de ordem geotécnica, como por exemplo:

3.1 – Todos os furos são paralisados após 30 minutos de lavagem na cota final do furo, indicando desta forma, a impossibilidade de prosseguir a perfuração a partir de tal cota, provavelmente pela existência de um topo rochoso ou devido à elevada resistência à penetração do amostrador, apresentada pelo solo, conforme estabelecido em norma;

3.2 – O nível d’água está indicado individualmente no boletim;

3.3 – Conforme apresentado nos boletins de sondagens anexos, tem-se:

- No SPT 01 o solo apresenta resistência baixa até 4 metros, logo após ocorre o aumento gradual de acordo com a profundidade. O nível d’água não foi identificado.

- No SPT 02 o solo apresenta resistência superficial baixa a alta, com oscilação na profundidade de 5 metros, logo após ocorre o aumento gradual de acordo com a profundidade. O nível d’água não foi identificado.

- No SPT 03 o solo apresenta resistência superficial baixa a média, com oscilação da resistência ao longo do furo. O nível d’água não foi identificado.

Anexo 3 – Imagens dos locais dos furos de sondagens

Figura 1 – Localização do SPT01



Figura 2 – Localização do SPT02



Figura 3 – Localização do SPT03



Geopontuall

Rua Araponga, nº 100, Santo Antônio, Viçosa-MG



SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT)

NBR 6484/2001 - NBR 7250/1982

REVESTIMENTO..... Ø = 2 1/2"
 AMOSTRADOR..... Ø ext= 2"
 PESO..... 65 kg
 ALTURA DE QUEDA..... 75 cm

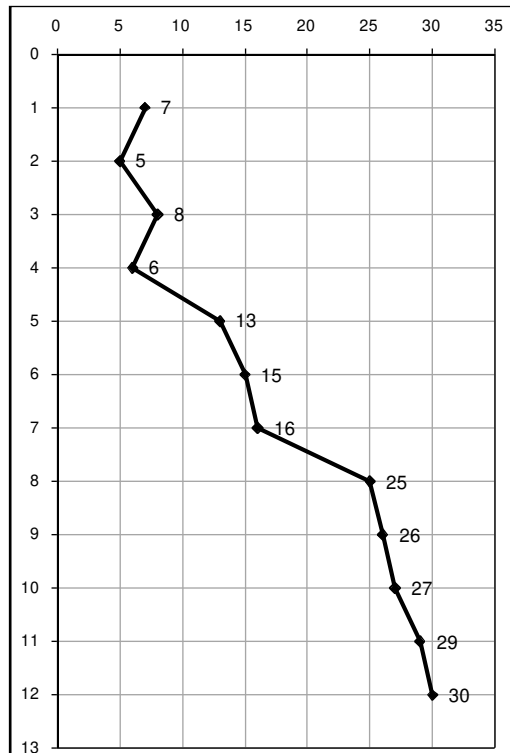
SONDAGEM FURO Nº COTA (m)
SPT 01 01 0,00
 RELATÓRIO Nº -
 FOLHA : 01 / 03 OPERADOR ANTÔNIO

CLIENTE : MINASBRASI
 OBRA : CONSTRUÇÃO CIVIL
 LOCAL : Rua João Afonso Pereira, Ponte Nova-MG
 INÍCIO: 28/10/20 FINAL : 28/10/20

PROFUNDIDADE FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA : -
 PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO : -
 PROFUNDIDADE TOTAL : 12,45

AVANÇO	AMOSTRA	GOLPES			RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÕES	COTAS P/ BOCA DO FURO	N.A. (m)
		15	30	45	FIN.			
TC	1R	4	4	3	7	Argila arenosa, com mica, cor marrom	1	-
TC	2R	3	3	2	5		2	
TC	3R	4	4	4	8		3	
TC	4R	3	2	4	6		4	
TC	5R	6	6	7	13		5	
TC	6R	7	7	8	15		6	
TC	7R	7	8	8	16	Silte Argiloso com Pedregulhos, Micáceo, Variegada	7	
TC	8R	12	12	13	25		8	
TC	9R	12	13	13	26	Silte Arenoso com pedregulhos, Micáceo, Variegada	9	
TC	10R	13	13	14	27	Silte Argiloso com pedregulhos, Micáceo, Variegada	10	
TC	11R	13	14	15	29	Silte Arenoso com pedregulhos, Micáceo, Variegada	11	
CA	12L	14	15	15	30		12	
						IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR		

RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N (SPT)



NOTAS :
 01) TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL
 02) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA
 03) R= AMOSTRA RECUPERADA
 04) L= AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM

DESENHO : RAFAELA GOMES

OBS :

RESP. TÉCNICO : MARCELO SOARES MINETTE

CREA : 190631-D/MG

Geopontuall

Rua Araponga, nº 100, Santo Antônio, Viçosa-MG



SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT)

NBR 6484/2001 - NBR 7250/1982

REVESTIMENTO..... Ø = 2 1/2"
 AMOSTRADOR..... Ø ext= 2"
 PESO..... 65 kg
 ALTURA DE QUEDA..... 75 cm

SONDAGEM FURO Nº COTA (m)
SPT 02 02 0,00
 RELATÓRIO Nº -
 FOLHA : 02 / 03 OPERADOR ANTÔNIO

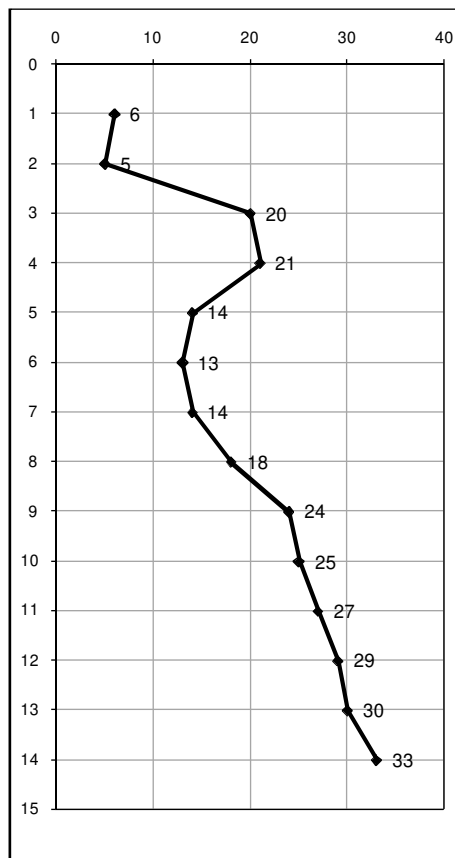
CLIENTE : MINASBRASI
 OBRA : CONSTRUÇÃO CIVIL
 LOCAL : Rua João Afonso Pereira, Ponte Nova-MG
 INÍCIO: 29/10/20

FINAL : 29/10/20

PROFUNDIDADE FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA : -
 PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO : -
 PROFUNDIDADE TOTAL : 14,45

AVANÇO	AMOSTRA	GOLPES			RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÕES	COTAS P/ BOCA DO FURO	N.A. (m)
		15	30	45	FIN.			
TC	1R	4	3	3	6	Argila arenosa, cor marrom	1	-
TC	2R	3	2	3	5		2	
TC	3R	9	10	10	20		3	
TC	4R	10	10	11	21		4	
TC	5R	9	8	6	14		5	
TC	6R	6	6	7	13	Silte Argiloso com pedregulhos, Micáceo, Variegada	6	
TC	7R	6	7	7	14	Silte Arenoso com pedregulhos, Micáceo, Variegada	7	
TC	8R	7	8	10	18	Silte Argiloso com pedregulhos, Micáceo, Variegada	8	
TC	9R	10	11	13	24		9	
TC	10R	11	12	13	25	S.A.R. Arenosa com pedregulhos, Micáceo, Variegada	10	
TC	11R	13	13	14	27		11	
TC	12R	14	14	15	29		12	
TC	13R	14	15	15	30	S.A.R. Arenosa, Micáceo, Variegada	13	
TC	14R	15	16	17	33		14	
						IMPENETRÁVEL AO AMOSTRADOR		

RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO N (SPT)



NOTAS :
 01) TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL
 02) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA
 03) R= AMOSTRA RECUPERADA
 04) L= AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM

DESENHO : RAFAELA GOMES

OBS :

RESP. TÉCNICO : MARCELO SOARES MINETTE

CREA : 190631-D/MG

Geopontuall

Rua Araponga, nº 100, Santo Antônio, Viçosa-MG



SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT) NBR 6484/2001 - NBR 7250/1982

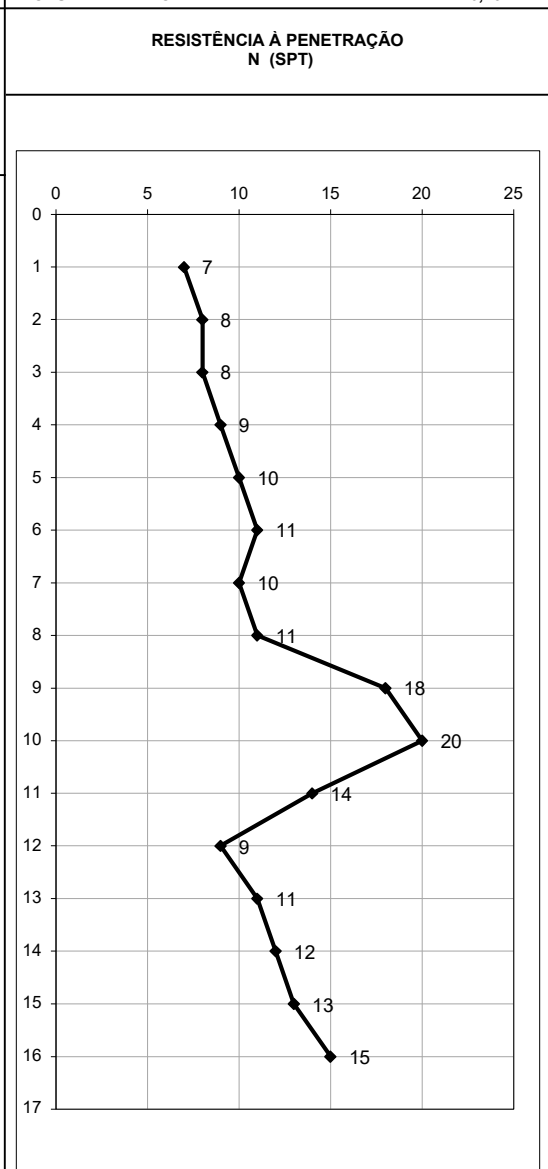
REVESTIMENTO..... Ø = 2 1/2"
AMOSTRADOR..... Øext= 2"
PESO..... 65 kg
ALTURA DE QUEDA..... 75 cm

SONDAGEM FURO Nº COTA (m)
SPT 03 03 0,00
RELATÓRIO Nº -
FOLHA : 03 / 03 OPERADOR ANTÔNIO

CLIENTE : MINASBRASI
OBRA : CONSTRUÇÃO CIVIL
LOCAL : Rua João Afonso Pereira, Ponte Nova-MG
INÍCIO: 30/10/20 FINAL : 30/10/20

PROFUNDIDADE FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA : -
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO : -
PROFUNDIDADE TOTAL : 16,45

AVANÇO	AMOSTRA	GOLPES			RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO CONVENÇÕES	COTAS P/ BOCA DO FURO	N.A. (m)
		15	30	45	FIN.			
TC	1R	3	4	3	7	Argila Arenosa com pedregulhos, Micáceo, Marrom	1	-
TC	2R	3	3	5	8	Argila Arenosa com pedregulhos, Micáceo, Amarelo	2	
TC	3R	3	4	4	8		3	
TC	4R	4	4	5	9		4	
TC	5R	4	5	5	10	Silte Argiloso com pedregulhos, Micáceo, Variegada	5	
TC	6R	5	5	6	11		6	
TC	7R	6	4	6	10	Silte Arenoso com pedregulhos, Micáceo, Variegada	7	
TC	8R	6	5	6	11		8	
TC	9R	9	10	8	18	S.A.R. Arenosa com pedregulhos, Micáceo, Variegada	9	
TC	10R	10	9	11	20		10	
TC	11R	8	7	7	14		11	
TC	12R	4	4	5	9		12	
TC	13R	4	5	6	11		13	
TC	14R	5	6	6	12	S.A.R. Arenosa, Micáceo, Variegada	14	
TC	15R	5	6	7	13		15	
TC	16R	6	7	8	15		16	
						LIMITE DA SONDAGEM		



NOTAS :

- 01) TC = TRADO CONCHA TH = TRADO HELICOIDAL
02) CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA
03) R= AMOSTRA RECUPERADA
04) L= AMOSTRA RECUPERADA POR LAVAGEM

DESENHO : RAFAELA GOMES

OBS : O furo foi paralizado pela falta de água para realização da lavagem e devido ao furo já ter atingido a profundidade de 16,45m

RESP. TÉCNICO : MARCELO SOARES MINETTE

CREA : 190631-D/MG

Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova

Local: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG

Relatório nº 040/2019

Relatório

de Sondagem à Percussão

Rel. nº 040/2019

Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova

Local: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG.

Relatório nº 040/2019

Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova

Local: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG.

Relatório nº 040/2019

1. INTRODUÇÃO

Apresentamos à seguir o relatório técnico referente aos serviços de investigação geológico-geotécnica, composto por sondagem à percussão tipo SPT. Os serviços foram realizado no município de Ponte Nova/MG, localizado aproximadamente a 182km da cidade de Belo Horizonte/MG (Figura 01).



Figura 01 – Localização da área.
Fonte: Google Maps, 2019.

Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova

Local: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG.

Relatório nº 040/2019

2. OBJETIVO

O presente relatório tem como objetivo apresentar os resultados do programa de investigações geológico-geotécnica, servindo de base para estudo e interpretação do terreno.

3. CÓDIGOS E NORMAS

Os códigos e/ou Normas Brasileiras (NBR) relacionados foram utilizados na elaboração deste documento contêm instruções e procedimentos aplicáveis a ele. As sondagens foram rigorosamente executadas conforme prescrições das seguintes normas da ABNT:

- ✓ NBR-8036/1983 – Programação de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos para Fundações de Edifícios;
- ✓ NBR-6484/2001 – Solos – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT Método de Ensaio; conhecido como STANDARD PENETRATION TEST;
- ✓ NBR-6502/1995 – Rochas e Solos – Terminologia;
- ✓ NBR-13441/1995 – Rochas e Solos – Simbologia.

4. DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS

4.1. PREMISSAS

Os serviços realizados estão representados na figura a seguir.

Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova

Local: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG.

Relatório nº 040/2019

Considerações

1. As sondagens foram rigorosamente executadas conforme prescrições das seguintes normas da ABNT:
 - ✓ NBR-8036/83 – Programação de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos para Fundações de Edifícios.
 - ✓ NBR-6484/2001 – Solos – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT Método de Ensaio; conhecido como STANDARD PENETRATION TEST.
 - ✓ NBR-6502/95 – Rochas e Solos – Terminologia;
 - ✓ NBR-13441/95 – Rochas e Solos – Simbologia.
2. As sondagens de simples reconhecimento do subsolo com finalidade de fundação foram executadas segundo as recomendações da norma ABNT 6484/2001 - Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. O índice NSPT foi obtido pela cravação de amostrador, cravado com martelo padronizado de massa igual a 65 kg. A composição de perfuração e de cravação do amostrador padrão é constituída por hastes de aço e possui peso teórico de 32 N/m. Os tubos de revestimento têm diâmetro externo de 66,50 mm.
3. Para a determinação do perfil de solo e características geológico-geotécnicas dos solos perfurados foram realizados **03 (três)** furos de sondagem designados por **SP-01, SP-02 e SP-03**, perfazendo um total de 33,00 metros lineares, cuja localização está indicada em croqui anexo. As cotas estão indicadas em relação à boca do furo de sondagem.

Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova

Local: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG.

Relatório nº 040/2019

4. A execução da sondagem à percussão (NBR 6484/2001) abrange a realização de três etapas básicas: o avanço do furo de sondagem, a cravação do amostrador padrão e obtenção do índice de resistência à penetração (NSPT), e a retirada de amostras deformadas de solo. A presença do nível d'água freático é anotada sempre que o mesmo estiver presente.
 - 4.1. Avanço do furo de sondagem: é realizado a seco com uso de trado concha ou helicoidal quando feita acima do NA freático, e com uso de lavagem via trépano com circulação de água sob pressão quando feita abaixo do NA freático, ou quando o avanço da perfuração com emprego do trado helicoidal for inferior a 50 mm após 10 min de operação ou no caso de solo não aderente ao trado.
 - 4.2. Determinação do índice NSPT: O índice de resistência NSPT corresponde ao número de golpes do martelo padrão necessários para cravar os últimos 30 cm do amostrador padrão.
 - 4.3. Amostragem: A obtenção de amostras pode ser feita durante a perfuração do solo, via trado, pelo amostrador bi-partido, ou coletada na bica de lavagem. A classificação do material coletado segue as recomendações da NBR 6484/2001.
5. Para cada furo é fornecido um perfil geotécnico, contendo: a sequência das camadas entre as sondagens executadas, o nível d'água, a cota em relação ao RN, a classificação do material encontrado, destacando o tipo do solo, cor, plasticidade e umidade (aproximados), o índice de consistência (para argilas e siltes plásticos) e o grau de compactação dos solos de predominância siltosa ou arenosa.

Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova

Local: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG.

Relatório nº 040/2019

6. Durante a execução da sondagem é medido o nível do lençol freático no momento em que ele é atingido e após proceder 24 horas de sua verificação. Entretanto, aconselhamos a confirmação de sua exata posição em decorrência da execução das fundações pois o mesmo pode sofrer

alterações ao longo do tempo. Conforme item 6.5 da NBR-6484/2001, o nível d'água é medido durante a perfuração e no mínimo 12 horas após o término das sondagens e retirada do tubo de revestimento. É também válido a certificar se há eventual escape de água (total ou parcial) e / ou ocorrência de artesianismo durante a perfuração. É comum a variação de sua cota no espaço de tempo decorrido entre a execução das sondagens e a execução das fundações.

Informações sobre o Relatório

Os laudos apresentados contêm as seguintes informações:

- ✓ Identificação do furo;
- ✓ Cota do furo em relação ao RN (referencial de nível);
- ✓ Profundidade das camadas em relação à boca do furo;
- ✓ Profundidade do lençol freático em relação à boca do furo quando encontrado;
- ✓ Classificação tátil-visual das amostras retiradas.

As amostras de solo coletadas no ensaio SPT ficarão à disposição por um período de 60 (sessenta) dias. Colocamo-nos a disposição para maiores esclarecimentos e orientação quanto aos estudos e projetos geotécnicos necessários para a realização da obra em questão.

Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova

Local: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG.

Relatório nº 040/2019

A tabela a seguir apresenta os parâmetros usados como referência nas descrições:

Tabela dos estados de compactidade e de consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)
¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

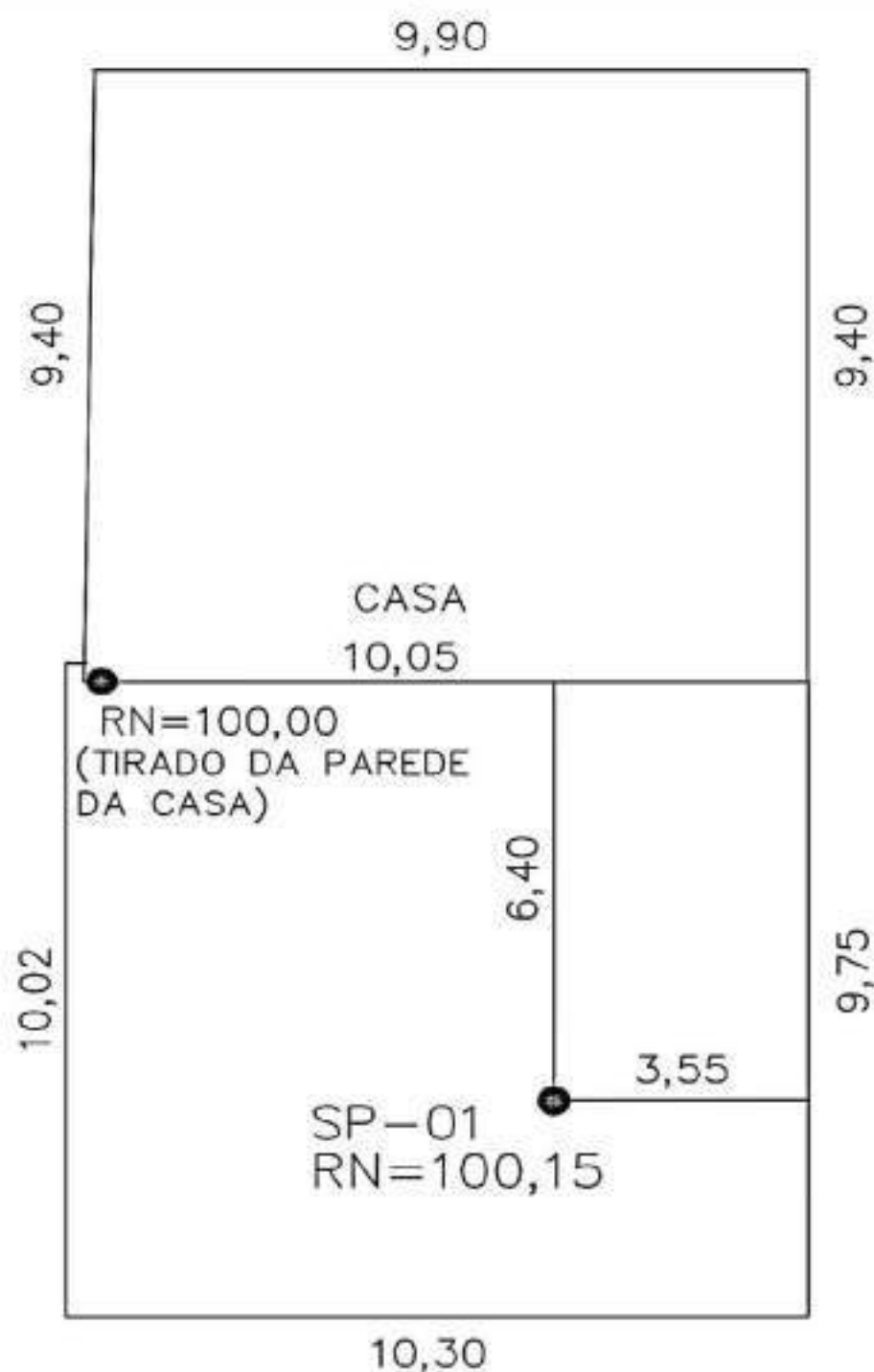
Fonte: NBR 6484/2001.

Atenciosamente,

Marcos Venicius Gervásio
Engenheiro Civil e Seg. Trabalho
CREA-MG: 51.118/D

CLIENTE: Prefeitura Municipal de Ponte Nova

LOCAL: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG.



Responsável Técnico: Engenheiro Civil e Seg Trabalho Marcos Venícius Gervásio

Data: 10/12/2019

Sondart Sondagens, Fundações e Serviços Eireli - ME
Rua Joana D'arc, n° 508 – Sala 101 – Bairro Alvorada – João Monlevade – MG
Fone: (31) 3850-4077 – sondart.servicos@yahoo.com.br

CLIENTE: Prefeitura Municipal de Ponte Nova

LOCAL: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG.

RN=100,00
(TIRADO DA CERCA)

33,30

SP-03
RN=99,81

47,00

RN=100,00
(TIRADO DA CANALETA)SP-02
RN=101,27

Responsável Técnico: Engenheiro Civil e Seg. Trabalho Marcos Venícius Gervásio

Data: 10/12/2019

Sondart Sondagens, Fundações e Serviços Eireli - ME
Rua Joana D'arc, nº 508 – Sala 101 – Bairro Alvorada - João Monlevade – MG
Fone: (31) 3850-4077 – sondart.servicos@yahoo.com.br

Revestimento	Método criação	Cota relação P.H.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT Iniciais/30cm	Índice SPT Finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº 040/2019								
									Furo SP 01	Cota 100,150									
											SPT - Standard Penetration Test Camadas - Classificação dos solos								
											30 cm finais	30 cm iniciais	10	20	30	40	50		
					5	6	1	0,60	TC. Silte arenoso com pedreg. marrom, seco.										
					10	15	2		Silte arenoso com pedregulhos, pouco compacto à compacto, variegado, seco.										
					14	15	3												
					17	17	4												
					16	16	5												
					19	20	6	6,00	Silte arenoso com pedreg. compacto, marrom, seco.										
					21	24	7	7,00	Silte arenoso com pedreg. compacto, variegado, seco.										
					33	40	8	8,00	FURO INTERROMPIDO										
							9												
							10												
							11												
							12												
							13												
							14												
							15												
							16												
							17												
							18												
							19												
							20												
							21												
							22												
							23												
							24												
							25												
							26												
							27												
							28												
							29												
							30												
							31												
							32												
							33												
							34												
							35												
							36												
							37												
							38												
							39												
							40												
							41												
							42												
							43												
							44												
							45												
							46												
							47												
							48												
							49												
							50												
							51												
							52												
							53												
							54												
							55												
							56												
							57												
							58												
							59												
							60												
							61												
							62												
							63												
							64												
							65												
							66												
							67												
							68												
							69												
							70												
							71												
							72												
							73												
							74												
							75												
							76												
							77												
							78												
							79												
							80												
							81												
							82												
							83												
							84												
							85												
							86												
							87												
							88												
							89												
							90												
							91												
							92												
							93												
							94												
							95												
							96												
							97												
							98												
							99												
							100												
							101												
							102												
							103												
							104												
							105												
							106												
							107												
							108												
							109												
							110												
							111												
							112												
							113												
							114												
							115												
							116												
							117												
							118												
							119												
							120												
							121												
							122												
							123												
							124												
							125												
							126												
							127												
							128												
							129												
							130												
							131												
							132												
							133												
							134												
							135												
							136												
							137												
							138												
							139												
							140												
							141												
							142												
							143												
</																			

Revestimento	Método de sondagem	Cota relação P.H.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT Iniciais/30cm	Índice SPT Finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº 040/2019					
									Furo SP 02	Cota 101,270						
											SPT - Standard Penetration Test Camadas - Classificação dos solos					
											10	20	30	40	50	
					9	13	1	0,60	TC. Silte argiloso com pedreg, marrom, seco.							
					14	15	2		Silte arenoso com pedregulhos, medianamente compacto a compacto, marrom, seco.							
					14	14	3									
					15	15	4									
					16	16	5									
					17	17	6									
					18	19	7									
					20	21	8									
					21	22	9	9,00								
					24	27	10		Silte arenoso, compacto, marrom, seco.							
					33	40	11	11,00	FURO INTERROMPIDO							
										</						

165

Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova
Endereço: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG
Relatório nº 040/2019

RELATÓRIO FOTOGRÁFICO

AMOSTRAS FURO SP-01

SP-01 (Prof. 0,55m)



SP-01 (Prof. 1,00m)



SP-01 (Prof. 2,00m)



SP-01 (Prof. 3,00m)



SP-01 (Prof. 4,00m)



SP-01 (Prof. 5,00m)



Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova

Endereço: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG

Relatório nº 040/2019

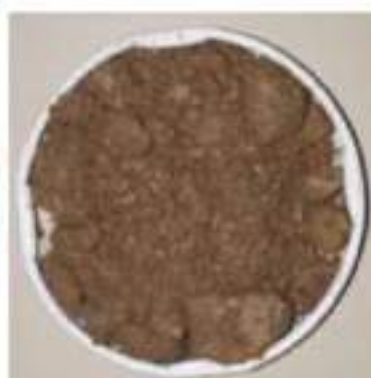
SP-01 (Prof. 6,00m)



SP-01 (Prof. 7,00m)

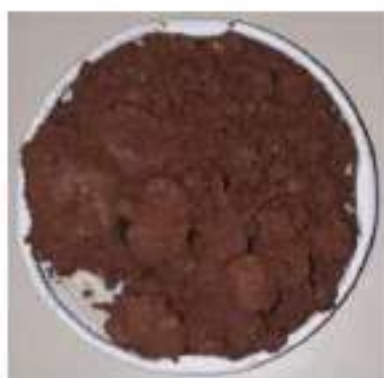


SP-01 (Prof. 8,00m)

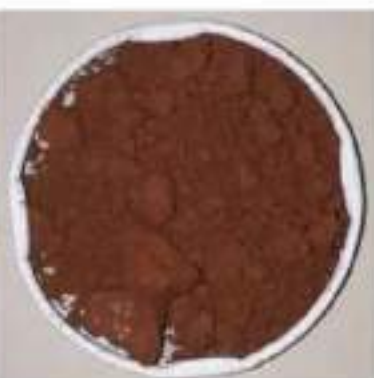


AMOSTRAS FURO SP-02

SP-02 (Prof. 0,55m)



SP-02 (Prof. 1,00m)



SP-02 (Prof. 2,00m)



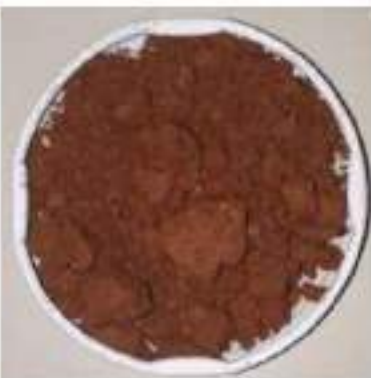
SP-02 (Prof. 3,00m)



SP-02 (Prof. 4,00m)



SP-02 (Prof. 5,00m)



Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova

Endereço: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG

Relatório nº 040/2019

SP-02 (Prof. 6,00m)



SP-02 (Prof. 7,00m)



SP-02 (Prof. 8,00m)



SP-02 (Prof. 9,00m)



SP-02 (Prof. 10,00m)



SP-02 (Prof. 11,00m)



SP-02 (Prof. 12,00m)



Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova
Endereço: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG
Relatório nº 040/2019

AMOSTRAS FURO SP-03

SP-03 (Prof. 0,55m)



SP-03 (Prof. 1,00m)



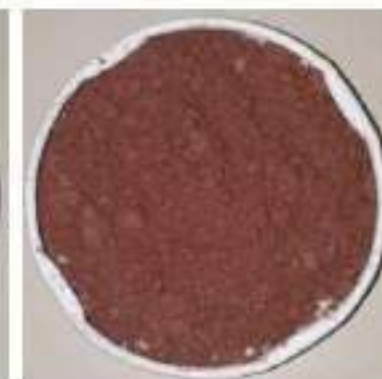
SP-03 (Prof. 2,00m)



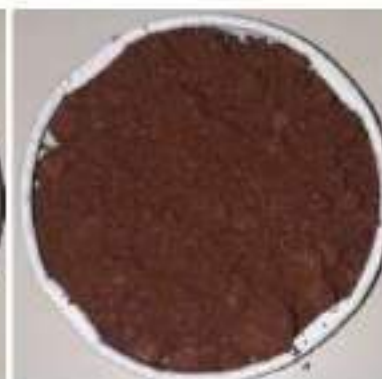
SP-03 (Prof. 3,00m)



SP-03 (Prof. 4,00m)



SP-03 (Prof. 5,00m)



SP-03 (Prof. 6,00m)



SP-03 (Prof. 7,00m)



SP-03 (Prof. 8,00m)



Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova

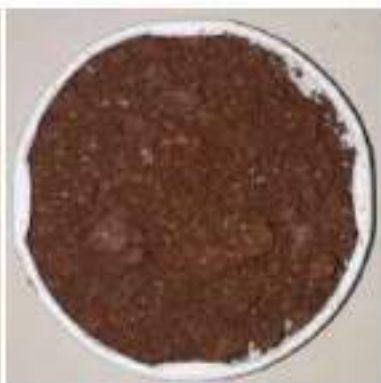
Endereço: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG

Relatório nº 040/2019

SP-03 (Prof. 9,00m)



SP-03 (Prof. 10,00m)



SP-03 (Prof. 11,00m)



SP-03 (Prof. 12,00m)



SP-03 (Prof. 13,00m)



SP-03 (Prof. 14,00m)



Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova
Endereço: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG
Relatório nº 040/2019

SP-01



Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova
Endereço: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG
Relatório nº 040/2019



Sondart Sondagens, Fundações e Serviços Eireli - ME
Rua Joana D'arc, nº 508 – Sala 101 – Bairro Alvorada - João Monlevade – MG
Fone: (31) 3850-4077 – sondart.servicos@yahoo.com.br

Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova
Endereço: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG
Relatório nº 040/2019

SP-02



Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova
Endereço: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG
Relatório nº 040/2019



Cliente: Prefeitura Municipal de Ponte Nova
Endereço: Rua João Afonso Pereira, s/n, Bairro Progresso – Ponte Nova/MG
Relatório nº 040/2019

SP-03

