

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**USO DOS MÉTODOS SÍSMICOS DE REFRAÇÃO E MASW PARA
INVESTIGAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE TALUDES**

GABRIEL DE SOUSA MEIRA

ORIENTADOR: RAFAEL CERQUEIRA SILVA, DSc.

CO-ORIENTADOR: JUAN FÉLIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, DSc.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM 373/2022

BRASÍLIA/DF: AGOSTO/2022

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**USO DOS MÉTODOS SÍSMICOS DE REFRAÇÃO E MASW PARA
INVESTIGAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE TALUDES**

GABRIEL DE SOUSA MEIRA

DISSERTAÇÃO DE Mestrado submetida ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre

APROVADA POR:

**RAFAEL CERQUEIRA SILVA, DSc. (UnB)
(ORIENTADOR)**

**JUAN FÉLIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, DSc. (UnB)
(CO-ORIENTADOR)**

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**MARCELO PERES ROCHA, DSc. (UnB)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 15 de AGOSTO de 2022.

FICHA CATALOGRÁFICA

MEIRA, GABRIEL DE SOUSA

Uso dos Métodos Sísmicos de Refração e MASW para Investigação e Caracterização de Taludes [Distrito Federal] (2022)

xxiii, 158 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2022)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- | | |
|------------------------------|----------------------------|
| 1. Geofísica aplicada | 2. Métodos sísmicos |
| 3. Investigações geotécnicas | 4. Monitoramento geofísico |
| 5. Movimentos de massa | 6. Sistemas de alerta |
| I. ENC/FT/UnB | II. Mestre |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MEIRA, G. S. (2022). Uso dos Métodos Sísmicos de Refração e MASW para Investigação e Caracterização de Taludes. Dissertação de Mestrado, Publicação (G.DM 373/2022), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 158 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Gabriel de Sousa Meira

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Uso dos Métodos Sísmicos de Refração e MASW para Investigação e Caracterização de Taludes

GRAU/ANO: Mestre/2022

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor

Gabriel de Sousa Meira
Rua C-199 Quadra 487 Lote 18, Jardim América
CEP 74270160 - Goiânia/GO - Brasil

DEDICATÓRIA

Com todo amor e gratidão, primeiramente, a Deus, por ter me proporcionado força e fé em minha jornada e aos meus pais, Arnaldo e Leosina, por todo amor e carinho.

“Pois a sua ira só dura um instante, mas o seu favor dura a vida toda; o choro pode persistir uma noite, mas de manhã irrompe a alegria” (Salmos 30:5)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus que me permitiu alcançar essa conquista em minha vida, sempre me guiando, me dando forças e principalmente fé e amor para continuar seguindo em frente. Obrigado por sempre ter cuidado de mim, não só durante minha jornada dentro do mestrado, mas também por ter estado comigo em cada momento de minha vida. Agradeço também por me colocar diante das pessoas que me auxiliaram durante toda a realização deste trabalho, e que cito adiante.

Agradeço aos meus pais, Arnaldo e Leosina por todo amor, carinho, cuidado, apoio e confiança que me proporcionaram tanto nos momentos de vitória quanto nos momentos de derrota que vivenciei. Graças a eles aprendi a importância de sempre acreditar em meus sonhos e continuar a batalhar por aquilo que acredito independente dos obstáculos que venham a surgir no meu caminho. Amo muito vocês!

A Alexia Regine, meu amor, por todo o companheirismo, amizade e apoio psicológico, ao longo de todos esses anos que estamos juntos, e por sempre me proporcionar grandes momentos de felicidade e diversão, mesmo em uma das fases mais difíceis em minha vida. Eu te amo muito! Aos amigos Fernando Carolino, Gabriella Vieira, Juan Camilo, Caio Soares e Raísla Martins agradeço pela amizade construída ao longo de todo o mestrado.

Ao professor Rafael Cerqueira, pela oportunidade, confiança, paciência e conhecimento depositados em mim. Sempre o terei como um exemplo e inspiração, tanto como profissional quanto como pessoa. Ao professor Marcelo e aos alunos Thiago Lima, Douglas Carvalho e Genesson Delmondes, agradeço pelo apoio na execução do procedimento de campo e no tratamento dos dados geofísicos realizados nessa pesquisa.

Também agradeço a Universidade de Brasília, em especial ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e ao Instituto de Geociências, pela oportunidade de cursar o mestrado e pelo fornecimento dos equipamentos utilizados nessa pesquisa, respectivamente. Também agradeço a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo fornecimento da bolsa de estudos que foi essencial para viabilizar a realização desse mestrado.

Por fim, agradeço a Furnas pelo apoio técnico na execução dos ensaios geotécnicos e ao Fundo de Amparo à Pesquisa do Distrito Federal (FAP-DF) visto que este trabalho faz parte do projeto de P&D "Análise das Dinâmicas de uma Encosta Artificial Instável usando um Monitoramento Nanossísmico e Simulação Numérica", desenvolvido pela UnB.

USO DOS MÉTODOS SÍSMICOS DE REFRAÇÃO E MASW PARA INVESTIGAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE TALUDES

RESUMO

Os métodos geofísicos vêm sendo cada vez mais aplicados na geotecnia, e têm se mostrado úteis no que diz respeito ao estudo de maciços. Apesar disso, ainda há carência em estudos científicos que visem correlacionar os dados obtidos pelos métodos sísmicos com aqueles de investigações geotécnicas, envolvendo ensaios e monitoramentos geotécnicos, particularmente como ferramenta complementar a gestão de riscos. Nesse contexto, este trabalho tem como objetivo avaliar o uso dos métodos sísmicos de refração e MASW na caracterização geotécnica e na viabilidade de detecção de movimentos de massa. Para tanto, foram realizadas investigações geotécnicas e sísmicas em uma escavação vertical, com profundidade da ordem de 9 m, antes e após o término da obra. Para a sísmica, foi adotado um arranjo composto por dois sismógrafos Geode e 48 geofones verticais, com frequência de ressonância de 14 Hz, dispostos em uma linha longitudinal próxima e paralela à crista da escavação. Em complemento, foram executadas sondagens e ensaios laboratoriais (caracterização, duplo oedométrico, cisalhamento direto e compressão triaxial) em amostras dos dois horizontes de solo interceptados pela escavação. Análises comparativas contribuíram na verificação das relações entre os resultados das geofísicas e as propriedades e comportamento dos solos. Observou-se uma boa correlação entre os métodos sísmicos MASW e de refração com a sondagem tipo SPT, na identificação das camadas. O aumento das velocidades das ondas V_s e V_p com a profundidade permitiu avaliar as interfaces entre as camadas de solo. Também foi verificado o potencial dos métodos sísmicos para identificação de camadas de solos porosos com comportamento colapsível. Para fins de monitoramento de movimentos de massa, constatou-se a viabilidade, por meio das mudanças de rigidezes dos solos decorrentes da escavação e contenção executadas. Como as modificações do estado de tensão foram significativas, a frequência de ressonância foi capaz de identificar as alterações promovidas pela escavação. Entretanto, em obras de terra ou maciços naturais, escavados ou não, para detecção das deformações, normalmente pequenas, que levaria a uma condição precária de equilíbrio, seriam necessários sensores sísmicos de baixa frequência e de leitura automática.

Palavras Chave: Geofísica aplicada; Investigações geotécnicas; Sísmica de superfície; Monitoramento geofísico; Movimentos de massa; Sistemas de alerta.

USE OF SEISMIC REFRACTION AND MASW METHODS FOR SLOPE INVESTIGATION AND CHARACTERIZATION

ABSTRACT

Geophysical methods have been increasingly applied in geotechnics, and are very useful for obtaining more comprehensive information on the subsoil and monitoring the masses' behavior. Despite this, there is still much demand for scientific studies to correlate the data obtained by seismic methods with geotechnical investigations, involving field and laboratory tests and monitoring, particularly as a complementary tool to risk management applied to mass movements and related processes. In this context, this work aims to evaluate the use of seismic refraction and MASW methods in geotechnical characterization and in the feasibility of detecting mass movement. For that, geotechnical investigations and geophysical surveys were carried out in a vertical excavation, with a depth of the order of 9 m, before and after the end of the work. For both methods, the same seismic arrangement was adopted, which is composed of two Geode seismographs and 48 vertical geophones, with a resonance frequency of 14 Hz, arranged in a longitudinal line close and parallel to the excavation crest. In addition, soundings and laboratory tests were carried out (characterization, double oedometric, direct shear, and triaxial compression) in samples of the two soil horizons intercepted by the excavation. Comparative analyzes contributed to the verification of the relationships between the results of geophysics and the properties and behavior of soils. A good correlation was observed between the seismic MASW and refraction methods with the SPT type sounding, in the identification of the layers. The increase in VS and VP wave speeds with depth allowed us to evaluate the interfaces between the soil layers. It also verified the potential of seismic methods to identify layers of porous soils with collapsible behavior, which constitute important problems for geotechnical works. For To monitors movements, the feasibility was verified, through changes in soil stiffness resulting from the excavation and containment carried out. As the changes in the stress state were significant, the resonance frequency was able to identify the changes promoted by the excavation. However, excavated or not in earthworks or natural massifs, to detect deformations, usually small, which would lead to a precarious condition of balance, low frequency, and automatic reading seismic sensors would be needed.

Keywords: Applied geophysics; Geotechnical investigations; Surface seismic; Geophysical monitoring; Mass movements; Alert systems.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos.....	2
1.2 Estruturação da dissertação	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 Solos Tropicais	5
2.1.1 Solos lateríticos.....	6
2.1.2 Solos saprolíticos.....	8
2.2 Solos Colapsíveis.....	9
2.3 Riscos Geotécnicos.....	13
2.4 Movimentos de massa e processos correlatos	14
2.5 Estudo e Monitoramento da Estabilidade de Taludes	17
2.6 Métodos diretos de medição de movimentação em maciços.....	20
2.6.1 Topografia e Geodésia.....	20
2.6.2 Marcos superficiais.....	21
2.6.3 Inclinômetros	22
2.6.4 Extensômetros	23
2.6.5 Medidores de abertura de trincas.....	24
2.7 Métodos indiretos de medição de movimentação em maciços	25
2.7.1 Medidores de carga e pressão.....	25
2.7.2 Medidores de pressão e nível d'água.....	26
2.7.3 Métodos sísmicos	27
2.8 Métodos diretos de investigações geológico-geotécnicas do terreno.....	28
2.8.1 Sondagem a Simples Percussão (SPT)	29
2.8.2 Ensaio de Penetração de Cone (CPT e CPTu).....	30
2.8.3 Trincheiras de Inspeção	31
2.9 Métodos indiretos de investigações geológico-geotécnicas do terreno.....	31

2.10 Ondas sísmicas	32
2.10.1 Ondas sísmicas de corpo	32
2.10.2 Ondas sísmicas de superfície	35
2.10.3 Reflexão e refração de ondas sísmicas em meios estratificados	37
2.10.4 Ruídos sísmicos	38
2.11 Sistemas de aquisição de dados sísmicos	40
2.11.1 Tipos de fontes sísmicas	41
2.11.2 Receptores e sistemas de registros sísmicos	44
2.12 Métodos sísmicos aplicado a geotecnia	46
2.12.1 Levantamento sísmico de reflexão	47
2.12.2 Levantamento sísmico de refração	48
2.12.3 Levantamento sísmico com ondas de superfície	51
3. METODOLOGIA	54
3.1 Introdução	54
3.2 Área de estudo	54
3.3 Procedimento de investigação	59
3.3.1 Investigação geotécnica de campo	59
3.3.2 Investigação geofísica por meio de métodos sísmicos	61
3.4 Locação e execução da linha de investigação sísmica de referência (<i>background</i>)	65
3.5 Locação e execução da linha de investigação sísmica final	68
3.6 Métodos de análise e processamento de dados sísmicos	69
3.6.1 <i>Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW)</i>	69
3.6.2 Sísmica de Refração	71
3.7 Ensaio geotécnicos laboratoriais	74
3.7.1 Ensaio de caracterização física geotécnica	74
3.7.2 Ensaio duplo oedométrico	76
3.7.3 Ensaio de cisalhamento direto	81

3.7.4 Ensaio Triaxial CD	85
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	91
4.1 Caracterização Física Geotécnica	91
4.2 Ensaio Duplo Oedométrico	93
4.3 Parâmetros de Resistência e Deformabilidade	100
4.3.1 Cisalhamento Direto	100
4.3.2 Ensaio de Compressão Triaxial Consolidado e Drenado (CD)	102
4.3.3 Ensaio de Compressão Triaxial Consolidado e Não Drenado (CU)	105
4.3.4 Parâmetros de Resistência	110
4.4 Investigação Geofísica.....	111
4.4.1 Investigação Sísmica de Refração	112
4.4.2 Investigação Sísmica MASW	114
4.5 Avaliação de Movimentação	116
4.6 Estratigrafia do Terreno.....	121
4.6.1 Método MASW e Sondagem Tipo SPT	121
4.6.2 Sísmica de Refração e Sondagem Tipo SPT	127
4.7 Parâmetros de Deformabilidade	131
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	135
5.1 Conclusões.....	135
5.2 Sugestões para estudos futuros	138
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	139
APÊNDICE A: PERFIS DE SOLO OBTIDOS NA SONDAÇÃO SPT	150
APÊNDICE B: CURVAS DE ADENSAMENTO	153

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Variação da velocidade de propagação das ondas P e S para diferentes tipos de meios (modificado de Mari, 2019).....	34
Tabela 2.2: Variação da frequência de ruídos para distintas fontes ambientais (Bonnetfoy-Claudet et al., 2006)	39
Tabela 2.3: Determinação do tempo de propagação da onda refratada para diferentes meios	50
Tabela 3.1: Dados cadastrais das sondagens a percussão tipo SPT	59
Tabela 3.2: Principais especificações técnicas do Geode (Geometrics, 2020)	63
Tabela 3.3: Especificações físicas e elétricas dos geofones (Geospace, 2020).....	63
Tabela 4.1: Resultados de massa específica e limites de Atterberg	91
Tabela 4.2: Resultados do ensaio de granulometria	91
Tabela 4.3: Parâmetros obtidos a partir do ensaio de adensamento	94
Tabela 4.4: Classificação da compressibilidade do solo (CODUTO, 1998).....	94
Tabela 4.5: Avaliação do potencial de colapso	98
Tabela 4.6: Parâmetros de resistência obtidos para as amostras AMI-01 e AMI-02	111
Tabela 4.7: Classificação de substratos de solo de acordo com o padrão estabelecido pela UBC (Adaptado de Tan <i>et al.</i> , 2013).....	122
Tabela 4.8. Comparativo entre as espessuras de camadas obtidas pelas investigações MASW e a sondagem SPT	126
Tabela 4.9: Classificação do tipo de material em função da velocidade de onda V_p (Souza <i>et al.</i> , 1998).....	128
Tabela 4.10. Comparativo entre as espessuras de camadas obtidas pela sísmica de refração e a sondagem SPT.....	130
Tabela 4.11: Parâmetros de elasticidade obtidos a partir dos ensaios sísmicos de refração e MASW	131
Tabela 4.12: Parâmetros de elasticidade obtidos a partir dos ensaios triaxiais drenado e não drenado	131
Tabela 4.13: Comparação entre os parâmetros de deformabilidade obtidos pela sísmica e os ensaios laboratoriais para as tensões de confinamento equivalentes as tensões de campo	132
Tabela 4.14: Tipos de solo em função do coeficiente de Poisson (Teixeira e Godoy, 1996)	133

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1: Classificação dos fatores deflagradores dos movimentos de massa (Gerscovich, 2016).....	16
Quadro 2.2: Instrumentos e parâmetros utilizados na investigação de taludes (Augusto Filho <i>et al.</i> , 2018)	19
Quadro 2.3: Métodos diretos e indiretos de detecção de movimentação em taludes (Augusto Filho <i>et al.</i> , 2018)	19
Quadro 2.4: Tipos de fontes sísmicas (modificado de Reynolds, 2011).....	42
Quadro 3.1: Descritivo dos ensaios de laboratório	74

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Perfil de solo com ocorrência de solos lateríticos e saprolítico (Nogami e Villibor, 1995).....	6
Figura 2.2. Microestrutura de um solo laterítico (Guimarães, 2002).....	8
Figura 2.3. Microestrutura de um solo saprolítico (Guimarães, 2002).....	9
Figura 2.4. Mapa de ocorrência de solos colapsíveis no Brasil (Silva, 2018).....	10
Figura 2.5. Microestrutura de solos colapsíveis antes (a) e após (b) a ocorrência de inundação (adaptado de Ferreira e Silva, 2005).....	11
Figura 2.6. Representação das estruturas metaestáveis de um solo colapsível (Dudley,1970 <i>apud</i> Lollo, 2008).....	12
Figura 2.7. Microestrutura de solos colapsíveis (adaptado de Ferreira e Silva, 2005).....	12
Figura 2.8: Tipos de eventos de riscos ambientais (modificado de Cerri e Amaral, 1998).....	14
Figura 2.9: Movimentos gravitacionais e suas características (Lopes e Arruda Júnior, 2015)	15
Figura 2.10: Representação esquemática do marco superficial (Araújo, 2019a).....	21
Figura 2.11: Princípio de funcionamento do inclinômetro: (a) torpedo (b) procedimento de uso do instrumento (Vallejo e Ferrer, 2011).....	22
Figura 2.12: Extensômetros com princípio de funcionamento pelos métodos: a) mecânico e b) elétrico (Feijó, 2007; Nunes <i>et al.</i> , 2006).....	23
Figura 2.13: Extensômetros magnéticos: (a) sistema de hastes e (b) sistema de “aranhas” (Araújo, 2019a).....	24
Figura 2.14: Medidores de abertura de trincas: (a) hastes e régua de medição e (b) instrumento instalado em campo (Silva <i>et al.</i> , 2019).....	25
Figura 2.15: Medidores de carga e tensão: (a) célula de carga e (b) célula de tensão total (modificado de RST, 2020).....	26
Figura 2.16: Tipos de piezômetros: (a) tubo aberto e (b) fechado (Vallejo e Ferrer, 2011)....	27
Figura 2.17: Equipamento utilizado no ensaio SPT (Vallejo e Ferrer, 2011).....	29
Figura 2.18: Ensaio de penetração de cone (Marc, 2021).....	30
Figura 2.19: Trincheira de inspeção (SBCS, 2012).....	31
Figura 2.20: Deformação e movimentação de partículas submetidas a passagem de ondas de corpo: (a) Ondas P e (b) Ondas S (modificado de Bolt, 1982).....	33
Figura 2.21: Deformação e movimentação de partículas submetidas a passagem de ondas de superfície: (a) Ondas Rayleigh e (b) Ondas Love (modificado de Bolt, 1982).....	36

Figura 2.22: Identificação das ondas de corpo e superficiais em um registro sísmico de terremoto (modificado de Rocha, 2020)	36
Figura 2.23: Propagação das ondas sísmicas por: a) reflexão e b) refração (Milsom e Eriksen, 2011).....	37
Figura 2.24: Variação da amplitude do ruído sísmico ao longo do tempo para o subúrbio de Sapporo, no Japão (Okada, 2003)	39
Figura 2.25: Tipos de fontes sísmicas e suas frequências de onda (Kearey <i>et al.</i> , 2013)	42
Figura 2.26: Seção transversal típica de uma <i>buffalo gun</i> (Kearey <i>et al.</i> , 2013)	43
Figura 2.27: Exemplo de caminhão tipo Vibroseis [®] utilizado em levantamentos sísmicos (Mitnick, 2018).....	44
Figura 2.28: Seção esquemática de um geofone (Kearey <i>et al.</i> , 2013)	45
Figura 2.29: Exemplo de seção sísmica obtida a partir do método de sísmica de reflexão (Boas, 2014).....	48
Figura 2.30: Processo de aquisição e processamento de dados da sísmica de refração (modificado de Guireli Netto <i>et al.</i> , 2020)	49
Figura 2.31: Exemplo de produto sísmico gerado a partir da sísmica de refração (Santos <i>et al.</i> , 2017).....	50
Figura 2.32: Processo de aquisição e processamento de dados sísmicos oriundos do método de ondas superficiais (Abreu <i>et al.</i> , 2016)	51
Figura 2.33: Processo de aquisição e processamento de dados da metodologia SASW (Nazarian, <i>et al.</i> , 1983).....	52
Figura 2.34: Processo de aquisição de dados sísmicos por meio da metodologia MASW (MASW, 2021).....	53
Figura 2.35: Produtos finais obtido a partir da aquisição de dados pela metodologia MASW: (a) unidimensional e (b) bidimensional (Souza e Gandolfo, 2012).....	53
Figura 3.1: Localização e levantamento fotográfico da área de estudo	55
Figura 3.2: Tipos de seções presentes no sistema de contenção: (a) estacas justapostas e grampos e (b) estacas justapostas e tirantes	55
Figura 3.3: Mapa geológico do Distrito Federal (Atualizado de Freitas-Silva e Campos, 1999)	56
Figura 3.4: Perfil geotécnico do solo da área de estudo.....	58
Figura 3.5: Mapa de localização das sondagens executadas em campo	59
Figura 3.6: Coleta de amostras indeformadas de solo.....	60
Figura 3.7: Pontos de coleta de amostra indeformada de solo	60

Figura 3.8: Coleta de amostras indeformadas de solo em cilindros metálicos para realização do ensaio triaxial convencional	61
Figura 3.9: Sismógrafo geode <i>Geometrics</i>	62
Figura 3.10: Geofones uniaxiais utilizados no procedimento <i>in situ</i>	63
Figura 3.11: Marreta e placa metálica	64
Figura 3.12: Baterias automotivas 12V	64
Figura 3.13: Cabos conectores para ligação entre: (a) geofones e geode, (b) marreta e computador de controle (c) marreta e geode e (d) geode e computador de controle	65
Figura 3.14: Limpeza da área de investigação sísmica de campo	66
Figura 3.15: Locação da linha sísmica <i>background</i> de campo	66
Figura 3.16: Disposição dos geofones na linha sísmica de campo	67
Figura 3.17: Disposição dos geofones na linha sísmica de campo	67
Figura 3.18: Geração das ondas sísmicas por meio de fonte ativa (marreta + placa metálica)	68
Figura 3.19: Locação da linha sísmica final de campo	69
Figura 3.20: Fluxograma do processamento de dados adotado para o método MASW	70
Figura 3.21: Exemplo de sismograma obtido por meio da técnica de empilhamento vertical.	70
Figura 3.22: Representação das curvas de dispersão obtidas pelo método MASW com uso de fonte ativa.	71
Figura 3.23: Fluxograma do processamento de dados adotado para a sísmica de refração	72
Figura 3.24: Exemplo do sismograma obtido por meio da técnica de empilhamento vertical para a sísmica de refração	72
Figura 3.25: Curvas de velocidade obtidas a partir da marcação manual das ondas P.	73
Figura 3.26: Identificação da variação da magnitude de velocidade para identificação das camadas de um perfil.....	73
Figura 3.27: Cravação do molde metálico na amostra de solo.....	77
Figura 3.28: Pesagem das amostras para determinação da umidade.....	77
Figura 3.29: Montagem da célula de adensamento	78
Figura 3.30: Configuração final da prensa de adensamento	78
Figura 3.31: Determinação dos coeficientes C_c e C_s de forma gráfica (Bittencourt, 2019)....	79
Figura 3.32: Ajuste gráfico para determinação do potencial de colapso para o ensaio duplo oedométrico: (a) Critério 1 e (b) Critério 2 (Lollo, 2008).....	80
Figura 3.33: Cravação inicial do molde cilíndrico na amostra indeformada de solo.....	81
Figura 3.34: Talhagem do material para confecção do corpo de prova	82
Figura 3.35: Pesagem do conjunto molde metálico + amostra de solo	82

Figura 3.36: Caixa de cisalhamento montada para ensaio	83
Figura 3.37: Montagem final da prensa de cisalhamento direto para execução de ensaio.....	83
Figura 3.38: Determinação da coesão e do ângulo de atrito para o ensaio de resistência do cisalhamento (adaptado de Chaulya e Prasad, 2016)	84
Figura 3.39: Preparação e moldagem dos corpos de prova.....	85
Figura 3.40: Componentes da base da célula triaxial.....	86
Figura 3.41: Encamisamento do corpo de prova.....	86
Figura 3.42: Montagem final da célula de adensamento.....	87
Figura 3.43: Saturação do corpo de prova por contrapressão	87
Figura 3.44: Execução do procedimento de ruptura do corpo de prova	88
Figura 3.45: Determinação dos parâmetros de resistência do material a partir do ensaio triaxial (Gerscovich, 2010).....	89
Figura 4.1: Classificação das amostras AMI-01 e AMI-02 segundo a carta de plasticidade de Casagrande	92
Figura 4.2: Curvas granulométricas sem defloculante – AMI-01 e AMI-02.....	93
Figura 4.3: Curva de compressibilidade para as condições inundada (a) e natural (b) – Amostra AMI-01.....	94
Figura 4.4: Exemplo de ocorrência da rápida dissipação da pressão neutra para a curva de adensamento (estágio de carregamento de 200 kPa).....	96
Figura 4.5: Curvas tensão x deformação dos ensaios oedométricos normalizada - AM-01	97
Figura 4.6: Variação do potencial de colapso pelo estágio de carregamento	98
Figura 4.7: Microscopia eletrônica de varredura para a profundidade de 2 m de um perfil de solo tropical de Brasília (Rodrigues, 2017).....	99
Figura 4.8: Curva de compressibilidade para as condições natural (a) e inundada (b) – Amostra AMI-02.....	99
Figura 4.9: Gráfico da relação tensão de cisalhamento pelo deslocamento horizontal – AMI-02	100
Figura 4.10: Gráfico da variação da altura pelo deslocamento horizontal – AMI-02.....	101
Figura 4.11: Envoltória de resistência da amostra AMI-02	101
Figura 4.12: Relação tensão desvio e deformação axial - AMI-01	102
Figura 4.13: Relação variação volumétrica e deformação axial - AMI-01	102
Figura 4.14: Trajetória de tensões AMI-01	103
Figura 4.15: Envoltória de resistência (método da máxima tensão desviadora) - AMI-01 ...	103
Figura 4.16: Relação tensão desvio e deformação axial - AMI-02.....	103

Figura 4.17: Relação variação volumétrica e deformação axial - AMI-02	104
Figura 4.18: Trajetória de tensões AMI-02	104
Figura 4.19: Envoltória de resistência (método da máxima tensão desviadora) - AMI-02 ...	104
Figura 4.20: Relação tensão desvio e deformação axial - AMI-01	106
Figura 4.21: Relação variação da poropressão e deformação axial - AMI-01	106
Figura 4.22: Relação parâmetro A e deformação axial - AMI-01	106
Figura 4.23: Trajetória de tensões totais (linha cheia) e efetivas (linha pontilhada) - AMI-01	107
Figura 4.24: Envoltória de resistência (método da máxima tensão desviadora) - AMI-01 ...	107
Figura 4.25: Relação tensão desvio e deformação axial - AMI-02	107
Figura 4.26: Relação variação da poropressão e deformação axial - AMI-02	108
Figura 4.27: Relação parâmetro A e deformação axial - AMI-02	108
Figura 4.28: Trajetória de tensões totais (linha cheia) e efetivas (linha pontilhada) - AMI-02	108
Figura 4.29: Envoltória de resistência (método da máxima tensão desviadora) - AMI-02 ...	109
Figura 4.30: Modelo de duas camadas obtido por meio do método da sísmica de refração. Os valores destacados em branco representam a velocidade V_p no meio investigado em km/s.	112
Figura 4.31: Tomografia sísmica do perfil do terreno obtido por meio do método da sísmica de refração	113
Figura 4.32. Modelo de duas camadas obtido para a linha sísmica final. Os valores destacados em branco representam a velocidade V_p no meio investigado em km/s	113
Figura 4.33. Tomografia sísmica da linha final (pós-escavação + sistema de contenção). As diferentes cores demonstram o gradiente da velocidade em função da profundidade e distância.	113
Figura 4.34: Perfil de velocidade da onda S obtido na linha de <i>background</i> com o uso de fonte ativa	114
Figura 4.35: Domínios de velocidade da onda V_s da linha sísmica de <i>background</i> obtidos por meio do método MASW	115
Figura 4.36: Domínios de velocidade da onda V_s da linha sísmica final obtidos por meio do método MASW	115
Figura 4.37: Domínios de velocidade da onda V_s da linha sísmica final (pós escavação e contenção) obtidos por meio do método MASW	116
Figura 4.38: Comparativo entre a velocidades obtidas entre a linha sísmica de <i>background</i> e a linha sísmica final.....	117

Figura 4.39: Divisões do perfil sísmico em seções para avaliação da variação de rigidez....	118
Figura 4.40: Variação do módulo de rigidez ao longo do perfil – S1 e S2	119
Figura 4.41: Variação do módulo de rigidez ao longo do perfil – S3 e S4	119
Figura 4.42: Variação do módulo de rigidez ao longo do perfil – S5 e S6	119
Figura 4.43. Microestrutura de solos colapsíveis antes (a) e após (b) a ocorrência de colapso (adaptado de Ferreira e Silva, 2005)	120
Figura 4.44. Perfil de solo interpretado em função da consistência obtido por meio do método MASW	123
Figura 4.45. Perfil de solo interpretado em função do tipo de material obtido por meio do método MASW	123
Figura 4.46. Classificação final do perfil obtido por meio do método MASW	124
Figura 4.47. Perfil comparativo entre as investigações sísmica MASW e a sondagem SPT.	125
Figura 4.48. Perfil de solo interpretado a partir do método MASW acoplado ao ensaio SPT	126
Figura 4.49. Perfil de solo obtido a partir do método de sísmica de refração utilizando o modelo de duas camadas	129
Figura 4.50. Perfil comparativo entre as investigações sísmica de refração e a sondagem SPT	129
Figura 4.51. Perfil de solo interpretado a partir do método da sísmica de refração acoplado ao ensaio SPT.....	129
Figura 4.52. Distribuição dos parâmetros de deformabilidade com base no ensaio triaxial CU	132
Figura 4.53. Distribuição dos parâmetros de deformabilidade com base no ensaio triaxial CD	133
Figura 4.54. Distribuição dos parâmetros de deformabilidade com base nos ensaios sísmicos	133

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Abreviaturas

AMI	Amostra Indeformada
CD	Consolidado e Drenado
CL	Argila de Baixa Compressibilidade
CPT	Cone Penetration Test
CPTu	Ensaio de Penetração do Cone com Medida de Poropressão
CU	Consolidado e Não Drenado
GNSS	Sistema Global de Navegação por Satélite
GPS	Sistemas de Posicionamento Global
IE	Instrução de Ensaio
MASW	Análise Multicanal das Ondas Superficiais
MH	Silte Orgânico de Alta Plasticidade
ML	Silte de Baixa Compressibilidade
MSM	Método Microsísmico
NA	Nível de Água
OH	Solo Orgânico de Alta Compressibilidade
OL	Solo Orgânico de Baixa Compressibilidade
P	Primária
RMS	Desvio Médio Quadrado
RTK	Cinemática em tempo real
S	Secundária
SASW	Análise Espectral de Ondas de Superfície
SCS	Software Controlador do Sismódulo
SH	Onda S Polarizada na Horizontal
SPT	Ensaio de Sondagem à Percussão
SV	Onda S Polarizada na Vertical
UU	Não Consolidado e Não Drenado

Siglas

ABS	Acrilonitrila Butadieno Estireno
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
DF	Distrito Federal
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

GO	Goiás
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PVC	Policloreto de Vinila
UBC	Uniform Building Code
UNDRO	<i>United Nations Disaster Relief Office</i>
UNISDR	<i>United Nations International Strategy for Disaster Reduction</i>

Símbolos

°	Grau
°C	Grau Celsius
%	Porcento
B	Módulo volumétrico
c	Coesão total
c'	Coesão efetiva
Cc	Coeficiente de compressão
cm	Centímetro
Cr	Coeficiente de recompressão
c _v	Coeficiente de adensamento
D	Dimensão
E	Módulo de Young
e	Índice de vazios
E _{din}	Módulo elástico dinâmico de Young
e _o / e _i	Índice de vazios inicial
e _{inicial}	Índice de vazios anterior à conclusão do ensaio adensamento
e _{final}	Índice de vazios após conclusão do ensaio adensamento
G	Módulo elástico cisalhante
g	Grama
G _{din}	Módulo elástico dinâmico de cisalhamento
Hz	Hertz
h	Hora
i	Ângulo de incidência
I _p ou IP	Índice de plasticidade
km	Quilômetro
kN	Quilonewton
kPa	Quilopascal

log	Logaritmo
m	Metro
m ³	Metro cúbico
mm	Milímetro
min	Minuto
n	Porosidade
N ^o	Número
N _{SPT}	Número de golpes necessários para penetrar 45 cm no solo
O	Oeste
PC	Potencial de colapso
r	Ângulo de refração
S	Sul
s	Segundo
S _r	Grau de saturação
tg/tan	Tangente
V	Voltz
V ₁	Velocidade da onda no meio 1
V ₂	Velocidade da onda no meio 2
V _p	Velocidade de propagação da onda P
V _s	Velocidade de propagação da onda S
W	Leste
w	Umidade higroscópica
w _L ou LL	Limite de liquidez
w _P ou LP	Limite de plasticidade
X	Coordenada X
Y	Coordenada Y
γ _d	Peso específico aparente seco
γ _s	Peso específico dos sólidos
Δe	Variação do índice de vazios
Δh	Variação da altura
Δu	Variação de poropressão
ε _a	Deformação axial referente a tensão desviadora
ε _H	Deformação horizontal
ε _v	Deformação volumétrica
ρ	Densidade do material
σ	Tensão normal

σ_o	Tensão geostática
σ_{cn}	Tensão de pré-adensamento do solo no estado natural
σ_{cs}	Tensão de pré-adensamento do solo na condição inundada
σ_d	Tensão desviadora
σ_{PAS} OU σ_{PA}	Tensão de pré-adensamento
τ	Resistência ao cisalhamento
ν	Coefficiente de Poisson
ϕ	Ângulo de atrito total

1. INTRODUÇÃO

Os movimentos de massa e processos correlatos têm sido um importante objeto de estudo no campo geotécnico, devidas às conseqüentes perdas de vidas, bem como prejuízo financeiros e impactos ambientais, na amplitude do termo. Segundo o relatório publicado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) no ano de 2019, aproximadamente 16% do território nacional possui elevada suscetibilidade a ocorrência de deslizamentos.

De acordo com IBGE (2018), ao avaliar esse cenário no âmbito municipal, nota-se que, até o ano de 2017, aproximadamente 62% dos municípios com mais de 500 mil habitantes já foram atingidos por pelo menos um evento de deslizamento, sendo que desses, apenas 11,4% possuíam um plano diretor e 1,7% dispunha de uma lei específica que contemplasse a prevenção desse fenômeno geotécnico. Esse contexto evidencia, a nível nacional, uma expressiva discrepância entre a ocorrência de movimentos de massa e a presença de ferramentas, no âmbito governamental, que tenham como objetivo mitigar ou amenizar as conseqüências oriundas a esses eventos.

Segundo Gerscovich (2016), os movimentos de massa podem ser entendidos como qualquer deslocamento oriundo de um volume de solo que, no campo geotécnico, é comumente associado a instabilidade de maciços. Esse fenômeno é oriundo de movimentações induzidas por fatores como a gravidade, agentes climatológicos e atividades antrópicas, sendo que sua magnitude varia conforme aspectos geológico-geotécnicos, topografia e uso ocupação do solo (presença ou não de vegetação, grau de urbanização, dentre outros).

Devido ao seu elevado potencial destrutivo, os movimentos de massa são alvos constantes de pesquisas que visam atenuar as conseqüências geradas por esses em suas regiões de origem. Todavia, por se tratar de um evento correlacionado com as características ambientais e geológicas-geotécnicas de sua localidade, o mesmo expressa certa complexidade de análise em estudos que busquem prever a sua ocorrência (Guidicini e Nieble, 1983). Nesse contexto, é comum a utilização de metodologias que visem monitorar e investigar esses eventos, com o intuito de subsidiar a elaboração de planos emergenciais de prevenção de riscos (Nadim e Lacasse, 2014).

Uma atividade considerada mínima referente ao estudo de taludes é a investigação geológico-geotécnica das camadas de solo que se fazem presentes no local de interesse. A principal função desse tipo de investigação é fornecer informações acerca da estratigrafia local em conjunto com a estimativa dos parâmetros e das propriedades dos materiais, que se encontram dispostos no meio investigado, como deformabilidade e resistência, com o intuito

de subsidiar a realização de projetos e estudos para finalidades diversas. De forma complementar, por envolver uma grande concentração de deformações durante um processo de ruptura, é comum a um maciço o surgimento de fendas que podem atuar como agentes de alerta sobre um potencial cenário de instabilidade.

Vallejo e Ferrer (2011) destacam que para realizar esse processo de investigação, pode-se fazer uso de instrumentações tanto superficiais quanto de subsuperfície, todavia a maioria desses métodos, apesar de possuírem boa acurácia, fornecem dados e análises de forma pontual e, em muitos casos, não permitem avaliar determinada condição do maciço de forma contínua, o que pode comprometer um processo de monitoramento e investigação de cenários instáveis. Assim, torna-se fundamental a busca por metodologias que visem complementar os estudos geotécnicos convencionais para avaliar a movimentação em maciços, como subsídio a sistemas de alerta e gestão de risco.

Souza e Gandolfo (2018) destacam que os métodos geofísicos possuem elevado potencial para avaliar estruturas geotécnicas, pois além de serem considerados como não destrutivos, permitem a obtenção de dados tanto de forma pontual quanto bidimensional, além de, em alguns casos, permitirem realizar um monitoramento contínuo. Mainsant *et al.* (2012) e Planès *et al.* (2016) destacam os métodos geofísicos sísmicos como potencial ferramenta para identificação e previsão de cenários de instabilidade, pois permitem verificar e caracterizar, dentre outras características, a estratigrafia local e a variação de rigidez de um corpo geotécnico durante um estado de movimentação, viabilizando a previsão de possíveis cenários de instabilidade.

Apesar de possuírem um grande potencial de aplicação, o cenário geotécnico nacional ainda carece de estudos científicos que visem correlacionar, de forma satisfatória, os dados obtidos pelos métodos sísmicos com a instrumentação geotécnica convencional, no que diz respeito a investigação e o monitoramento de estruturas geotécnicas. Esse cenário se torna visível, principalmente, na interpretação das informações geofísicas para determinação de produtos inerentes a um estudo geotécnico como a criação de modelos geológicos (Souza e Gandolfo, 2012). Diante do exposto, este trabalho tem por finalidade avaliar o uso de métodos sísmicos como metodologia complementar aos métodos convencionais geotécnicos, no que diz respeito a investigação de taludes, sejam ensaios e ou monitoramentos.

1.1 Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo avaliar o uso dos métodos sísmicos de refração e do Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) para fins de caracterização geotécnica e

detecção de movimentação, tendo como referência investigações realizadas em um maciço de solo escavado e estabilizado, antes e após o término da obra.

Para atender o objeto geral deste trabalho, busca-se realizar os seguintes objetivos específicos:

- Compreensão do comportamento dos solos interceptados pela escavação por meio de análises das suas propriedades e dos seus parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos em ensaios de campo e laboratoriais de caracterização física, duplo oedométrico, cisalhamento direto e compressão triaxial (CD e CU);
- Avaliação os resultados de sondagens pelas técnicas de sísmica de refração e MASW nas condições de repouso (K_o), antes da escavação, e na condição ativa (K_a), após término da obra de contenção;
- Identificação dos efeitos dos deslocamentos mobilizados pelas descompressões laterais promovidas pela escavação vertical nos resultados obtidos pela aplicação dos métodos sísmicos de refração e MASW;
- Interpretação dos resultados obtidos pelos ensaios de laboratório e sísmicos, para melhor compreensão das relações entre as propriedades e alterações no estado de tensões dos solos, decorrentes de deformações oriundas da descompressão promovida pela escavação;
- Estudo da relação entre as sondagens à percussão com ensaio de SPT e as geofísicas, com destaque para a condição de repouso, que seria aquela quando da concepção de um determinado projeto geotécnico;
- Contribuição para as áreas de geotecnia e geofísica para identificação de compartimentos geológicos recobertos com camadas de solos porosos de comportamento colapsível;
- Discussão sobre a viabilidade da utilização dos métodos sísmicos de refração e MASW como ferramenta de monitoramento de movimentos de massa, que possa contribuir na gestão de risco geotécnico.

1.2 Estruturação da dissertação

A dissertação está estruturada em seis capítulos, com o intuito de satisfazer a compreensão e o desenvolvimento textual do tema apresentado. A seguir, é mostrada a estruturação desse trabalho juntamente com um breve resumo do conteúdo abordado em cada capítulo:

- Capítulo 1 - Introdução do trabalho, abordando o conteúdo temático da dissertação, destacando sua relevância, motivação e justificativa, juntamente com os objetivos, tanto geral quanto específicos;
- Capítulo 2 - Revisão de literatura do conteúdo inerente ao trabalho, abordando a temática da dissertação, tais como, riscos geotécnicos, estudo e monitoramento da estabilidade de taludes, ondas sísmicas, sistemas de aquisição de dados sísmicos e métodos sísmicos aplicados a geotecnia;
- Capítulo 3 - Descrição dos materiais e equipamentos utilizados para a realização do trabalho e os métodos empregados para a execução dos ensaios laboratoriais, investigações sísmicas e convencionais de campo e respectivos procedimentos de análise;
- Capítulo 4 - Apresentação, análise e discussão dos resultados obtidos nos ensaios realizados em laboratório e nas investigações de campo;
- Capítulo 5 - Apresentação das considerações finais com base nos resultados obtidos, bem como sugestões para estudos futuros envolvendo o uso da geofísica para a gestão de riscos.

Por fim, são enunciadas as referências bibliográficas utilizadas nessa dissertação, com o intuito de subsidiar seu processo de desenvolvimento, e os anexos contendo informações complementares a respeito das análises realizadas neste trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesse capítulo é exposto o conteúdo teórico utilizado como a base para o desenvolvimento de todo o escopo dessa dissertação, abordando os seguintes temas: solos tropicais, solos colapsíveis, riscos geotécnicos, movimentos de massa, investigação e monitoramento de taludes, ondas sísmicas, sistemas de aquisição de dados sísmicos e métodos sísmicos aplicados à geotecnia.

2.1 Solos Tropicais

O intemperismo é definido como um processo de desagregação da rocha originária de um solo (rocha sã), sendo esse provocado por ações naturais e antrópicas provenientes de ações física, química e biológica. A desintegração física é originária de ações de caráter climatológico como a ocorrência de chuvas, variação de temperatura e raízes de elementos vegetais (Santos, 2015). A ação química é decorrente da atuação da água como um solvente para as reações químicas ocorridas na rocha sã, reagindo, assim, com minerais primários e gerando compostos ácidos que formam uma superfície reativa na rocha levando sua decomposição. O processo biológico contribui direta e indiretamente nas ações anteriores, por meio de atividades microbiológicas envolvendo a manifestação de bactérias e fungos (Echeverria, 2007).

Dentre as ações citadas anteriormente, a mais pronunciada para o clima tropical é o intemperismo químico. Santos (2015) justifica que devido a ocorrência de elevadas temperaturas e a presença de chuvas frequentes anuais, características de regiões tropicais, a ocorrência da ação química é levantada como principal fator de deteriorabilidade de componentes rochosos. Jenny (1994) descreve que o relevo também influencia na formação do perfil do solo, atuando como facilitador da absorção da precipitação de chuva pelo material granular. Essa característica influencia a remoção de partículas sólidas pelo efeito erosivo, facilitando a movimentação de colóides (translocação) para outras áreas em uma região. Deste modo, especificamente em solos tropicais, regiões com relevo suave promovem a deposição de sedimentos e a infiltração das águas pluviais pelo solo. Tais aspectos influenciam a formação de solos lixiviados e intemperizados.

Em regiões de clima tropical úmido, em função de aspectos inerentes ao processo de formação do solo, como características físico-químicas, os solos denotam um elevado índice de porosidade e sensibilidade em suas ligações cimentícias quando estão submetidas a presença de água (Paixão e Camapum de Carvalho, 1994). Devido a singularidade do conjunto de processos

intempéricos e pedogeotécnicos, os solos presentes nas regiões de clima tropical úmido, que possuíam essas peculiaridades, foram denominados como solos tropicais (Cardoso, 2009).

Desta forma não basta que um solo tenha sido formado em regiões de clima úmido para ser considerado um solo tropical, é necessário que ele também possua as peculiaridades de interesse geotécnico quanto ao processo de intemperismo e microestrutural (Nogami e Villibor, 1995). Os solos tropicais podem ser categorizados em dois grupos, sendo esses denominados como solos lateríticos e saprolíticos. Esses dois grupos se diferenciam no âmbito do grau de alterabilidade do material e de fatores geotécnicos associados a granulometria, ao índice de plasticidade, a massa específica e a caracterização pedológica (Lopera, 2016). A Figura 2.1 mostra um exemplo de perfil de solo com formação laterítica e saprolítica.



Figura 2.1. Perfil de solo com ocorrência de solos lateríticos e saprolítico (Nogami e Villibor, 1995)

2.1.1 Solos lateríticos

Os solos lateríticos são definidos como solos residuais ou sedimentares que foram submetidos à processos extremos de intemperização e lixiviação, sendo também denominados como laterização. Esse processo é caracterizado como a perda de compostos de sílicas e compostos catiônicos do solo, resultando em um aumento da concentração de hidróxidos de ferro e alumínio (Reschetti Júnior, 2008). Nogami e Villibor (1995) afirmam que os solos lateríticos constituem a parte superior de um subsolo em áreas que denotem adequado grau de permeabilidade. Estes solos possuem coloração característica vermelha, laranja ou amarela, além de possuírem aspecto uniforme durante sua extensão, evitando assim presenças de propriedades pedológicas como manchas, listras e xistosidades (Delgado, 2007).

Jacinto *et al.* (2006) caracterizam os solos lateríticos por meio de aspectos químicos e físicos. No aspecto químico, devido a propriedades climatológicas das regiões tropicais, a desagregação química entre as partículas sólidas é dada de maneira acelerada. Além disso, os tipos de reações que denotam alterações químicas no solo podem ser agrupados, para solos brasileiros, em dois grupos, sendo eles: hidrólise e queluviação.

A hidrólise é definida como a decomposição ou alteração de alguma substância química quando essa encontra-se submetida a presença de água. A queluviação é o processo pelos quais os elementos metálicos de um material são móveis em relação a sílica em um processo de intemperismo. Jacinto *et al.* (2006) descreve os solos lateríticos quanto a sua porosidade. O trecho, a seguir, mostra essa descrição:

Destacam-se como características físicas dos solos tropicais oriundas diretamente da estrutura dos solos lateríticos e de grande importância para a área geotécnica:

- 1) Índices de vazios de solos lateríticos normalmente maiores do que seriam se associados com a distribuição granulométrica. Eles são função do processo de intemperismo e não estão relacionados à história de tensões;
- 2) Os índices de vazios de solos lateríticos podem variar bastante ou ser semelhantes independentemente da rocha-mãe;
- 3) A distribuição de poros é caracterizada pela presença marcante de macro e de micro poros;
- 4) A estabilidade dos agregados e dos cimentos que os une, diante das variações de umidade e de energia mecânica a eles impostas;
- 5) Resistências mais baixas e compressibilidades mais altas como consequência da estrutura do solo e de sua pedogênese;
- 6) Em consequência dos elevados índices de vazios e presença de macro porosidade, as permeabilidades são normalmente mais altas do que aquelas associadas à distribuição granulométrica (Jacinto *et al.*, 2006, p. 103).

Mineralogicamente, os solos lateríticos são caracterizados por possuírem uma microestrutura constituída por minerais resistentes ao intemperismo tropical. Delgado (2007) correlaciona a estrutura granulométrica desse tipo de solo com sua composição mineralógica dividindo suas frações em: pedregulhos, areias e argila. Sua fração de areia é constituída principalmente por minerais de quartzo e demais resistentes a ações intemperes características de regiões tropicais. A fração argilosa é composta por argilominerais pertencentes as famílias dos óxidos hidratados e caulinita. Por fim, a fração de pedregulhos é caracterizada por possuir concreções ferruginosas ou aluminosas denominadas lateritas. A Figura 2.2 mostra a microestrutura de um solo laterítico.

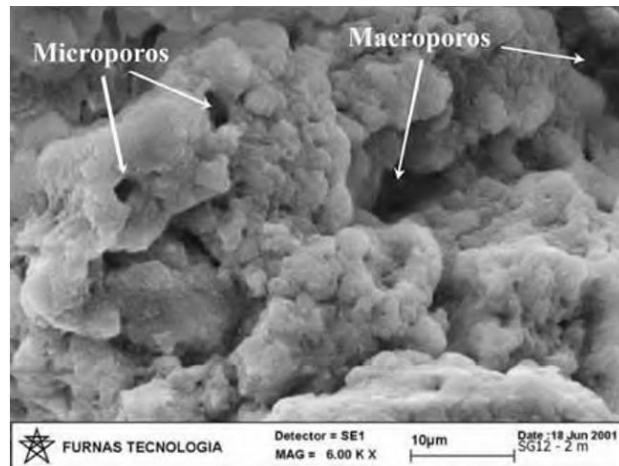


Figura 2.2. Microestrutura de um solo laterítico (Guimarães, 2002)

2.1.2 Solos saprolíticos

Segundo o Comitê de Solos Tropicais da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos (*Committee on Tropical Soils of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*), 1985, citado por Pastore (1996 *apud* Jacintho *et al.*, 2012) o solo saprolítico é resultante do processo de decomposição ou desagregação de um material rochoso em que se mantém a estrutura da rocha originária do solo.

Os solos saprolíticos possuem maior ocorrência em camadas localizadas abaixo do nível superficial de perfis evoluídos de solo e acima do nível do material rochoso alterado. Esse tipo de solo pode ser dividido em dois grupos: solo residual jovem e saprolito. O solo residual jovem, também conhecido como saprolito fino são compostos, geralmente, por materiais argiloso-arenosos com estrutura reliquiar da rocha de origem. O saprolito, também denominado como saprolito grosseiro, são compostos além dos materiais argiloarenoso, por pedregulhos e blocos de rocha, sendo que sua feição superficial pode conter foliação, fraturas ou acamamentos (Diniz, 2006).

Mineralogicamente, os solos saprolíticos são constituídos por frações de areia, silte e argila. A fração de areia é composta por minerais em diferentes graus de alteração como o feldspato e quartzo. A fração de silte é constituída por caulinita, mica e quartzo. Já a porção de argila é composta principalmente por caulinita, haloisita, vermiculita, atapulgita e nontronita (Nogami e Villibor, 1995). Segundo Pastore (1996 *apud* Jacintho *et al.*, 2006), a proporção e os tipos de minerais que compõe o solo saprolítico dependem diretamente da composição da rocha de origem e do processo de intemperismo ao qual ela foi submetida. A Figura 2.3 mostra a microestrutura de um solo laterítico.

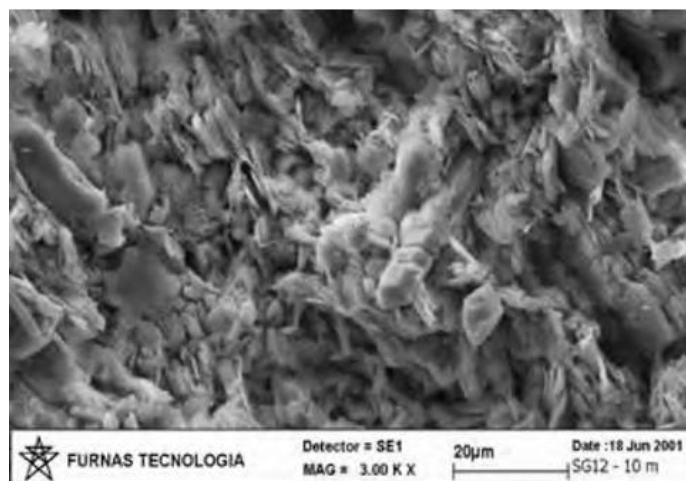


Figura 2.3. Microestrutura de um solo saprolítico (Guimarães, 2002)

Jacinto *et al.* (2006) caracteriza os solos saprolíticos por meio de aspectos químicos e físicos. No aspecto químico, esse solo denota valores de pH tendentes a neutralidade tendo valores variando entre 5,5 (na presença de KCl) e 6,4 (na presença de água) e possuem uma melhor capacidade de troca catiônica do que os solos lateríticos, apresentando valores da grandeza de 1,34 a 3,00 cmol/Kg, favorecendo assim a uma maior suscetibilidade a influência de interação química com agentes intemperes externos. Quanto ao aspecto físico esse tipo de solo apresenta granulometria, plasticidade e mineralogia intimamente ligados a característica de textura e mineralogia da rocha de origem e ao intemperismo ao qual o material rochoso foi submetido.

2.2 Solos Colapsíveis

Os solos colapsíveis podem ser definidos como materiais que denotam estrutura metaestável e, ao ser inundado ou submetido a um carregamento externo, sofrem um rearranjo de suas partículas que reflete em uma elevada diminuição de volume. De acordo com Gutierrez (2005), esse comportamento ocorre como consequência da perda de resistência ao cisalhamento do material, em condição não saturada, quando submetidos à inundação e/ou carregamento.

Segundo Teixeira *et al.* (2004), os solos colapsíveis podem ser encontrados em regiões com acentuados processos pedogenéticos e geoquímicos. Basicamente, estes solos podem ser identificados como eólicos, coluvionares, residuais ou vulcânicos. No Brasil, a ocorrência desse tipo de material pode ser observada ao longo de todo o espaço geográfico brasileiro, sendo que sua maior concentração se encontra presente nas regiões nordeste, centro-oeste e sudeste. Na Figura 2.4 é possível verificar alguns locais onde já foram identificados a presença desse material ao longo do território Brasileiro

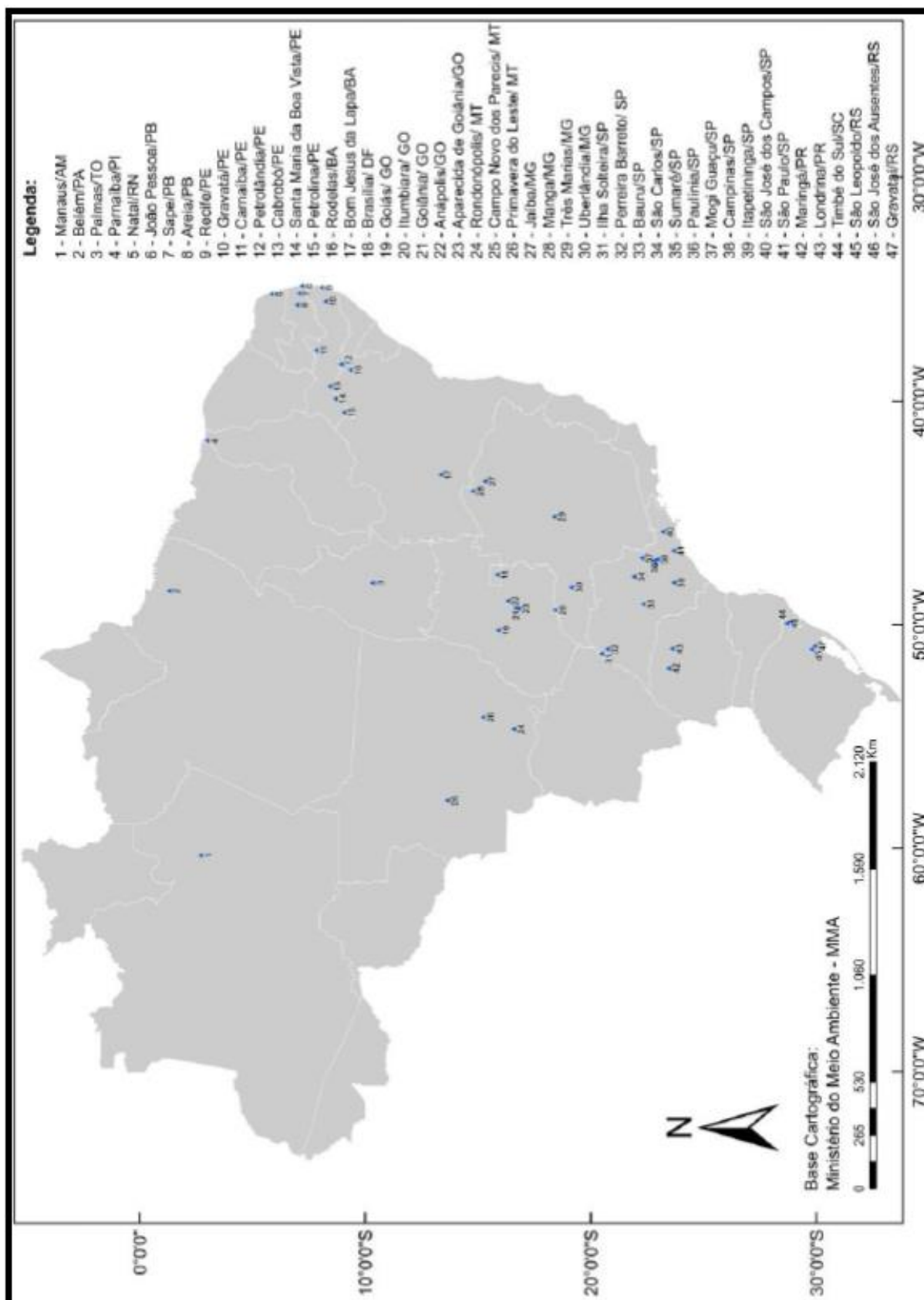


Figura 2.4. Mapa de ocorrência de solos colapsíveis no Brasil (Silva, 2018)

A formação de solos colapsíveis é diretamente dependente dos fatores climáticos regionais e do ambiente geológico, assim a forma de ocorrência desses materiais pode ser bastante

diversificada. De acordo com Lollo (2008), os principais processos de formação desses materiais são oriundos de depósitos provenientes de origem eólica, aluvial, coluvionar, residual e aterros compactos. Com relação aos solos colapsíveis situados na região do Distrito Federal, estudos de Guimarães *et al.* (2002) e Silva *et al.* (2017) mostram que, de forma geral, esses materiais são consequência da ação de um forte processo de intemperismo e lixiviação, que conduz a formação de uma estrutura porosa, de forma que a característica macroporosa de sua estrutura é mais acentuada quanto mais superficial é o solo.

Segundo Cardozo (1995), nessa região, as camadas de solo mais intemperizadas possuem agregados de matriz argilosa, sendo as mesmas interligadas entre elas e a grãos de quartzo por meio de pontes de argila. Ainda segundo o mesmo autor, essas características, em conjunto com as ações oriundas da ação de intemperismo, conferem ao material índices de vazios na ordem de 1,0 a 2,0. Guimarães *et al.* (2002) complementa que a estrutura porosa, oriunda desses processos de gênese, confere ao solo da região, mesmo com uma matriz predominantemente argilosa, uma permeabilidade semelhante a um solo arenoso fino. Ainda segundo o mesmo autor, esse comportamento pode ser observado, em alguns casos, até 10 m de profundidade, sendo que a partir dessa medida as agregações mantidas pela ação dos agentes cimentantes sedem espaço aos pacotes de argilominerais. Na Figura 2.5 é possível observar a microestrutural típica da região de Brasília, em que o grau de cimentação e macroporosidade são maiores para solos mais superficiais, sendo que essa condição é reduzida a medida em que o aumento da profundidade.

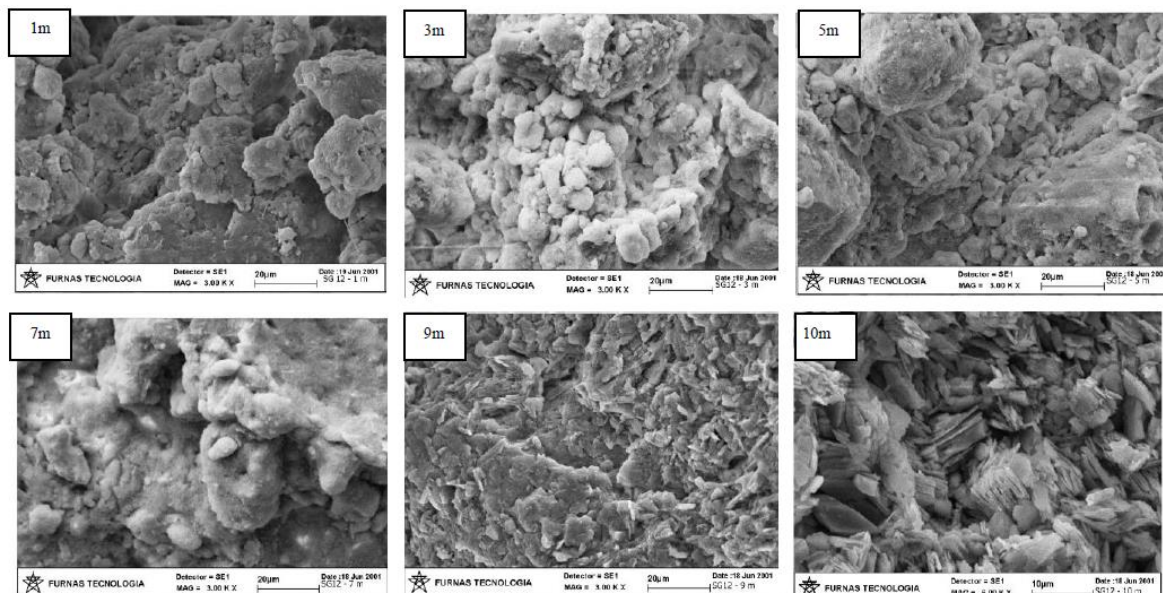


Figura 2.5. Microestrutura de solos colapsíveis antes (a) e após (b) a ocorrência de inundação (adaptado de Ferreira e Silva, 2005)

Ainda em relação as suas características estruturais, os solos colapsíveis denotam um equilíbrio metaestável entre suas partículas sendo a mesmo proveniente da presença de vínculos

que atribuem ao solo uma resistência adicional temporária, comumente associada à sucção, as forças eletromagnéticas de superfície e a presença de substâncias de cimentação, tal como os óxidos de ferro e carbonatos (Collares, 2002; Lollo, 2008). Na Figura 2.6 pode ser observado uma representação dessas estruturas metaestáveis sustentadas pela condição não saturação.

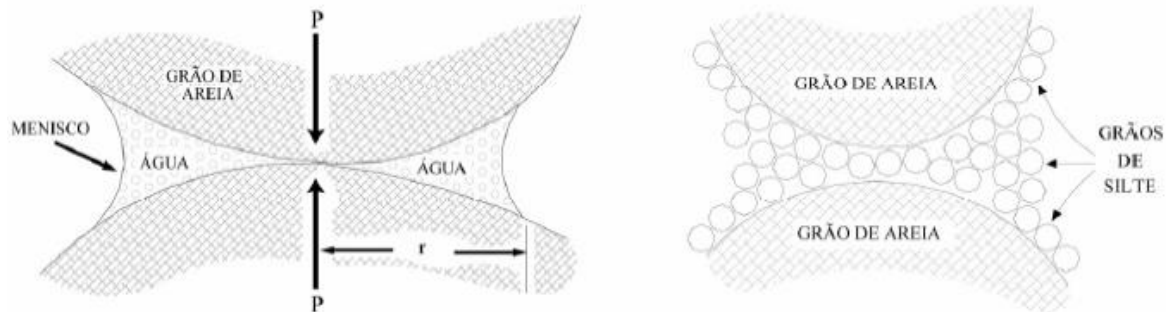


Figura 2.6. Representação das estruturas metaestáveis de um solo colapsível (Dudley, 1970 *apud* Lollo, 2008)

Ao ser submetido a um processo de mudanças no estado de tensões, variação de sucção por umedecimento e/ou alterações do equilíbrio eletromagnético e das ligações cimentantes estabilidade, o ganho de resistência aparente anulado, fazendo com que o solo sofra uma expressiva variação de volume. Dessa forma, a quebra das ligações promove uma reorganização das partículas do material, fazendo com que os vazios sejam então reduzidos (Lollo, 2008). Na Figura 2.7 pode ser observado uma representação dessas estruturas metaestáveis sustentadas pela condição não saturação.

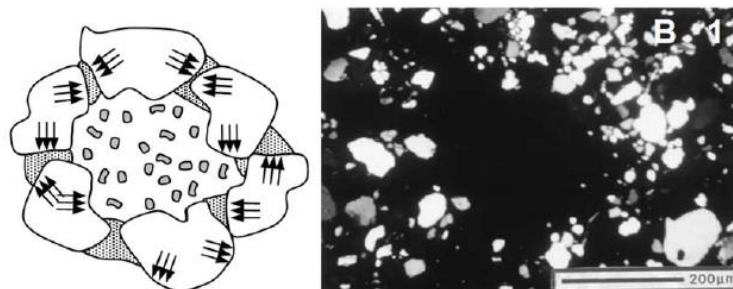


Figura 2.7. Microestrutura de solos colapsíveis (adaptado de Ferreira e Silva, 2005)

Segundo Lawton *et al.* (1992), para que um processo de colapso ocorra, são necessários, em geral, a existência de quatro fatores chaves, sendo os mesmos: presença de uma estrutura aberta e instável no estado não saturado, tensões totais suficientes para gerar colapso, presença de ligações intergranulares cimentantes que tornam o solo estável quando no estado não saturado e ruptura por cisalhamento das ligações intergranulares com conseqüente redução das ligações cimentantes pelo efeito da água.

2.3 Riscos Geotécnicos

Em um contexto mais amplo, a *United Nations Disaster Relief Office* - UNDRO (1980) define o risco como a probabilidade de ocorrência, em um período de tempo e em uma dada área, de um fenômeno prejudicial. Em geral, esse tipo de risco é estimado pelo produto entre o potencial de ocorrência do evento e as consequências do mesmo para uma região. A *United Nations International Strategy for Disaster Reduction* - UNISDR (2009) complementa que, por incluir diferentes tipos de consequências para um indivíduo ou sociedade, o risco apresenta certa complexidade de quantificação. Devido este comportamento, é essencial o conhecimento histórico de ambientes críticos e os padrões socioeconômicos da região de análise para possibilitar uma estimativa precisa de um potencial cenário de dano.

Na engenharia, é comum a presença de incertezas que, em geral, podem ser provenientes de elementos como materiais, carregamentos e outras variáveis de projeto. A presença dessas incertezas submete um empreendimento a um potencial evento de falha que, por sua vez, denota consequências relacionadas, principalmente, a impactos e danos ocasionados a sociedade. Nesse contexto, é comum a adoção de uma margem de segurança de modo a suprir a lacuna induzida por essas incertezas em uma obra de engenharia.

O evento de falha pode ser definido como a perda total ou parcial do desempenho comportamental de um empreendimento. Ao analisar uma falha é fundamental adotar um indicador de desempenho que venha permitir quantificar o estado comportamental de uma obra. Esse indicador por estar associado a uma função de engenharia, podendo o mesmo ser empírico, analítico ou numérico. Em geral, os indicadores mais comuns estão compreendidos em parâmetros como fator de segurança, deslocamentos e poropressões (Assis, 2020).

Para mensurar o risco de uma falha na engenharia é comum a adoção de um valor limite referente ao indicador de desempenho utilizado, sendo o mesmo denominado como crítico. Desta forma, se o valor mensurado ultrapassar o crítico, tem-se a ocorrência de um evento de falha. Caso o mesmo seja inferior, considera-se que o empreendimento denota um desempenho adequado a sua função. No âmbito geotécnico, a avaliação deste risco irá depender tanto da variabilidade quanto da magnitude de fenômenos (previsíveis ou imprevisíveis) que possam vir a ocasionar uma condição de dano (Aoki, 2018). Em geral, esses eventos estão associados a aspectos geológico-geotécnicos e, caso não sejam previstos durante a fase projetual, podem ocasionar consequências como declínio operacional, queda de rentabilidade, aumento de custos e, em cenários mais críticos, a ruína do empreendimento (Assis *et al.*, 2019).

Ao avaliar um risco, busca-se, por meio do uso de informações disponíveis como dados geológico-geotécnicos e demográficos, estimar o dano para populações, infraestrutura urbana e o meio ambiente. Em termos de engenharia, caso o risco ultrapasse um limite considerado aceitável, é fundamental a busca por medidas que visem prevenir ou amenizar a ocorrência de um evento de falha. Para atender esse objetivo é comum a adoção de práticas profiláticas conforme a magnitude do evento, podendo destacar o uso de técnicas de geoprocessamento e sensoriamento remoto, investigações de campo, estabilização de ambientes instáveis, planos de evacuação e adoção de normativas técnicas legislativas (UNISDR, 2017).

Cerri e Amaral (1998) listam os principais tipos de eventos de risco associados ao âmbito ambiental (Figura 2.8). No contexto geotécnico, o evento do tipo geológico exógeno ganha destaque por estar associado à geodinâmica externa e abranger, principalmente, problemas relacionados à movimentos de massa e processos correlatos. Os autores também destacam que os eventos de risco geológico podem ser identificados como atual (corresponde ao risco que se encontra presente em áreas já ocupadas) e potencial (refere-se à suscetibilidade de ocorrência de eventos geológico-geotécnicos em áreas ainda não habitadas).

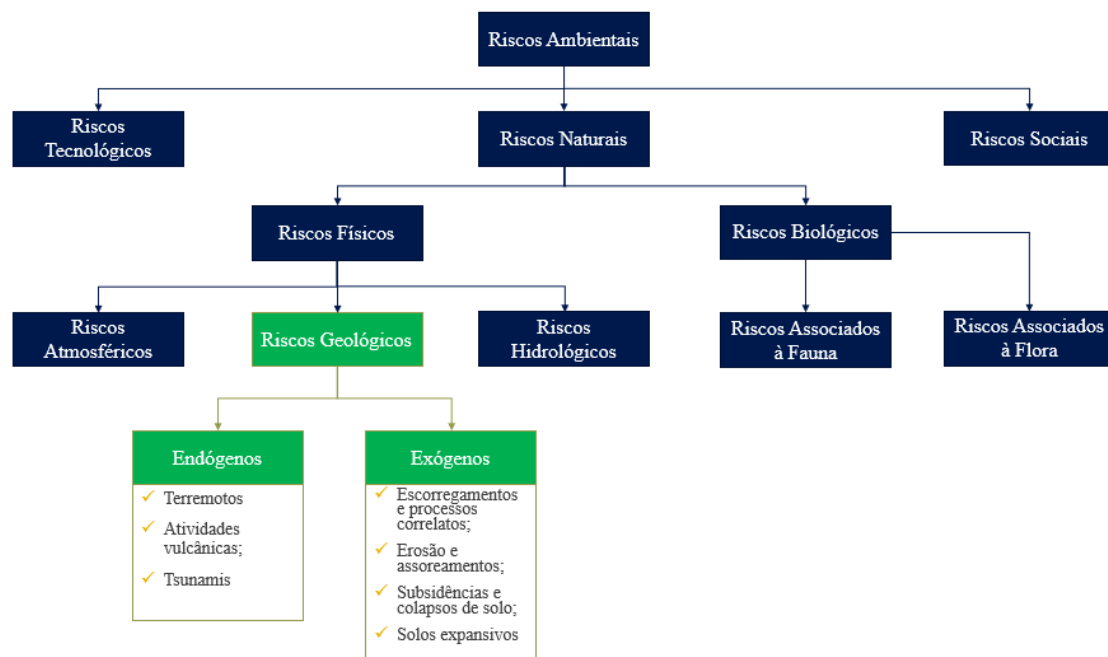


Figura 2.8: Tipos de eventos de riscos ambientais (modificado de Cerri e Amaral, 1998)

2.4 Movimentos de massa e processos correlatos

Segundo Guidicini e Nieble (1983), o termo movimento de massa é comumente associado ao escorregamento e engloba todo e qualquer movimento vinculado a materiais de cunho terroso/rochoso, independente das características inerentes a ocorrência desse processo

(velocidade, geometria e causas). Por se tratar de um fenômeno correlacionado tanto com as características geológico-geotécnicas quanto com os atributos ambientais de sua região de origem, os movimentos de massa denotam certa complexidade quanto ao âmbito classificatório, podendo o mesmo variar nominalmente conforme aspectos de geometria, tipo de material e geografia local (Clague e Roberts, 2012).

Lopes e Arruda Júnior (2015) destacam que, devido a esse conjunto de variáveis, tem-se um vasto acervo de classificações para os tipos de movimentos de massa, que variam desde aspectos mais generalizados até categorizações mais restritas, que levam em consideração características particulares de uma localidade, o que pode impossibilitar sua utilização de forma mais abrangente. Nesse contexto, em caráter nacional, Augusto Filho (1992) sugere um processo classificatório que congrega as principais características oriundas aos movimentos gravitacionais associados a dinâmica geográfica brasileira, dividindo-os em processos, conforme descrito na Figura 2.9.


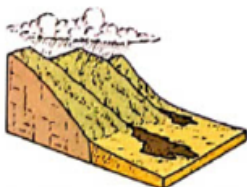
Processos	Dinâmica/geometria/material
<p>Quedas (falls)</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • sem planos de deslocamento; • movimento do tipo queda livre ou em plano inclinado; • velocidade muito alta; • material rochoso; • pequenos a médios deslocamentos; • geometria variável: lascas, placas, blocos etc; <ul style="list-style-type: none"> • rolamento de matacão; • tombamento.
<p>Rastejo (creep)</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • vários planos de deslocamento; • velocidade muito baixa a baixa e decrescente com a profundidade; • movimentos constantes, sazonais ou intermitentes; • solo, depósito, rocha alterada/fraturada.
<p>Escorregamentos (slides)</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • poucos planos de deslocamento (externo); • velocidade média a alta; • pequenos a grandes volumes de material; • geometria e materiais variáveis; <ul style="list-style-type: none"> • planares: solos pouco espessos, solos e rocha com um plano de fraqueza; • circulares: solos espessos homogêneos e rocha muito fraturada; • em cunha: solos e rochas com dois planos de fraqueza.
<p>Corridas (flows)</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • muitas superfícies de deslocamento; • movimento semelhante ao de um líquido viscoso; • desenvolvimento ao longo das drenagens; • velocidade média a alta; • mobilização de solo, rocha, detritos e água; • extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas;

Figura 2.9: Movimentos gravitacionais e suas características (Lopes e Arruda Júnior, 2015)

A estabilidade de um talude é controlada, em geral, por fatores geométricos e geológico-geotécnicos. Sivakumar Babu e Mukesh (2003) complementam que os fatores climatológicos, em especial a ação de chuvas, também são determinantes nessa avaliação, principalmente por induzirem a variação dos níveis piezométricos em uma região. Esse aspecto ressalta a importância em se analisar os elementos influenciadores de um processo de ruptura, tendo em vista a complexidade inerente a cada uma dessas variáveis à avaliação de estabilidade (Guidicini e Nieble, 1983).

Em geral, o processo de instabilidade ocorre quando a solicitação imposta a um elemento atinge o mesmo patamar de sua capacidade suporte, ou seja, quando a tensão cisalhante solicitante se equipara a resistência ao cisalhamento do talude. Para a ocorrência desse cenário é necessário que se tenha um aumento das tensões cisalhantes atuantes no elemento geotécnico ou que a resistência ao cisalhamento do mesmo diminua. Para que um desses comportamentos venham a acontecer, é necessário a ação de mecanismos deflagradores de ruptura que geralmente estão relacionados a fenômenos geológicos e antrópicos (Gerscovich, 2016). No Quadro 2.1 é possível verificar os principais agentes atuantes nesse fenômeno.

Ação	Fatores	Fenômenos Geológicos/Antrópicos
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão
		Escorregamentos
	Sobrecarga	Cortes
		Peso d'água de chuva, neve, granizo etc
		Acúmulo natural de material (depósitos)
		Peso da vegetação
	Solicitações dinâmicas	Construção de estruturas, aterros etc
Terremotos, ondas, vulcões etc		
Explosões, tráfego, sismos induzidos		
Pressões laterais	Água em trincas	
	Congelamento	
	Material expansivo	
Redução da resistência ao cisalhamento	Característica inerentes ao material (geometria, estruturas etc.)	Características geomecânicas do material
		Ação do intemperismo provocando alterações físico-químicas nos minerais originais, causando quebra das ligações e gerando novos minerais com menor resistência.
	Mudanças ou fatores variáveis	Processos de deformação em decorrência de variações cíclicas de umedecimento e secagem, reduzindo a resistência.
		Variação das poropressões
		Elevação do lençol freático por mudanças no padrão natural de fluxo (construção de reservatórios, processos de urbanização etc).
		Infiltração de água em meios não saturados, causando redução das pressões de água negativas (sucção).
	Geração de excesso de poropressões, como resultado de implantação de obras	
	Fluxo preferencial através de trincas ou juntas, acelerando os processos de infiltração.	

Quadro 2.1: Classificação dos fatores deflagradores dos movimentos de massa (Gerscovich, 2016)

2.5 Estudo e Monitoramento da Estabilidade de Taludes

Devido ao seu elevado potencial destrutivo, tanto no campo humano quanto ambiental, os movimentos de massa são alvos constantes de estudos que visam atenuar ou prevenir o risco, relacionados a esses fenômenos, a vida humana, infraestrutura urbana e ao meio ambiente. Nesse contexto, torna-se imprescindível o uso de metodologias para realizar um detalhado processo de investigação desses eventos, de forma a fomentar a prática da gestão de riscos por meio da elaboração de dispositivos como planos emergenciais, monitoramento local e previsão de cenários instáveis (Nadim e Lacasse, 2014).

Para o estudo e monitoramento da estabilidade de taludes é recomendado realizar, primeiramente, uma investigação prévia do local de análise por meio do levantamento e tratamento de dados pré-existentes como por exemplo o histórico de rupturas da região, com o intuito de restringir espacialmente as zonas que denotam maior potencial de risco. Nesse contexto, Augusto Filho *et al.* (2018) ressaltam que, para esse tipo de estudo, podem ser utilizados dados oriundos de mapeamentos, estudos topográficos e relatórios técnicos que permitam abranger uma condição regional de características geológicas e ambientais que viabilizem a análise inicial da estabilidade.

Segundo Pacheco (2018) o uso de técnicas de geoprocessamento e sensoriamento remoto tem ganhado destaque como ferramenta de investigação preliminar para a avaliação de taludes. Nesse tipo de estudo é feita a utilização de imagens de satélites oriundas de sensores orbitais que permitem manipular, extrair e gerenciar dados referentes a topografia local, áreas de uso e ocupação urbana e cobertura vegetal. A partir dessa análise também é possível avaliar o histórico de deslizamentos ocorridos em uma região por meio da identificação de cicatrizes de ruptura na geologia local (Bispo *et al.*, 2020). Nesse intuito, Lopes e Arruda Júnior (2015) destacam que dentre as geotecnologias existentes para realizar esse processo de investigação pode-se destacar o uso de imagens de satélites ópticos, da estereofotogrametria e do *Global Navigation Satellite System* (GNSS).

Além de um estudo geoespacial, também é comum a realização de estudos climatológicos que permitam obter, principalmente, as características pluviométricas da região. Nesse tipo de análise é possível verificar a variação do nível de lençol freático ao longo do talude, permitindo verificar características importantes do meio como o grau de saturação. Por meio dessa análise é possível subsidiar a determinação do comportamento hidráulico do solo, possibilitando estimar, dentre outras características, o fluxo hídrico no interior do talude (Futai, 2014).

Elsharief *et al.* (2015) identificaram que a mudança no nível de água em um talude também pode influenciar na variação de sucção no material. Segundo os mesmos autores, um menor nível de água favorece uma maior sucção, o que proporciona ao solo um aumento em sua coesão, sendo a mesma denominada coesão aparente. Esse comportamento permite que o material apresente um melhor desempenho em termos de resistência, favorecendo a condição de estabilidade. Todavia, para um maior nível de água tem-se uma menor sucção, o que proporciona uma redução na coesão aparente. Essa atenuação desfavorece o desempenho do talude, podendo induzi-lo a uma condição de instabilidade.

Em geral, os estudos preliminares permitem delinear, de forma regional, uma condição de contorno inicial do objeto de investigação. A partir dessa delimitação, é comum a realização de estudos mais específicos em áreas previamente selecionadas, que irão permitir uma caracterização geológica-geotécnica mais apurada para uma análise de estabilidade. Para esse tipo de estudo é essencial a realização de investigações para avaliar parâmetros e propriedades de um maciço que estejam associados a aspectos de movimentação, tensões internas e comportamento hídrico (Vallejo e Ferrer, 2011).

Para atender um nível de estudo mais detalhado da área previamente delimitada é comum a realização de investigações de superfície e de subsuperfície que, para fins de estudo de taludes, tem como objetivo complementar e validar os modelos de estabilidade formulados a partir do estudo preliminar de campo. Nessas investigações são realizadas análises por meio de instrumentações, ensaios laboratoriais e ensaios *in situ*, com o intuito de identificar propriedades e características do local investigado como unidades geológico-geotécnicas, superfícies de movimentação e determinação do nível d'água (Hunt, 2007; Augusto Filho *et al.*, 2018).

Vallejo e Ferrer (2011) evidenciam que essas investigações também exercem um papel fundamental no processo de monitoramento de um talude, permitindo detectar e prever potenciais processos de instabilidade. Segundo os mesmos autores, a partir desse acompanhamento, busca-se investigar: a localização da superfície ou superfícies com falha, a distribuição de movimentação no talude com suas respectivas taxas de variação e a oscilação da posição do lençol freático e das poropressões. O processo de avaliação desses comportamentos varia conforme o tipo de método e a característica de interesse a ser monitorada. No Quadro 2.2 é possível verificar os principais parâmetros e instrumentos utilizados na investigação de um talude.

Instrumentos	Parâmetros
Marcos superficiais	
Prismas óticos	
Extensômetros (haste e fio)	Deslocamentos e recalques
Fissurômetros	
Medidores de recalque	
Indicadores de movimentação em profundidade	
Inclinômetros	
Células de carga em tirantes	Cargas
Célula de pressão total	Pressões de terra
Piezômetros (tipo Casagrande, de máxima, hidráulicos e elétricos)	Pressões d'água
Tensiômetros (pressões negativas, de sucção)	
Medidores de vazão (hidrômetros, vertedouros, recipientes)	Vazões d'água

Quadro 2.2: Instrumentos e parâmetros utilizados na investigação de taludes (Augusto Filho *et al.*, 2018)

A instrumentação de taludes desempenha um papel fundamental no âmbito de detecção e monitoramento de instabilidades. Segundo Chowdhury *et al.* (2010) esse procedimento metodológico permite avaliar se o comportamento de um talude se situa dentro de um limite aceitável para sua finalidade. Os autores complementam que para avaliar essa prerrogativa é comum associar a instrumentação aos seguimentos de controle e acompanhamento de deslocamentos e deformações.

Antes de entrar em estágio de instabilidade é comum o surgimento de elementos que evidenciem um estado de alerta sobre a ocorrência de um potencial cenário instável. Segundo Aversa *et al.* (2016) a grande concentração de deformações durante um processo de ruptura é consequência da incidência de variáveis taxas de deslocamentos em um talude que são acumuladas ao longo do tempo. Esse comportamento favorece o surgimento de fendas de tração ou de cisalhamento que induzem a redução da resistência cisalhante de um maciço que, se não controlada, evolui gradativamente até atingir um estado de ruptura.

Guidicini e Nieble (1983) evidenciam que para identificar os estágios de movimentação em um talude, pode-se realizar o uso de métodos diretos e indiretos. A diferença entre essas metodologias consiste na forma como o parâmetro de deslocamento ou de deformação é obtido. No Quadro 2.3 é possível verificar os principais métodos de cada classificação.

Tipo	Métodos
Diretos	Topografia e Geodésia
	Marcos superficiais
	Inclinômetros
	Extensômetros
	Medidor de abertura de trinca
Indiretos	Medidores de carga e pressão
	Medidores de pressão e nível d'água
	Instrumentação geofísica

Quadro 2.3: Métodos diretos e indiretos de detecção de movimentação em taludes (Augusto Filho *et al.*, 2018)

2.6 Métodos diretos de medição de movimentação em maciços

Os métodos diretos de medição de movimentação são caracterizados por permitirem mensurar o grau de deslocamento e/ou deformação sem que se tenha a necessidade de utilizar relações físicas ou matemáticas para sua determinação, ou seja, o resultado obtido em uma investigação já corresponde ao dado de movimentação. Em geral, esses métodos se baseiam, principalmente, em sistemas mecânicos que, a partir do desenvolvimento tecnológico no âmbito da geotecnia, permitem a realização de automação (Araújo, 2019a). A seguir serão descritos os métodos diretos presentes no Quadro 2.3.

2.6.1 Topografia e Geodésia

Os métodos topográficos e geodésicos são técnicas de monitoramento que, dentre suas principais aplicações, permitem detectar deformações ao longo de uma estrutura geotécnica. Dentre as principais instrumentações utilizadas nesses métodos pode-se destacar o uso de estações totais, receptores GNSS (Global Navigation Satellite System), teodolitos e RTK (*Real Time Kinematic*). A escolha do método irá variar conforme o porte do empreendimento e o local que se deseja realizar o monitoramento (Siguel, *et al.*, 2013).

O conceito operacional desses métodos é fundamentado no monitoramento de pontos estratégicos de observação que, preferencialmente, estão situados dentro da área de influência do objeto monitorado. Nesse contexto, pode-se mensurar o deslocamento em âmbito local, por meio de pontos fixos, ou em âmbito global, por meio do monitoramento de uma massa pontos distribuídos espacialmente ao longo da região de investigação. No primeiro caso, materializa-se um ponto de interesse situado em uma zona de potencial movimentação e, a partir de equipamentos topográficos, como estações totais e teodolitos, realiza-se medições eventuais dos deslocamentos. No segundo caso, faz-se o uso de geotecnologias para realizar o acompanhamento temporal dos deslocamentos, sendo comum o uso de Sistemas de Posicionamento Global (GPS) e/ou GNSS para monitoramento (Siguel *et al.*, 2013).

O GPS consiste em um sistema de navegação de satélite que permite fornecer informações de posição (latitude e longitude) e elevação (altitude) de um local. Nessa metodologia é necessário o uso de no mínimo quatro satélites para a obtenção dessas informações. Esse sistema se limita ao uso de 24 satélites, o que pode levar a imprecisões médias horizontais de 10 m, inviabilizando o seu uso em monitoramentos que necessitem um elevado grau de precisão. O GNSS, em contrapartida ao GPS, fundamenta-se no uso de 72 canais de satélites

para obtenção das informações de posição e elevação de um ponto, o que viabiliza o seu uso em levantamentos que demandem um elevado grau de precisão, podendo o mesmo apresentar uma precisão horizontal de aproximadamente 10 cm. Devido essas características o uso do sistema GNSS demanda um elevado custo de instalação e operação (Marrano *et al.*, 2018).

2.6.2 Marcos superficiais

Os marcos superficiais são instrumentos responsáveis pela medição de deslocamentos, tanto horizontais quanto verticais, em um meio. Basicamente, esses instrumentos são compostos por uma barra de ferro ou de concreto e uma esfera aço (Figura 2.10) e são fixados nos locais em que se deseja monitorar o deslocamento. Junto aos marcos é comum a execução de caixas metálicas com o intuito de fornecer uma proteção ao conjunto quanto ao trânsito de veículos e furtos (Zuculin, 2013).

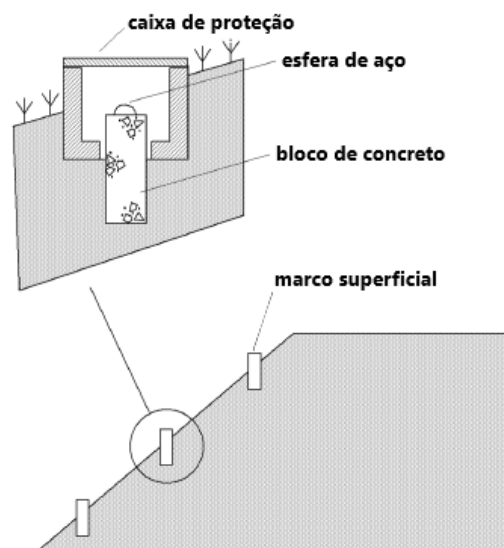


Figura 2.10: Representação esquemática do marco superficial (Araújo, 2019a)

O princípio metodológico dos marcos superficiais consiste no uso de estações topográficas que são instaladas em regiões que não estão sujeitas a ação de movimentação, ou seja, em locais que permanecerão em condição indeslocável. Por meio dessas estações são realizadas medições periódicas de forma a encontrar a diferença obtida entre o valor coletado no marco superficial e em um ponto situado em uma local que, assim como a estação, esteja localizado em uma região indeslocável. Desta forma, os deslocamentos são calculados a partir de métodos de triangulação topográfica ou por métodos de colimação em conjunto com um marco de referência. Em geral, os marcos superficiais são muito utilizados no monitoramento de deslocamentos em taludes de barragens e pilhas de estéril (Almeida, 2010).

2.6.3 Inclínômetros

Os inclinômetros são instrumentos geotécnicos que possuem a finalidade de determinar a grandeza de deslocamentos horizontais em função da profundidade de investigação. Esse instrumento é constituído por um torpedo (Figura 2.11 a) dotado de dois acelerômetros internos, que são responsáveis por fornecerem a medição do deslocamento angular em direções mutuamente perpendiculares. Esse elemento é então inserido em tubos vazados confeccionados por alumínio, PVC ou plástico ABS, que são instalados ao longo de toda a profundidade de investigação (Dunnicliff, 1988).

O princípio de funcionamento de um inclinômetro consiste na descida do torpedo ao longo de toda a extensão da tubulação, de forma a coletar os deslocamentos angulares em intervalos de profundidades igualmente espaçados (Figura 2.11 b). O dado de inclinação é então convertido em deslocamento horizontal que por sua vez é comparado a leitura inicial de referência (primeira leitura após instalação completa da instrumentação). A diferença entre o dado de referência e o mensurado, em uma determinada profundidade, fornece o deslocamento da posição de investigação. A relação entre todas as variações de deslocamentos, desde a profundidade de instalação até a cota de superfície, fornece a deformação total no maciço (Silveira, 2003).

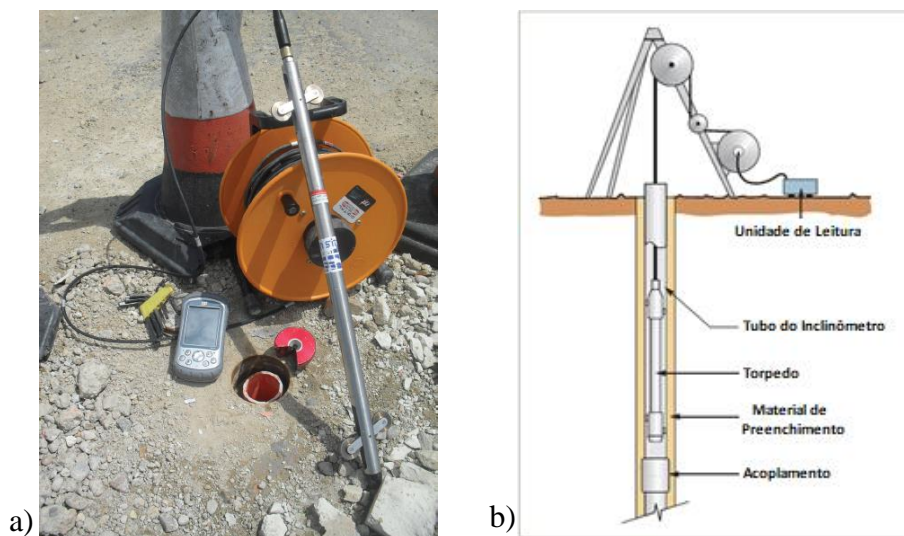


Figura 2.11: Princípio de funcionamento do inclinômetro: (a) torpedo (b) procedimento de uso do instrumento (Vallejo e Ferrer, 2011)

Ao realizar o uso e a instalação de inclinômetros para investigação de movimentações em taludes é recomendável que sejam adotadas ações preventivas afim de evitar a ocorrência de erros sistemáticos e ambientais. Dentre as principais medidas destacam-se: verificação da

qualidade de selamento dos tubos para evitar bloqueamentos (para solos de baixa resistência), realização de procedimento de calibração do torpedo e sensores, nivelamento da tubulação guia e aclimação do torpedo à temperatura ambiente (evitar dilatação ou contração do material). Caso esses procedimentos não sejam atendidos, pode-se submeter a instrumentação a um acúmulo de erros oriundos de fatores como temperatura, corrosão e tensionamento que prejudicarão a acurácia dos resultados (Araújo, 2019a).

2.6.4 Extensômetros

Os extensômetros são instrumentos medidores de deslocamento que, quando aplicado ao monitoramento de taludes, tem por finalidade identificar movimentações ao longo do maciço. Esse instrumento é constituído por hastes metálicas submetidas a um estado de tensão que permite identificar a deformação entre dois pontos de interesse. Em geral, os extensômetros tem como princípio de funcionamento métodos mecânicos, magnéticos e/ou elétricos (Zoilo, 2010).

O processo operacional dos extensômetros varia conforme seu princípio de funcionamento. Para sistemas mecânicos (Figura 2.12a), as deformações são obtidas a partir de relógios comparadores que são posicionados em uma das extremidades da haste metálica (Togno, 2012 *apud* Marrano *et al.*, 2018). Para o princípio de funcionamento elétrico (Figura 2.12b), as medições são obtidas a partir de *strain gages* que são acoplados junto as hastes metálicas. Ao sofrerem mudança em geometria devido a ação de movimentação, esses sensores resistivos enviam um sinal elétrico que, a partir de uma base dados de referência oriunda de processos de calibração, são enviados a um sistema de leitura que fornece a medição das deformações (Silva, 2010).

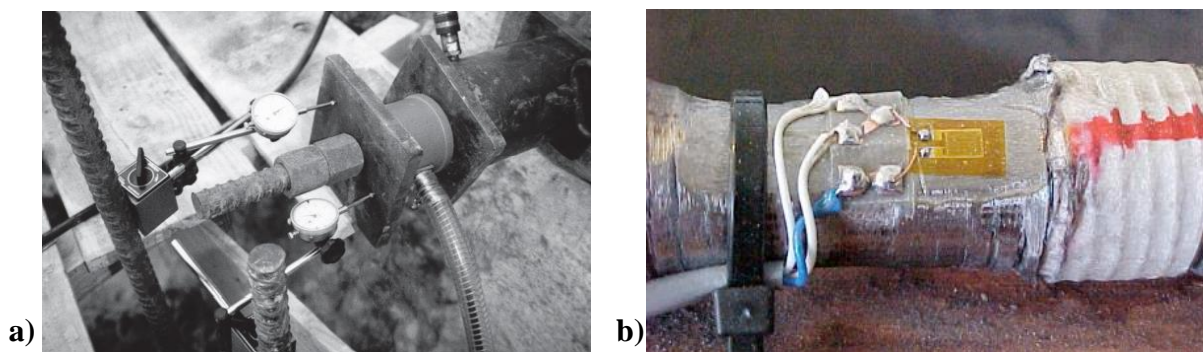


Figura 2.12: Extensômetros com princípio de funcionamento pelos métodos: a) mecânico e b) elétrico (Feijó, 2007; Nunes *et al.*, 2006)

Para sistemas magnéticos, os deslocamentos são obtidos a partir do uso de um conjunto de componentes magnéticos, podendo ser hastes (Figura 2.13a) ou aranhas (Figura 2.13b), que

são instalados no interior de furos de sondagem situados ao longo do maciço. Nessa etapa é recomendável preencher o restante do furo com calda de cimento para assegurar a fixação do instrumento. A leitura do dado é obtida a partir do deslocamento relativo dos componentes magnéticos em relação a um ponto indeslocável de referência. Esse tipo de extensômetro pode ser utilizado para medições de deslocamentos tanto verticais quanto horizontais (Silveira, 2003).

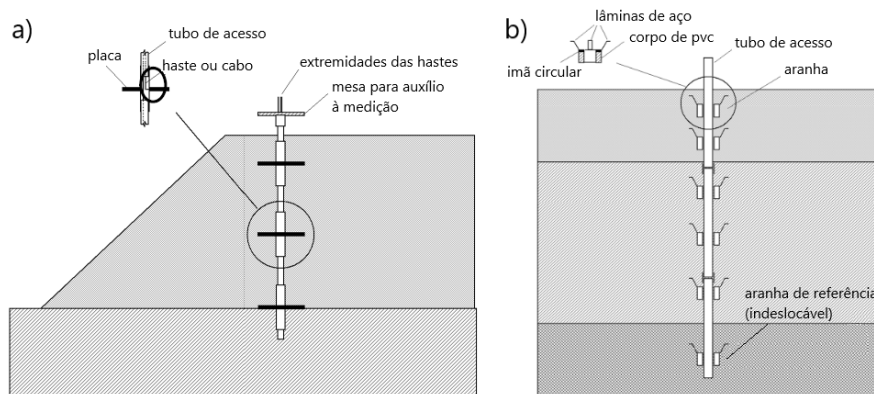


Figura 2.13: Extensômetros magnéticos: (a) sistema de hastes e (b) sistema de “aranhas” (Araújo, 2019a)

Ao fazer o uso e/ou instalação de um extensômetro, independentemente do seu princípio de funcionamento, é recomendável a adoção de medidas preventivas afim de evitar a ocorrência de erros. Dentre as principais ações destacam-se: calibração e aclimação dos sensores à temperatura ambiente (evitar dilatação ou contração), verificação da existência de atrito entre o sistema de ligações do sensor e a haste metálica e a verificação da profundidade de instalação do extensômetro para garantir que o mesmo se encontre dentro da zona ativa de movimentação (Araújo, 2019b).

2.6.5 Medidores de abertura de trincas

Os medidores de abertura de trincas são instrumentos que tem por finalidade monitorar a evolução da abertura de trincas já preexistente ao longo de um maciço. Basicamente, esses instrumentos são compostos por duas hastes, em geral metálicas, que são fixadas em cada lado da trinca que se deseja investigar, de forma a contemplar a direção de tendência da abertura. Em conjunto as hastes, é realizado a instalação de uma régua medidora de forma a ter uma de suas extremidades fixada em uma das hastes e livre na outra, para permitir sua movimentação (Figura 2.14a). A partir do conjunto montado (Figura 2.14b) são realizadas visitas periódicas para verificar a evolução da abertura das trincas a partir das medidas obtidas na régua (Via 040, 2019).

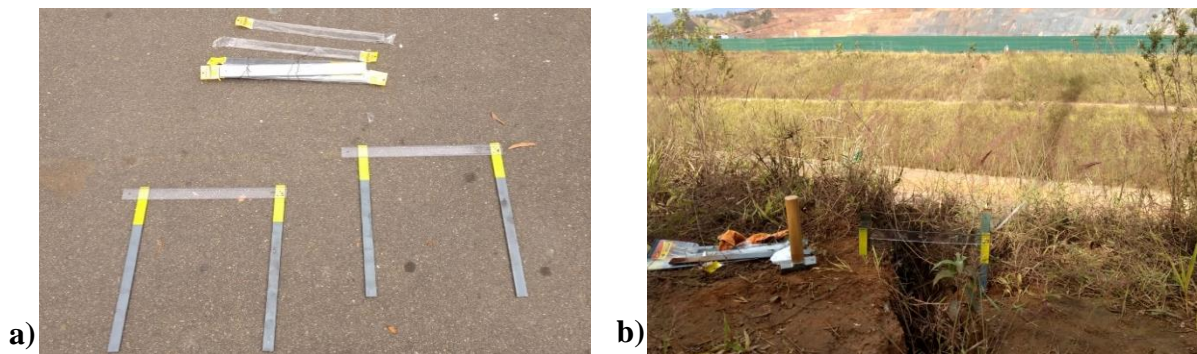


Figura 2.14: Medidores de abertura de trincas: (a) hastes e régua de medição e (b) instrumento instalado em campo (Silva *et al.*, 2019)

2.7 Métodos indiretos de medição de movimentação em maciços

Os métodos indiretos de avaliação de movimentação são caracterizados por permitirem identificar um potencial cenário de movimentação por meio de correlações com outros elementos adotados em análises para avaliação da condição de instabilidade, como por exemplo as poropressões e o estado de tensões. Devido esse comportamento, essas metodologias denotam elevado potencial de uso em sistemas de alertas e monitoramento de taludes, atuando como um importante indicador complementar aos métodos diretos (Guidicini e Nieble, 1983). A seguir serão descritos alguns métodos indiretos utilizados para avaliar cenários de movimentação.

2.7.1 Medidores de carga e pressão

O estado de tensões, presente em uma estrutura geotécnica, pode ser um indicativo para avaliar, de forma indireta, a presença de movimentações, tendo em vista que a variação de tensões está diretamente relacionada ao estado de deformação de um elemento. Ao ser submetido a uma condição de carregamento ou alívio de tensão, o solo pode estar sujeito a um estado de variação de forma e/ou volume, podendo resultar, em estruturas como taludes, um cenário de instabilidade. Tendo em vista esse contexto, pode-se fazer o uso de instrumentações que visem detectar essa mudança comportamental para avaliar a potencial condição de movimentação. Dentre os principais instrumentos adotados para mensurar os parâmetros de carga ou tensão, pode-se destacar o uso de células de carga e/ou pressão (Guidicini e Nieble, 1983).

As células de carga (Figura 2.15a) são instrumentos compostos por sensores de deformação, podendo os mesmos serem do tipo mecânico, elétrico ou hidráulico, que tem como intuito mensurar o carregamento aplicado em um objeto. Em geral, essa medição é obtida por

meio de correlações oriundas da deformação dos sensores gerada pela aplicação do carregamento investigado. É essencial a realização de um processo de calibração prévia dos sensores em laboratório para garantir a acurácia e a precisão de uma célula de carga. Na geotecnia, esses instrumentos são muito utilizados em chumbadores e tirantes para monitorar o estado de tensão em taludes, barragens e estruturas de contenção (Silveira, 2006).

As células de pressão (Figura 2.15b) denotam princípio de funcionamento semelhante ao das células de carga distinguindo-se, principalmente, no dado obtido durante a investigação, ou seja, enquanto a células de carga fornecem dados de carga, as células de pressão total permitem obter as tensões totais atuantes no meio. Assim como as células de carga, as células de pressão total são muito utilizadas para monitorar o estado de tensões em estruturas geotécnicas como taludes e contenções (Romanini, 2016).

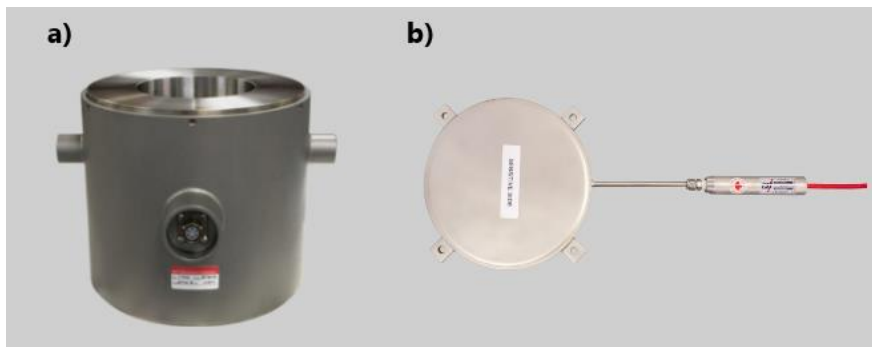


Figura 2.15: Medidores de carga e tensão: (a) célula de carga e (b) célula de tensão total (modificado de RST, 2020)

2.7.2 Medidores de pressão e nível d'água

Vallejo e Ferrer (2011) destacam que os efeitos associados a presença de água, como por exemplo o excesso de poropressão, estão entre os principais agentes deflagradores de cenários de instabilidade. A presença de poropressões influenciam negativamente na resistência do maciço, promovendo um aumento das forças internas atuantes no mesmo e, consequentemente, corroborando para a perda de estabilidade. Esse comportamento pode induzir a ocorrência de anomalias, podendo destacar a ocorrência de movimentações internas e externas em um talude. Para efeitos práticos, a instrumentação composta por piezômetros são os sistemas mais comuns adotados para medição de poropressões *in situ*.

Os piezômetros são instrumentos que tem por objetivo mensurar parâmetros como poropressões e nível do lençol freático no interior de maciços. Basicamente esses medidores são constituídos por tubulações (podendo ou não apresentar sensores em suas extremidades) que são instaladas no interior de maciços na profundidade de interesse de investigação. Esses

instrumentos são pontuais e podem ser classificados em piezômetros de tubo aberto (Figura 2.16a), destacando o piezômetro de Casagrande, ou fechados (Figura 2.16b), destacando os tipos hidráulico, pneumático, elétrico e corda vibrante (Marrano *et al.*, 2018). Araújo (2019c) ressalta que, independentemente do tipo de piezômetro adotado, é fundamental avaliar o tempo necessário para o piezômetro alertar um aumento de poropressão, tendo em vista que para obras geotécnicas, como barramentos, é recomendável um tempo pequeno.

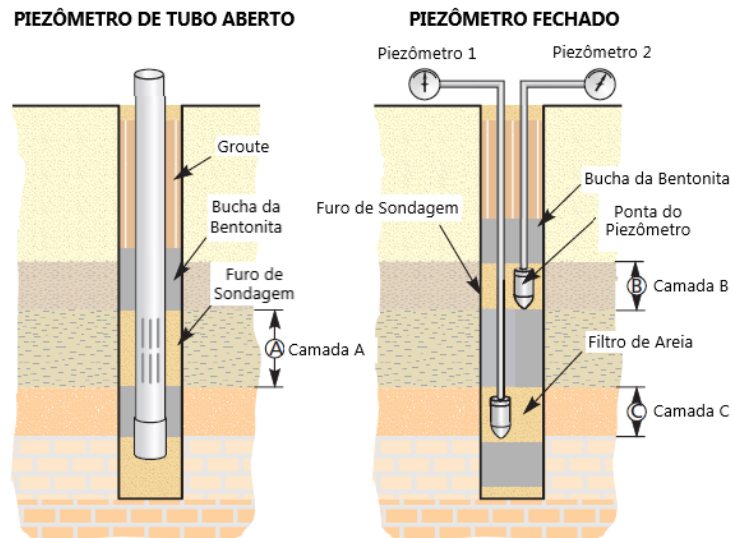


Figura 2.16: Tipos de piezômetros: (a) tubo aberto e (b) fechado (Vallejo e Ferrer, 2011)

2.7.3 Métodos sísmicos

Souza e Gandolfo (2018) definem os métodos sísmicos como métodos geofísicos que tem por objetivo avaliar a distribuição, em profundidade, da velocidade de propagação das ondas sísmicas. Esse parâmetro varia conforme as propriedades elásticas e de densidade de um meio. Os autores também apresentam uma síntese entre os principais tipos de métodos sísmicos, podendo destacar:

- **Sísmica de refração:** fundamenta-se na medição do tempo de propagação das ondas sísmicas que sofrem refração ao longo de um meio estratificado. Basicamente, esse método faz o uso da energia proveniente de fontes sísmicas concentrando-se na utilização das ondas P. De modo geral, a aplicação deste método baseia-se na busca pela identificação de interfaces refratoras, ou seja, de perfis com heterogeneidade de materiais em que se tenha variação expressiva da velocidade de onda. Na engenharia, o campo de aplicação da sísmica de refração concentra-se na avaliação das propriedades de matérias como a razão de Poisson, módulo de incompressibilidade e módulo de rigidez (Kearey *et al.*, 2013).

- **Sísmica de reflexão:** baseia-se na medição da propagação das ondas sísmicas que são refletidas ao longo de interfaces geológico-geotécnicas. Neste método, a determinação da profundidade dessas interfaces é calculada a partir do tempo de percurso da onda sísmica P e S no meio e a magnitude da energia inerente a esse processo irá variar conforme o grau de contraste presente no meio. O processo de aquisição de dados da sísmica de reflexão é similar a metodologia de refração, presenciando apenas algumas variações em aspectos operacionais. Por apresentar uma boa resolução para identificação de estruturas e feições geológicas, a aplicação deste método concentra-se na investigação de sequências sedimentares e mapeamento de embasamentos adjacentes (Souza e Gandolfo, 2018).
- **Método de ondas superficiais:** fundamenta-se no uso de ondas Rayleigh ou Love para realizar a investigação em meios que apresentem características físicas heterogêneas. Por envolver o uso de uma grande concentração de energia, essa metodologia pode ser utilizada em ambientes com a presença de ruídos tanto culturais quanto naturais (Gureli Netto *et al.*, 2019). Souza e Gandolfo (2018) destacam que o conceito operacional deste método consiste na captação das ondas de superfície que são processados de forma a obter o perfil de velocidade de propagação de onda S ao longo de um meio. Dentre as variações para o seu uso, o método MASW é o mais utilizado.

2.8 Métodos diretos de investigações geológico-geotécnicas do terreno

Um aspecto fundamental no estudo e monitoramento de taludes é a investigação geológico-geotécnica das camadas de solo que se fazem presentes em um local de interesse. A principal função desse tipo de investigação é fornecer, de forma eficiente e satisfatória, informações acerca dos parâmetros e das propriedades dos materiais que se encontram dispostos no meio investigado (deformabilidade, compressibilidade, densidade, tipo de material, dentre outros), com o intuito de subsidiar a realização de projetos e estudos para finalidades diversas.

Esse tipo de investigação pode ser classificado em dois grandes grupos, sendo o primeiro associado a procedimentos executados *in situ*, ou seja, em condições reais de campo, e o segundo relacionado a ações realizadas em laboratório, ou seja, por meio de simulações que busquem representar o estado real de campo. De acordo com Marrano *et al.* (2018), as atividades desempenhadas em ambos os grupos buscam gerar tanto um modelo geológico, representando de forma espacial as características de solos e/ou rochas, quanto um modelo geomecânico contendo informações de resistência e deformabilidade dos materiais. Dentre os

principais tipos de investigação utilizados pode-se destacar o uso de sondagens a percussão tipo SPT, ensaio de penetração de cone (CPT e CPTu), trincheiras de inspeção, ensaios laboratoriais e métodos geofísicos.

2.8.1 Sondagem a Simples Percussão (SPT)

O SPT é um ensaio dinâmico de investigação *in situ* que tem como principal intuito avaliar a resistência à penetração de camadas de solo que se encontram na subsuperfície. A configuração desse ensaio é composta por um peso padronizado de 65 kg, um tripé de apoio e um amostrador padrão (Figura 2.17).



Figura 2.17: Equipamento utilizado no ensaio SPT (Vallejo e Ferrer, 2011)

O processo executivo desse ensaio consiste na cravação do amostrador por meio da aplicação de golpes oriundos do peso padrão, içado a uma altura fixa de 75 cm. Por meio deste processo é avaliado a quantidade de golpes necessários para penetrar uma determinada espessura do solo. O resultado é apresentado em número de golpes (N_{SPT}), sendo este referente à penetração dos dois últimos avanços de 15 cm, de um total de três avanços (totalizando 45 cm), a cada 1 m de profundidade (ABNT, 2020).

Como resultados, esse ensaio permite obter a estratigrafia do local investigado e a posição do nível d'água, informando também a espessura de camada encontrada em conjunto com as características de coloração, compactidade (para areia) e consistência (para argilas). A partir do amostrador, também é feita a coleta de amostras deformadas de solo para, posteriormente, permitir a realização de ensaios laboratoriais como a granulometria. Vale destacar que por meio dos dados de N_{SPT} , é possível estabelecer correlações para a determinação dos parâmetros de resistência de cada camada de solo (coesão e ângulo de atrito).

2.8.2 Ensaio de Penetração de Cone (CPT e CPTu)

O CPT é um ensaio de investigação geotécnica que tem como intuito realizar o estudo das propriedades dos materiais que se encontram localizados na subsuperfície de um determinado local. Além de características como resistência e atrito, esse ensaio também possibilita medir a poropressão em cada camada prospectada de solo. Quando esse tipo de medição é realizado, o ensaio recebe o nome de CPTu (Figura 2.18). Esse ensaio é muito utilizado na prospecção de depósito de argilas mole e na previsão de capacidade de carga de fundações, não sendo recomendado em locais com forte presença de heterogeneidade de materiais (Sosnoski, 2016).



Figura 2.18: Ensaio de penetração de cone (Marc, 2021)

O processo executivo dessa investigação é caracterizado pela cravação de uma ponteira a uma velocidade constante no solo com o auxílio de um penetrômetro hidráulico (caso o terreno seja de difícil penetração inicial, é comum a realização de um pré-furo antes da cravação da ponteira. A medida em que se tem o avanço em profundidade, tem-se a realização da medida da resistência de ponta, do atrito lateral e da poropressão. Para esses ensaios, tem-se leitura de dados a cada 1 cm. Vale destacar que em alguns modelos de ponteira, também é possível realizar a medição da velocidade de onda sísmica cisalhante com auxílio de um geofone.

Como resultados, o CPT/CPTu, além dos dados coletados em campo, permite obter a estratigrafia do local investigado, coeficiente de adensamento, ângulo de atrito, permeabilidade, densidade relativa, coesão, etc. Como é realizado a medição da poropressão, também é possível obter a resistência não drenada dos materiais prospectados (DELATIM, 2013).

2.8.3 Trincheiras de Inspeção

As trincheiras de inspeção podem ser definidas escavações verticais, em geral de formato retangular, até a profundidade de interesse, de forma a permitir uma avaliação visual do perfil de solo de interesse. Esse tipo de investigação tem caráter qualitativo e seu principal intuito é a realização de coleta de amostras tanto deformadas quanto indeformadas do material na profundidade de interesse da investigação. As amostras são então encaminhadas para análise laboratorial para fins de determinação dos parâmetros e propriedades do material coletado (Figura 2.19).



Figura 2.19: Trincheira de inspeção (SBCS, 2012)

2.9 Métodos indiretos de investigações geológico-geotécnicas do terreno

Os métodos geofísicos podem ser definidos como métodos indiretos de investigação da subsuperfície, tendo como principais características: rapidez de execução, excelente relação custo/benefício, destrutividade, dentre outros. Em geral esses métodos podem ser classificados como geelétricos, sísmicos, perfilagem de poços e potenciais e permitem avaliar a caracterização geológica/geotécnica de solos e rochas. Por serem considerados como indiretos, esses métodos necessitam de investigações diretas campo, como o SPT, para nortear a definição de materiais em um meio. Além de permitirem estimar o perfil geológico-geotécnico de um local, é possível também determinar propriedades e parâmetros de um solo como rigidez, módulo cisalhante, dentre outros (Souza e Gandolfo, 2021).

A escolha do tipo de método a ser empregado na investigação irá variar conforme a necessidade de prospecção. Por serem objetos de estudo deste trabalho, os métodos sísmicos

serão detalhados de forma a possibilitar o aprendizado dos principais conceitos e teorias inerentes ao estudo da sismica e suas metodologias de geração, aquisição e processamento de dados. Desta forma, serão abordados tópicos como ondas sísmicas, ruídos e utilização de métodos sísmicos aplicados a geotecnia.

2.10 Ondas sísmicas

Kearey *et al.* (2009) definem ondas sísmicas como pacotes de energia de deformação elástica que se propagam de forma radial a partir de uma fonte sísmica resultante de ação natural ou antrópica. Milsom e Eriksen (2011) ressaltam que por terem características elásticas, esse tipo de onda não provoca alteração de massa de materiais durante seu processo de propagação, todavia, os autores destacam que caso o meio esteja situado próximo a localização da fonte o mesmo pode estar sujeito a alterações como distorção, deformações permanentes ou quebras.

A forma como uma onda sísmica se propaga é influenciada pelas propriedades inerentes ao tipo de material presente no meio, como densidade e módulo de elasticidade. Em geral, as ondas sísmicas podem ser classificadas em ondas de corpo, em que a forma de propagação é desenvolvida no interior do material, e ondas de superfície, na qual a propagação ocorre em superfícies livres (Reynolds, 2011).

2.10.1 Ondas sísmicas de corpo

As ondas de corpo são caracterizadas por se propagarem através do volume de um sólido e podem expor comportamento compressional ou cisalhante, conforme a direção de propagação da onda e das partículas do meio submetido a esta ação. As ondas primárias ou ondas P são conhecidas por induzirem as partículas de um meio a movimentarem na mesma direção de propagação da onda (Figura 2.20a). Esse comportamento induz um processo de deformação elástica unidimensional de compressão e dilatação conforme o período de passagem da onda. Mesmo submetido a esse tipo de variação, as partículas estão sujeitas apenas a oscilações temporárias de densidade, pois o processo deformacional induz variações momentâneas no volume do material sem que haja variação de massa (Kearey *et al.*, 2009).

As ondas secundárias, ou ondas S, induzem as partículas de um meio a movimentarem de forma perpendicular à direção de propagação da onda. Esse comportamento submete o material a ação de movimentos cisalhantes e rotacionais que submetem as partículas a ações oscilatórias ao redor de um plano fixo (Figura 2.20b). Nesta condição as partículas do meio sofrem alteração de sua forma geométrica, todavia sem que se tenha variação volumétrica (Reynolds, 2011).

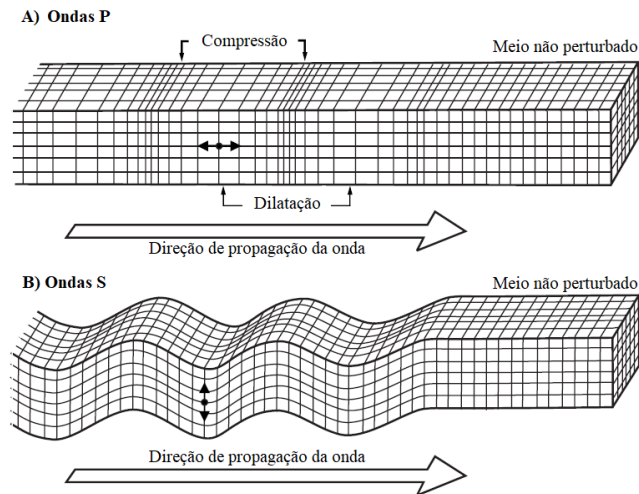


Figura 2.20: Deformação e movimentação de partículas submetidas a passagem de ondas de corpo: (a) Ondas P e (b) Ondas S (modificado de Bolt, 1982)

Para determinar a velocidade de propagação de uma onda de corpo é necessário avaliar as propriedades físicas do meio submetido a esse tipo de ação. Price (2009) destaca que a velocidade é expressa por meio da relação entre o módulo elástico e a densidade do material submetido a passagem da onda sísmica. O autor complementa que a determinação do módulo dependerá de como as tensões e as deformações se comportam em uma partícula submetida ao estado de propagação. Para as ondas P e S a velocidade pode ser definida pelas equações (1) e (2), respectivamente. Vale ressaltar que essa definição considera o meio homogêneo e isotrópico.

$$V_P = \left(\frac{E}{\rho}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

$$V_S = \left(\frac{G}{\rho}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

Em que:

V_P : velocidade de propagação da onda P

V_S : velocidade de propagação da onda S

E: módulo axial do material;

G: módulo de rigidez cisalhante; e,

ρ : densidade do material.

Apesar de possuírem a mesma origem, as ondas de corpo possuem um limite, em termos materiais, quanto ao aspecto de propagação. Enquanto as ondas P podem percorrer meios

sólidos, líquidos e gasosos, as ondas S se propagam apenas em meios sólidos, tendo em vista que os demais não possuem módulo cisalhante. Outra heterogeneidade se refere a velocidade de propagação. Ao avaliar um mesmo meio, nota-se que as ondas P apresentam uma velocidade superior as ondas S, sendo essa diferença variável conforme o tipo de material submetido a ação dessas duas ondas (Mari, 2019). Na Tabela 2.1 pode-se observar a distinção de velocidades existentes entre as ondas P e S para diferentes meios de propagação.

Tipo de rocha ou meio	Velocidade da onda P V_p (m/s)	Velocidade da onda S V_s (m/s)
Rochas resistidas	300 - 700	100 - 300
Areia seca	400 - 1200	100 - 500
Áreia úmida	1500 - 4000	400 - 1200
Argila	1100 - 2500	200 - 800
Marga/xisto	2000 - 3000	750 - 1500
Arenito	3000 - 4500	1200 - 2800
Calcário	3500 - 6000	2000 - 3300
Giz	2300 - 2600	1100 - 1300
Sal	4500 - 5500	2500 - 3100
Anidrita	4000 - 5500	2200 - 3100
Dolomito	3500 - 6500	1900 - 3600
Granito	4500 - 6000	2500 - 3300
Basalto	5000 - 6000	2800 - 3400
Carvão	2200 - 2700	1000 - 1400
Água	1450 - 1500	-
Gelo	3400 - 3800	1700 - 1900
Óleo	1200 - 1250	-

Tabela 2.1: Variação da velocidade de propagação das ondas P e S para diferentes tipos de meios (modificado de Mari, 2019)

Eikmeier (2018) destaca que é possível correlacionar as velocidades de propagação das ondas sísmicas com o comportamento elástico do meio submetido a essa condição. Deste modo pode-se obter, de forma indireta, parâmetros como o coeficiente de Poisson (ν) e os módulos elásticos dinâmicos de cisalhamento (G_{din}) e de Young (E_{din}). As Equações (3), (4) e (5) descrevem, respectivamente, as correlações adotadas para a obtenção desses parâmetros.

$$\nu = \frac{1}{2} \cdot \left[1 - \frac{1}{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 1} \right] \quad (3)$$

Em que:

ν : Coeficiente de Poisson

V_P : Velocidade da onda P (m/s);

V_S : Velocidade da onda S (m/s).

$$G_{din} = \rho \cdot V_S^2 \quad (4)$$

Em que:

G_{din} : Módulo cisalhante dinâmico;

ρ : Densidade natural do meio (kg/m^3);

V_S : Velocidade da onda S (m/s).

$$E_{din} = \rho \cdot V_S^2 \cdot \left(\frac{3 \cdot V_P^2 - 2 \cdot V_S^2}{V_P^2 - \frac{1}{3} \cdot V_S^2} \right) \quad (5)$$

Em que:

ρ : Densidade natural do meio (kg/m^3);

V_P : Velocidade da onda P (m/s);

V_S : Velocidade da onda S (m/s);

2.10.2 Ondas sísmicas de superfície

As ondas de superfície são caracterizadas por se propagarem ao longo da superfície do meio que a limita ou entre a interface de dois materiais com características distintas. Por terem esse comportamento, esse tipo de onda não consegue penetrar grandes profundidades. Quanto mais afastado do limite da superfície, menos influência a mesma exerce sobre as partículas de um meio, todavia, em termos de alcance, esse tipo de onda consegue percorrer grandes distâncias com uma taxa de depreciação energética muito baixa quando comparada as ondas de corpo. Basicamente, existem dois tipos de ondas de superfície que são denominadas como ondas Rayleigh e Love, que se distinguem, basicamente, pelo tipo de movimentação que induzem as partículas de um meio a desenvolver (Ferreira, 2018).

As ondas Rayleigh (*Rayleigh Waves*) abrangem um estado de propagação que engloba uma combinação de movimentos tanto na transversal quanto na longitudinal. Esse comportamento induz as partículas a exercerem movimentos elípticos retrógrados em um plano perpendicular à superfície, todavia mantendo a mesma direção de propagação da onda (Figura 2.21a). Esse tipo de onda é consequência da combinação entre as ondas P e SV (onda S com polarização na vertical) e é restrita ao percurso em meios sólidos (Telford *et al.*, 1990).

As ondas Love (*Love Waves*) podem ser definidas como ondas cisalhantes que exibem um movimento de partícula paralelo a superfície do meio e perpendicular à direção de propagação da onda (Figura 2.21b). Esse comportamento é resultante da ação conjunta da

interferência de ondas SH (onda S com polarização na horizontal) no meio, que surgem em superfícies estratificadas em que a velocidade da onda em uma camada é inferior as camadas sobrejacentes. Esse tipo de onda também tem como restrição a propagação em meios sólidos (Telford *et al.*, 1990; Lowrie, 2007).

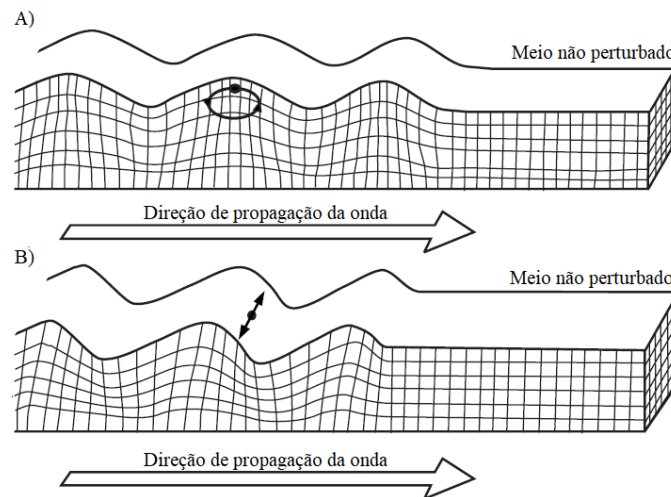


Figura 2.21: Deformação e movimentação de partículas submetidas a passagem de ondas de superfície: (a) Ondas Rayleigh e (b) Ondas Love (modificado de Bolt, 1982)

Quando comparadas as ondas de corpo, as ondas de superfície denotam uma velocidade de propagação inferior. Novotny (1999) destaca que em um evento sísmico, como por exemplo um terremoto, os registros desse fenômeno se iniciam com a captação das ondas P, seguidas pelas ondas S e finalizam com a detecção das ondas de superfície (Figura 2.22). O autor complementa que entre as ondas de superfície, a Love apresenta uma velocidade de propagação maior do que as ondas Rayleigh.



Figura 2.22: Identificação das ondas de corpo e superficiais em um registro sísmico de terremoto (modificado de Rocha, 2020)

2.10.3 Reflexão e refração de ondas sísmicas em meios estratificados

Ao propagar em um meio físico, as ondas sísmicas sofrem constantes variações de energia ao transitarem entre materiais com propriedades elásticas distintas. Essas alterações energéticas são oriundas de processos denominados de reflexão e refração. No estado de reflexão, parte da energia da onda sísmica, ao entrar em contato com a interface entre dois materiais, é refletida, conservando o mesmo valor de seu ângulo de incidência (Figura 2.23a). Vale ressaltar que quanto maior for o contraste entre as camadas investigadas, ou seja, quanto maior for a heterogeneidade entre as camadas submetidas a passagem das ondas sísmicas, maior será a energia conservada durante a ocorrência desse fenômeno (Reynolds, 2011).

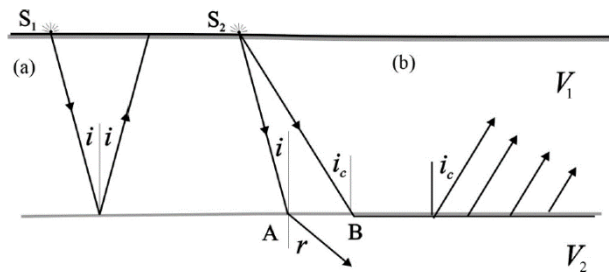


Figura 2.23: Propagação das ondas sísmicas por: a) reflexão e b) refração (Milsom e Eriksen, 2011)

A parcela de energia sísmica que não sofreu processo de reflexão preserva o caminho original da onda, transitando para a camada subjacente do meio, todavia com um novo ângulo de percurso distinto do ângulo de incidência inicial da onda (Figura 2.23b). Essa variação do ângulo de percurso da onda sísmica, ao penetrar um meio com características distintas a região originária, é denominada como refração. Segundo Milsom e Eriksen (2011), esse fenômeno é regido pela Lei de Snell que pode ser observada na equação (6):

$$\frac{\text{sen } i}{\text{sen } r} = \frac{V_1}{V_2} \quad (6)$$

Em que:

i: ângulo de incidência;

r: ângulo de refração;

V_1 : velocidade da onda no meio 1

V_2 : velocidade da onda no meio 2

De acordo com Milsom e Eriksen (2011), caso a velocidade representada pelo parâmetro V_2 seja menor que a representada por V_1 , a onda refratada irá tender a ir em direção

perpendicular à interface. Se V_2 for maior que V_1 , o raio refratado terá a tendência de ser paralelo à interface e para diferenças muito elevadas o raio transitará concomitante à interface do meio e uma parcela de sua energia retornará à superfície com um ângulo de incidência conhecido como crítico (Figura 2.23b). Os autores também ressaltam que para ângulos de incidência maiores que o crítico, a ocorrência de ondas refratadas é praticamente inexistente e toda a energia é refletida.

2.10.4 Ruídos sísmicos

A superfície terrestre está sujeita a ações oriundas de processos cuja gênese permeia tanto atividades antrópicas quanto fenômenos naturais. Essas características submetem o meio a solicitações contínuas que podem ser descritas por meio de movimentações vibracionais que, historicamente, englobam agentes como os ruídos sísmicos. Por apresentar uma elevada imprevisibilidade em termos de origem, distribuição espacial e ocorrência temporal, o ruído sísmico denota certa complexidade em termos de definição, todavia é comumente associado a uma fonte contínua de sismos de comportamento praticamente randômico (Fichtner *et al.*, 2019).

Ferreira (2018) destaca que qualquer ação que induza a produção de ondas mecânicas em um meio físico pode ser associada como uma fonte de ruído sísmico. Por terem um comportamento randômico, não é possível determinar o local e o instante exato de ocorrência desta fonte, todavia sabe-se que o mesmo está associado a vibrações superficiais oriundas de ações como zonas urbanas (McNamara e Buland, 2004), corpos hídricos (McNamara *et al.* 2011), construções (Mucciarelli, 2010) e condições meteorológicas como por exemplo chuvas (Ebeling, 2012) e ventos (Lerope *et al.*, 2016).

Bonnefoy-Claudet *et al.* (2006) evidencia que quando a origem do ruído estiver atrelada a ações de cunho natural, o mesmo é denominado como ruído ambiental, e quando for associação a fatores antrópicos, atribui-se o nome de ruído cultural. Os autores complementam que independente do seu tipo de classificação, características como amplitude e a frequência de um ruído irão variar tanto pelo tipo de atividade desencadeadora de sua origem quanto pelas características geoespaciais do local de avaliação.

Na Tabela 2.2 é possível verificar a variação de frequência do ruído sísmico em função de algumas atividades de cunho natural e cultural. Com base neste quadro, Bonnefoy-Claudet *et al.* (2006) destacam que para baixas frequências (abaixo de 1 Hz) as fontes são exclusivamente naturais (ondas oceânicas, monções e perturbações meteorológicas), para

médias frequências (1 a 10 Hz) tem-se fontes com origens tanto natural quanto cultural (meio urbano e condições meteorológicas locais), e para elevadas frequências (> 10 Hz) as fontes prevalecem de cunho cultural.

	Guttenberg (1958)	Asten (1978, 1984)
Ondas oceânicas golpeando a extensão da costa	0.05-0.1 Hz	0.5-1.2 Hz
Monsões/Perturbações meteorológicas de larga escala	0.1-0.25 Hz	0.16-0.5 Hz
Ciclones sobre o oceano	0.3-1 Hz	0.5-3 Hz
Condições meteorológicas de escala local	1.4-5 Hz	-
Tremores vulcânicos	2-10 Hz	-
Zona urbana	1-100 Hz	1.4-30 Hz

Tabela 2.2: Variação da frequência de ruídos para distintas fontes ambientais (Bonney-Claudet et al., 2006)

Os ruídos sísmicos denotam comportamento descontínuo em relação a aspectos como amplitude e frequência, conforme sua exposição a alterações espaciais e temporais impostas por um determinado meio. Okada (2003) ressalta que por apresentar essa descontinuidade de informações, a identificação e o registro dos ruídos se tornam complexo, sendo necessário avaliar, de forma prévia, a variação deste de forma temporal e espacial da região de investigação. Na Figura 2.24 é possível verificar a variação do ruído sísmico ao longo do tempo no subúrbio de Sapporo, no Japão, apresentado por Okada (2003). Neste estudo foi monitorado a variação do ruído em diferentes horários ao longo de dois dias. O autor verificou uma forte mudança de amplitude ao longo do período monitorado, ressaltando que a presença de uma continuidade desta característica só foi detectada em períodos curtos do estudo.

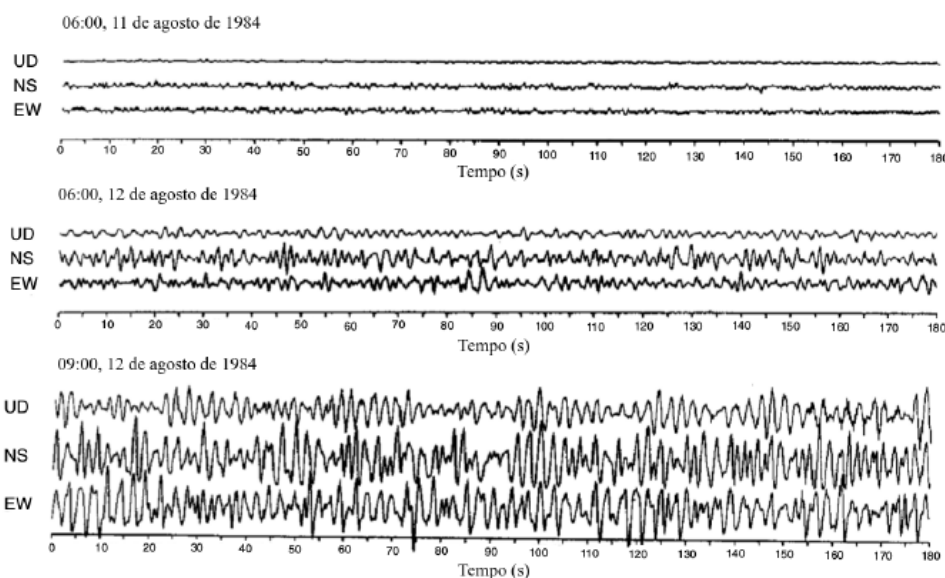


Figura 2.24: Variação da amplitude do ruído sísmico ao longo do tempo para o subúrbio de Sapporo, no Japão (Okada, 2003)

Fichtner *et al.* (2019) destaca que apesar do ruído denotar comportamento de essência randômica é possível identificar padrões comportamentais, o que lhe confere uma estrutura coerente de análise. Os autores também ressaltam que, basicamente, o ruído é um campo de ondas sísmicas que transitam entre dois pontos a uma velocidade que é controlada pelas propriedades elásticas do interior de um meio. Esse comportamento se assemelha a base teórica de outros tipos de campos de ondas, o que viabiliza o seu uso para estudos sísmicos de exploração.

Okada (2003) ressalta que por permitirem correlações físicas e apresentarem fontes contínuas consideradas onipresentes, o uso de ruídos tem ganhado grande apreço em monitoramentos geofísicos, tendo sua utilização, principalmente, em métodos microssísmicos (MSM) e de interferometria passiva. O uso de metodologias que tem como base o ruído sísmico denota um rico campo de aplicação, podendo ser utilizado em estudos como: estabilidade de taludes (Mainsant *et al.*, 2012; Hussain *et al.*, 2018), monitoramento de barragens de terra (Planès *et al.*, 2016; Wit e Oliver, 2018) e minas de exploração (Mendecki, *et al.*, 2010).

2.11 Sistemas de aquisição de dados sísmicos

A aplicação de um levantamento sísmico tem por objetivo avaliar a variação da distribuição espacial, em profundidade, da velocidade de uma onda sísmica no interior de um material com a prerrogativa de identificar, por meio de correlações, as características elásticas do próprio meio. Para esse intuito é necessário a adoção de um conjunto de metodologias e instrumentações que viabilizem tanto o processo de modelagem quanto o imageamento do local de análise. Para um levantamento sísmico é recomendável a utilização de instrumentos que visem a sua viabilidade operacional. Nesse contexto, destaca-se como essencial a adoção de uma fonte para geração do pulso sísmico, a utilização de um transdutor para detectar as ondas sísmicas geradas pela fonte e o uso de um sismógrafo para registro e apresentação das formas de ondas sísmicas detectadas (Souza e Gandolfo, 2018).

A definição instrumental irá variar conforme a resolução espacial necessária para viabilizar o estudo da propriedade elástica do meio que se deseja avaliar. Para determinar essa resolução é necessário analisar, basicamente, o comprimento e a duração do pulso sísmico gerado pela fonte, avaliando características como frequência, comprimento e amplitude de onda. Kearey *et al.* (2013) destaca que o limite da resolução espacial pode variar desde a escala métrica (comum para aplicações de engenharia) até a escala quilométrica (comum para pesquisas geográficas e arqueológicas). Ressalta-se que cada tipo de levantamento sísmico é

considerado único, ou seja, as definições instrumentais de fonte, receptores e registros sísmicos serão distintas para diferentes áreas investigadas. Desta forma será avaliado, a seguir, as principais características e variações de cada um desses conjuntos instrumentais.

2.11.1 Tipos de fontes sísmicas

Uma fonte sísmica pode ser definida como uma região, a nível local ou pontual, em que se há uma liberação instantânea de energia, produzindo ao meio circundante, uma tensão solicitante momentânea. Basicamente, o objetivo dessa fonte é permitir a produção de um sinal sísmico que penetre um meio físico de forma a viabilizar um imageamento de subsuperfície que possibilite, posteriormente, estimar as características elásticas dos materiais presentes neste mesmo meio (Kearey *et al.*, 2013). Sheriff e Geldart (1995) e Kearey *et al.* (2013) destacam que para atender esse objetivo, uma fonte sísmica deve dispor dos seguintes requisitos:

- Possuir energia suficiente, por meio de um amplo intervalo de frequência, que permita gerar um sinal mensurável que apresente uma boa relação sinal-ruído;
- Ter compatibilidade com o tipo de energia de onda necessária para realizar o levantamento sísmico programado. A ausência de conformidade pode gerar a degradação dos dados coletados ocasionando uma análise inconsistente com as características do meio;
- Produzir um pulso sísmico de curta duração, todavia com frequência alta o suficiente para atender a resolução imposta pelo tipo de levantamento que se deseja realizar;
- Apresentar boa repetibilidade, eficiência e ser ambientalmente aceitável;
- Ter segurança operacional de forma a ser manuseada pelo menor número possível de pessoas;
- Ser acessível financeiramente de modo a viabilizar seu processo operacional.

Ao avaliar a seleção de uma fonte para realização de um levantamento sísmico, deve-se estabelecer uma relação entre a capacidade de penetração da onda sísmica no meio e a resolução que se deseja avaliar no levantamento. Para investigar grandes profundidades é recomendado a utilização de fontes de baixa frequência, todavia é necessário avaliar a perda de resolução que o investigador terá no processo. Para investigações em que se deseja uma maior resolução, como por exemplo em sísmicas rasas, recomenda-se a adoção de fontes com maior frequência, todavia não será possível realizar a investigação para grandes profundidades (Reynolds, 2011).

Na Figura 2.25 é possível verificar alguns exemplos de fontes sísmicas e suas respectivas frequências.

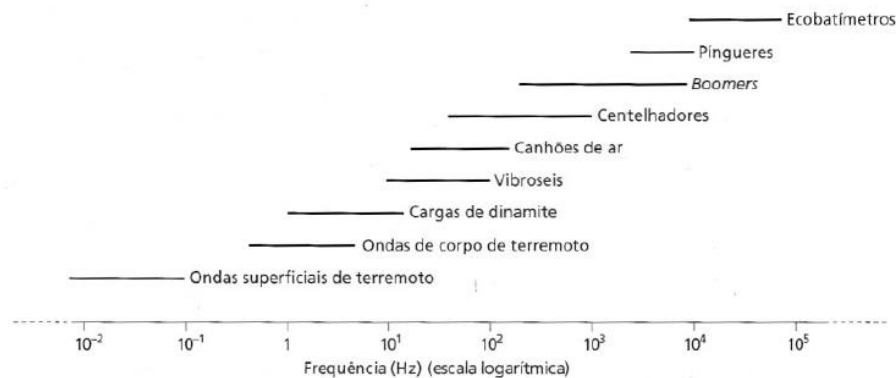


Figura 2.25: Tipos de fontes sísmicas e suas frequências de onda (Kearey *et al.*, 2013)

De acordo com Reynolds (2011), as fontes sísmicas podem ser classificadas como fontes de impacto, impulsiva e vibracional (Quadro 2.4). Em geral, esses tipos se distinguem pela variação do nível de energia empregado ao meio e pelas características de frequência da onda gerada. Atualmente, tem-se uma grande variedade de instrumentos e equipamentos que podem ser adotados como fontes para um levantamento sísmico, podendo variar desde ferramentas simples como uma marreta (Haines, 2007) até o uso de metodologias que exijam um planejamento mais detalhado de operação como explosivos (Brocher e Hart, 1991).

Tipos de Fonte	Exemplos
Impacto	Marreta
	Percussores de queda livre
	Percussores de queda livre acelerada
Impulsiva	Dinamite
	Cordão de detonação
	Pistola de ar
	Espingarda
Vibracional	Fagulhador de poço (borehole sparker)
	Vibroseis
	Placa de vibração
	Gerador de ondas rayleigh

Quadro 2.4: Tipos de fontes sísmicas (modificado de Reynolds, 2011)

As fontes sísmicas de impacto são caracterizadas por emitirem um sinal sísmico a partir da colisão entre a queda de um objeto sobre a superfície de um meio. Para gerar esse tipo de fonte é comum a utilização de marretas e percussores de queda livre, a variar conforme a escala que se deseja alcançar durante o levantamento. As marretas são recomendadas para estudos que envolvam investigações em camadas com espessura média de 10 a 30 m e são conhecidas por apresentarem fácil manuseio, pois seu processo operacional consiste em golpear uma localidade específica do meio afim de gerar a onda sísmica e a sua utilização envolve a

necessidade de apenas um operador. Esse procedimento é comum associar o uso da marreta a uma placa plana metálica para otimizar a geração do sinal sísmico.

Os percussores de queda livre são recomendados para levantamentos que envolvam uma maior escala de trabalho e é comum a utilização de veículos para auxiliar no processo de execução. Nesta metodologia, um peso de massa conhecida é içado e, posteriormente, submetido a queda livre em um ponto de interesse. O conceito operacional deste método é considerado de fácil entendimento, todavia pode-se ter certa dificuldade de manuseio do conjunto caso o peso do objeto seja elevado (Milsom e Eriksen, 2011).

As fontes impulsivas são caracterizadas por permitirem o uso da energia compacta de munições provenientes de armas de fogo e explosivos para gerar um pulso sísmico. O procedimento operacional com o uso de armas de fogo é utilizado para levantamentos de pequena escala e seu procedimento metodológico consiste em realizar um disparo, em um local pontual, contra o meio ao qual se deseja investigar.

Kearey *et al.* (2013) destaca que esse tipo de fonte é eficaz em gerar ondas de altas frequências no meio, todavia o seu uso está atrelado a processos legislativos associados a utilização de armamentos que podem limitar a utilização desse tipo de fonte. Devido essa prerrogativa, o uso de armas de fogo vem sofrendo processo de desuso como fonte sísmica, sendo comum à sua substituição por outros tipos de fonte como a de impacto ou a vibracional. Os autores também destacam que uma alternativa ao uso de armas de fogo é a utilização de um dispositivo conhecido como *buffalo gun* (Figura 2.26), que permite realizar a detonação de um cartucho de munição dentro de um furo. Este método confere maior segurança ao operador, pois fornece um ambiente mais controlado durante o processo de detonação.

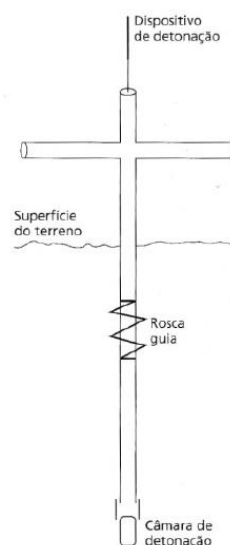


Figura 2.26: Seção transversal típica de uma *buffalo gun* (Kearey *et al.*, 2013)

As fontes impulsivas, com procedimento operacional envolvendo o uso de explosivos, são caracterizadas por realizarem a detonação destes dispositivos em furos rasos próximos a região onde se deseja realizar o levantamento sísmico. Esse tipo de fonte permite abranger uma alta faixa de frequência e permite gerar uma grande concentração energética para a execução de explorações sísmicas, todavia tem como principal desvantagem a falta de repetibilidade da energia sísmica gerada durante as explosões e a dificuldade em se estabelecer um intervalo fixo de tempo para a realização das detonações. Além disso, se calculada de forma incorreta, o impacto gerado pela explosão pode trazer risco tanto de forma antrópica quanto ambiental. Em geral, neste procedimento operacional é comum o uso de explosivos como dinamite e gelignita (amônio) e é necessário que a equipe responsável, tanto pela operação quanto pela forma de transporte e armazenamento deste material, apresente um responsável que tenha formação técnica específica para manuseio de explosivos (Reynolds, 2011).

As fontes vibracionais são caracterizadas por fazerem o uso de métodos que não envolvem processo de detonação para geração de ondas. Kearey *et al* (2013) destaca que a metodologia mais comum deste tipo de fonte é o uso de placas vibratórias ou Vibroseis® (Figura 2.27) para a geração de ondas. Em geral, essas placas envolvem a utilização de caminhões para o transporte e imprimem, ao meio de estudo, uma vibração de longa duração e com frequência e amplitudes controláveis. Esse tipo de fonte também possibilita o seu uso em ambientes urbanos sem que se tenha danos a infraestrutura vizinha durante um levantamento. A principal desvantagem desse tipo de fonte é o elevado custo, sendo utilizada apenas para levantamentos de grande escala como o de hidrocarbonetos.



Figura 2.27: Exemplo de caminhão tipo Vibroseis® utilizado em levantamentos sísmicos (Mitnick, 2018)

2.11.2 Receptores e sistemas de registros sísmicos

Ao ser submetido a passagem de uma onda sísmica, o meio está sujeito a ação de movimentos oscilatórios tridimensionais, que por sua vez variam conforme o intervalo de

frequência e amplitude da onda. Com base nesse comportamento é possível mensurar componentes do movimento como a amplitude do deslocamento, velocidade e/ou aceleração. Independentemente do tipo de componente mensurado tem-se avaliado, principalmente, a velocidade de forma unidimensional (vertical), tendo em vista a maior facilidade de medição em relação as demais componentes (Reynolds, 2011).

Neste contexto, os dispositivos utilizados para mensurar o comportamento das ondas sísmicas no solo são nomeados como geofones, que por sua vez são sensores que tem por função detectar a energia sísmica presente em um meio e convertê-la em sinais elétricos de forma a permitir, com o uso de um sismógrafo, o armazenamento destes sinais (Sousa e Gandolfo, 2021). Na Figura 2.28 é possível verificar uma seção esquemática de um geofone.

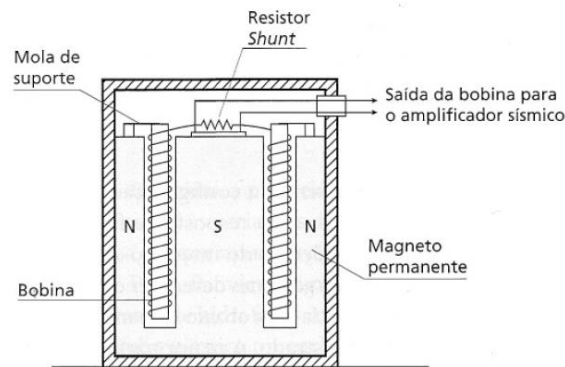


Figura 2.28: Seção esquemática de um geofone (Kearey *et al.*, 2013)

Dentre os tipos de receptores existentes, o mais utilizado no âmbito da engenharia é o geofone de bobina móvel. Esse sensor é composto por uma bobina envolvida por uma mola, que por sua vez se encontra submetida ao campo magnético de um magneto permanente. Ao sofrer influência da passagem de uma onda sísmica, a bobina se movimenta induzindo a uma alteração no potencial elétrico no sensor. Essa variação então é registrada e transmitida a um sismógrafo (Reynolds, 2011).

Milsom e Eriksen (2011) destacam que durante a movimentação da bobina, a corrente que flui através dela gera um campo magnético contrário a direção do movimento da mesma. Esse comportamento é denominado amortecimento e, caso sua magnitude seja elevada, pode induzir ao sensor uma perda considerável de sua sensibilidade. Os autores também destacam que caso o amortecimento seja muito baixo, tem-se o risco das oscilações serem restritas à frequência de ressonância. Para evitar essas duas situações Kearey *et al.* (2013) recomendam que o amortecimento seja fixado a aproximadamente 0,7 do valor crítico evitando, além dos problemas mencionados, a ocorrência de uma entrada de dados provenientes a efeitos adversos do meio, como uma interferência antrópica momentânea no sensor (batida, ruído externo etc).

O procedimento de instalação de um geofone em campo é considerado simples, sendo necessário apenas finca-lo ou enterrá-lo (a depender do tipo de metodologia empregada) na área onde será executada a investigação. Esses dispositivos podem ser uniaxiais (permitem detectar oscilações apenas na vertical) ou triaxiais (permitem detectar oscilações em três direções) e podem ser distribuídos espacialmente em arranjos lineares ou geométricos, com o intuito de permitirem a obtenção de um sinal sísmico com maior qualidade e, conseqüentemente, menor presença de ruídos. Independentemente da quantidade de geofones utilizados em uma aquisição sísmica de campo, os mesmos são interligados entre si por meio de cabos e são conectados a um sismógrafo para permitir o registro e armazenamento dos dados (Mendecki *et al.*, 2010).

Kearey *et al.* (2013) ressaltam que a etapa de registro dos dados sísmicos, durante um procedimento de investigação, é crítica e exige cautela do operador responsável pela aquisição. Os autores destacam três aspectos importantes a serem levados em consideração durante o procedimento de registro, sendo eles: tempo do registro em relação a fonte sísmica, capacidade de armazenamento e determinação da velocidade e da direção de percurso da onda sísmica. Reynolds (2011) destaca que para um sistema de aquisição atingir esses objetivos, tem sido comum o uso de sismógrafos multicanais (permitem registrar o dado de mais de um sensor ao mesmo tempo, podendo ser de 24 ou 48 canais), pois os mesmos permitem realizar um realce do sinal gerado durante o processo de aquisição, por meio do acoplamento do sinal sísmico em cada sensor. Desta forma, o autor destaca a vantagem em se obter um resultado com menor presença de ruído, mais preciso e, quando aplicado a engenharia de pequena escala, melhor condição de operação.

2.12 Métodos sísmicos aplicado a geotecnia

Os métodos geofísicos têm ganhado um importante espaço na engenharia, principalmente para fins de prospecção de bens minerais e estudos ambientais. Souza e Gandolfo (2012) destacam que o uso da geofísica pode trazer muitas vantagens para projetos relacionados a área geotécnica, pois os mesmos envolvem o uso de técnicas consideradas como não invasivas, com relativa rapidez de execução do procedimento de campo e permitem uma considerável amplitude de cobertura de área durante a execução de levantamentos.

O método geofísico a ser empregado em uma condição de investigação, irá variar conforme o tipo de propriedade que se deseja avaliar em um meio. Em geral, esses métodos podem ser classificados em geolétricos, perfilagem de poços, potenciais e sísmicos. Na engenharia, os métodos sísmicos têm ganhado um importante campo de atuação tendo em vista

a possibilidade de obtenção, de forma indireta, as propriedades elásticas e de densidade dos solos. Em geral, esses métodos fundamentam-se no uso de ondas de corpo ou superficiais para realizar o procedimento de investigação e avaliam a variação da velocidade de propagação dessas ondas ao longo da profundidade de um meio (Souza e Gandolfo, 2021).

Assim como qualquer método de investigação de campo, os métodos sísmicos apresentam limitações quanto ao seu uso operacional. Souza e Gandolfo (2021) destacam que dentre os principais obstáculos enfrentados por essas técnicas pode-se destacar a suscetibilidade de resultados ambíguos, comum para materiais distintos que apresentam características físicas semelhantes. Desta forma, é comum a utilização deste método sempre associado a uma metodologia complementar, como por exemplo, sondagens SPT e rotativa. Dentre os principais métodos empregados na geotecnia, pode-se destacar a sísmica de reflexão, refração e de ondas superficiais. A seguir, são descritos os conceitos operacionais inerentes a cada um desses métodos juntamente com um breve descritivo do seu procedimento executivo de campo.

2.12.1 Levantamento sísmico de reflexão

O levantamento sísmico de reflexão fundamenta-se na medição do tempo de propagação das ondas sísmicas de corpo (ondas P e S) que sofrem reflexão ao longo das interfaces de um meio estratificado. Esse método é caracterizado por permitir a investigação de materiais localizados em elevadas profundidades, sendo o seu uso mais comum na indústria do petróleo. A qualidade do sinal sísmico, obtida durante um processo de aquisição, varia conforme o grau de contraste existente entre as camadas investigadas, desta forma, quanto maior for o contraste, maior será a energia obtida no sistema (Ayres Neto, 2000).

Historicamente, a sísmica de reflexão tem sido pouco utilizada para investigações rasas, pois, em relação a outros métodos como a sísmica de refração e o MASW, a mesma apresenta uma resolução inferior, o que impedia o seu uso na detecção de objetivos rasos. Lonardelli (2006) destaca que, para suprir essa deficiência, esse método foi sofrendo modificações ao longo do tempo, que permitiram sua adequação a procedimentos que necessitassem uma maior resolução de investigação. Com esse avanço, dividiu-se a sísmica de reflexão em duas principais metodologias: sísmica de reflexão convencional (responsável pela avaliação de materiais a elevadas profundidades) e a sísmica de reflexão de alta resolução (responsável pela investigação de materiais a profundidades rasas).

Basicamente, o processo de aquisição em campo da sísmica de reflexão consiste no uso de uma linha composta por geofones instalados na superfície do perfil a ser investigado, de

forma a gerarem um arranjo capaz de detectar as ondas refletidas no meio. Essa linha é então conectada a um sistema de aquisição de dados composto por sismogramas. Para geração da energia sísmica necessária para a execução do levantamento, é feito o uso de fontes sísmicas, que por sua vez irão variar conforme a necessidade da investigação (Ayres Neto, 2000).

Kearey *et al.* (2013) destacam que durante um processo de investigação, pode-se obter junto ao sinal principal de aquisição (denominada como reflexão primária), sinais secundários oriundos da reflexão das ondas sísmicas em pequenas aglomerações de materiais que se distinguem do material predominante do meio investigado. Os autores evidenciam que esses sinais secundários, em superfície terrestre, são descritos como reflexões-fantasma. Esse tipo de sinal, caso não seja identificado, pode ser confundido com os sinais principais, podendo levar a erros de interpretação.

Como produto final da sísmica de reflexão, são obtidas seções bidimensionais (Figura 2.29) que permitem a obtenção de parâmetros fundamentais para a geologia do meio como espessura das camadas, mergulho e falhamentos. Em geral, essas seções denotam uma boa resolução, tanto horizontal quanto vertical, sendo a sua principal aplicação voltada para a investigação de seqüências sedimentares e ao mapeamento da geometria de embasamentos subjacentes (Souza e Gandolfo, 2018).

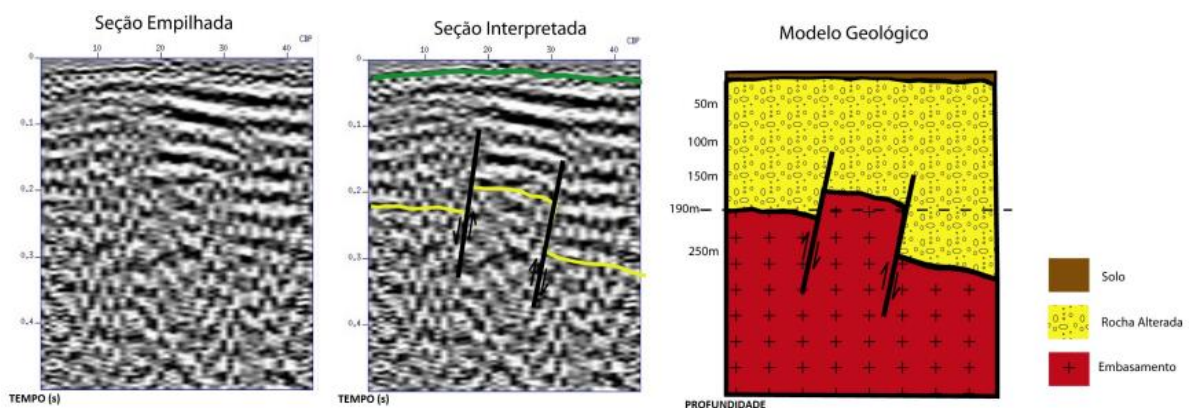


Figura 2.29: Exemplo de seção sísmica obtida a partir do método de sísmica de reflexão (Boas, 2014)

2.12.2 Levantamento sísmico de refração

O levantamento sísmico de refração consiste em um método de investigação de subsuperfície e baseia-se na medição do tempo de propagação das ondas sísmicas que sofrem refração ao longo de um meio estratificado. Esse método faz o uso da energia proveniente de fontes sísmicas concentrando-se na utilização de ondas P. Na Figura 2.30 é possível verificar um arranjo esquemático do sistema de aquisição de dados utilizado para a realização de um levantamento sísmico de refração.

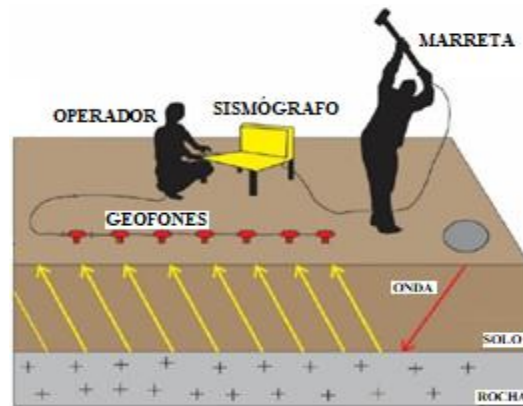


Figura 2.30: Processo de aquisição e processamento de dados da sismica de refração (modificado de Guireli Netto *et al.*, 2020)

Esse sistema é análogo ao da sismica de reflexão, ou seja, é constituído por uma linha sísmica composta por um conjunto de geofones que são distribuídos, de forma longitudinal, na superfície do meio que se deseja investigar. Essa linha é conectada a um sismograma para permitir o armazenamento dos dados de aquisição. Esse arranjo é responsável por captar as ondas sísmicas de corpo que retornam à superfície por meio da refração crítica ao entrarem em contato com camadas com contraste de propriedades. Para gerar a energia sísmica necessária para a execução do levantamento, é feito o uso de fontes sísmicas, principalmente, impulsivas ou explosivas, variando conforme o grau de alcance espacial e a resolução que se deseja obter em um levantamento. Para investigações rasas, a fonte comumente utilizada é a de impacto, destacando-se o uso de marreta (Nogueira, 2014).

A sismica de refração denota uma extensa gama de aplicações na engenharia podendo ser utilizada para avaliar propriedades de matérias como a razão de Poisson, módulo de incompressibilidade e módulo de rigidez. Guireli Netto *et al.* (2019) destacam que por apresentarem pouca sensibilidade à fluidos em maciços terrosos, essa metodologia, em específico a utilização de ondas S, apresenta um grande potencial de uso no que diz respeito a avaliação de barramentos. Esse comportamento permite identificar variações de rigidez ao longo de toda a estrutura da barragem, podendo verificar a necessidade de realização de manutenções e monitoramento de riscos.

O cálculo do tempo de propagação da onda sísmica e a espessura das camadas do meio estratificado irá variar conforme a trajetória de propagação do raio refratado, que por sua vez, irá depender da disposição das camadas do meio. Kearey *et al.* (2013) apresentam os modelos e os métodos de cálculos adotados para determinar esses parâmetros em função da geometria do meio. Na Tabela 2.3 é apresentado um resumo dos modelos geométricos e das respectivas formulações adotadas para a determinação do tempo de propagação.

Tipo de Geometria	Tempo de Propagação	Profundidade do Refrator	Variáveis
<p>Duas camadas com interface horizontal</p>	$t = \frac{x}{v_2} + \frac{2 \cdot z \cdot \cos\theta}{v_1}$	$Z = \frac{t_i \cdot v_1 \cdot v_2}{2 \cdot (v_2^2 - v_1^2)^{\frac{1}{2}}}$	<p>A = Fonte sísmica D = Receptor sísmico z = Espessura da camada 1 Z = Profundidade do refrator θ = Ângulo crítico t_i = Tempo de interceptação V_1 = Velocidade de propagação 1 V_2 = Velocidade de propagação 2 ($>V_1$)</p>
<p>Três ou mais camadas com interfaces horizontais</p>	<p>Três camadas</p> $t = \frac{x}{v_2} + \frac{2 \cdot z_1 \cdot \cos\theta_{13}}{v_1} + \frac{2 \cdot z_2 \cdot \cos\theta_{23}}{v_1}$ <p>Múltiplas camadas</p> $t_n = \frac{x}{v_x} + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{2 \cdot z_i \cdot \cos\theta_{in}}{v_i}$	-	<p>A = Fonte sísmica F = Receptor sísmico x = Distância da fonte até o receptor n = Número da camada θ_{13} = Ângulo de incidência θ_{23} = Ângulo crítico t_i = Tempo de interceptação z_1 = Espessura da camada 1 z_2 = Espessura da camada 2 V_1 = Velocidade de propagação 1 V_2 = Velocidade de propagação 2 ($>V_1$) V_3 = Velocidade de propagação 3 ($>V_2$)</p>
<p>Camada inclinada com interfaces planas</p>	$t_n = \frac{x \cdot \sin\beta_1}{v_1} + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i \cdot (\cos\alpha_i + \cos\beta_i)}{v_i}$	-	<p>A = Fonte sísmica D = Receptor sísmico θ = Ângulo crítico x = Distância da fonte até o receptor α_i = ângulo em relação a vertical (descendente) β_i = ângulo em relação a vertical (ascendente) n = Número da camada</p>
<p>Interfaces falhadas</p>	$\Delta T \approx \frac{\Delta z \cdot \cos\theta}{v_1}$	-	<p>ΔT = Tempos de interceptação Δz = Deslocamento da falha θ = Ângulo crítico V_1 = Velocidade de propagação 1</p>

Tabela 2.3: Determinação do tempo de propagação da onda refratada para diferentes meios

Como resultado dos dados de aquisição da sísmica de refração, podem ser obtidas seções sísmicas bidimensionais (Figura 2.31), podendo as mesmas estarem dispostas em modelo de camadas e/ou tomografia sísmica. Para ambos os produtos, são obtidos estratos contendo a velocidade de propagação, espessura e profundidade das camadas identificadas no levantamento (Souza e Gandolfo, 2018).

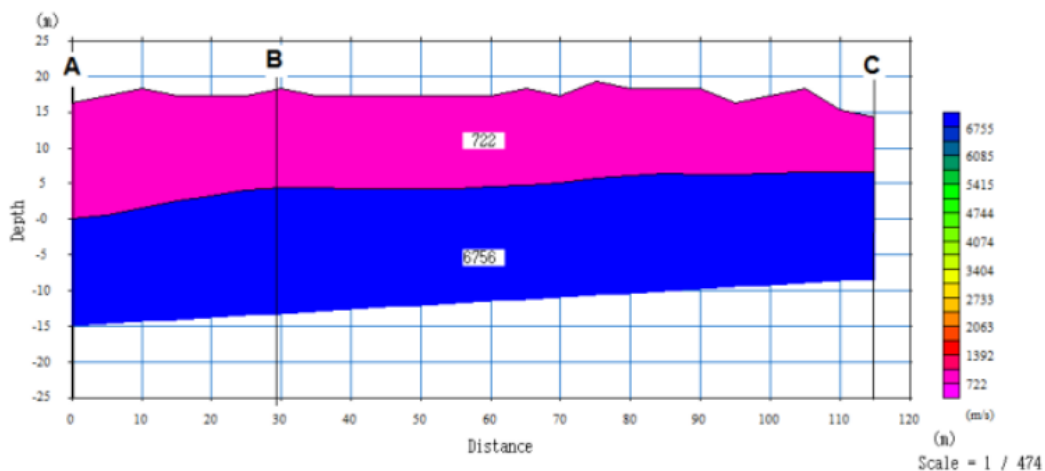


Figura 2.31: Exemplo de produto sísmico gerado a partir da sísmica de refração (Santos *et al.*, 2017)

2.12.3 Levantamento sísmico com ondas de superfície

Os métodos sísmicos, com o uso de ondas superficiais, fundamentam-se no uso de ondas Rayleigh ou Love para realizar a investigação em meios que apresentem características físicas heterogêneas. Nesse método, tem-se preferência pela adoção de ondas Rayleigh para a realização de um levantamento, pois a mesma denota um processo considerado mais simples e prático quanto ao seu aspecto de gênese. Pelo fato de apresentar uma grande concentração de energia, esse tipo de método pode ser utilizado em ambientes com a presença de ruídos tanto culturais quanto naturais (Guireli Netto *et al.*, 2019).

Eikmeier (2018) destaca que o conceito operacional deste método consiste na captação de dados oriundos das ondas de superfície que, posteriormente, são processados de forma a obter uma curva de dispersão. A partir dessa curva é então gerado, por meio de relações matemáticas, um perfil de velocidade de propagação ao longo da profundidade do local investigado. Por meio desse perfil é possível avaliar, de forma indireta, características do material como densidade e rigidez. Na Figura 2.32 é possível verificar as etapas gerais de operação desta metodologia.

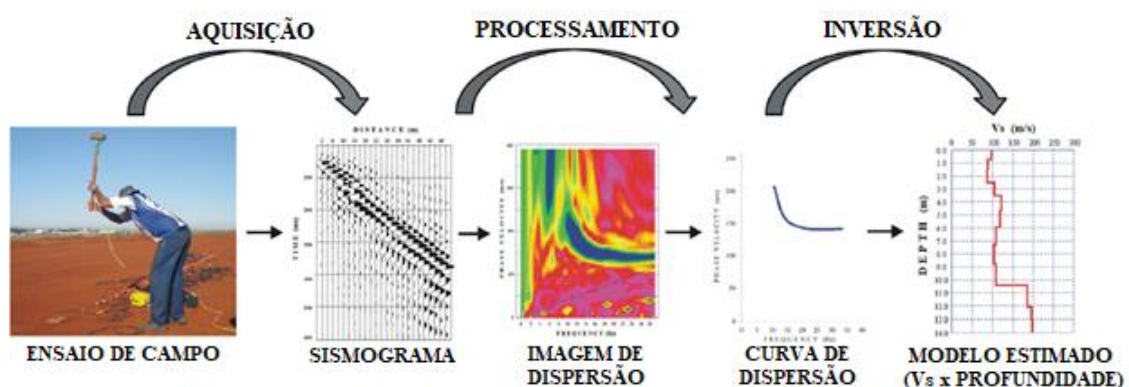


Figura 2.32: Processo de aquisição e processamento de dados sísmicos oriundos do método de ondas superficiais (Abreu *et al.*, 2016)

Neste tipo de levantamento sísmico, pode-se fazer o uso de diferentes vertentes operacionais para realizar o procedimento de aquisição de dados. Dentre as variações existentes, os métodos SASW (*Spectral Analysis of Surface Waves*) e MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) são, historicamente, as mais utilizadas. A metodologia SASW consiste em um procedimento não destrutivo que faz o uso de dois geofones e um sismógrafo para realizar a aquisição das ondas sísmicas originárias de uma fonte de impacto, como por exemplo uma marreta (Souza e Gandolfo, 2018). A Figura 2.33 apresenta um arranjo esquemático da disposição de cada componente presente neste método.

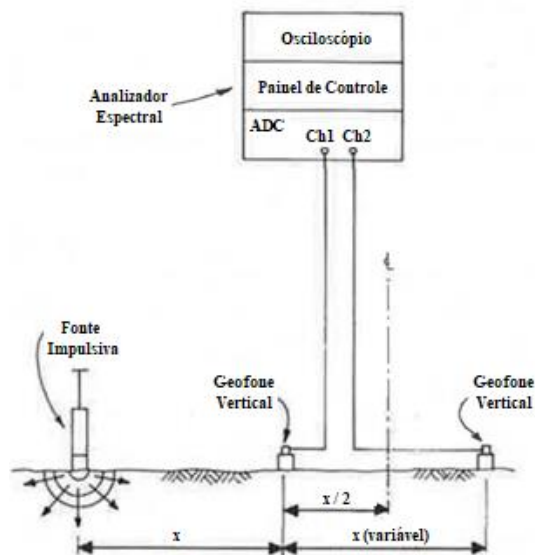


Figura 2.33: Processo de aquisição e processamento de dados da metodologia SASW (Nazarian, *et al.*, 1983)

No método SASW, a escala de investigação irá variar conforme o espaçamento adotado entre os geofones utilizados na captação das ondas sísmicas. Nazarian *et al.* (1983) ressaltam que para definir essa distância, deve-se atentar as características físicas inerentes ao meio e ao tipo de fonte adotada no levantamento, incluindo fatores como: velocidade da onda sísmica nas camadas estratificadas do material, profundidade de investigação, faixa de frequências de onda, propriedades de atenuação do meio e o grau de sensibilidade do equipamento utilizado durante o processo de investigação.

O uso deste método originou-se no início da década de 1980 e se tornou um importante subsídio para investigações geotécnicas (principalmente para fins de pavimentação), pois apresentava boa repetitividade e um procedimento simples de configuração para obtenção dos dados sísmicos. A principal desvantagem deste método está atrelada ao tempo de execução da investigação sísmica. Pelo fato de apresentar apenas dois geofones para captação de ondas, é necessário realizar uma constante variação na configuração do levantamento para possibilitar a investigação de uma maior escala espacial, o que estende consideravelmente o tempo de realização do levantamento sísmico. Devido este fato, esse método vem perdendo uso ao longo do tempo, sendo substituído por metodologias com melhor eficiência de execução como por exemplo o MASW (Park *et al.*, 1999).

A metodologia MASW denota um conceito de aquisição similar ao SASW, todavia difere-se na quantidade de receptores sísmicos adotados durante o procedimento de investigação. Neste método é utilizado uma maior quantidade de geofones em uma linha, longitudinal ou transversal, de forma a estarem equidistantes entre si e conectados a um sismógrafo (Abreu *et al.*, 2016). Por apresentar uma configuração de campo semelhante a

utilizada em levantamentos com a utilização de ondas de corpo, o método MASW também pode ser adotado como uma metodologia complementar a esse tipo de estudo, possibilitando um aproveitamento completo da energia sísmica gerada pela fonte (Park *et al.*, 1999). Na Figura 2.34 é possível verificar o arranjo esquemático da disposição de cada componente do método.

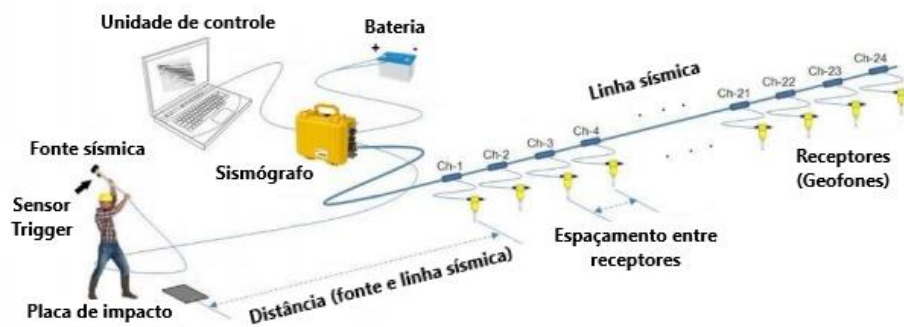


Figura 2.34: Processo de aquisição de dados sísmicos por meio da metodologia MASW (MASW, 2021)

Como produto final deste método tem-se, para cada ensaio realizado, a obtenção de um perfil unidimensional da variação da velocidade de propagação da onda sísmica do meio (Figura 2.35a). Todavia, é possível realizar a integração de diversos ensaios ao longo de uma mesma linha sísmica, possibilitando assim a criação de uma seção bidimensional da distribuição espacial da velocidade no meio (Figura 2.35b). Esse tipo de informação denota suma importância a estudos geotécnicos envolvendo investigação de subsuperfícies, podendo atuar como um procedimento complementar a ensaios geotécnicos convencionais como o SPT (Standard Penetration Test) e a abertura de trincheira de monitoração, que são caracterizados por fornecerem informações pontuais de um material (Souza e Gandolfo, 2012).

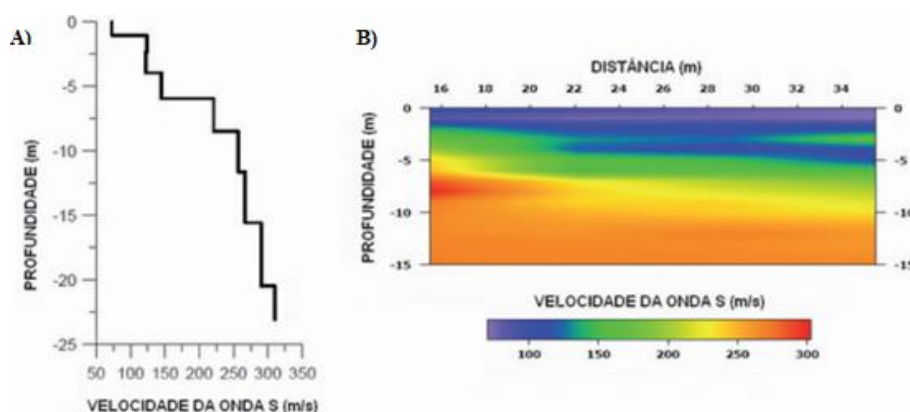


Figura 2.35: Produtos finais obtido a partir da aquisição de dados pela metodologia MASW: (a) unidimensional e (b) bidimensional (Souza e Gandolfo, 2012)

3. METODOLOGIA

3.1 Introdução

O presente capítulo aborda o procedimento metodológico adotado para execução das investigações, tanto geotécnicas quanto sísmicas, de um talude oriundo de uma obra de escavação vertical, localizada na região noroeste da cidade de Brasília-DF. A área investigada é descrita por meio de sua localização e de características gerais como geologia local, tipo de solo e aspectos topográficos da região.

Também é relatado o processo de execução da escavação bem como a técnica utilizada, em projeto, no sistema de contenção no talude escavado. Em conjunto, é abordado o procedimento executivo das investigações sísmicas de campo, tanto para o método MASW quanto para a sísmica de refração, explicitando os materiais utilizados (fonte, receptor, cabos de conexão etc), o tipo de arranjo sísmico e as técnicas de processamento empregadas.

De forma complementar é relatado os ensaios laboratoriais empregados na investigação geotécnica, sendo os mesmos compreendidos em caracterização física completa (umidade, granulometria, limites de Atterberg, densidade dos grãos, densidade natural e densidade aparente seca) e especiais (duplo oedométrico, resistência ao cisalhamento e triaxiais tipo CU e CD), explicitando de forma clara e objetiva o procedimento de execução e as condições de análise e interpretação dos dados obtidos.

3.2 Área de estudo

As investigações, tanto sísmicas quanto geotécnicas, foram realizadas em uma obra de escavação vertical situada na região noroeste da cidade de Brasília - DF, com latitude $15^{\circ}44'40.99''S$ e longitude $47^{\circ}54'42.78''O$. A escavação faz parte de um empreendimento residencial composto por uma edificação com um subsolo, de profundidade máxima de 9 m, estabilizada por estrutura de contenção, composta por estacas associadas a grampos ou tirantes. Na Figura 3.1 é possível verificar a localização e o levantamento fotográfico do local de investigação antes do início da escavação. Vale ressaltar que o local faz fronteira com outra escavação, pertencente a empreendimento residencial vizinho.

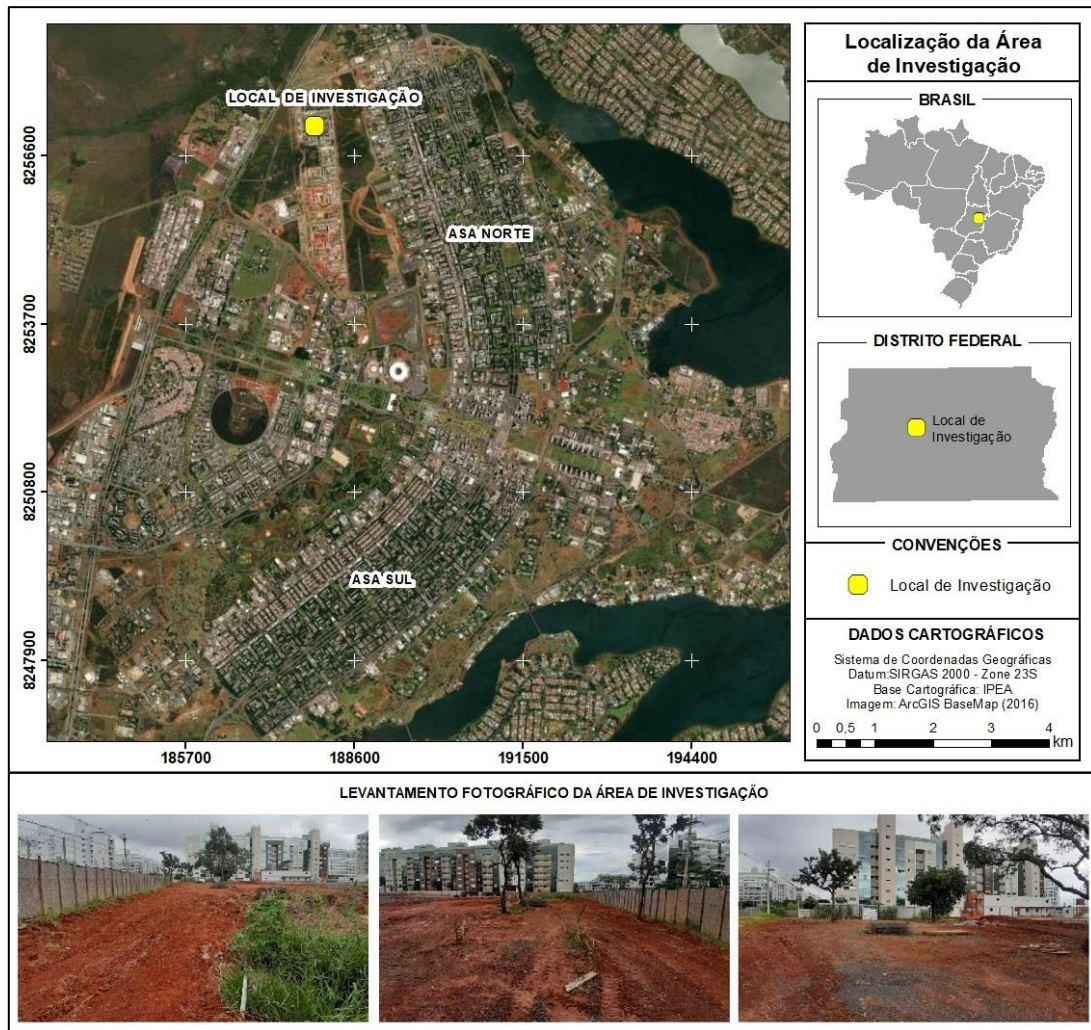


Figura 3.1: Localização e levantamento fotográfico da área de estudo

O sistema de contenção adotado no empreendimento é composto por duas seções típicas, sendo a primeira constituída por estacas justapostas e grampos, perfazendo uma profundidade média de 7,5 m (Figura 3.2a), e a segunda formada por um sistema de estacas justapostas e tirantes, efetuando uma profundidade média de 9 m (Figura 3.2b).

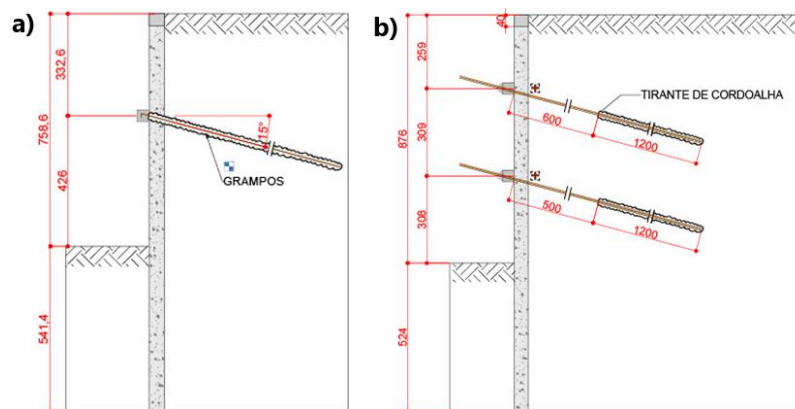


Figura 3.2: Tipos de seções presentes no sistema de contenção: (a) estacas justapostas e grampos e (b) estacas justapostas e tirantes

Quanto ao aspecto geológico, a área de estudo está inserida dentro do grupo geológico Paranoá (Figura 3.3), destacando-se a unidade S (Metassiltito Argiloso). Campos *et al.* (2013) destaca que essa unidade é formada por um conjunto de metassiltitos esverdeados homogêneos com coloração cinza esverdeada, sendo possível identificar intercalações arenosas compostas por metarritmitos, lentes de calcários e dolomitos de tons avermelhados com o aumento do intemperismo, podendo o mesmo conter intercalações arenosas. Sua área de exposição é muito restrita, sendo encontrados raros afloramentos. Devido à sua variabilidade, a unidade S pode alcançar espessuras superiores a 500 m.

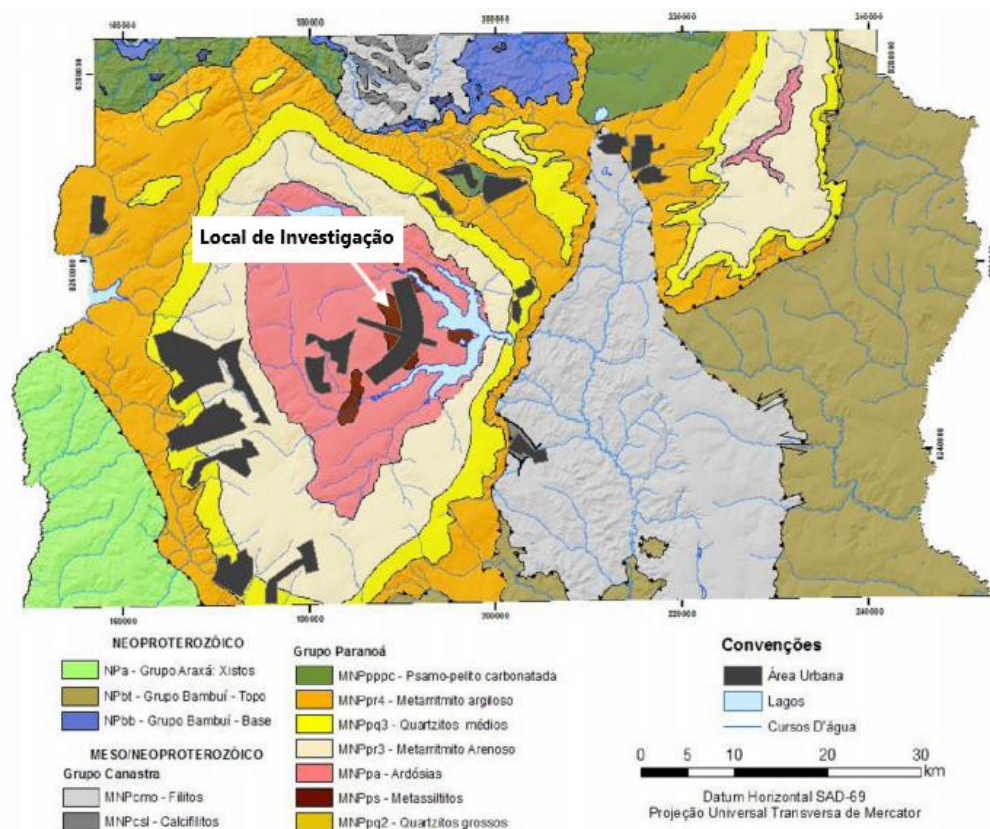


Figura 3.3: Mapa geológico do Distrito Federal (Atualizado de Freitas-Silva e Campos, 1999)

Sob o ponto de vista geotécnico, o Distrito Federal é coberto por um manto de solo resultante da ação de forte atuação do intemperismo, associado a processos de lixiviação e laterização. Devido ao processo de formação deste solo, sua estrutura é muito porosa, metaestável, com altos índices de vazios e consequentemente baixos pesos específicos, caracterizando-o como um solo colapsável. Esta camada apresenta baixa capacidade de carga quando em condição saturada, todavia a mesma normalmente se apresenta na condição não-saturada, cujas variações de umidade e, portanto, de sucção influenciam nos resultados de sondagens.

Este material, conhecido pelos geotécnicos locais como argila porosa de Brasília, possui baixa resistência à penetração (N_{SPT} variando de 1 a 6 golpes) e alta permeabilidade (10^{-3} a 10^{-4} m/s), similar a permeabilidade de solos granulares finos. O término da camada de argila porosa é identificado nas sondagens à percussão pelo aumento importante do N_{SPT} ao entrar em contato com o solo saprolítico subjacente. No perfil de solo verifica-se, em profundidade, que a estrutura do material vai se tornando mais homogênea em termos de porosidade e distribuição de poros. Também se observa que, em linhas gerais, o nível d'água não é próximo da superfície do terreno.

Devido a sua alta porosidade e tipo de ligações cimentícias, esse material poroso apresenta uma estrutura altamente instável quando submetida ao aumento de umidade e/ou alteração do seu estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação de volume, denominada como colapso (Guimarães, 2002). Ainda segundo o mesmo autor, em termos granulométricos, observa-se que as amostras apresentam resultados distintos quando feitas com e sem defloculante, sendo que quando se tem a ausência do mesmo, a parcela de argila forma micro agregados areno-siltosos que denotam a amostra características de um solo areno siltoso nas porções superiores (5 a 7 m de profundidade) e silto arenoso na camada subjacente. A geração dos agregados argilosos, oriundos das ligações cimentícias, aumenta consideravelmente o índice de vazios, e conseqüentemente influenciam no comportamento mecânico dos solos.

Com relação ao perfil de solo do local investigado (Figura 3.4), tem-se que o mesmo é composto por um horizonte com forte processo de intemperização, constituído por uma camada inicial de argila arenosa, pouco siltosa, de coloração vermelha, até uma profundidade média de 12 m. O perfil é seguido por uma camada de solo siltoso, pouco argiloso, de coloração amarela (podendo também ser possível encontrar pequenos intervalos com material de tonalidade rosa) que se estende até uma profundidade média de 18 m, onde há o início da rocha sã.

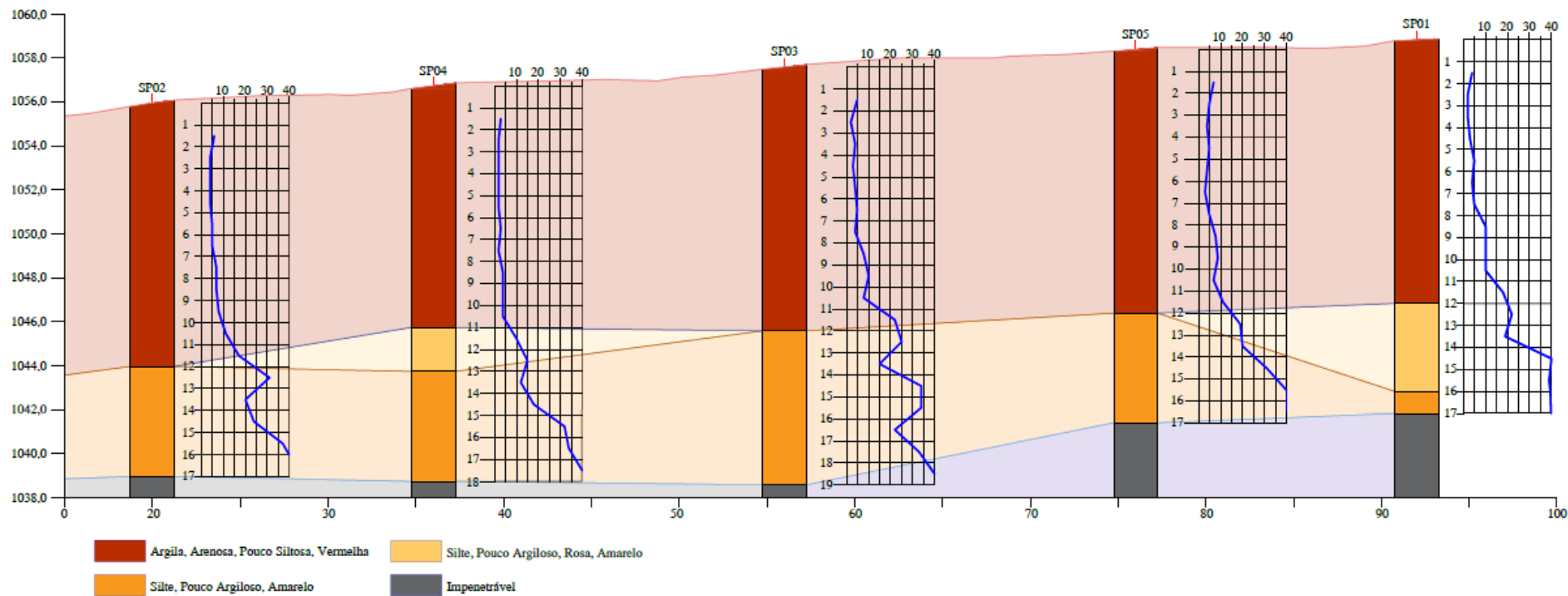


Figura 3.4: Perfil geotécnico do solo da área de estudo

3.3 Procedimento de investigação

3.3.1 Investigação geotécnica de campo

Com o intuito de caracterizar o tipo de solo presente no local foram executadas 5 sondagens a percussão tipo SPT em agosto de 2019, com furos distribuídos de forma espacial próxima a região de estudo. Na Tabela 3.1 é possível observar as principais características (coordenadas, profundidade e nível freático) referentes a cada uma das sondagens e na Figura 3.5 é possível verificar a posição de cada sondagem ao longo do terreno.

Tabela 3.1: Dados cadastrais das sondagens a percussão tipo SPT

Identificação	Coordenadas - SIRGAS 2000 - Zona 23S		Profundidade (m)	N.A
	X	Y		
SPT-01	187.910,23	8.257.063,94	18,52	Seco
SPT-02	187.896,75	8.257.138,90	17,51	Seco
SPT-03	187.902,86	8.257.101,40	20,14	Seco
SPT-04	187.910,69	8.257.122,54	18,82	Seco
SPT-05	187.915,17	8.257.081,68	18,20	Seco

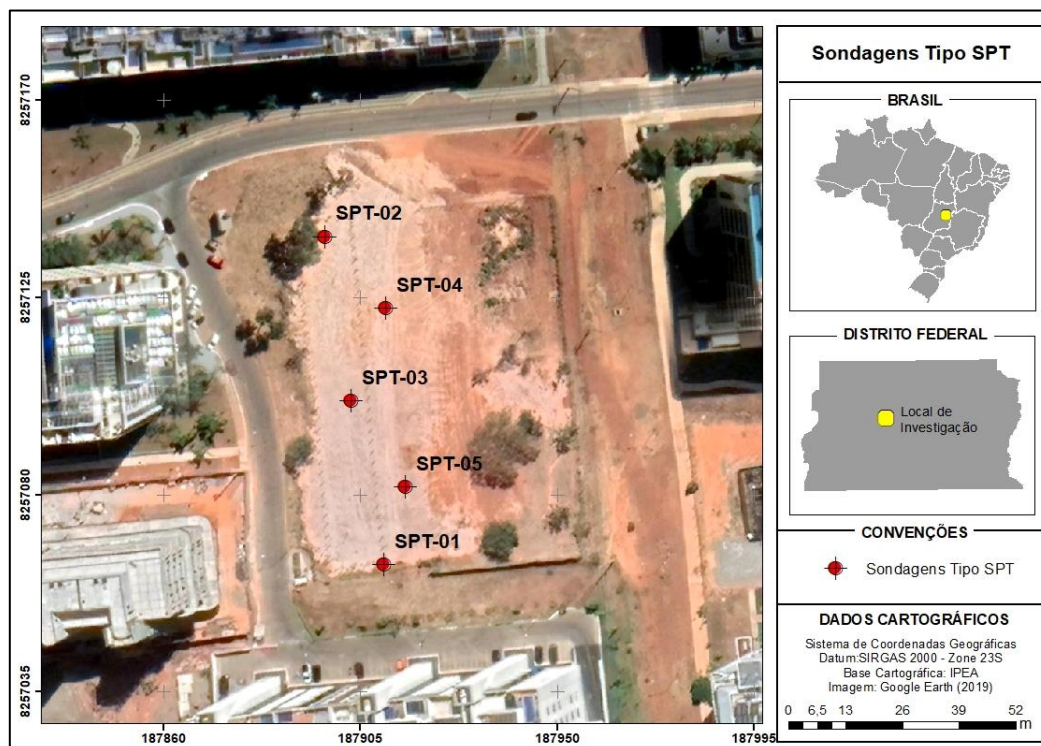


Figura 3.5: Mapa de localização das sondagens executadas em campo

A execução das sondagens obedeceu ao disposto na normativa ABNT NBR 6484:2020, que permeia as boas práticas associadas a execução de sondagens de simples reconhecimento, sendo o mesmo detalhado com maior riqueza de detalhes no item 2.6.1 desta

dissertação. Para todas as cinco sondagens, considerando as profundidades individuais de cada, não foi detectado a presença do nível d'água local (N.A.). Vale destacar que as sondagens foram executadas em período característico de seca em Brasília.

De forma complementar as sondagens tipo SPT, foram feitas coletas de duas amostras indeformadas de solo, com dimensões de 30x30x30cm (Figura 3.6). A primeira amostra, denominada como AMI-01, foi retirada próxima a crista do talude da escavação, situada na latitude 15°44'43.44" S e longitude 47°54'42.48" W. A segunda amostra, intitulada como AMI-02, foi coletada no pé do talude que faz fronteira com o prédio vizinho a escavação e está situada na latitude 15°44'44.08" S e longitude 47°54'43.09" W. Na Figura 3.7 é possível observar os pontos de coleta das amostras no local de investigação.

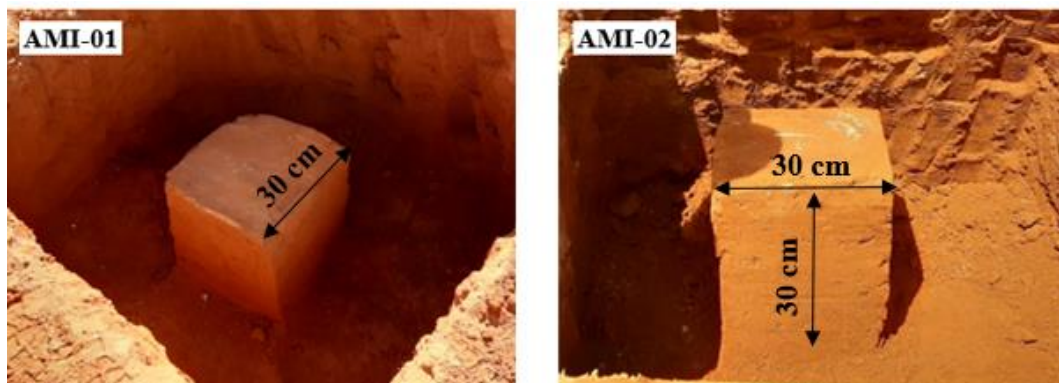


Figura 3.6: Coleta de amostras indeformadas de solo

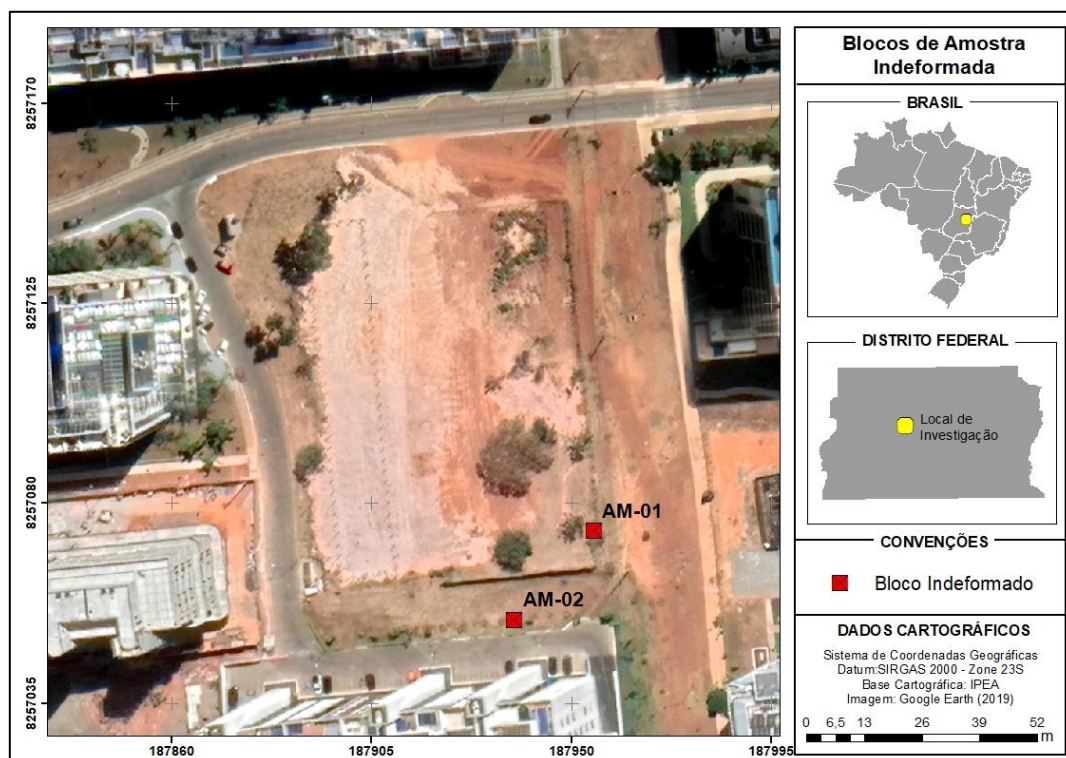


Figura 3.7: Pontos de coleta de amostra indeformada de solo

Para ambas as amostras, o procedimento de coleta consistiu na execução de um poço de inspeção, sendo que a AMI-01 foi coletada a aproximadamente 3,0 m abaixo da superfície do terreno de modo a representar a camada de argila porosa, que denota potencial comportamento colapsível. A AMI-02 foi coletada a aproximadamente 10 m abaixo da superfície do terreno, com o intuito de representar a parcela não colapsível da camada de solo argiloso. Após o procedimento de moldagem, as amostras foram parafinadas e colocadas em caixas de madeira com o intuito de conservar a umidade natural do solo *in situ*.

Para complementar a quantidade de amostras para a realização do ensaio triaxial convencional, também foi realizada a coleta de solo, em condição indeformada, em cilindros metálicos (Figura 3.8). Para o procedimento de coleta, foi realizado o desgaste superficial da parede do talude (próximo a escavação) de forma a confeccionar uma bancada de solo para encaixe dos moldes cilíndricos. Os mesmos foram cravados no material até que todo o seu volume fosse completamente preenchido. Posteriormente, as amostras foram involucradas em papel filme e postas em caixas térmicas, com o intuito de evitar a perda da umidade natural de campo, e levadas para o laboratório.



Figura 3.8: Coleta de amostras indeformadas de solo em cilindros metálicos para realização do ensaio triaxial convencional

3.3.2 Investigação geofísica por meio de métodos sísmicos

A investigação sísmica de campo foi executada por meio dos métodos MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) e sísmica de refração, sendo que para ambas as metodologias, foi feito o uso do mesmo arranjo sísmico para geração, aquisição e registro dos dados sísmicos. O procedimento executivo dessas investigações consistiu na montagem de duas linhas sísmicas de campo em espaços temporais distintos, sendo a primeira responsável por obter a condição inicial do solo (denominada neste trabalho como *background*), com o intuito

de obter o estado do solo antes da execução da escavação, e a segunda dirigente a avaliar o comportamento do solo após a conclusão da escavação (denominada neste trabalho como linha sísmica final). A partir dessas linhas, foi feita a caracterização das camadas de solo interceptadas e abaixo da base da escavação e avaliação da mudança do estado de tensão do solo, resultante da descompressão promovida pela escavação.

Em linhas gerais, o procedimento de locação e execução das linhas sísmicas estão compreendidos em sistemas de aquisição, receptores sísmicos e fonte sísmica. A seguir, estão descritas as características técnicas dos materiais utilizados em cada um desses agrupamentos. Os recursos humanos, ferramentas, instrumentos e softwares utilizados nas atividades de campo e escritório foram disponibilizados pelo Observatório Sismológico da Universidade de Brasília (OBSIS UnB), em conjunto com a participação do Prof. Marcelo Peres Rocha, que foi fundamental para a realização e as análises da geofísica.

- **Sismógrafo Geode**

O registro dos dados sísmicos foi realizado por meio de dois sismógrafos Geode, da marca *Geometrics*, sendo cada um com disponibilidade de entrada de 24 canais (Figura 3.9). Ambos os equipamentos foram interconectados, por meio de cabos, de forma a viabilizar o aumento da quantidade de geofones utilizados no procedimento de aquisição de campo, permitindo assim o uso de até 48 geofones. Os sismógrafos foram operados com auxílio do software *Geometrics Seismodule Controller*. Na Tabela 3.2 é possível verificar um resumo das principais características técnicas desse equipamento.



Figura 3.9: Sismógrafo geode *Geometrics*

Especificações Técnicas	
Quantidade de Canais	24
Sistema Operacional	Windows XP
Largura	25,4 cm
Altura	17,75 cm
Peso	3,6 kg
Faixa Dinâmica	144 dB (sistema) e 100dB (instantâneo, medido)
Distorção	0,0005%, 1,75 Hz a 208 Hz
Largura de Banda	1,75 Hz a 20 kHz
Precisão do Acionador	1/32 do intervalo de amostra
Ambiental	Operação de -50°C a +70°C

Tabela 3.2: Principais especificações técnicas do Geode (Geometrics, 2020)

- **Sensores sísmicos (geofones)**

Para o registro das ondas sísmicas, foi feito o uso de 48 geofones uniaxiais do tipo GS-20DX/PC-801LPC da marca *Geospace* (Figura 3.10). Os geofones foram previamente separados e organizados em grupos de oito unidades com o intuito de facilitar o processo de transporte e manuseio. Na Tabela 3.3 é possível verificar um resumo das principais características técnicas desses sensores.

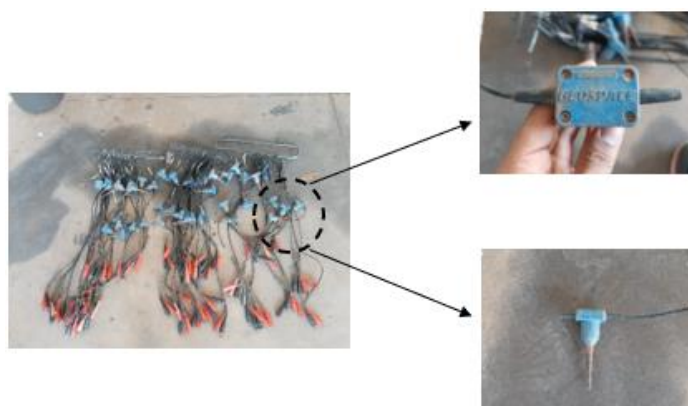


Figura 3.10: Geofones uniaxiais utilizados no procedimento *in situ*

Especificações Físicas	
Orientação	Vertical e Horizontal disponível
Massa em Movimento	11,0 g
Excursão Máxima da Bobina p-p	1,5 mm
Diâmetro	2,54 cm
Altura (menos terminais)	3,3 cm
Peso	87,3 g
Faixa de Temperatura de Operação e Armazenamento	menos 45° a +100°C
Especificações Elétricas	
Frequência	10 Hz
Frequência Espúria	>250Hz
Distorção Vertical	<0,20%
Resistência da Bobina	395Ω
Sensibilidade do Circuito Aberto	27,6 V/m/s
Sensibilidade a 70% de amortecimento	19,8 V/m/s
Ângulo de Inclinação (quando a bobina sofre impacto e estabiliza)	30%

Tabela 3.3: Especificações físicas e elétricas dos geofones (Geospace, 2020)

- **Marreta e placa metálica**

Para gerar as ondas sísmicas no meio investigado, foi adotado o uso de fonte sísmica ativa, sendo a mesma executada por meio da aplicação de golpes sobre o solo, com auxílio de uma marreta e uma placa metálica (Figura 3.11). A utilização da placa teve como intuito amenizar a perda de energia sísmica produzida no interior do meio, tendo em vista que o impacto direto da marreta sobre o solo, sem o uso da placa, era influenciado pela ação do efeito de amortecimento.



Figura 3.11: Marreta e placa metálica

- **Bateria automotiva**

A alimentação elétrica do sistema de aquisição sísmica (geofones, sismógrafos e unidade computacional), foi realizada com o auxílio de três baterias automotivas de 12V (Figura 3.12), que por sua vez foram conectadas ao sistema por meio de cabos de transmissão de carga. Antes do uso em campo, as baterias foram submetidas a testes de carga de forma a avaliar se as mesmas possuíam um bom estado de conservação e armazenamento de carga.



Figura 3.12: Baterias automotivas 12V

- **Cabos conectores**

Para permitir a conexão entre todos os elementos do sistema, foi feito o uso de cabos de conexão, sendo 4 cabos de 120 m de extensão destinados a ligação entre os geofones (Figura 3.13a), 1 cabo para conexão entre o trigger (acionador) e o geode (Figura 3.13b), 1 cabo para conexão da marreta e o geode (Figura 3.13c) e 1 cabo de 125 m para conexão entre os geodes e o computador de controle (Figura 3.13d).

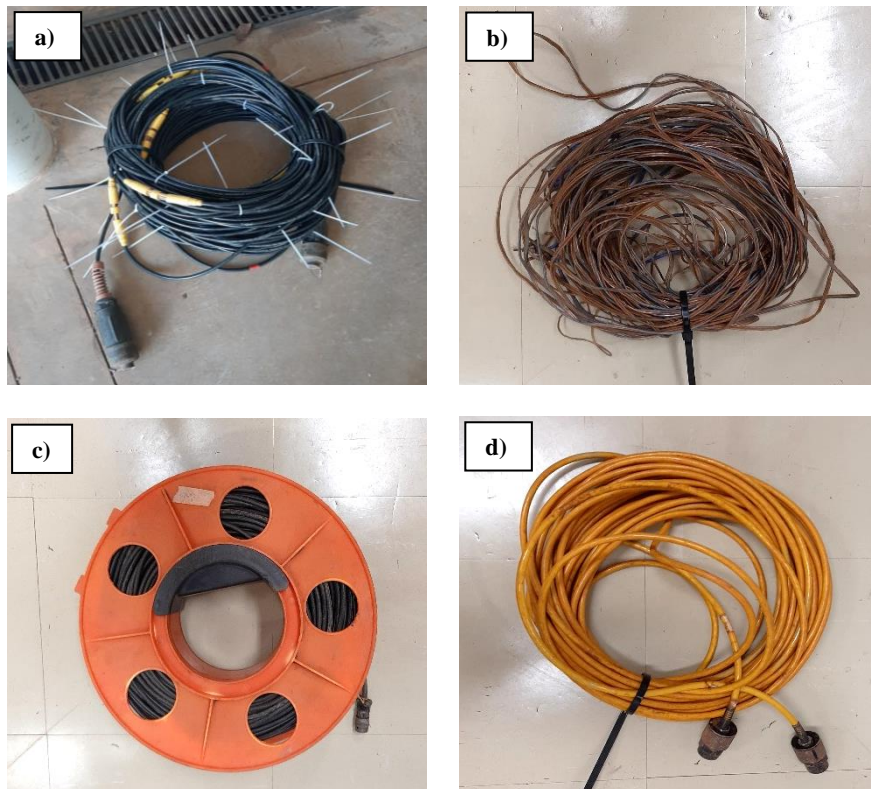


Figura 3.13: Cabos conectores para ligação entre: (a) geofones e geode, (b) marreta e computador de controle (c) marreta e geode e (d) geode e computador de controle

3.4 Locação e execução da linha de investigação sísmica de referência (*background*)

Para a execução da linha sísmica de *background* optou-se por realizar, primeiramente, a limpeza do local da investigação, de forma a remover a vegetação superficial em excesso do terreno (Figura 3.14). Esse procedimento foi executado pelo corpo de funcionários da empresa executora da escavação, com auxílio de maquinário pesado. A limpeza do terreno foi realizada com o intuito de facilitar a instalação e disposição dos geofones no local investigado, garantindo que os mesmos possuíssem uma boa condição de aderência no meio.



Figura 3.14: Limpeza da área de investigação sísmica de campo

Com a limpeza do terreno, foi realizada a linha sísmica de forma longitudinal ao terreno, perfazendo uma extensão total de 70,5 m, sendo o seu ponto inicial (geofone de referência) distante a 3,5m do tapume frontal e a 1,75m do tapume lateral da obra (Figura 3.15), sendo a mesma situada, aproximadamente, a 3 m de distância da crista do talude de escavação. Essa configuração foi adotada com intuito de avaliar o comportamento inicial do solo antes da realização da escavação. Durante esse processo, foi considerado dispor a linha sísmica em região distinta a área que seria escavada, todavia considerando um local que estivesse mais suscetível a influência de movimentação frente a execução da escavação.

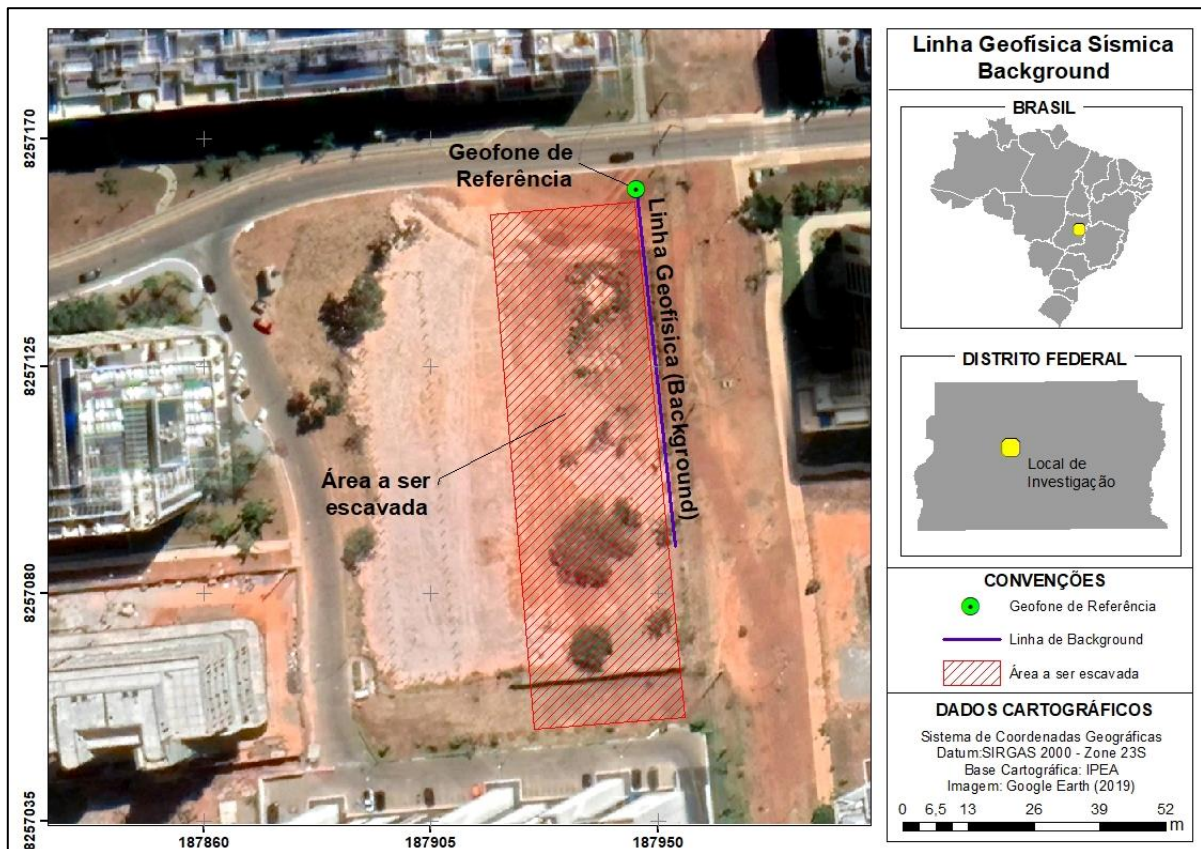


Figura 3.15: Localização da linha sísmica *background* de campo

A partir do ponto de referência, foram implantados um total de 48 geofones verticais espaçados entre si por uma distância de 1,5 m (Figura 3.16), sendo os mesmos conectados a dois geodes de 24 canais cada. Esse espaçamento foi adotado com o intuito de obter um maior nível de detalhamento dos dados de aquisição sísmica. Os geofones e os geodes foram instalados na superfície do solo e foram interligados por meio de cabos ópticos.

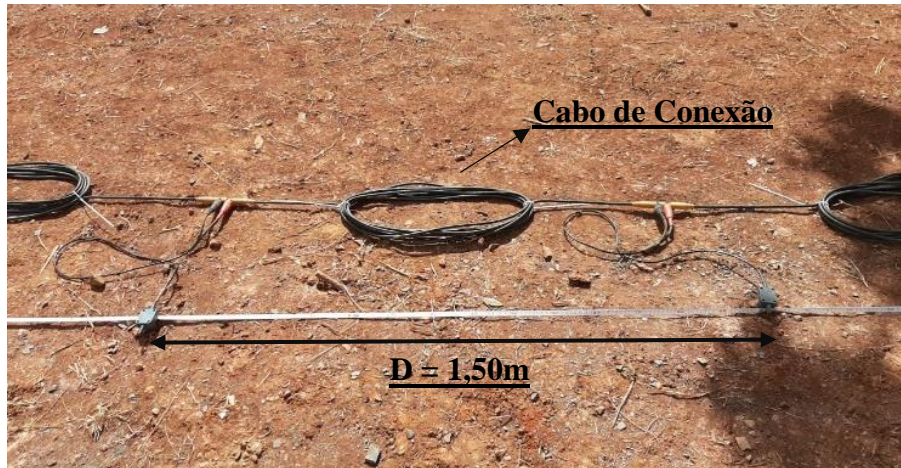


Figura 3.16: Disposição dos geofones na linha sísmica de campo

A linha sísmica foi conectada a uma unidade computacional responsável por armazenar os sismogramas gerados durante a execução do levantamento sísmico. Na Figura 3.17 é possível verificar a configuração completa do sistema de aquisição sísmica com cada instrumento utilizado no processo. O procedimento de operação de controle de toda a configuração de aquisição (incluindo o tempo de captura dos dados) foi realizada pelo programa *Seismodule Controller Software* (SCS) da empresa *Geometrics*.



Figura 3.17: Disposição dos geofones na linha sísmica de campo

Para a geração das ondas sísmicas, foi feito o uso de fonte ativa, sendo a mesma executada por meio de golpes sobre o solo, entre cada par de geofones, provenientes de uma marreta e um placa metálica (Figura 3.18). Esse tipo de fonte foi adotado devida à presença de ruídos oriundos de zona urbana. Por conta deste tipo de ambiente, foi feita a aplicação de 6 golpes para cada par de sensores de forma a aumentar a razão sinal-ruído.



Figura 3.18: Geração das ondas sísmicas por meio de fonte ativa (marreta + placa metálica)

Em um levantamento sísmico de fonte ativa, é comum o uso de sistemas de gatilho, ou *triggers*, para permitir a identificação do tempo inicial de registro e a marcação do tempo zero de investigação para cada um dos geofones. Para esse trabalho, optou-se pelo uso de *triggers* acoplados a marreta e conectados aos geodes. Nesse sistema, quando a marreta entra em contato com a placa metálica durante a execução de um golpe, um sinal é gerado e identificado pelo sistema de registro configurado na unidade computacional, acionando assim o processo de leitura da onda sísmica no mesmo instante que a mesma é gerada.

3.5 Locação e execução da linha de investigação sísmica final

O procedimento de locação e execução da linha final de investigação sísmica (Figura 3.19) obedeceu ao mesmo alinhamento adotado para a linha de *background*, concordando com o disposto na Figura 3.15 e na Figura 3.16. O tipo de fonte adotado na geração das ondas sísmicas também foi o mesmo utilizado na linha de referência, todavia, optou-se por executar 4 golpes entre cada par de geofones. A redução na quantidade de golpes foi implementada tendo em vista a amenização do cenário presente de ruídos durante a execução do levantamento (inexistência de ruídos da obra). Vale ressaltar intervalo de investigação entre as linhas sísmicas

de investigação foi de aproximadamente seis meses, sendo o mesmo influenciado pela paralisação das atividades de campo ocasionada pela pandemia de Covid-19 na cidade de Brasília.

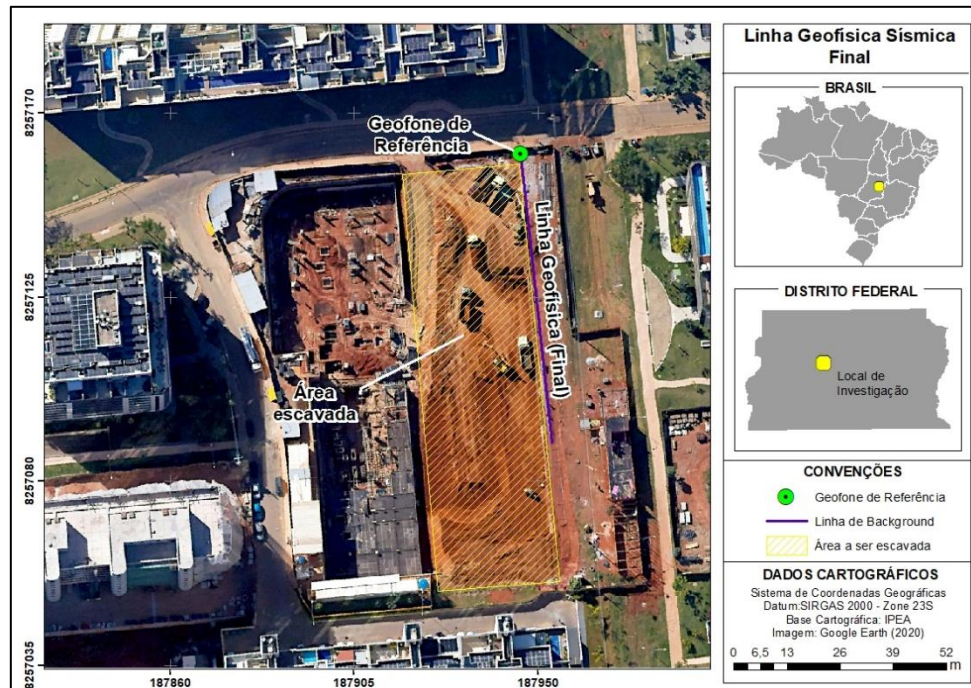


Figura 3.19: Localização da linha sísmica final de campo

3.6 Métodos de análise e processamento de dados sísmicos

Em síntese, a aquisição de dados sísmicos consiste na captação de ondas geradas a partir de fontes sísmicas, podendo as mesmas serem de origem passiva ou ativa. Esses sinais são captados e convertidos em leituras elétricas por meio de sismógrafos, que por sua vez, enviam os dados para serem armazenados em uma unidade computacional. Posteriormente, esses dados são submetidos a uma condição de processamento que tem como produto final a obtenção de perfis de variação da velocidade da onda sísmica ao longo da profundidade do meio. Nesse contexto, será descrito, a seguir, o procedimento de processamento dos dados sísmicos utilizados neste trabalho para as metodologias MASW e sísmica de refração. Ressalta-se que todo o processo de tratamento e interpretação dos dados foi realizado com auxílio do pacote computacional *SeisImager* da *Oyo Corporation*.

3.6.1 *Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW)*

Na Figura 3.20 é possível verificar um resumo do fluxo de processamento adotado para a metodologia MASW. No primeiro momento, foi realizado o carregamento dos dados

sísmicos, provenientes da investigação de campo, no programa *Surface Wave Analysis Wizard* do pacote *SeisImager*, sendo executada a integração dos dados em sismogramas por meio da técnica de empilhamento vertical (Figura 3.21). O procedimento foi adotado para aumentar a razão sinal-ruído, tendo em vista a forte presença de interferência externa no local de investigação. Destaca-se que nessa etapa foi verificado se houve a presença de ruídos significantes ao longo da linha ou se houve a presença de defeito mecânico nos sensores utilizados no levantamento. Nesse contexto, vale destacar que foi feita a retirada do geofone 2 das análises por ter sido identificado problemas técnicos no sensor.

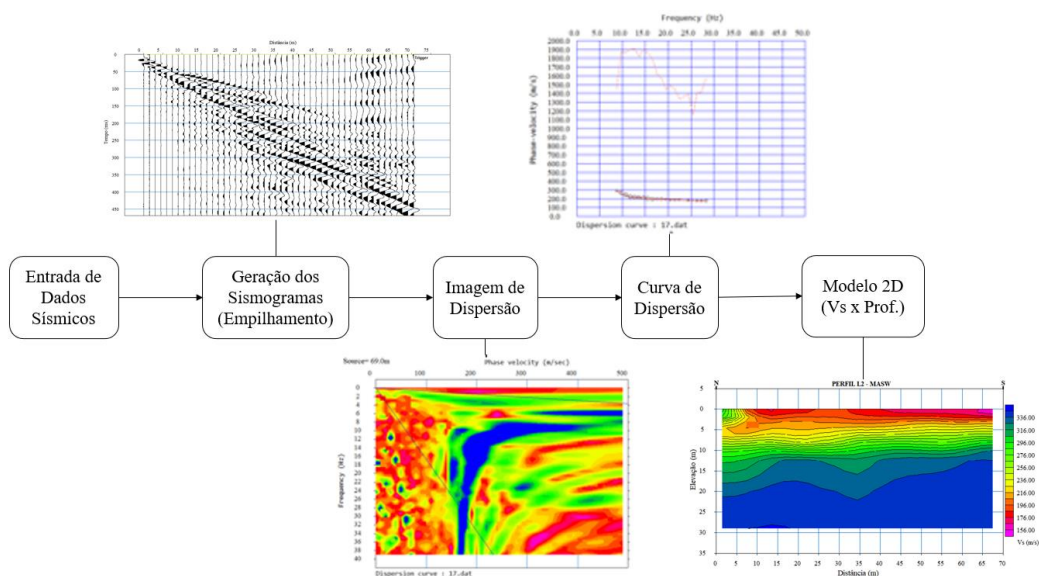


Figura 3.20: Fluxograma do processamento de dados adotado para o método MASW

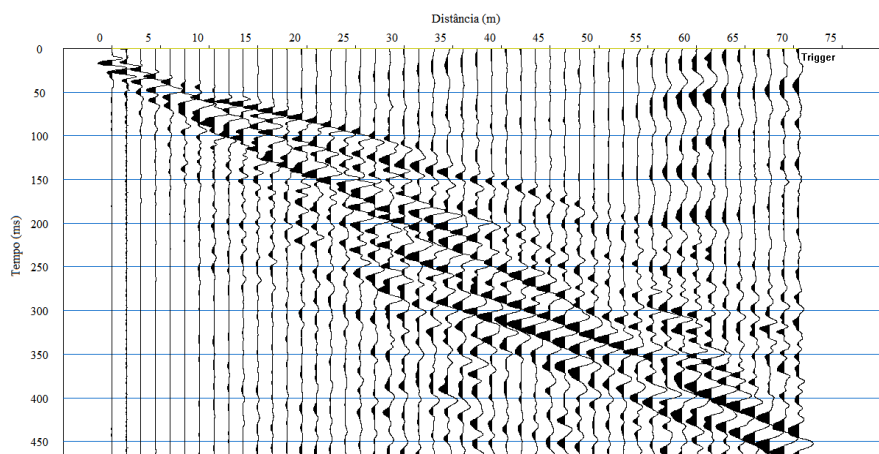


Figura 3.21: Exemplo de sismograma obtido por meio da técnica de empilhamento vertical.

Posteriormente, os sismogramas foram submetidos a uma etapa de processamento, em que o mesmo foi submetido a técnicas de filtragem e análise espectral por meio da aplicação da transformada de Fourier. Segundo Eikmeier (2018) a subsuperfície é considerada um meio

dispersivo de ondas sísmicas, desta forma, as frequências ou amplitudes dos pacotes de ondas de superfície são alterados de acordo com a profundidade. Devido a isto, as componentes são caracterizadas por diferentes velocidades de fase, dependentes da frequência, de forma a gerar as imagens de dispersão e, posteriormente, as curvas de dispersão. Na Figura 3.22 é possível verificar as curvas de dispersão geradas a partir dos dados obtidos em campo. O procedimento foi realizado com auxílio da ferramenta computacional *WaveEq* do pacote *SeisImager*.

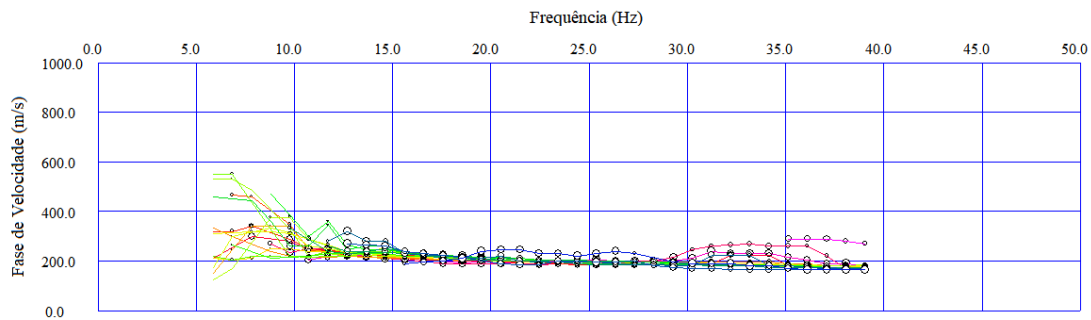


Figura 3.22: Representação das curvas de dispersão obtidas pelo método MASW com uso de fonte ativa.

A partir das curvas de dispersão, foi realizado a inversão dos dados sísmicos, tendo como resultado tanto o modelo, em 1D, da distribuição da velocidade da onda de superfície em profundidade quanto o valor do desvio médio quadrado (RMS). O processamento deste trabalho obteve como resultado um RMS igual a 2,96%, o que indica que o processamento do produto final está satisfatório, tendo em vista que, segundo Geometrics (2009), o recomendado para esse tipo análise deve ser inferior a 6%.

Por fim, foi realizado a interpolação dos dados presentes no modelo em 1D, de forma a obter como produto final um perfil em 2D da distribuição da velocidade da onda sísmica cisalhante em relação a profundidade. Estas atividades foram realizadas com auxílio das ferramentas computacionais *GeoPlot (Visualize Data)* e *Plotrefa (Refraction Analysis)*, ambos do pacote *SeisImager*. Os produtos finais resultantes do procedimento de processamento, juntamente com suas respectivas análises e interpretações, podem ser observados nos Capítulos 4 e 5 desta dissertação.

3.6.2 Sísmica de Refração

Na Figura 3.23 pode-se observar um resumo contendo o procedimento adotado para o processamento dos dados referentes a sísmica de refração. Primeiramente, os dados sísmicos obtidos em campo foram carregados na ferramenta computacional *Pickwin* do pacote *SeisImager*, sendo executado a integração dos mesmos em sismogramas por meio da técnica de

empilhamento vertical. Semelhante ao adotado no processamento da metodologia MASW, essa técnica foi utilizada com o intuito de aumentar a razão sinal-ruído, tendo em vista a interferência externa situada no local de investigação. Na Figura 3.24 pode-se verificar um exemplo do sismograma obtido por meio desta metodologia. Destaca-se que nessa etapa optou-se, também, por retirar os resultados provenientes do geofone 2, tendo em vista a existência de problemas técnicos no sensor.

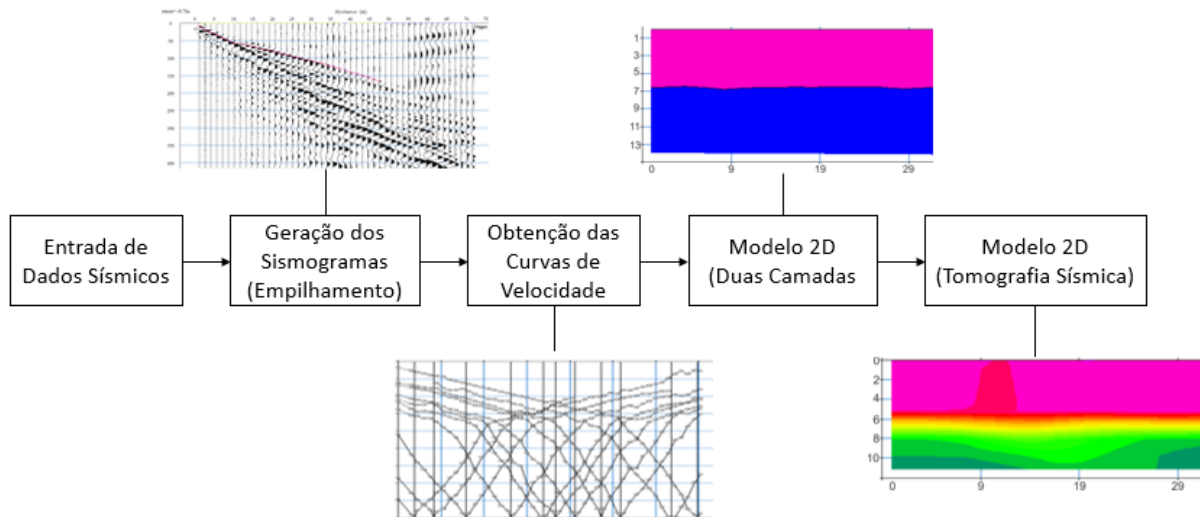


Figura 3.23: Fluxograma do processamento de dados adotado para a sísmica de refração

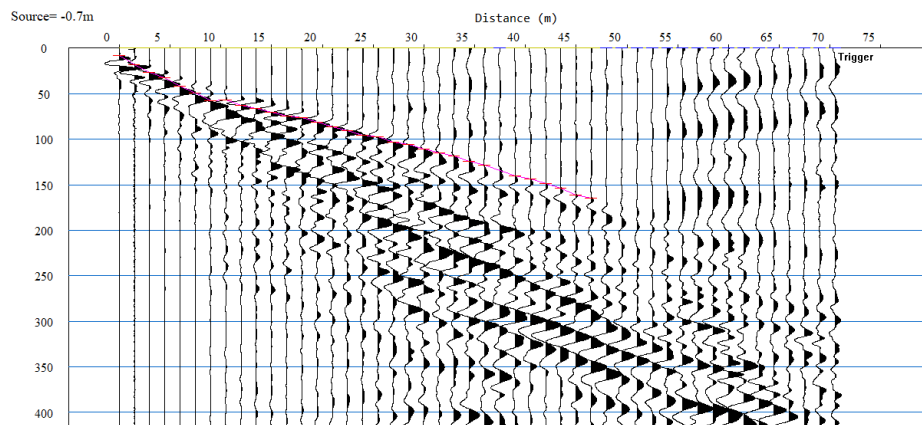


Figura 3.24: Exemplo do sismograma obtido por meio da técnica de empilhamento vertical para a sísmica de refração

Após esse procedimento, foi realizado, para cada sismograma gerado, a marcação manual da primeira chegada das ondas sísmicas refratadas, com o intuito de identificar as ondas P geradas a partir da fonte sísmica. O procedimento manual foi adotado devido a necessidade de verificar a existência de ruídos junto aos dados sísmicos registrados. Após essa demarcação, foi gerado o modelo de velocidade conforme apresentado na Figura 3.25.

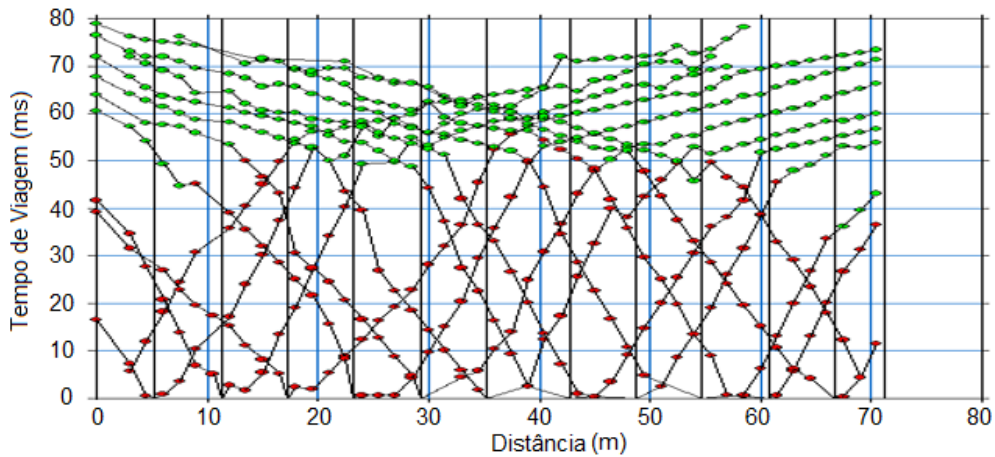


Figura 3.25: Curvas de velocidade obtidas a partir da marcação manual das ondas P.

Souza e Gandolfo (2018), destacam que ao transitar em camadas distintas de um perfil estratigráfico, a onda sísmica sofre alteração em sua velocidade, sendo sua magnitude variável conforme o grau de contraste existente entre as camadas. Desta forma, ao avaliar um modelo de velocidade, o número de camadas presente em um perfil pode ser estimado a partir da mudança de direção presente nas curvas. A cada mudança, considera-se que houve uma alteração na magnitude da velocidade de propagação, desta forma pode-se assumir a presença de uma nova camada de material (Figura 3.26).

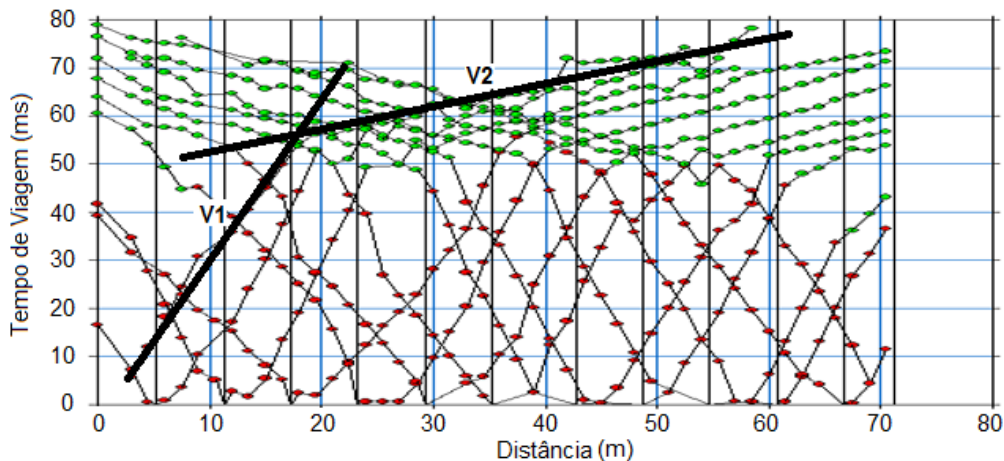


Figura 3.26: Identificação da variação da magnitude de velocidade para identificação das camadas de um perfil.

A quantidade de camadas identificadas pelo modelo de velocidade está diretamente relacionada a quantidade de energia gerada no meio. Quanto maior é a energia gerada, maior será a profundidade de investigação. Utilizando-se a marreta como fonte sísmica, neste trabalho, foi obtida uma investigação confiável de aproximadamente 10 m de profundidade.

A partir do modelo de velocidade, foi realizado a inversão de dados, tendo como resultado final um modelo de duas camadas, em 2D, da velocidade da onda P (V_P) em cada camada de

material, com o auxílio da ferramenta computacional *Plotrefa (Refraction Analysis)*, do pacote *SeisImager*. A partir dessa imagem foi também gerada uma tomografia sísmica descrevendo, com uma maior densidade de detalhamento, a distribuição espacial da onda V_P no meio. Os produtos obtidos por meio dessas análises podem ser observados nos Capítulos 4 e 5 desta dissertação.

3.7 Ensaios geotécnicos laboratoriais

Os ensaios laboratoriais, compreendidos em caracterização física e especiais, foram realizados na Divisão de Tecnologia em Engenharia Civil da Gerência de Serviços e Suporte Tecnológico de Furnas Centrais Elétricas, sendo esse localizado na cidade de Aparecida de Goiânia - GO. Para a caracterização geotécnica do material, foram realizados os ensaios de massa específica dos sólidos (NBR 6458/2016), análise granulométrica (NBR 7181/2016) e limites de Atterberg (NBR 6459/2016 e NBR 7180/2016). Para os ensaios geotécnicos especiais, foram executados os ensaios triaxial CD (ASTM D7181-20), triaxial CU (ASTM D4767-11/2020), cisalhamento direto (ASTM D3080-04) e duplo oedométrico (DNER-IE 005/94). A seguir, serão detalhados os procedimentos técnicos adotados para a realização de cada um dos ensaios citados. No Quadro 3.1 é possível observar os tipos de ensaios e um resumo descritivo das características de ensaio.

Tipo	Descrição
Ensaio de Cisalhamento Direto	Amostra em condição natural e embebida
Ensaio Triaxial	Consolidado drenado e consolidado não drenado
Ensaio Duplo Oedométrico	Amostra em condição natural
Ensaio de Caracterização Física	Massa específica, granulometria (peneiramento e sedimentação) e limites de Atterberg (liquidez e plasticidade)

Quadro 3.1: Descritivo dos ensaios de laboratório

3.7.1 Ensaios de caracterização física geotécnica

Os ensaios de caracterização física foram compreendidos em umidade natural e higroscópica, massa específica dos sólidos, granulometria e limites de Atterberg (liquidez e plasticidade). A seguir estão apresentadas as especificações técnicas normativas utilizadas para cada um dos ensaios executados:

- Umidade higroscópica (w , %): Realizados de acordo com a normativa NBR 6457/2016, calculando-se a média de três determinações por amostra;

- Peso específico dos sólidos (γ_s , kN/m³): Determinado por meio da média de três ensaios, de acordo com a NBR 6458/2016, sendo utilizado os grãos passados na peneira N° 10 (#2mm), adotada nos ensaios de granulometria;
- Limite de liquidez (w_L , %): Obtido de forma gráfica por meio de uma reta interpolada por 5 pontos, conforme procedimento descrito pela NBR 6459/2016;
- Limite de plasticidade (w_p , %): Obtido por meio de cinco determinações, segundo descrito pela NBR 7180/2016;
- Índice de plasticidade (I_p , %): Obtido pela diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade;
- Índice de vazios (e): Obtido pela equação (1).

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (7)$$

Em que:

e : Índice de vazios;

γ_s : Peso específico dos sólidos (kN/m³)

γ_d : Peso específico aparente seco (kN/m³)

- Porosidade (n , %): Determinado pela equação (2).

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (8)$$

Em que:

e : Índice de vazios;

n : Porosidade.

- Grau de saturação (S_r , %): Obtido pela equação (3).

$$S_r = \frac{\gamma_s \cdot w}{e \cdot \gamma_w} \quad (9)$$

Em que:

S_r : Grau de saturação (%);

γ_s : Peso específico dos sólidos (kN/m³)

γ_w : Peso específico da água (kN/m³)

w : Teor de umidade natural

- **Granulometria:** Determinada segundo o procedimento descrito pela NBR 7181/2016. Segundo Paixão e Camapum (1994), os solos de Brasília, em função de suas características físico-químicas, típicas de um solo tropical, denota forte presença de micro concreções de argila e estrutura interna muito porosa. Devido essa composição, os autores destacam que esse tipo de material apresenta alta sensibilidade de suas ligações quando submetidos a presença de defloculantes. Desta forma, a característica granulométrica desse material, ao ser submetido a presença de um defloculante, como descrito em norma, pode se distinguir da granulometria desse mesmo material encontrada *in situ*. Nesse contexto, optou-se por realizar o ensaio por meio de duas análises granulométricas: uma com defloculante (hexametáfosfato de sódio) e a outra com água destilada, com o intuito de avaliar o comportamento estrutural das amostras de solo.

3.7.2 Ensaio duplo oedométrico

O ensaio duplo oedométrico tem por finalidade identificar se um dado material denota potencial comportamento colapsível em função do acréscimo de umidade no material. Basicamente, esse ensaio é composto pela execução de dois ensaios oedométricos simples, sendo a diferença entre eles a condição inicial das amostras de solo utilizadas para ensaio. Enquanto uma amostra é moldada em sua umidade natural (de campo), a segunda amostra é ensaiada em condição saturada. A seguir é descrito o procedimento executivo adotado para a realização do ensaio duplo oedométrico para as amostras coletadas no local de estudo dessa dissertação.

- **Preparação e moldagem dos corpos de prova**

Para o processo de moldagem dos corpos de prova, foi realizado a cravação inicial de um anel na amostra de solo indeformado até se atingir uma profundidade preliminar de 1 cm. Em seguida o material foi talhado de forma a permitir o avanço do anel sob a amostra até que todo o volume do molde fosse preenchido pelo solo (Figura 3.27). Ressalta-se que todo o procedimento de confecção foi realizado de forma cautelosa, evitando a ocorrência de possíveis avarias ao longo do corpo de prova.



Figura 3.27: Cravação do molde metálico na amostra de solo

A partir do material remanescente no procedimento de talhagem, foi realizado a determinação da umidade natural do solo de acordo com os procedimentos descritos na NBR 5456/2016. Para tanto, as pesagens foram realizadas em balança eletrônica (Figura 3.33), com resolução de 0,1 g, sendo o seu procedimento de secagem feito em estufa elétrica capaz de manter a temperatura interna entre 105°C e 110°C.

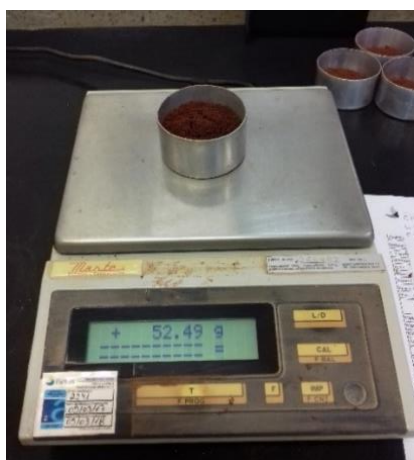


Figura 3.28: Pesagem das amostras para determinação da umidade

Em seguida, foi feita a montagem da célula de adensamento sendo, primeiramente, inserida uma folha de papel filtro, com dimensões idênticas ao corpo de prova, na parte inferior do recipiente. Posteriormente, foi realizado o encaixe da amostra e inserida outra folha de papel filtro na superfície do corpo de prova. Logo após, foi realizada a finalização da montagem, concluindo, desta forma, o conjunto a ser ensaiado na prensa de adensamento (Figura 3.34).

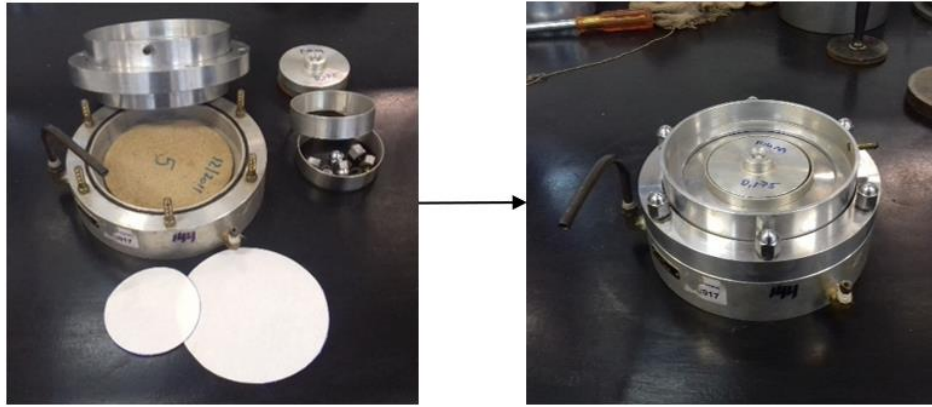


Figura 3.29: Montagem da célula de adensamento

Por fim, o conjunto foi acoplado a prensa de adensamento, sendo realizado, em seguida, o procedimento de nivelamento e ajuste do equipamento. Na Figura 3.30 é possível verificar a configuração final da prensa de adensamento com o respectivo conjunto de ensaio.



Figura 3.30: Configuração final da prensa de adensamento

- **Execução do Ensaio**

Para os dois ensaios que compõem a metodologia do duplo oedométrico (amostra saturada e amostra com umidade natural), foi feita a aplicação de tensões no corpo de prova obedecendo a seguinte sequência de carregamentos: 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600, 3200, 1600, 400, 100 e 25kPa. A saturação do corpo de prova foi realizada após a estabilização da amostra frente a tensão de 12,5 kPa. Também foi realizado o acoplamento de um extensômetro digital na prensa de adensamento com o intuito de medir a deformação da amostra até sua estabilização para cada um dos carregamentos aplicados.

Para cada carga aplicada, foi verificado a variação da altura do corpo de prova por meio de leituras realizadas nos intervalos de tempo de 1/8, 1/4, 1/2, 1, 2, 4, 8, 15, 30 min e 1, 2, 4, 8, e 24 h, contados a partir do momento de aplicação do carregamento. Com a execução e os dados obtidos por meio do ensaio duplo oedométrico, foi realizado o traçado das curvas de compressibilidade, para cada amostra, com intuito de obter os seguintes parâmetros:

- Tensão de pré-adensamento do solo nos estados natural e inundado - σ_{cn} e σ_{cs} (kPa): Determinada graficamente pelo método de Pacheco Silva, descrito na NBR 12007/1990;
- Índices de compressão e recompressão (C_c e C_s): Obtido, graficamente, por meio da inclinação das retas virgens e de descompressão, conforme mostrado na Figura 3.31.

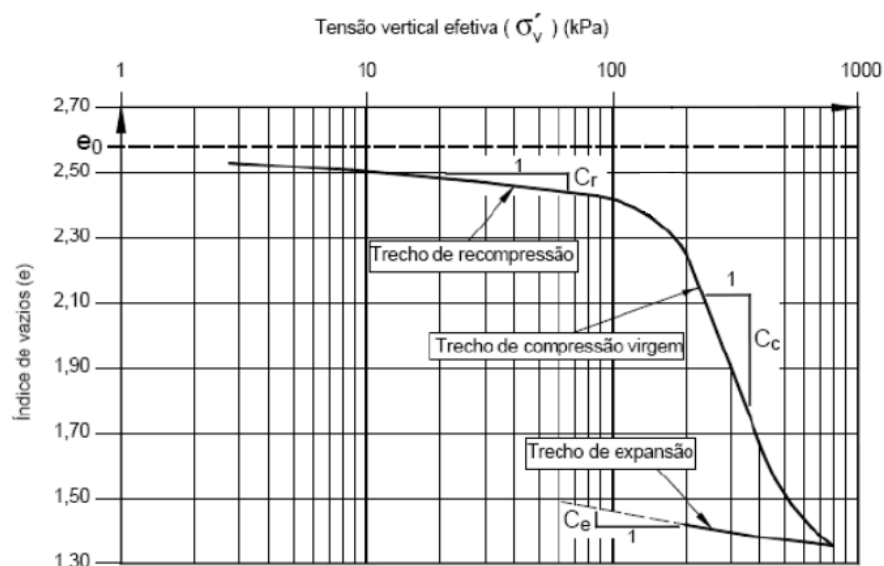


Figura 3.31: Determinação dos coeficientes C_c e C_s de forma gráfica (Bittencourt, 2019)

• Determinação do colapso

Para avaliar o potencial de ocorrência de colapso por acréscimo de umidade no solo, foi realizada a sobreposição das curvas de compressibilidade obtidas a partir dos resultados inerentes ao ensaio de adensamento das amostras em condição inundada e natural. De acordo com Lollo (2008), para esse procedimento é necessário realizar um ajuste gráfico das curvas de compressibilidade obedecendo os seguintes critérios:

- Se a relação ($\sigma_{PAS} / \sigma_{v0}$) estiver entre 0,8 e 1,5, o material é considerado como normalmente adensado e o ajuste é feito transladando a curva de compressibilidade da amostra em condição inundada até o ponto (σ_{v0} , e_0) sobre a reta virgem prolongada da curva de compressibilidade (Figura 3.32a);

- Se a relação $(\sigma_{PAS} / \sigma_{vo})$ for maior que 1,5, o material é considerado como pré-adensado e o ajuste é feito transladando a curva de compressibilidade da amostra em condição inundada até o ponto (σ_{vo}, e_o) , todavia não coincidindo com o prolongamento da reta virgem da curva de compressibilidade (Figura 3.32b).

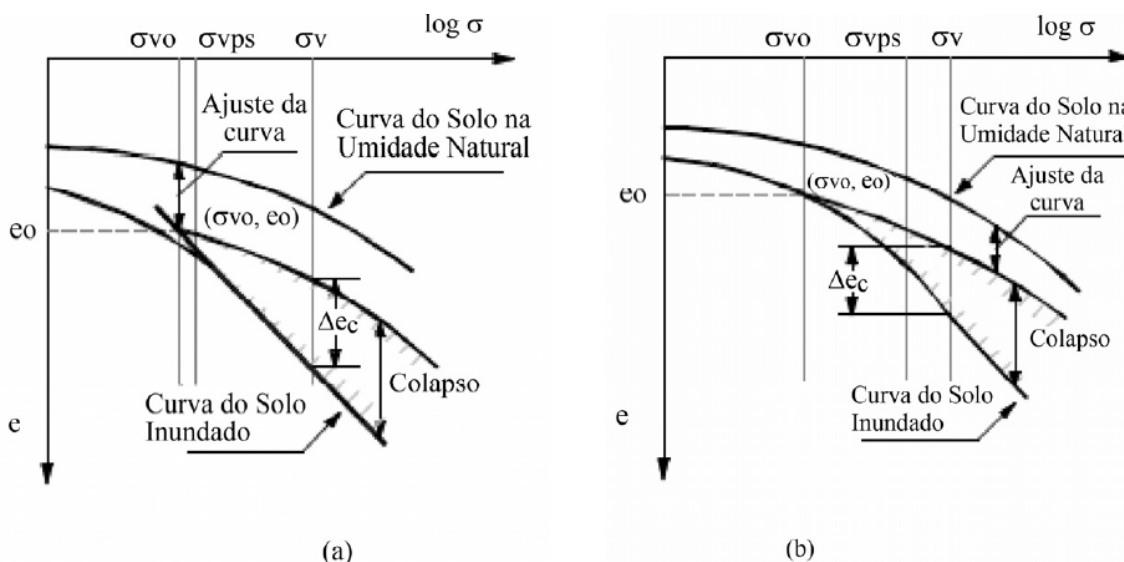


Figura 3.32: Ajuste gráfico para determinação do potencial de colapso para o ensaio duplo oedométrico: (a) Critério 1 e (b) Critério 2 (Lollo, 2008)

A partir do ajuste gráfico, foi feita a determinação do potencial de colapso, na tensão de interesse, obedecendo o exposto na equação (1):

$$PC = \frac{\Delta e}{1+e_i} \cdot 100 \quad (10)$$

Em que:

PC: Potencial de colapso (%);

Δe : Diferença entre o índice de vazios, na tensão de interesse, da amostra em condição natural e da amostra em condição inundada, respectivamente;

e_i : Índice de vazios, na tensão de interesse, da amostra em condição natural.

Para identificar a ocorrência de colapso por inundação (PC), foi adotado o critério proposto por Vargas (1977), que considera essa característica obedecendo a condição de que $PC > 2\%$.

3.7.3 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto tem por finalidade avaliar a máxima tensão cisalhante que um material pode resistir, sob uma determinada tensão de confinamento, antes de entrar em condição de ruptura. Basicamente, esse ensaio envolve a execução de duas etapas, sendo a primeira a realização da consolidação da amostra (adensamento), de forma a representar o estado de confinamento que o material está submetido *in situ* e a segunda a execução do cisalhamento do material em um plano definido. Neste trabalho foi avaliada a resistência ao cisalhamento do material para a amostra de solo em condição embebida. A seguir é descrito o procedimento executivo adotado para a realização do ensaio para as amostras coletadas no local de estudo.

- **Preparação e moldagem dos corpos de prova**

Para o procedimento de moldagem dos corpos de prova, realizou-se a cravação inicial de um molde metálico na superfície do material indeformado para permitir o procedimento de confecção da amostra (Figura 3.33).

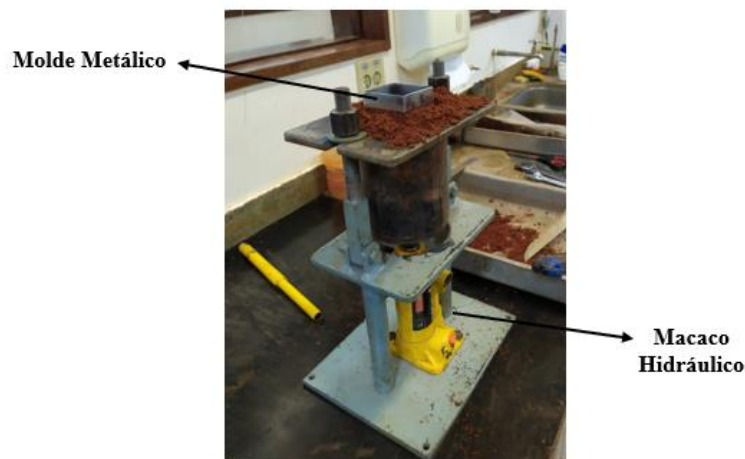


Figura 3.33: Cravação inicial do molde cilíndrico na amostra indeformada de solo

Com auxílio de um macaco hidráulico e uma espátula, o material foi talhado de forma a permitir o avanço do molde sobre a amostra até que todo o seu volume fosse preenchido (Figura 3.34). Essa etapa foi realizada de forma cautelosa, com o intuito de evitar danos significativos ao corpo de prova que levassem ao comprometimento do ensaio.



Figura 3.34: Talhagem do material para confecção do corpo de prova

Com o material remanescente no processo de talhagem, foi realizado a determinação da umidade natural do solo de acordo com os procedimentos descritos na NBR 5456/2016. Para tanto, as pesagens foram realizadas em balança eletrônica, com resolução de 0,1 g, sendo o seu procedimento de secagem feito em estufa elétrica capaz de manter a temperatura interna entre 105 e 110°C. O molde com a amostra de solo também foi pesado em balança, com a mesma resolução, afim de se determinar a massa inicial do corpo de prova (Figura 3.35).



Figura 3.35: Pesagem do conjunto molde metálico + amostra de solo

Em seguida, foi feita a montagem da caixa de cisalhamento sendo, primeiramente, inserida uma placa com ranhuras e uma pedra porosa na metade inferior da caixa, com dimensões idênticas ao corpo de prova. Posteriormente, foi realizado o encaixe da amostra, seguida por outra pedra porosa e outra placa ranhurada, na metade superior da caixa. Logo após, foi realizada a finalização da montagem da caixa e o conjunto foi levado para ser ensaiado na prensa de cisalhamento direto (Figura 3.36).

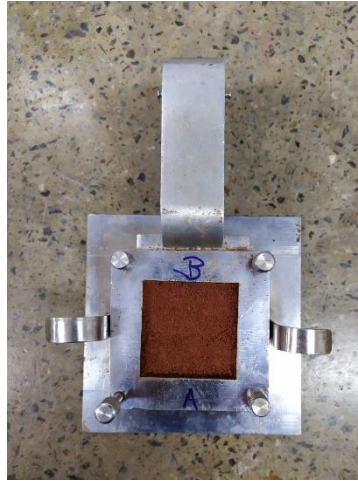


Figura 3.36: Caixa de cisalhamento montada para ensaio

Por fim, o conjunto com a amostra de solo foi acoplada a prensa de cisalhamento direto sendo realizado, em seguida, o procedimento de nivelamento e ajuste do equipamento. Na Figura 3.37 é possível verificar a configuração final da prensa de cisalhamento com o respectivo conjunto de ensaio.



Figura 3.37: Montagem final da prensa de cisalhamento direto para execução de ensaio

- **Execução do ensaio**

As amostras foram submetidas a quatro níveis de tensões normais, que foram previamente definidas em função da condição do carregamento *in situ*. Para a amostra AMI-01 foram considerados as tensões: 25, 50, 100 e 200 kPa. Para a amostra AMI-02 foram estabelecidas as tensões: 50, 100, 200 e 400 kPa. Também foi realizado o acoplamento de extensômetros digitais na prensa de cisalhamento com o intuito de medir as deformações tanto na vertical quanto na horizontal.

A metodologia adotada neste ensaio seguiu, basicamente, o procedimento metodológico descrito por Head (1982), sendo considerado uma condição de ensaio de forma consolidada e drenada. Desta forma, foi realizado a aplicação de uma tensão normal e foi aguardado a

estabilização dos deslocamentos verticais (etapa de adensamento da amostra). Posteriormente, foi iniciado o processo de cisalhamento da amostra sob uma velocidade que permitisse o ensaio da amostra em condição drenada (ausência de poropressões). Para atender a condição de drenagem no ensaio, foi adotado a execução do mesmo considerando um cisalhamento controlado com uma velocidade de deslocamento de 0,044 mm/min.

Com a execução e os dados obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto, foram determinadas as envoltórias de ruptura para as amostras, permitindo assim obter os seguintes parâmetros de ensaio:

- Coesão - c' (kPa): obtido de forma gráfica conforme Figura 3.38.
- Ângulo de atrito - ϕ' (graus): obtido de forma gráfica conforme Figura 3.38.

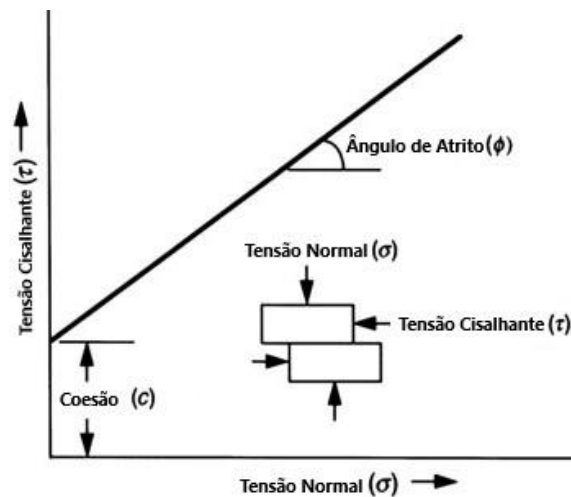


Figura 3.38: Determinação da coesão e do ângulo de atrito para o ensaio de resistência do cisalhamento (adaptado de Chaulya e Prasad, 2016)

- Resistência ao cisalhamento – τ (kPa): determinado a partir da equação (1)

$$\tau = \sigma \cdot \text{tg} \phi' + c' \quad (11)$$

Em que:

σ : Tensão normal (kPa);

ϕ' : Ângulo de atrito ($^{\circ}$);

c' : Coesão (kPa).

3.7.4 Ensaio Triaxial CD

O ensaio triaxial é considerado um dos ensaios mais completos da engenharia e tem por finalidade determinar tanto os parâmetros de resistência quanto de deformabilidade dos solos. Em linhas gerais, esse ensaio consiste na execução de três etapas, sendo a primeira relacionada ao processo de saturação (percolação e contrapressão), a segunda a uma condição de consolidação da amostra (adensamento) e a última a execução do processo de ruptura. Essas etapas podem sofrer variações conforme o tipo de ensaio triaxial realizado. Entre as principais categorias de ensaios existentes, os mais empregados na engenharia são os triaxiais convencionais, sendo os mesmos dos tipos CD (consolidado e drenado), CU (consolidado e não drenado) e UU (não consolidado e não drenado).

Para este trabalho, devido a disponibilidade e a condição *in situ* das amostras coletadas, foram executados os triaxiais do tipo CD e CU. A seguir é descrito o procedimento metodológico adotado para a realização desses ensaios.

- **Preparação e moldagem dos corpos de prova**

Para o procedimento de moldagem dos corpos de prova, foi realizado o procedimento de talhagem do material indeformado, com auxílio de uma espátula e um torno metálico, de forma a retirar o material de excesso até que o mesmo se encontrasse nas medidas ideais para realização do ensaio (Figura 3.39). O material sobressalente foi utilizado para determinação do teor de umidade.



Figura 3.39: Preparação e moldagem dos corpos de prova

Após a etapa de moldagem, a mesma foi colocada sobre uma célula triaxial juntamente com duas pedras porosas, sendo uma em sua base e a outra em sua superfície (Figura 3.41). As

pedras porosas foram inseridas com o intuito de evitar o carregamento de material durante a execução do ensaio e permitir a uniformização da aplicação de pressão de água no corpo de prova.

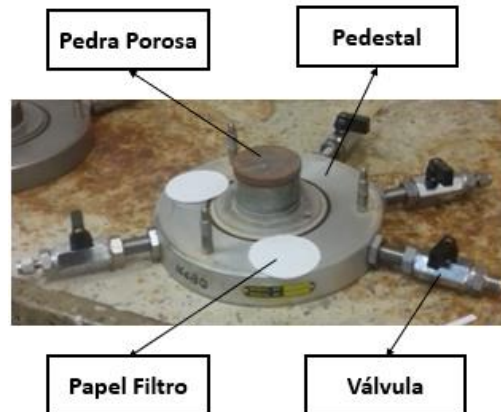


Figura 3.40: Componentes da base da célula triaxial

Posteriormente, foi feito o encamisamento do corpo de prova com uma membrana impermeável (Figura 3.41) com o intuito de evitar, durante a execução do ensaio, a alteração de umidade da amostra e/ou avaria, devido a entrada de água da célula no interior do material. Para concluir o procedimento de vedação, foi feita a inserção de anéis de borracha nas extremidades do corpo de prova.



Figura 3.41: Encamisamento do corpo de prova

Após a conclusão da vedação da amostra, foi finalizada a montagem da célula triaxial sendo, posteriormente, a mesma encheida com água para simular uma condição de confinamento da amostra. Na Figura 3.42, pode ser observado a montagem final da célula triaxial.



Figura 3.42: Montagem final da célula de adensamento

- **Procedimento de saturação dos corpos de prova**

A saturação dos corpos de prova foi realizada por meio de fluxo ascendente de água, proveniente de um reservatório suspenso, no interior da amostra afim de retirar a presença de ar no interior do mesmo. Após essa etapa, o corpo de prova também foi submetido a aplicação de contrapressão (Figura 3.43) de modo a eliminar a presença de gases oclusos que possam ter permanecidos após o estágio de saturação. O controle da pressão foi realizado por meio de um transdutor. Também foi feita a verificação das pressões internas e externas ao corpo de prova com o intuito de evitar a ocorrência de deformações que ocasionassem alteração da estrutura interna do material. Nessa etapa, para ambas as amostras ensaiadas, foi obtido um valor do parâmetro B de Skempton de 100%.



Figura 3.43: Saturação do corpo de prova por contrapressão

- **Execução do ensaio**

Após o processo de saturação, foi realizado o adensamento do corpo de prova com a aplicação de uma tensão confinante no mesmo, afim de simular a condição de confinamento que o material estaria *in situ*. Após a aplicação dessa tensão, foi feita a abertura da válvula de drenagem da célula triaxial, afim de permitir a saída de água do interior da amostra frente a ação do adensamento. Concluída esta etapa, o corpo de prova foi submetido a aplicação de uma tensão vertical desviadora até que o mesmo entrasse em condição de ruptura (Figura 3.44). Para o ensaio do tipo CD o processo de ruptura foi executado permitindo a drenagem de água do interior do material (sem excesso de poropressão) e para o tipo CU, esse estágio foi realizado sem permitir a drenagem interna do interior do corpo de prova (com excesso de poropressão).



Figura 3.44: Execução do procedimento de ruptura do corpo de prova

Para a execução dos ensaios triaxiais, tanto para o tipo CD quanto para o tipo CU, para as amostras AMI-01 e AMI-02, foram considerados as seguintes tensões de confinamento: 25, 50, 100 e 200 kPa. Para os ensaios tipo CD, adotou-se a velocidade de 0,033 mm/min com o intuito de garantir a inexistência de excesso de poropressão no interior do material. Para os ensaios tipo CU foi adotada uma velocidade de 0,083 mm/min. Com a execução e os dados obtidos, foram determinadas as envoltórias de ruptura para as amostras AMI-01 e AMI-02, permitindo assim obter os seguintes parâmetros de ensaio:

- Coesão para envoltória de tensões efetivas - c' (kPa): coeficiente linear da reta referente a envoltória de Mohr-Coulomb, obtida a partir da trajetória de tensões efetivas (Figura 3.45)

- Ângulo de atrito para envoltória de tensões efetivas - ϕ' (graus): coeficiente angular da reta referente a envoltória de Mohr-Coulomb, obtida a partir da trajetória de tensões efetivas (Figura 3.45).
- Coesão para envoltória de tensões totais - c (kPa): coeficiente linear da reta referente a envoltória de Mohr-Coulomb, obtida a partir da trajetória de tensões totais (Figura 3.45);
- Ângulo de atrito para envoltória de tensões totais - ϕ (graus): coeficiente angular da reta referente a envoltória de Mohr-Coulomb, obtida a partir da trajetória de tensões totais (Figura 3.45).

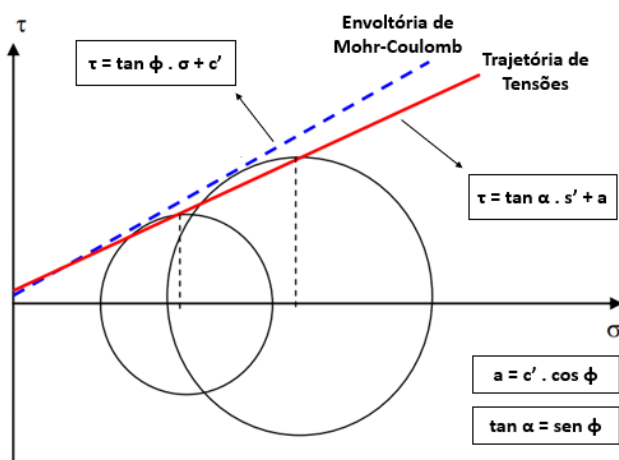


Figura 3.45: Determinação dos parâmetros de resistência do material a partir do ensaio triaxial (Gerscovich, 2010)

- Módulo de Young (E_{50}): determinado a partir da equação (1)

$$E_{50} = \frac{\sigma_{d/2}}{\varepsilon_{a,\sigma_{d/2}}} \quad (12)$$

Em que:

E: Módulo de Young (50%);

σ_d : Tensão desviadora (kPa)

ε_a : Deformação axial referente a tensão desviadora

- Coeficiente de Poisson (ν): determinado a partir da equação (1)

$$\nu = \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_v}{2 \cdot \varepsilon_a} \quad (13)$$

Em que:

ν : Coeficiente de Poisson

ϵ_a : Deformação axial

ϵ_v : Deformação volumétrica

- Módulo cisalhante: determinado a partir da equação (1)

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (14)$$

Em que:

G: Módulo cisalhante

ν : coeficiente de Poisson

E: Módulo de Young

- Módulo volumétrico: determinado a partir da equação (1)

$$B = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (15)$$

Em que:

B: Módulo volumétrico

ν : coeficiente de Poisson

E: Módulo de Young

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Caracterização Física Geotécnica

Os resultados da caracterização física geotécnica das amostras AMI-01 e AMI-02 podem ser observados nas Tabela 4.1 e Tabela 4.2..

Amostra	ρ_n (kN/m ³)	ρ_d (kN/m ³)	ρ_s (kN/m ³)	Limites de Consistência		
				LL	LP	IP
AMI-01	1,491	1,382	2,625	31	19	12
AMI-02	1,501	1,335	2,647	45	24	21

Tabela 4.1: Resultados de massa específica e limites de Atterberg

Amostra	Granulometria (%) - Sem Defloculante				
	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
AMI-01	-	43,8	16,2	34,0	6,0
AMI-02	-	48,0	22,0	26,0	4,0

Tabela 4.2: Resultados do ensaio de granulometria

A amostra AMI-01, localizada a aproximadamente 3 m de profundidade, possui um índice de vazios de 1,106, peso específico dos sólidos de 26,25 kN/m³ e índice de plasticidade de 12. A amostra AMI-02, situada a aproximadamente 10 m de profundidade, por sua vez, apresentou índice de vazios de 0,915, peso específico dos sólidos de 26,47 kN/m³ e índice de plasticidade de 21. Quanto ao peso específico dos sólidos, ambos os valores estão condizentes com os resultados típicos para a região de Brasília. De acordo com Guimarães (2002), a magnitude desses valores é proveniente das diferentes concentrações de argilominerais do tipo caolinita ($\gamma_s = 25,5$ kN/m³), quartzo ($\gamma_s = 26,0$ kN/m³), óxido hidróxido de ferro ($\gamma_s = 51,0$ kN/m³) e gibsita ($\gamma_s = 24,0$ kN/m³) atuantes no solo da região. Ainda segundo o mesmo autor, essas concentrações variam com a profundidade de análise, tendo, por consequência, uma variação expressiva do peso específico ao longo de um perfil de solo.

A respeito do índice de vazios, tem-se que os elevados valores observados estão relacionados diretamente ao processo de formação dos solos da região de Brasília. Segundo Cardozo (1995), nessa região, as camadas de solo mais intemperizadas possuem agregados de matriz argilosa, sendo as mesmas interligadas entre elas e a grãos de quartzo por meio de pontes de argila. Ainda segundo o mesmo autor, essas características, em conjunto com as ações oriundas da ação de intemperismo e lixiviação, conferem ao material uma estrutura porosa, com índice de vazios elevados na ordem de 1,0 a 2,0. Guimarães *et al.* (2002) complementa que a estrutura porosa, oriunda desses processos de gênese, confere ao solo da região, mesmo com

uma matriz predominantemente argilosa, uma permeabilidade semelhante a um solo arenoso fino. Quanto aos limites de atterberg, ambos os materiais também foram classificados segundo a carta de plasticidade de Casagrande, sendo a mesma exposta na Figura 4.1.

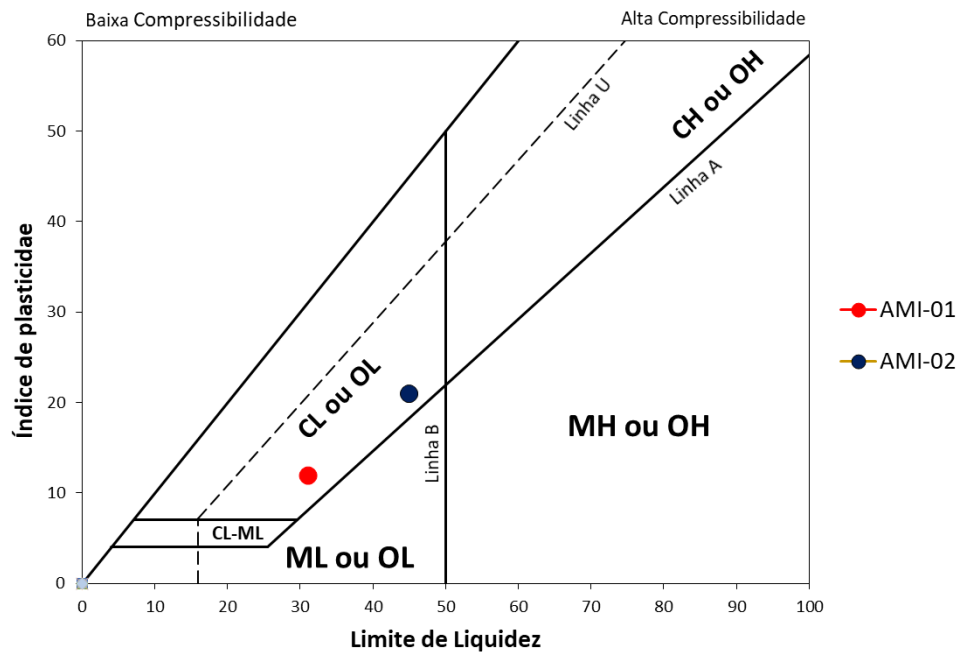


Figura 4.1: Classificação das amostras AMI-01 e AMI-02 segundo a carta de plasticidade de Casagrande

Como pode ser observado na Figura 4.1, ambas as amostras podem ser classificadas como uma argila inorgânica de mediana plasticidade. Ao avaliar as características geotécnicas de um solo da região de Brasília, Guimarães (2002) observou que a baixa plasticidade obtida para solos da região, como o valor obtido pela amostra AMI-01, é justificado pela presença de argilominerais do tipo caulinita e a ausência de argilominerais do tipo montmorilonita. Em relação ao resultado obtido pela amostra AMI-02, o maior valor de índice de plasticidade identificado está relacionado diretamente a granulometria do material.

Em relação aos resultados obtidos pelos ensaios de granulometria (Figura 4.2), pode-se observar que ambos os materiais denotam ausência da presença de fração argilosa em sua composição, imprimindo ao solo uma característica semelhante à de materiais granulares que lhe permite ser caracterizado como um material areno-siltoso.

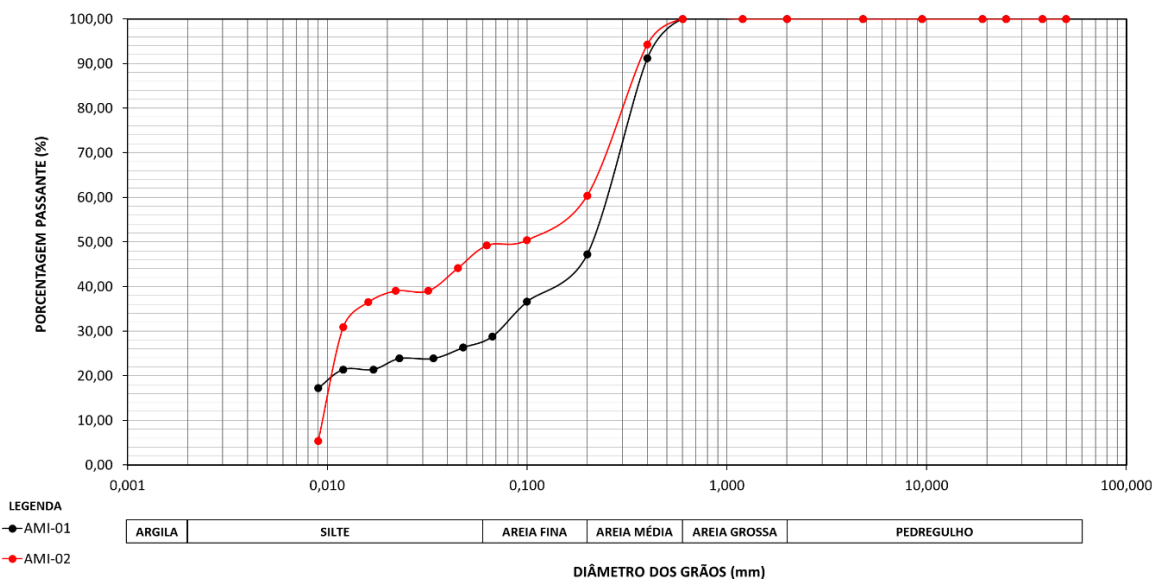


Figura 4.2: Curvas granulométricas sem defloculante – AMI-01 e AMI-02

Segundo Jacintho *et al.* (2006), os solos lateríticos, a exemplo dos solos situados na região de Brasília, denotam um comportamento particular, em que os minerais de argila e quartzo, em um estado natural, se distribuem na forma de grupamentos estruturais (grumos) formando uma microestrutura metaestável composta por macro e microporos. Esse tipo de formação é sensível a presença de fluídos, fazendo com que o contato desse material com água e/ou agentes defloculante, promovam uma desagregação dos agrupamentos de forma a evidenciar a parcela granulométrica argilosa do material. Esse tipo de comportamento é muito comum em materiais colapsíveis.

Nesse contexto, caso o ensaio granulométrico envolvesse a presença de defloculante, era esperado que os resultados não representassem a real granulometria dos solos tropicais como o de Brasília, sendo a aplicação do mesmo voltada para estudos que envolvam o contato do solo com fluídos específicos provenientes, por exemplo, de sumidouros ou esgotos. Vale destacar que, para a elaboração de análises comparativas dos resultados dos ensaios com os da investigação geofísica, o ensaio granulométrico foi realizado sem uso de defloculante, tendo em vista que na condição *in situ* a matriz argilosa do solo forma grumos imprimindo um comportamento mecânico e hidráulico de solo arenoso. O uso de defloculante não seria a condição representativa desta condição, portanto, não foi utilizado no ensaio para determinação da granulometria.

4.2 Ensaio Duplo Oedométrico

Como exposto no item 3.3.1 dessa dissertação, a amostra indeformada referente a profundidade de 3 m (AMI-01) foi submetida a um ensaio duplo oedométrico, com o intuito de verificar o potencial de colapso da camada de argila identificada no ensaio SPT. Na Figura 4.3

e na Tabela 4.3 são expostos, respectivamente, os resultados gráficos das curvas de compressibilidade para a amostra, tanto para o ensaio em condição natural quanto para o ensaio em condição inundada (desde o início do ensaio), em conjunto com os principais parâmetros de deformabilidade obtidos.

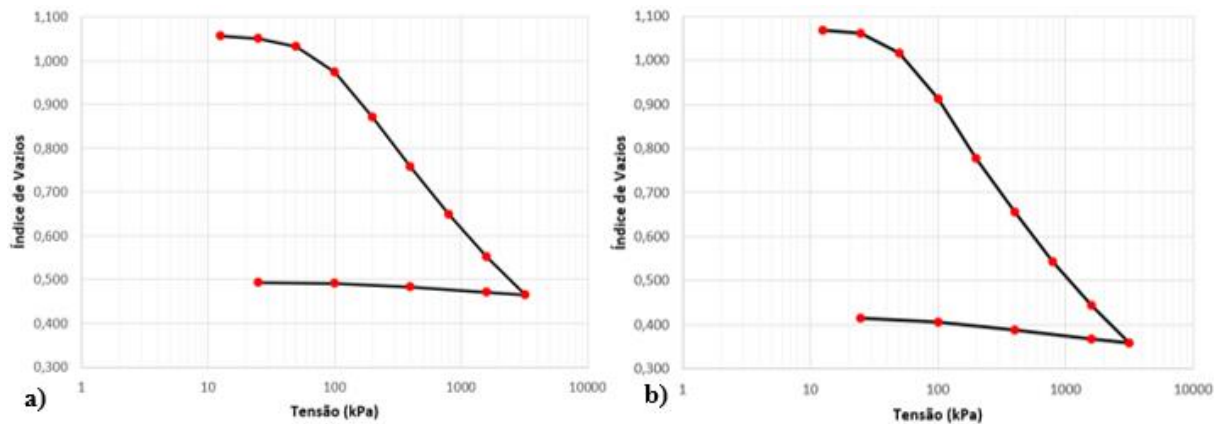


Figura 4.3: Curva de compressibilidade para as condições inundada (a) e natural (b) – Amostra AMI-01

Identificação	Profundidade (m)	Condição	e_{inicial}	e_{final}	c_v (médio)	c_c	c_s	$c_c / (1+e_0)$	σ_{PA} (kPa)
AMI-01	2,7	Natural	1,063	0,508	1,24E-07	0,368	0,015	0,178	83
		Inundado	1,106	0,431	7,23E-08	0,429	0,032	0,204	50

Tabela 4.3: Parâmetros obtidos a partir do ensaio de adensamento

Quanto ao aspecto de compressibilidade, nota-se que a inundação proporcionou ao material um comportamento mais compressível. Essa condição é expressa pelo aumento no valor da relação entre o coeficiente de compressibilidade e o índice de vazios inicial entre as condições natural e inundada. Segundo a classificação proposta por Coduto (1998), representada na Tabela 4.4, nota-se que a amostra AMI-01 pode ser classificada, em condição natural, como moderadamente compressível e, em condição inundada, como altamente compressível.

$C_c / (1+e_0)$ ou $C_r / (1+e_0)$	Classificação
0 - 0,05	Muito pouco compressível
0,05 - 0,10	Pouco compressível
0,10 - 0,20	Moderadamente compressível
0,20 - 0,35	Altamente compressível
> 0,35	Muito altamente compressível

Tabela 4.4: Classificação da compressibilidade do solo (CODUTO, 1998)

O aumento da compressibilidade está associado ao aspecto microestrutural presente do material. A microestrutura dos solos situados na região de Brasília é caracterizada pela forte

presença de ligações cimentícias sensíveis a presença de água. Quando se tem um aumento da presença de água em seu interior, principalmente na condição próxima a saturação, essas ligações são quebradas, proporcionando um aumento da compressibilidade do material (Jacintho *et al.*, 2006).

O coeficiente de expansão (c_s) encontrado para ambos corpos de prova (CP) não obteve uma variação de magnitude expressiva entre as condições natural e inundada, apresentando baixos valores da ordem de 0,02. Esses resultados são similares aos encontrados por Guimarães (2002) e Dias *et al.* (1990). A baixa magnitude desses valores é esperada para os materiais ensaiados, tendo em vista o comportamento poroso dos mesmos descrito no item 4.1 dessa dissertação. De acordo com Cardoso (1995), os solos de Brasília denotam uma baixa recuperação das deformações sofridas frente a atuação de solicitações, tendo em vista a forte alteração estrutural promovida pela quebra das ligações entre as partículas do solo. Esse comportamento é evidenciado nos trabalhos desenvolvidos por Guimarães (2002) para solos da mesma região.

Outro ponto a ser observado é o coeficiente de adensamento médio (c_v médio) obtido para ambas as condições iniciais da amostra de solo. Mesmo com essa variação inicial, o coeficiente não apresentou variação expressiva e se manteve com uma magnitude muito baixa. Robinson e Allam (1996 apud DAS, 2007), ao avaliar os parâmetros de adensamento para seis tipos de solos diferentes, determinou o coeficiente de adensamento desses materiais utilizando três metodologias: método de Casagrande (logaritmo do tempo), Taylor (raiz quadrada do tempo) e log-t de estágio antecipado. Ao comparar os resultados obtidos pelos autores com os dados dessa dissertação, os coeficientes obtidos pelos primeiros são da ordem de 10^6 maiores que os dados expostos nessa pesquisa.

A baixa magnitude dos coeficientes de adensamento obtidos possui relação direta com o comportamento do material durante a execução dos estágios de carregamento no ensaio de adensamento. No Apêndice B é possível verificar as curvas de adensamento para todos os estágios de carregamento aplicados para a amostra AMI-01. Tomando como exemplo o gráfico de adensamento para o estágio de carregamento de 200 kPa para a amostra AMI-01 em condição natural (Figura 4.4), pode-se observar que a totalidade da magnitude das deformações ocorre de maneira praticamente imediata a aplicação do carregamento, fazendo com que cerca de 85% das deformações ocorram em menos de 1 min após a aplicação do carregamento. Um comportamento similar é verificado para todos os demais estágios.

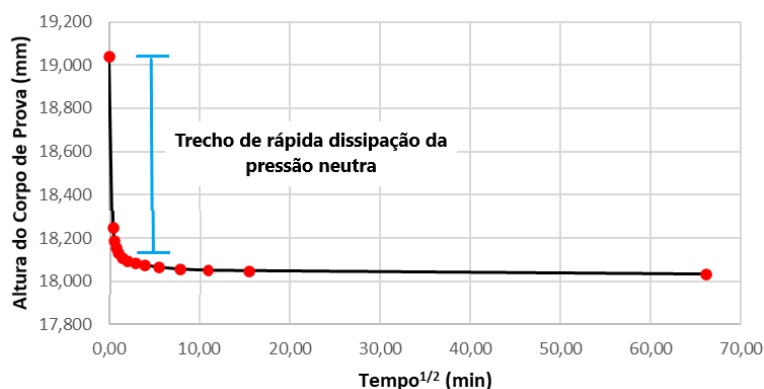


Figura 4.4: Exemplo de ocorrência da rápida dissipação da pressão neutra para a curva de adensamento (estágio de carregamento de 200 kPa)

Resultados semelhantes ao exposto na Figura 4.4 também podem ser observados nos trabalhos desenvolvidos por Guimarães (2002). De acordo com Camapum de Carvalho *et al.* (1994), o comportamento observado é típico dos solos situados na região de Brasília, em que o simples aumento na condição de carregamento promove a ocorrência de um colapso estrutural, sendo o mesmo ocasionado devido esses materiais possuírem uma estrutura porosa metaestável. Camapum de Carvalho *et al.* (2012) também ressaltam que esses solos, mesmo quando compactado, preservam parte de sua estrutura de microporos o que facilita o processo de dissipação da pressão neutra. Desta forma, mesmo sob efeito de compactação, esses materiais imprimem o mesmo comportamento observado na Figura 4.4, conforme pode ser observado nos trabalhos desenvolvidos por Meira (2018) e Couto (2022).

Com relação a tensão de pré-adensamento, pode-se observar que a mesma possui baixa magnitude, sendo condizente com a profundidade de coleta do material e de sua respectiva condição *in situ* (presença apenas de tensão geostática proveniente de uma camada de 3 m acima do ponto de coleta). Nota-se também que, para a condição inundada, esse material denota uma redução em sua tensão de pré-adensamento, comportamento esse que pode indicar uma sensibilidade a presença de água em seu meio.

De acordo com Vilar e Ferreira (2015), os solos tropicais com forte intemperização como os de Brasília, quando em estado não saturado, denotam a presença de um intercepto coesivo oriundo da presença de sucção. Essa condição faz com que, em condição não saturada, esses materiais denotem um enrijecimento em sua estrutura, promovendo assim um aumento em sua resistência e conseqüente em sua tensão de pré-adensamento. A medida em que é realizado a saturação desse material, tem-se uma redução da sucção no interior do mesmo, fazendo com que haja uma redução em seu intercepto coesivo que, conseqüente, promove uma redução expressiva em sua tensão de pré-adensamento.

Com base nas curvas de adensamento obtidas para as condições natural e inundada (Figura 4.3), foi verificado o potencial de colapso da amostra de solo ensaiada. Na Figura 4.5 pode ser observado o gráfico comparativo entre as curvas de compressibilidade, em condição natural e inundada para cada estágio de carregamento aplicado na amostra AMI-01. Vale destacar que as curvas de compressibilidade foram normalizadas segundo o critério de deformação específica descrito por Cardoso (1995).

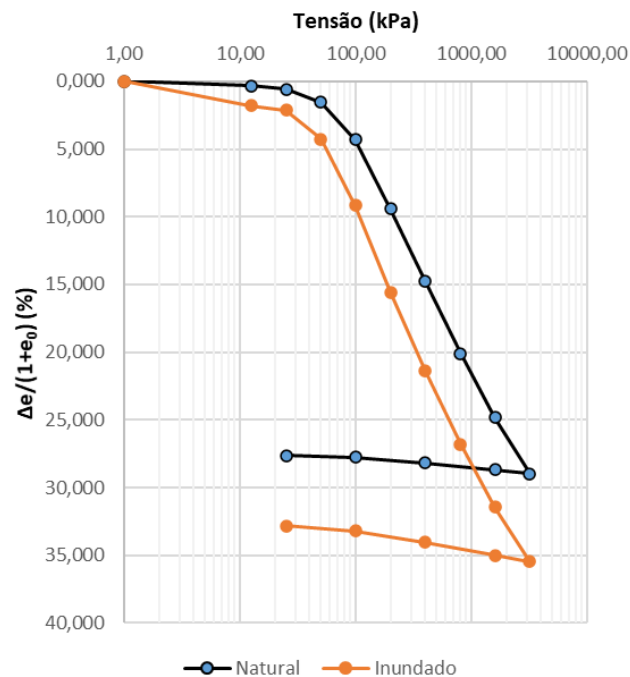


Figura 4.5: Curvas tensão x deformação dos ensaios oedométricos normalizada - AM-01

Com base nos resultados gráficos encontrados, observa-se que a curva de compressibilidade em condição inundada situa-se abaixo da curva em condição natural, indicando que a primeira condição possui maiores deformações específicas. De acordo com Lollo (2008), ao obter um comportamento das curvas de compressibilidade semelhante ao exposto, pode-se ter um indicativo de que o material ensaiado pode ser colapsível. Todavia, afim de quantificar o potencial de colapso do referido material, foi adotado critério proposto por Vargas (1977). Pelo critério, os solos colapsíveis são aqueles que apresentam um potencial de colapso superior a 2%, sendo esse potencial determinado pela diferença entre as deformações específicas (em porcentagem considerando um mesmo estágio de tensão). Na Tabela 4.5 e na Figura 4.6 podem ser observados, respectivamente, os valores referentes ao potencial de colapso para cada estágio de carregamento e a distribuição dessa mesma relação em uma escala gráfica.

Tensão de Ensaio	PC (%)	Classificação
12,5	1,47	não colapsível
25	1,56	não colapsível
50	2,72	colapsível
100	4,85	colapsível
200	6,17	colapsível
400	6,63	colapsível
800	6,66	colapsível
1600	6,62	colapsível
3200	6,48	colapsível

Tabela 4.5: Avaliação do potencial de colapso

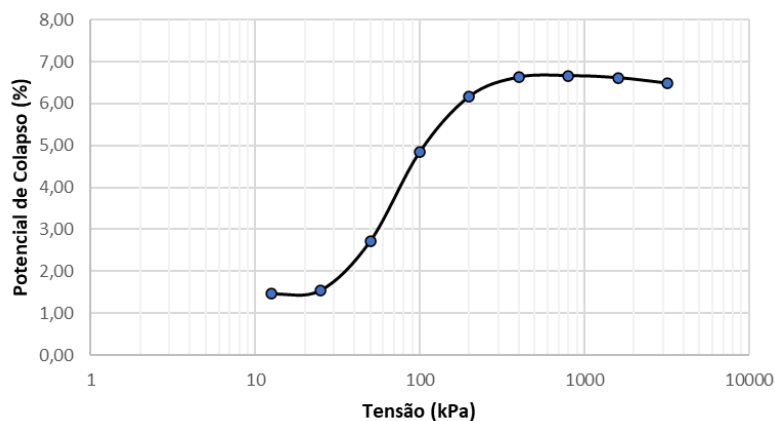


Figura 4.6: Variação do potencial de colapso pelo estágio de carregamento

Com base nos resultados obtidos, pode-se observar que o material denota comportamento colapsível a partir da tensão de 50 kPa, sendo esse comportamento crescente até atingir o máximo estágio de carregamento adotado nesta dissertação. Desta forma, nota-se a água exerce forte influência na ocorrência de colapso no material mesmo sob o efeito de baixas tensões. Resultados semelhantes ao exposto também foram verificados por Silva (2018).

Guimarães (2002), ao estudar um perfil de solo tropical de Brasília, observou que os três primeiros metros do mesmo possuem uma estrutura mais porosa, sustentada por fracas ligações cimentantes, fazendo com que a sucção atue como principal agente associado a metaestabilidade. Desta forma, o processo de inundação promove uma redução significativa da sucção, promovendo assim a quebra dessa estrutura, tendo por consequência a ocorrência do colapso.

De forma complementar ao exposto, estudos de microscopia eletrônica por varredura realizados por Rodrigues (2017) em um perfil de solo tropical em uma região próxima a área de estudo dessa dissertação indicaram que a macroporosidade dos solos de Brasília é mais expressiva na camada mais superficial de solo (Figura 4.7). Rodrigues (2017) também verificou que a atuação dos processos de intemperismo tem gerado alterações na mineralogia deste perfil,

gerando assim uma abundância de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio nos horizontes superficiais. O aumento da concentração destes elementos representa um fator de grande relevância, visto que estes atuam na agregação e cimentação das partículas sólidas, favorecendo a formação de uma estrutura altamente porosa e instável que possui elevada suscetibilidade a ocorrência de colapso.

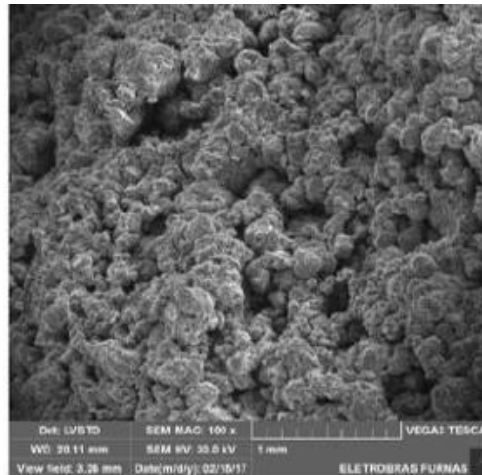


Figura 4.7: Microscopia eletrônica de varredura para a profundidade de 2 m de um perfil de solo tropical de Brasília (Rodrigues, 2017)

A amostra indeformada AMI-02 também foi submetida ao ensaio duplo oedométrico para avaliar seu comportamento tanto no aspecto de compressibilidade, quanto ao colapso. Todavia, devido a ocorrência de um imprevisto técnico ocorrido ao corpo de prova da referida amostra em condição natural, houve a perda da umidade do mesmo, fazendo com que a amostra ressecasse e tivesse sua condição de umidade de campo comprometida. Devido ao ocorrido, os resultados oriundos da AMI-02 para condição natural resultaram em elevadas tensões de pré-adensamento (da ordem de 470 kPa) e em um formato gráfico da curva de compressibilidade mais achatado, típico de um material pré-adensado, conforme pode ser visto na Figura 4.8.

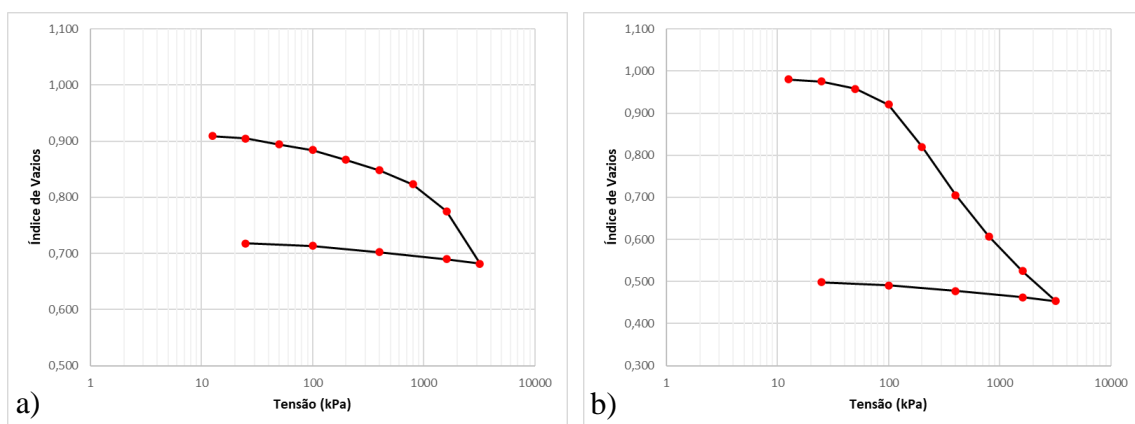


Figura 4.8: Curva de compressibilidade para as condições natural (a) e inundada (b) – Amostra AMI-02

Com base nas condições externas de solicitação em que a referida amostra foi coletada em conjunto com os resultados obtidos pela amostra AMI-01, pode-se afirmar que o resultado encontrado para a amostra AMI-02 em condição natural não representa a sua realidade *in situ*. Desta forma, pode-se afirmar que o ressecamento da mesma exerceu influência direta no ganho de resistência do material. Estudos realizados por Araki (1997) em solos situados em Brasília, mostraram que o ressecamento induzia um aumento em sua resistência ao solo, devido ao aumento da magnitude de sucção atuante nesses materiais ocasionada pela perda de umidade. O autor relata que esse processo produz uma alteração da estrutura interna no material, fazendo com que o mesmo não expresse sua condição natural.

Tendo em vista os resultados obtidos em conjunto com o exposto no parágrafo anterior, optou-se por não considerar os resultados obtidos pela AMI-02 referente ao ensaio de adensamento neste tópico.

4.3 Parâmetros de Resistência e Deformabilidade

4.3.1 Cisalhamento Direto

Conforme descrito no item 3.3.2 dessa dissertação, a amostra indeformada AMI-02 foi submetida a um ensaio de cisalhamento direto com os corpos de prova na condição embebida, com o intuito de verificar os parâmetros de resistência do material. Nas Figura 4.9 a Figura 4.11 são expostos os resultados gráficos referentes ao ensaio. Vale destacar que devido limitações impostas pelo equipamento de ensaio, não foi possível realizar o mesmo considerando a tensão de 25 kPa, dessa forma o tratamento dos dados foi realizado considerando apenas as tensões de 50, 100 e 200 kPa.

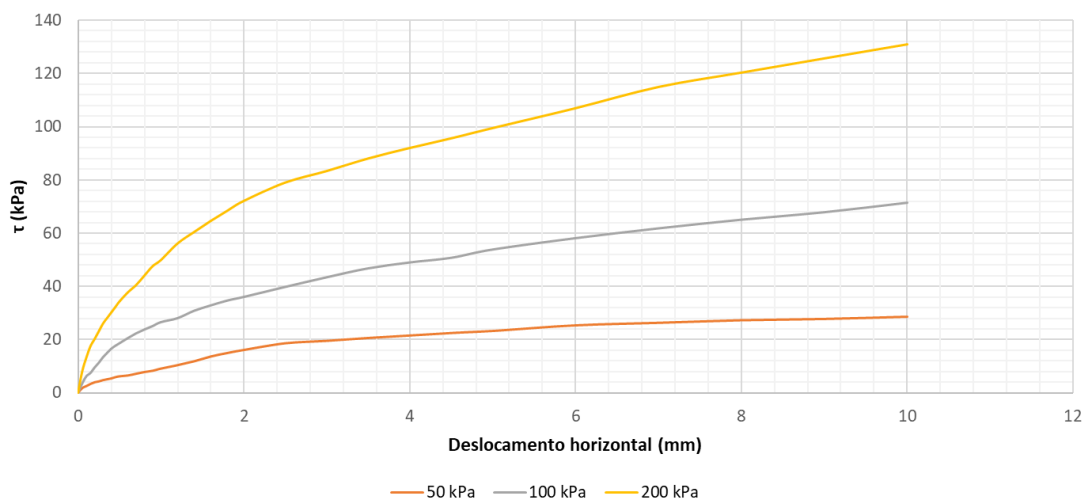


Figura 4.9: Gráfico da relação tensão de cisalhamento pelo deslocamento horizontal – AMI-02

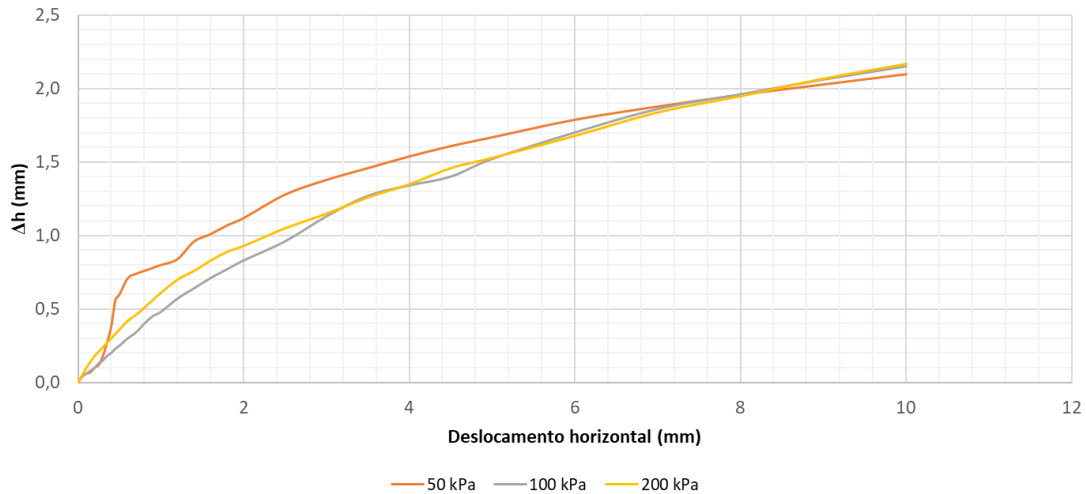


Figura 4.10: Gráfico da variação da altura pelo deslocamento horizontal – AMI-02

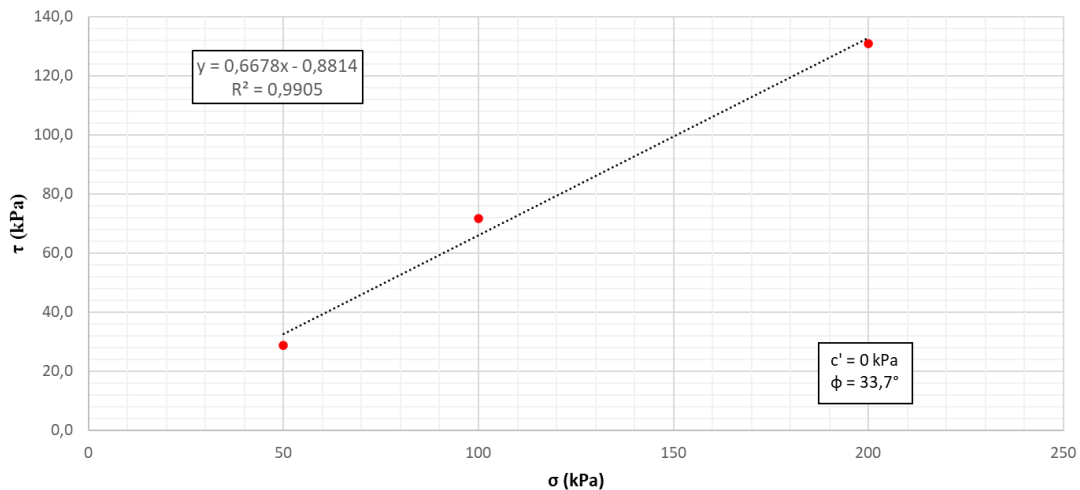


Figura 4.11: Envoltória de resistência da amostra AMI-02

Com base nas Figura 4.9, pode-se observar que a tensão de cisalhamento cresce lentamente com o aumento dos deslocamentos verticais de cada corpo de prova, fazendo com que o seu formato se comporte de forma ascendente e curvilíneo, tendendo a um patamar de estabilidade, no qual não se apresentam oscilações significativas da tensão e não se tem a ocorrência de um ponto de pico de máxima tensão. Destaca-se que esse comportamento é comum para todas as tensões de ensaio, indicando que a amostra AMI-02 se comporta como um material argiloso normalmente adensado.

O comportamento identificado para o material é coerente com o resultado gráfico exposto na Figura 4.10, em que é possível observar uma redução lentamente crescente da altura do corpo de prova a medida em que há o aumento do deslocamento horizontal. Esse aspecto permite inferir que, para todas as tensões verticais, o corpo de prova sofre compressão durante todo o estágio de cisalhamento do material. Esse comportamento também é típico de materiais normalmente adensados. Na Figura 4.11 é possível observar que a envoltória de resistência do

material indica um ângulo de atrito da ordem de 33° e intercepta a origem do gráfico, classificando o material como um solo de coesão nula ($c=0$). Ao avaliar solos situados na mesma região, Guimarães (2002) também obteve comportamento similar ao exposto.

Com relação a magnitude dos parâmetros de resistência obtidos a partir das envoltórias de resistência, os mesmos serão analisados e discutidos em conjunto com os resultados encontrados nos ensaios de compressão triaxial no item 4.3.4 dessa dissertação.

4.3.2 Ensaio de Compressão Triaxial Consolidado e Drenado (CD)

Assim como exposto no item 3.3.3 dessa pesquisa, as amostras indeformadas AMI-01 e AMI-02 foram submetidas a ensaios triaxiais consolidados drenados para diferentes tensões de confinamento (25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa), com o intuito de verificar os parâmetros de resistência e de elasticidade dos materiais. Nas Figura 4.12 a Figura 4.19 são apresentados os resultados gráficos das relações entre as tensões e deformações e a envoltória de resistência das duas amostras de solos ensaiadas.

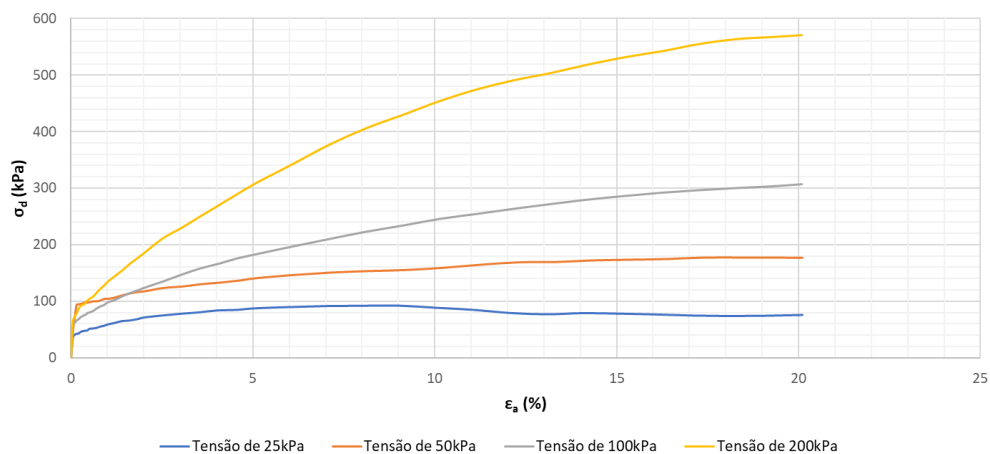


Figura 4.12: Relação tensão desvio e deformação axial - AMI-01

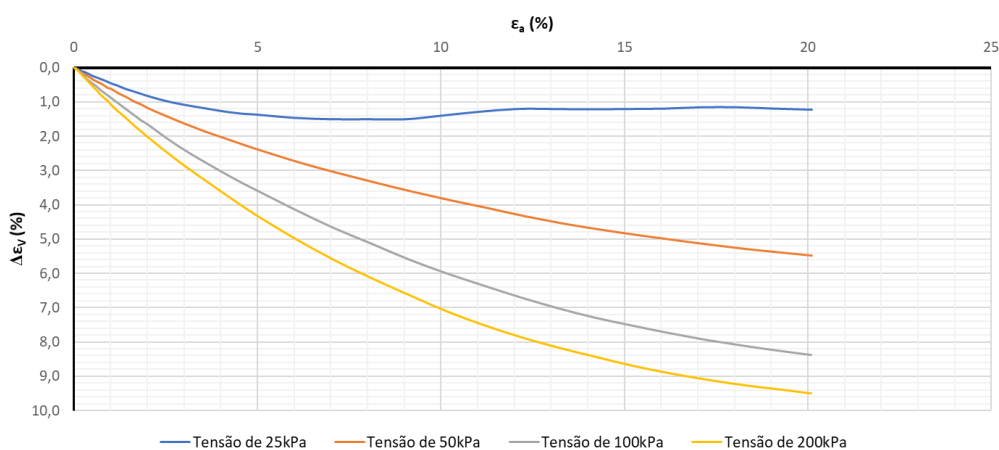


Figura 4.13: Relação variação volumétrica e deformação axial - AMI-01

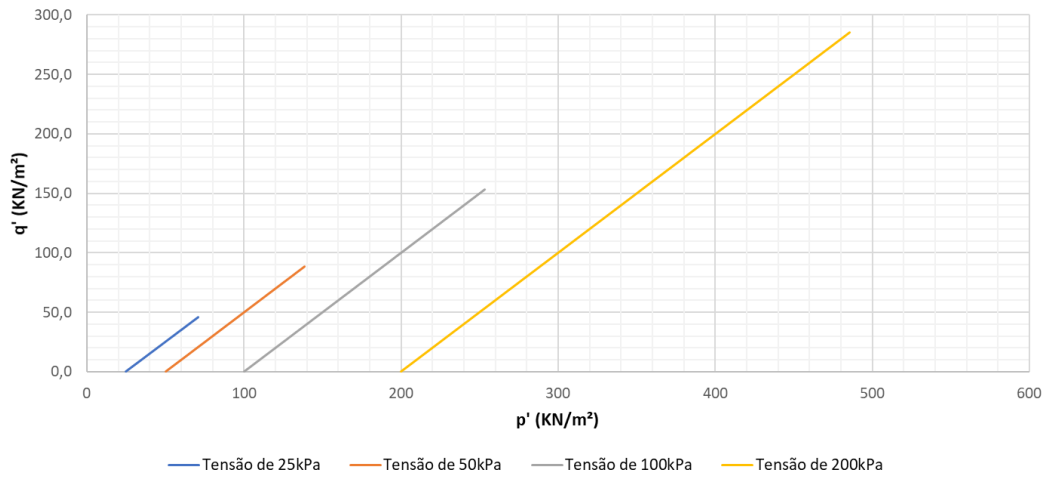


Figura 4.14: Trajetória de tensões AMI-01

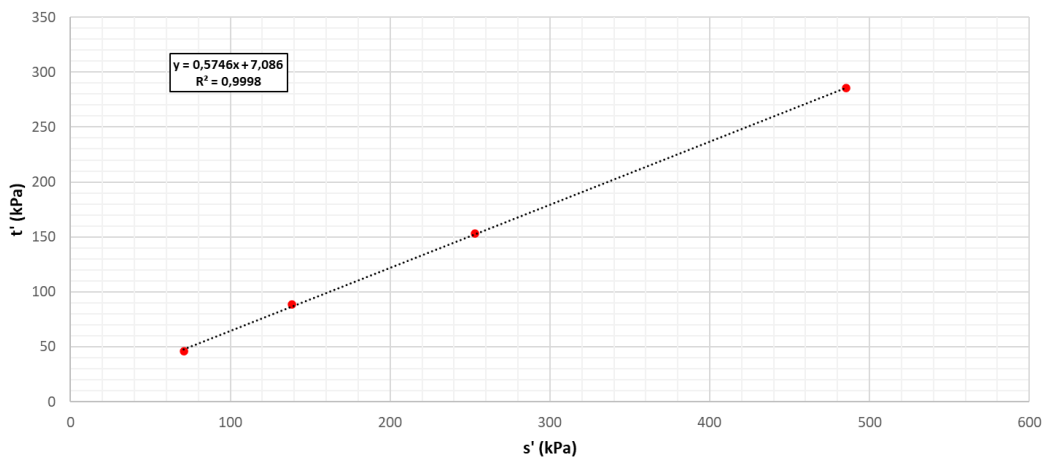


Figura 4.15: Envoltória de resistência (método da máxima tensão desviadora) - AMI-01

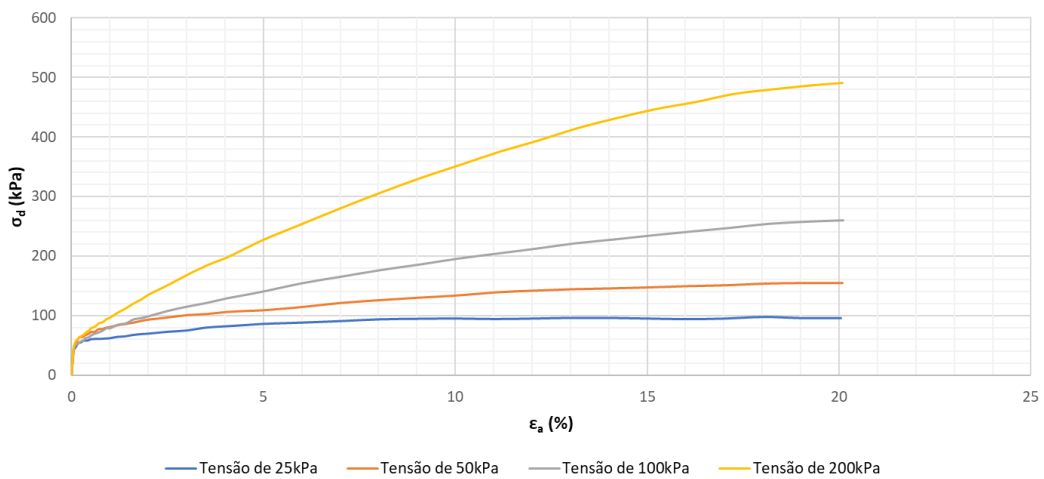


Figura 4.16: Relação tensão desvio e deformação axial - AMI-02

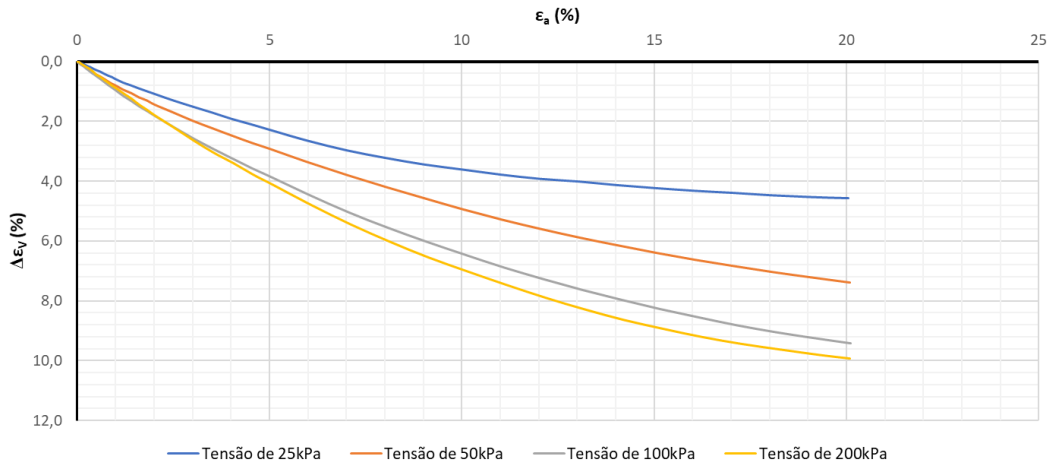


Figura 4.17: Relação variação volumétrica e deformação axial - AMI-02

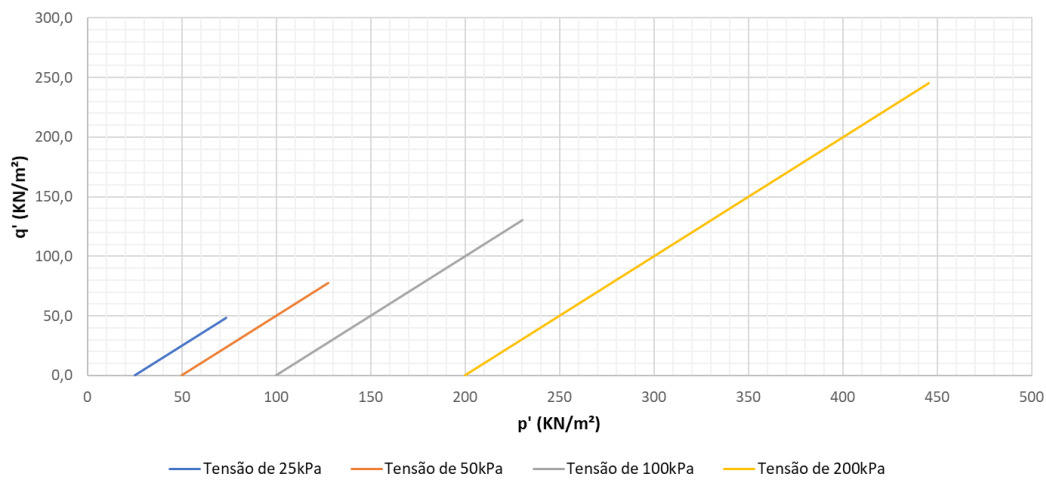


Figura 4.18: Trajetória de tensões AMI-02

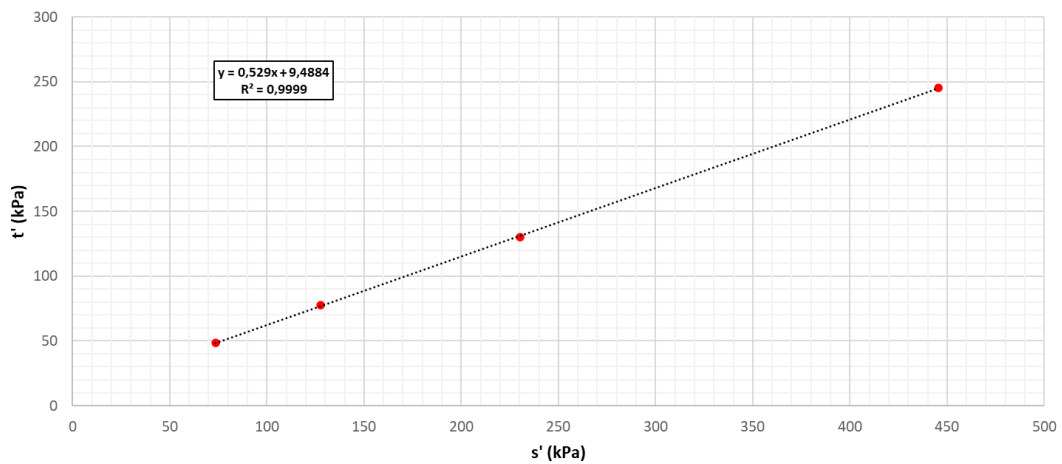


Figura 4.19: Envoltória de resistência (método da máxima tensão desviadora) - AMI-02

Com base nas Figura 4.12 e Figura 4.16 pode-se observar que, para ambas as amostras, a tensão desvio aumenta de forma súbita para pequenas deformações, passando para pequenos acréscimos de tensão com as deformações, para as tensões confinantes mais baixas (25 kPa e 50 kPa). Para tensões confinantes acima e da ordem de 100 kPa, o comportamento muda,

havendo um acréscimo de tensões praticamente constante até deformações de 15%. De qualquer forma, evidencia-se que a deformabilidade obtida pelo módulo inicial é mais elevado e varia muito pouco com as tensões confinantes para pequenas deformações (<0,2%). Para deformações superiores a 0,2% de deformação o módulo de elasticidade decresce muito após este nível de deformação e varia com as tensões confinantes superiores a 100 kPa. Esse comportamento pode estar associado ao grau de cimentação presente em cada material, tendo em vista que o mesmo, apesar de sensível a presença de substâncias defloculantes e alterações no estado de tensões, conforme mostrado do item 4.2 dessa dissertação, conferem ao material uma microestrutura bastante rígida que reflete na obtenção de elevados valores no módulo de rigidez. Ao ser submetido a um aumento de carregamento, as ligações cimentantes são quebradas, promovendo assim um colapso estrutural que influi em uma mudança de comportamento abrupta do material, fazendo com que o mesmo sofra uma redução expressiva de sua rigidez.

Os resultados encontrados para as amostras de solo são coerentes com o exposto na Figura 4.13 e Figura 4.17, nas quais observa-se que os corpos de provas denotam uma redução gradual e contínua do seu volume à medida em que ocorre o aumento da deformação axial do mesmo. A partir da Figura 4.15 e da Figura 4.19 nota-se que, tanto para as amostras AMI-01 e AMI-02, a envoltória de resistência obtida praticamente intercepta a origem do eixo das ordenadas, ficando pouco acima, indicando intercepto coesivo variando de 8,7 kPa a 11,2 kPa. Em confronto ao intercepto coesivo, os ensaios de cisalhamento direto na amostra AMI-02 indicaram coesão nula. Em comum, a ordem de grandeza dos valores de ângulo de atrito é próxima, 30° e 28°, para os solos AMI-01 e AMI-02, respectivamente. Visto que a coesão é de maior impacto que o ângulo de atrito em resultados de análises de estabilidade, a diferença de 2 kPa, em termos de resistência pode ser considerada pouco significativa. Com relação a magnitude dos parâmetros de resistência obtidos a partir das envoltórias de ruptura, os mesmos serão analisados e discutidos em conjunto com os resultados encontrados nos ensaios de cisalhamento direto no item 4.3.4 dessa dissertação.

4.3.3 Ensaio de Compressão Triaxial Consolidado e Não Drenado (CU)

As amostras indeformadas AMI-01 e AMI-02 também foram submetidas a ensaios triaxiais consolidados não drenados para diferentes tensões de confinamento (25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa). Na Figura 4.20 a Figura 4.29 são apresentados os resultados gráficos da

variação de tensão, da altura e do parâmetro A de Skempton pela deformação axial, as trajetórias de tensões (efetivas e totais) e a envoltória de resistência dos materiais ensaiados.

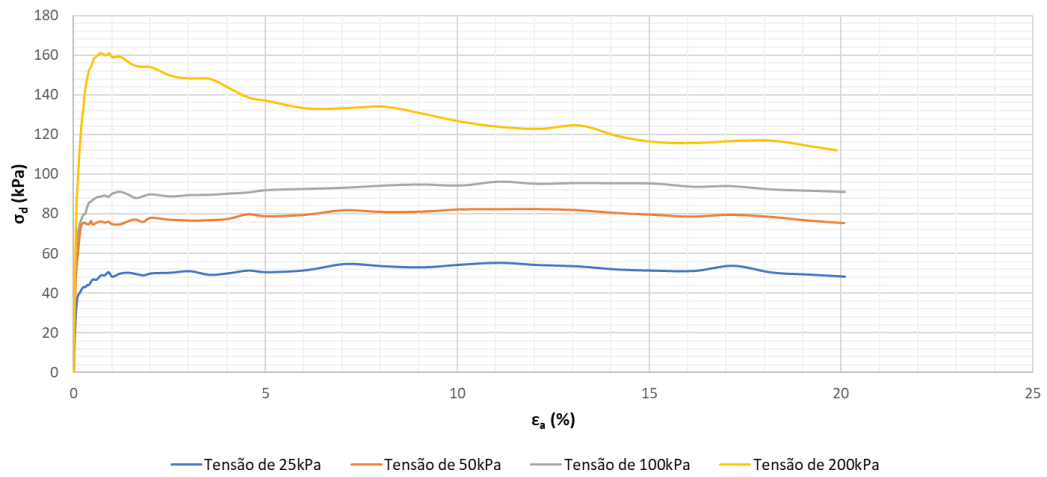


Figura 4.20: Relação tensão desvio e deformação axial - AMI-01

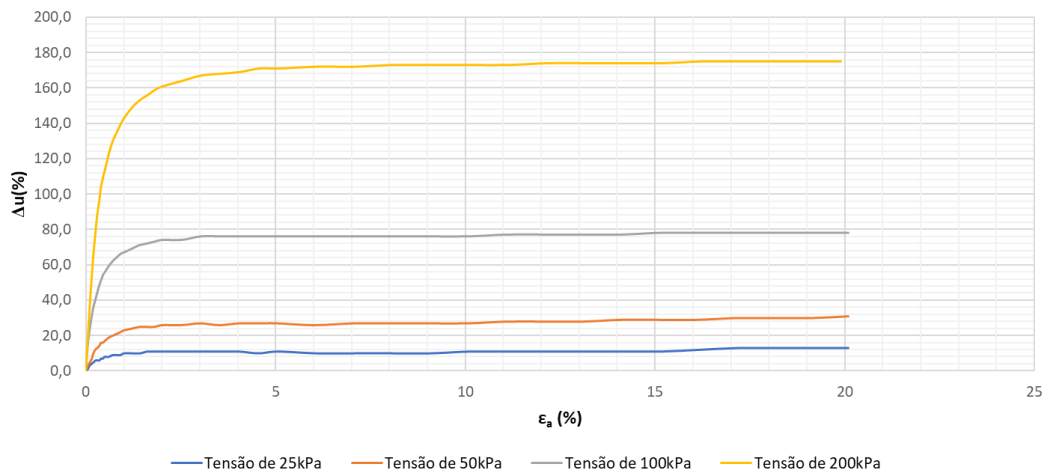


Figura 4.21: Relação variação da poropressão e deformação axial - AMI-01

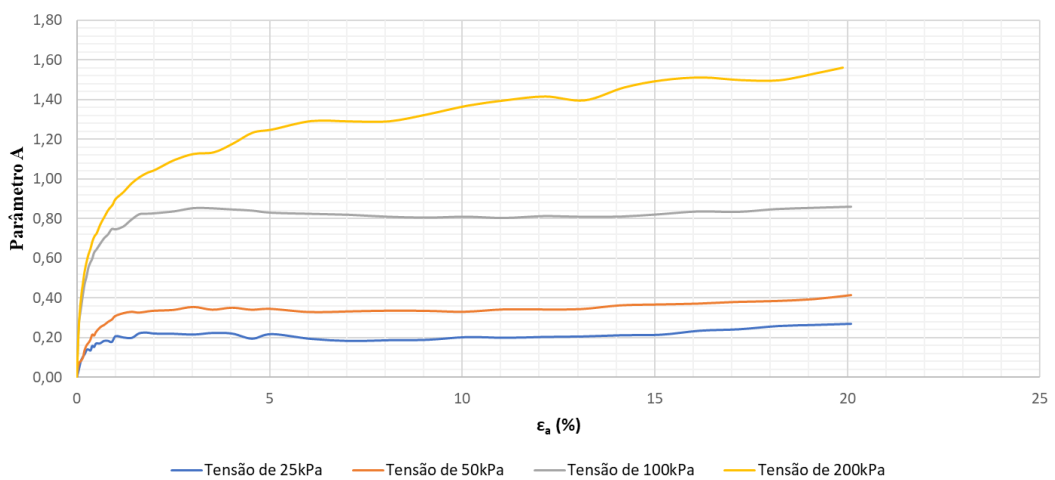


Figura 4.22: Relação parâmetro A e deformação axial - AMI-01

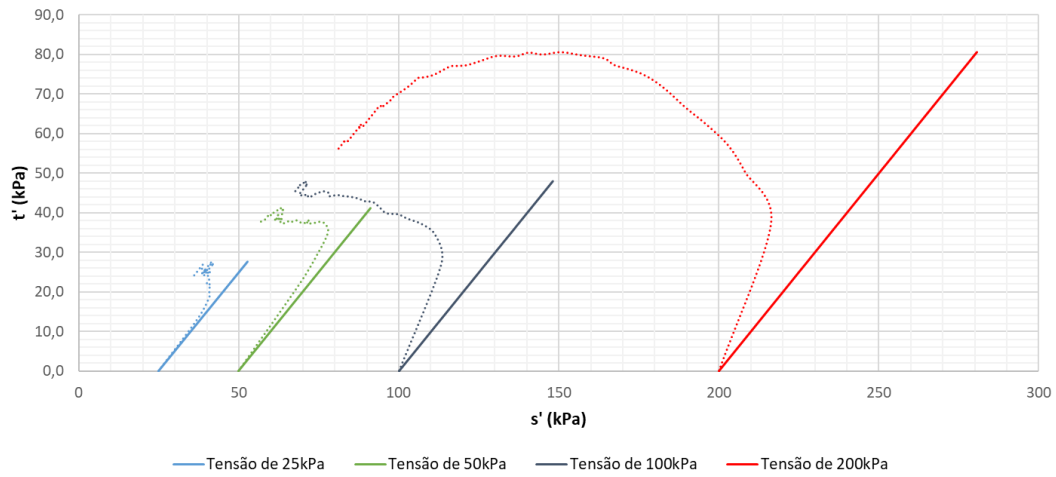


Figura 4.23: Trajetória de tensões totais (linha cheia) e efetivas (linha pontilhada) - AMI-01

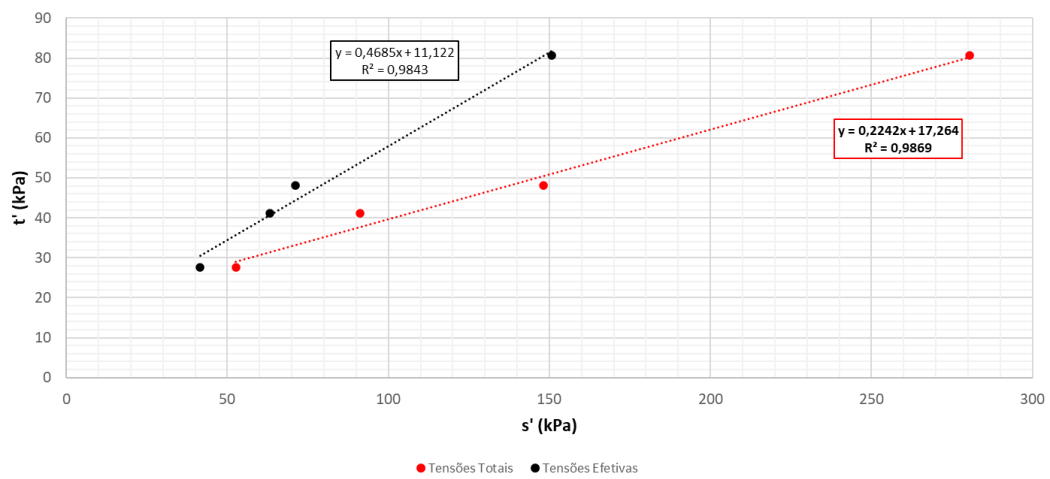


Figura 4.24: Envoltória de resistência (método da máxima tensão desviadora) - AMI-01

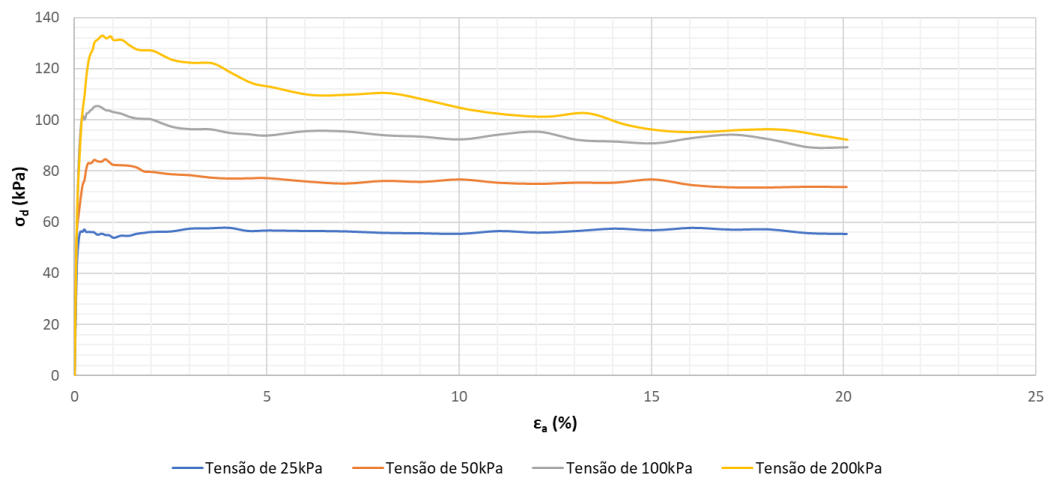


Figura 4.25: Relação tensão desvio e deformação axial - AMI-02

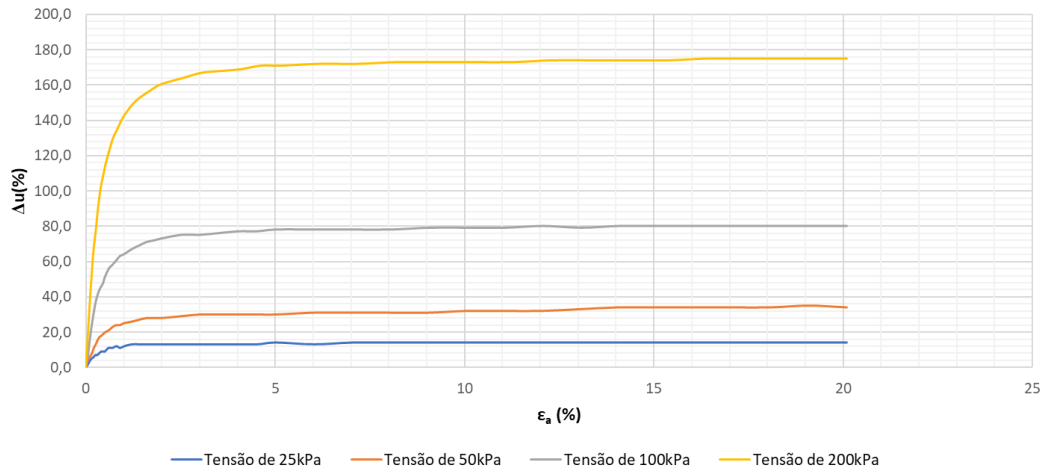


Figura 4.26: Relação variação da poropressão e deformação axial - AMI-02

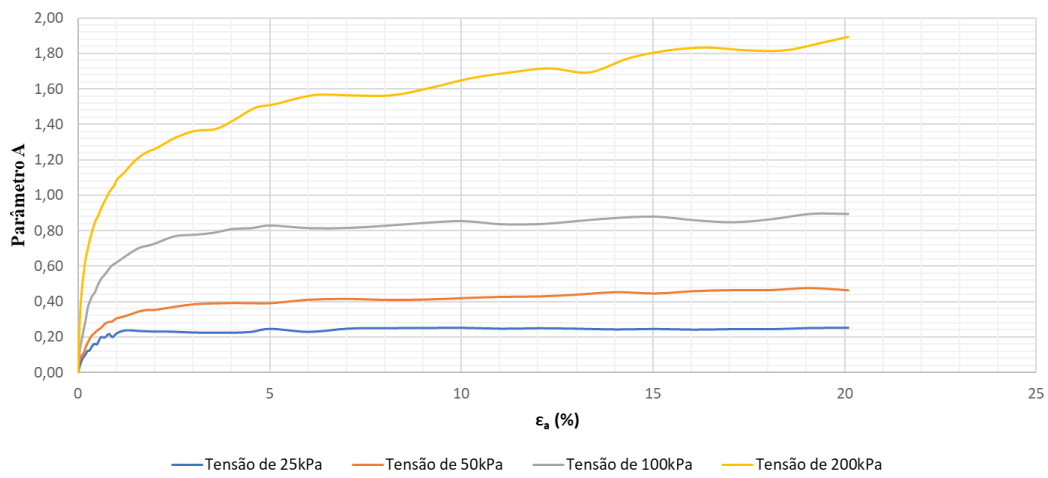


Figura 4.27: Relação parâmetro A e deformação axial - AMI-02

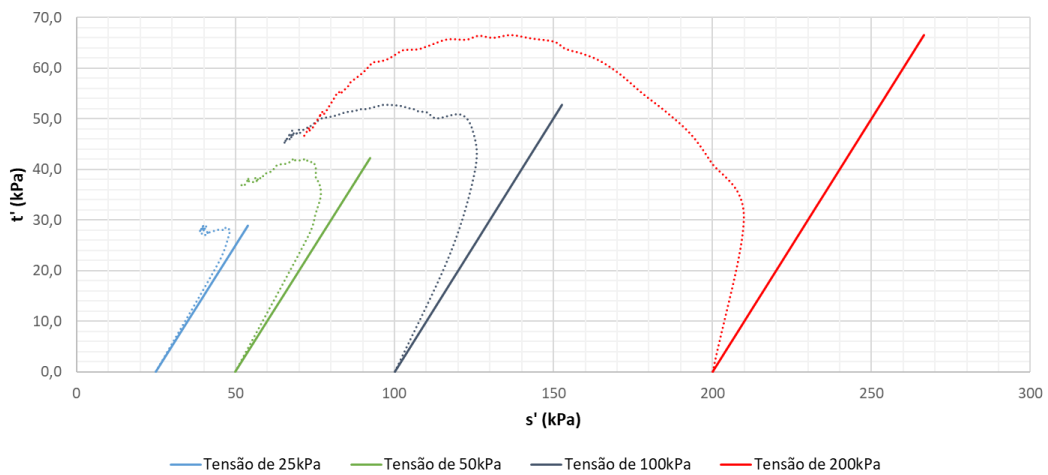


Figura 4.28: Trajetória de tensões totais (linha cheia) e efetivas (linha pontilhada) - AMI-02

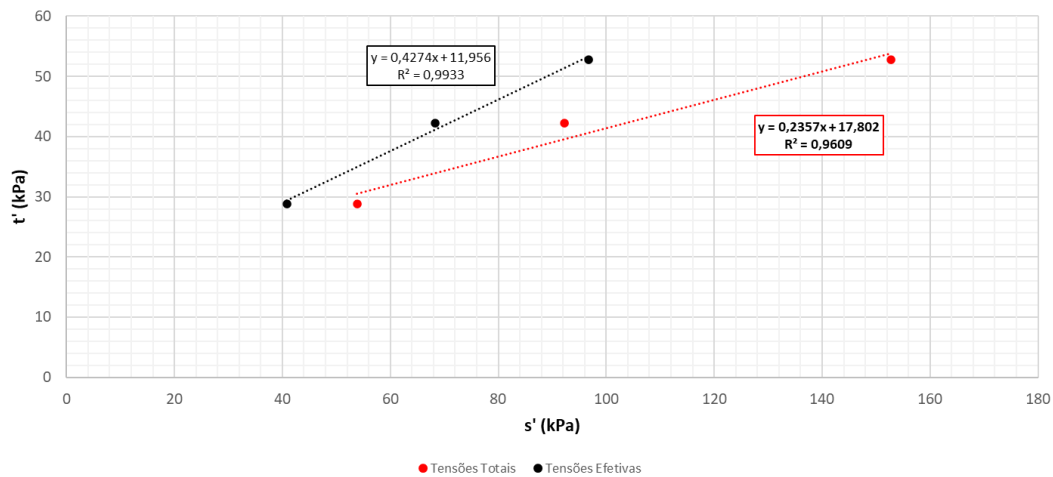


Figura 4.29: Envoltória de resistência (método da máxima tensão desviadora) - AMI-02

Com base nas Figura 4.20 e Figura 4.25 pode-se observar que, para a amostra AMI-01, para as tensões de 25, 50 e 100 kPa, a tensão desvio aumenta muito para pequenas deformações, sendo que posteriormente as mesmas se estabelecem em um patamar de estabilização que denota baixas oscilações. Para a tensão de confinamento de 200 kPa, o comportamento inicial é semelhante ao das demais tensões, todavia a trajetória da mesma possui a presença de um pico de resistência seguida de uma redução da mesma de forma a tender uma condição de estabilização. Uma característica marcante é que apesar do elevado módulo de elasticidade inicial, observa-se que a tensão de ruptura é atingida para pequenas deformações (<1%). Sendo, portanto, um material muito sensível às deformações. Esse comportamento é característico de um material com forte presença de cimentações, conforme descrito no item 4.3.2 dessa dissertação, em que o aumento expressivo inicial das curvas reflete a rigidez presente no solo devido à presença de ligações cimentantes. Com o decorrer do carregamento, as mesmas sofrem um processo de colapso estrutural em função da quebra das cimentações, com conseqüente rearranjo de partículas, induzindo o material a refletir um comportamento uniforme como observado nas Figura 4.20 e Figura 4.25.

Para a amostra AMI-02, pode-se observar que o material possui um comportamento similar a amostra AMI-01 quanto à disposição inicial da variação da tensão desviadora pela deformação axial. Para a tensão de 25 kPa observa-se a ausência de uma tensão de pico, fazendo com que a tensão desvio tenda a uma estabilização com o aumento da deformação. Para as demais tensões, nota-se que a trajetória da mesma possui a presença de um pico de resistência seguida de uma redução da mesma de forma a tender uma condição de estabilização. Para as tensões de 50 kPa e 100 kPa, esse comportamento é discreto, fazendo com que apenas para a tensão de 200 kPa seja possível verificar uma redução evidente da tensão desvio pós pico. Na Figura 4.21 e na Figura 4.26 percebe-se que, para os dois solos, a variação da poropressão

crece de forma contínua com o aumento da deformação axial de cada corpo de prova, caracterizando um formato ascendente curvilíneo até atingir um patamar de estabilidade no qual a variação de poropressão não denota oscilações significativas.

De forma conjunta aos resultados apresentados, também foi avaliado a variação do parâmetro A de Skempton pela deformação axial dos corpos de prova, sendo os resultados mostrados na Figura 4.22 e Figura 4.27. Destaca-se que foi adotado como referência o valor de A no final do processo de cisalhamento, tendo em vista a maior estabilidade da oscilação de valores. Com fundamento no exposto, verifica-se que, tanto para a amostra AMI-01 quanto para a AMI-02, para as tensões confinantes de 25 kPa e 50 kPa as amostras podem ser classificadas como uma argila arenosa compacta, enquanto para as tensões de 100 kPa e 200 kPa ambas podem ser nomeadas como argilas normalmente adensadas. O comportamento encontrado está de acordo com o identificado nos demais resultados presentes nessa dissertação.

Com relação a trajetória de tensões, pode-se observar na Figura 4.23 e na Figura 4.28 que a trajetória de tensões efetivas é típica de materiais de comportamento contráctil. A partir da Figura 4.24 e da Figura 4.29 nota-se que para a amostra AMI-01, a envoltória de ruptura das tensões efetivas possui elevado coeficiente angular, indicando um valor elevado de ângulo de atrito. Em conjunto ao exposto, percebe-se que a envoltória de ruptura intercepta o eixo das ordenadas na origem do gráfico, fazendo com que o material denote uma coesão igual a zero. Para a amostra AMI-02, já é possível verificar que o material possui uma trajetória de tensões efetivas com menor ângulo de atrito e possui um valor positivo de coeficiente linear, indicando que o mesmo possua uma parcela de coesão efetiva. Vale destacar que para a trajetória de tensões dessa amostra optou-se por suprimir da análise o corpo de prova ensaiado na tensão de confinamento de 200 kPa, em função do seu comportamento ao longo do ensaio, como pode ser observado na Figura 4.27 e Figura 4.28.

4.3.4 Parâmetros de Resistência

Neste tópico apresentam-se os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais drenados e não drenados realizados nas amostras AMI-01 e AMI-02. Na Tabela 4.6 são apresentados os valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito das amostras ensaiadas, para cada tipo de ensaio.

Ensaio	AMI-01		AMI-02	
	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
Cisalhamento Direto	-	-	0	33,7
Triaxial CD	8,7	35,1	11,2	31,9
Triaxial CU	12,6	27,9	8,6	28,5

Tabela 4.6: Parâmetros de resistência obtidos para as amostras AMI-01 e AMI-02

Como pode ser observado na Tabela 4.6, ambas as amostras denotam resultados próximos, no que diz respeito a magnitude do ângulo de atrito e da coesão, em que tanto a AMI-01 e AMI-02 possuem um elevado valor de ângulo de atrito e um baixo valor de coesão, o que pode ser justificado pelas características geotécnicas dos solos da região de Brasília abordados nos tópicos 4.1 e 4.2 dessa dissertação. No que diz respeito a variação do ângulo de atrito, pode-se verificar que as amostras tiveram valores aproximados entre si, indicando pouca diferença dos materiais, quanto a este parâmetro.

Entre os valores de coesão, pode-se verificar um comportamento similar, sendo que a amostra AMI-02 denota um valor ligeiramente maior que o obtido para a amostra AMI-01. Essa característica é esperada, tendo em vista que a amostra AMI-02 situa-se mais profunda que o primeiro material. Estudos realizados por Guimarães (2002) e Grau (2014) em solos da região de Brasília, também obtiveram resultados similares ao encontrado nessa dissertação, sendo que o primeiro atribuiu essa condição às características geotécnicas e mineralógicas dos materiais dessa região.

Nota-se também que o tipo de ensaio influencia diretamente na obtenção dos parâmetros de resistência, principalmente no que diz respeito a coesão do material. Como pode ser observado, o ensaio de cisalhamento direto indicou que a amostra não possuía coesão, enquanto nos ensaios triaxiais CD e CU, já foi possível verificar a existência desse parâmetro. Essa condição faz com que a escolha do tipo de ensaio tenha influência direta na obtenção do ângulo de atrito e da coesão dos solos da região. Tal pode ter relação com o estado de tensão resultante da tensão confinante aplicada no ensaio triaxial.

4.4 Investigação Geofísica

Conforme informado no capítulo 3 dessa dissertação, foram executadas duas campanhas de aquisição sísmica *in situ*, sendo a primeira executada antes do início do processo de escavação (nomeada como *background*) e a segunda após a conclusão da escavação e do sistema de contenção (denominada como linha final). O procedimento de aquisição foi

realizado por meio das metodologias de sismica de refração e MASW. A seguir, serão mostrados os resultados obtidos a partir das campanhas de investigação.

Para cada tipo de metodologia aplicada, foi obtida uma profundidade máxima de investigação. Para o método da sismica de refração, o arranjo adotado permitiu a obtenção de uma profundidade máxima de 13 m, para o modelo de duas camadas, e 11 m, para o modelo de tomografia sísmica. Em relação ao método de ondas superficiais, a profundidade alcançada perfere o valor de 29 m. A diferença encontrada entre as duas metodologias está associada diretamente a carga energética das ondas sísmicas utilizadas em cada metodologia. A seguir, estão descritos os principais resultados obtidos para cada método de investigação.

4.4.1 Investigação Sísmica de Refração

- **Linha Sísmica de *Background***

Por meio do método da sismica de refração, foram modelados dois perfis geofísicos da variação da velocidade de ondas P (V_P) ao longo da profundidade de investigação, sendo o primeiro obtido a partir do modelo de duas camadas e o segundo por meio da técnica de tomografia sísmica. Ambos os produtos podem ser observados, respectivamente, na Figura 4.30 e na Figura 4.31. No primeiro modelo (Figura 4.30), observa-se a presença de duas estratificações bem definidas, sendo a interface destas situada a uma profundidade média de 7 m. Esse cenário ilustra a presença de duas zonas de velocidades, sendo a primeira de 300 m/s e a segunda de 1600 m/s.

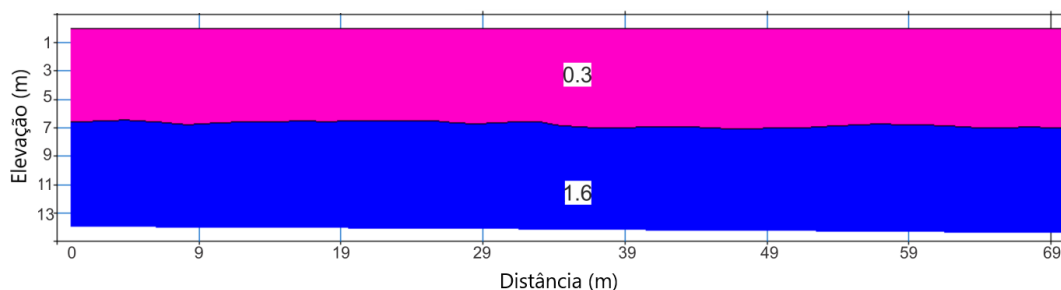


Figura 4.30: Modelo de duas camadas obtido por meio do método da sismica de refração. Os valores destacados em branco representam a velocidade V_p no meio investigado em km/s

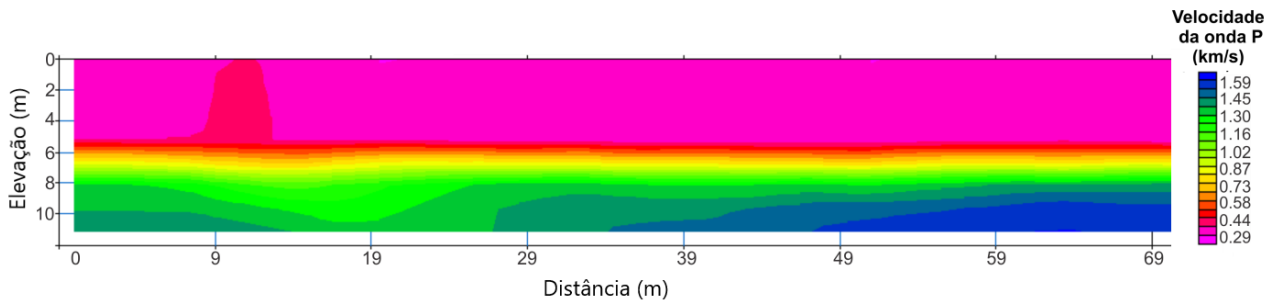


Figura 4.31: Tomografia sísmica do perfil do terreno obtido por meio do método da sísmica de refração

- **Linha Sísmica Final**

Assim como na linha sísmica de *background*, a investigação por meio da sísmica de refração permitiu a modelagem de dois perfis geofísicos, tanto pelo modelo de duas camadas quanto pela técnica de tomografia sísmica, contendo a distribuição da velocidade de ondas P ao longo da profundidade de investigação. Ambos os produtos podem ser observados, respectivamente, na Figura 4.32 e na Figura 4.33. No primeiro modelo (Figura 4.32), nota-se a presença de duas estratificações, sendo que a interface destas se encontra situada a uma profundidade média de 8,0 m. Esse cenário ilustra a presença de duas zonas de velocidades, sendo a primeira de 400 m/s e a segunda de 1700 m/s.

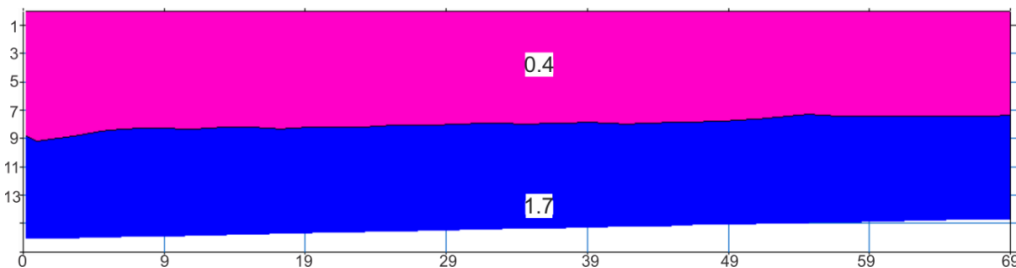


Figura 4.32. Modelo de duas camadas obtido para a linha sísmica final. Os valores destacados em branco representam a velocidade V_p no meio investigado em km/s

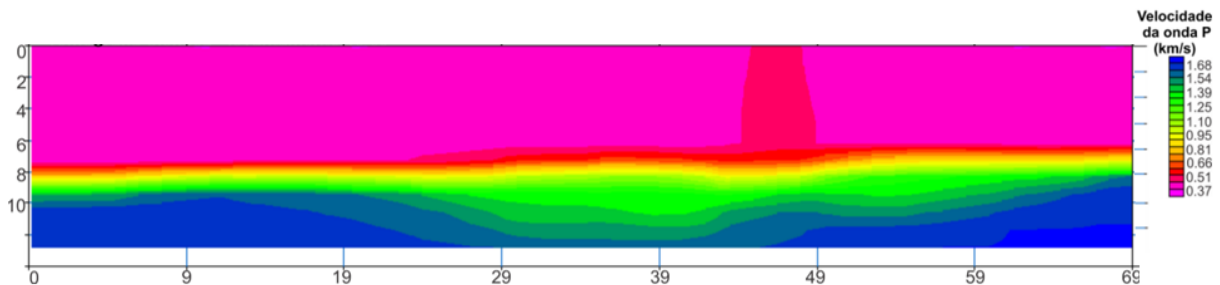


Figura 4.33. Tomografia sísmica da linha final (pós-escavação + sistema de contenção). As diferentes cores demonstram o gradiente da velocidade em função da profundidade e distância.

4.4.2 Investigação Sísmica MASW

- **Linha Sísmica de *Background***

Por meio do método MASW, foi modelado o perfil geofísico bidimensional (Figura 4.34) da distribuição da velocidade da onda S (V_s), ao longo da profundidade, da linha sísmica de *background* com o uso do método MASW. Nota-se uma mudança da velocidade da onda S ao longo da profundidade do perfil de investigação, variando em um intervalo de 136 m/s a 356 m/s, sendo possível observar um crescimento gradual de V_s à medida que se tem um aumento da profundidade de investigação. Observa-se que esse acréscimo é mais expressivo no intervalo de 0 a 15 m sendo que, a partir desta profundidade, a velocidade de V_s se torna mais estável, ou seja, não sofre variações expressivas em sua magnitude.

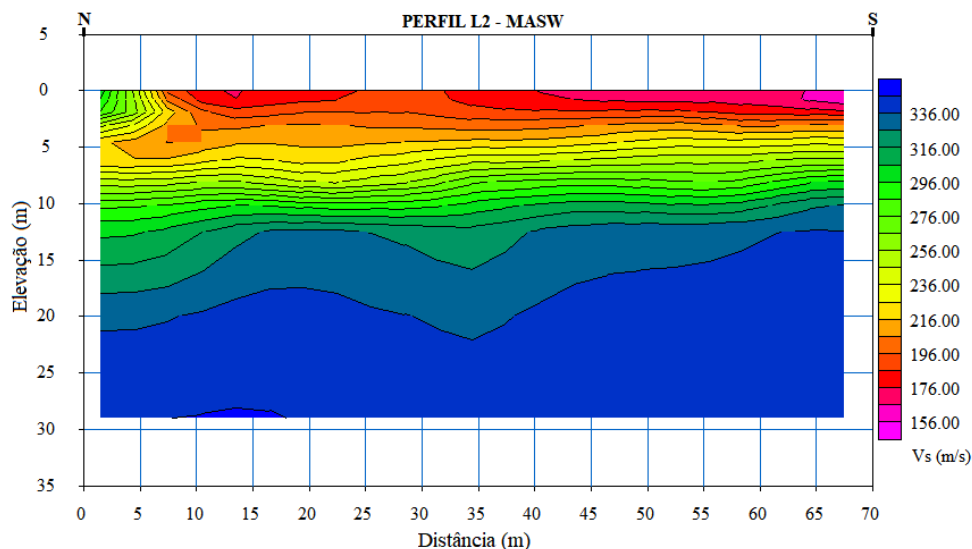


Figura 4.34: Perfil de velocidade da onda S obtido na linha de *background* com o uso de fonte ativa

Esse cenário permite segmentar o perfil geofísico em domínios de velocidade de onda sísmica, conforme pode ser observado na Figura 4.35. O primeiro domínio é caracterizado pela presença de uma zona de baixa velocidade de onda (136 m/s a 216 m/s) até uma profundidade média de 5 m, o segundo pode ser definido pelo gradiente de velocidade no intervalo de 5 m a 13 m (216 m/s a 316 m/s) e o terceiro delimitado a partir da profundidade de 13 m (maior que 316 m/s) em que é possível observar uma maior estabilidade da velocidade de propagação em comparação as profundidades iniciais.

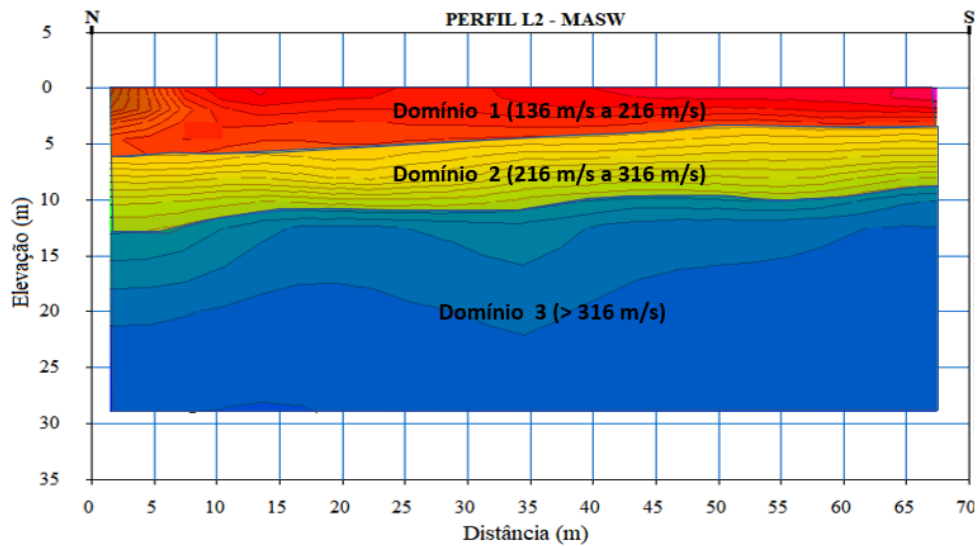


Figura 4.35: Domínios de velocidade da onda V_s da linha sísmica de *background* obtidos por meio do método MASW

- **Linha Sísmica Final**

Assim como na linha de *background*, a linha sísmica final também permitiu gerar um perfil bidimensional da variação da onda sísmica V_s pela profundidade (Figura 4.36). Nessa investigação, nota-se um comportamento semelhante ao obtido no caso anterior, no que diz respeito a distribuição de V_s ao longo da profundidade, todavia com magnitude situando-se no intervalo de 141 m/s a 321 m/s, com um crescimento da velocidade à medida que se tem um aumento da profundidade. Verifica-se que esse acréscimo é mais expressivo de 0 a 9 m sendo que, a partir desta profundidade, os valores de V_s se tornam mais estáveis.

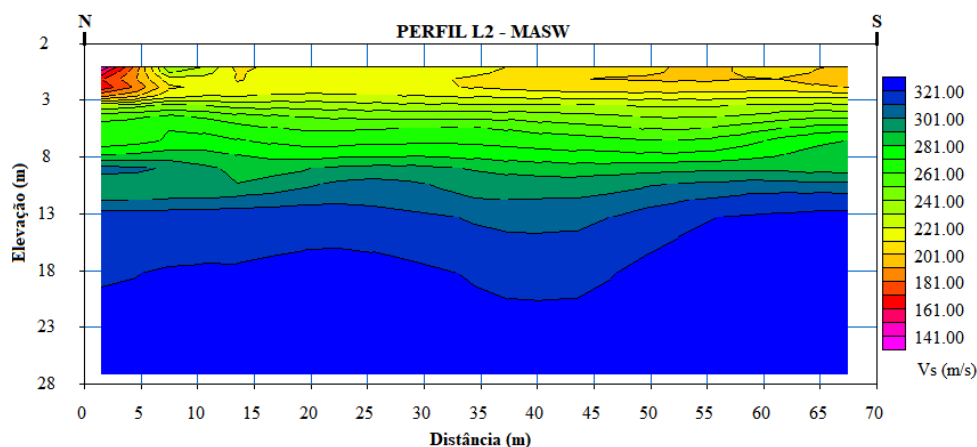


Figura 4.36: Domínios de velocidade da onda V_s da linha sísmica final obtidos por meio do método MASW

Esse cenário permite segmentar o perfil geofísico sísmico em três principais domínios de velocidade de onda sísmica, conforme pode ser observado na Figura 4.37. O primeiro domínio

perfaz uma área mais discreta e isolada do perfil, sendo o mesmo caracterizado pela presença de uma zona de baixa velocidade de onda (141 m/s a 181 m/s) até uma profundidade média de 3 m. O segundo domínio pode ser definido pela variação de velocidade do início até a profundidade média de 8 m (216 m/s a 291 m/s). O terceiro pode ser observado a partir da profundidade de 8 m (maior que 291 m/s) em que é possível observar uma maior estabilidade da velocidade de propagação em comparação as profundidades iniciais.

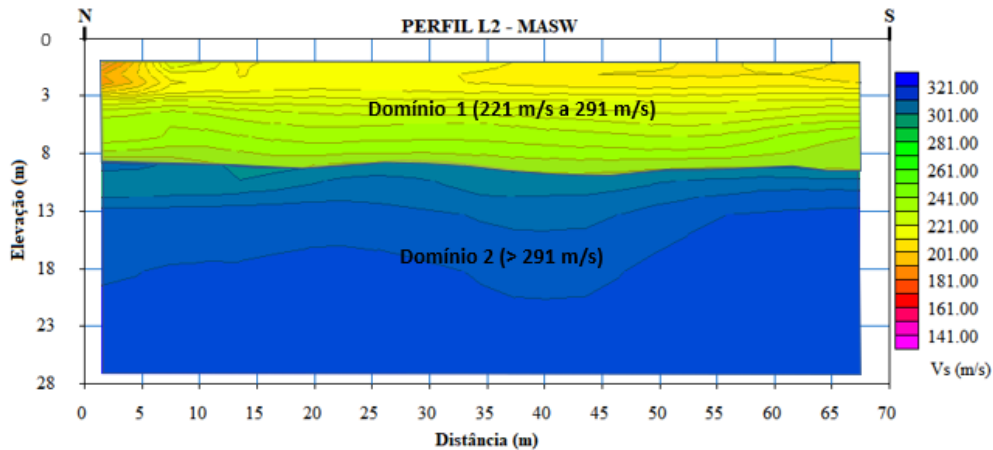


Figura 4.37: Domínios de velocidade da onda V_s da linha sísmica final (pós escavação e contenção) obtidos por meio do método MASW

4.5 Avaliação de Movimentação

A fim de avaliar a condição do potencial de movimentação do maciço, conforme descrito no item 3.6, foram realizadas duas investigações sísmicas, sendo a primeira inerente ao cenário anterior a realização da escavação, denominada como linha sísmica de *background* e a segunda executada após a conclusão da escavação (linha sísmica final). A ideia da monitoração seria realizar levantamentos geofísicos periódicos em diferentes etapas da escavação, principalmente antes da instalação dos tirantes e/ou grampos.

Entretanto, não foi possível realizar a investigação sísmica por etapas, como idealizado, devida o decreto de paralisação imposto pela pandemia que foi efetuado dois dias após a realização do primeiro levantamento. Dessa forma, os resultados finais são influenciados pelas alterações no estado de tensão do maciço oriundas da descompressão promovida pela escavação e pela instalação dos grampos e tirantes. Vale destacar que o processo executivo dos grampos e tirantes, envolve perfuração que varia de 100 a 150 mm, por vezes, com injeção de água (poropressão), inserção de barras de aço de diâmetros superiores a 25 mm e injeção e re-injeções de caldas de cimento, no caso dos tirantes com pressões importantes para garantir a ancoragem no terreno. Os grampos vão se deformando com o solo até que seja atingida uma condição de

equilíbrio. Todavia, os tirantes não são elementos passivos, sendo aplicado aos mesmos cargas. Neste contexto, deve-se levar em consideração a presença das estacas com diâmetro de 400 mm, composta por barras de aço e concreto, que junto com concreto projetado forma o faceamento da escavação.

Com base no exposto, o potencial de movimentação foi avaliado de forma qualitativa. A execução de uma escavação promove descompressão em suas paredes laterais, fazendo com que o material se torne menos compacto e, conseqüentemente, se torne menos rígido. Ou seja, as conseqüentes deformações, alteram o estado de tensão do maciço escavado. Segundo Souza e Gandolfo (2021) a variação da velocidade da onda sísmica cisalhante está diretamente associada a condição natural em que o meio se encontra, sendo que quanto mais compacto é o meio, maior será a velocidade de propagação da onda. Inversamente, quanto menor for o estado compacto da camada (mais poroso), menor será a velocidade da onda sísmica. Tendo em vista a relação entre o estado do solo e a velocidade da onda sísmica, a Figura 4.38 apresenta uma comparação entre os perfis geofísicos de MASW obtidos para as linhas sísmicas de *background* e a linha sísmica final.

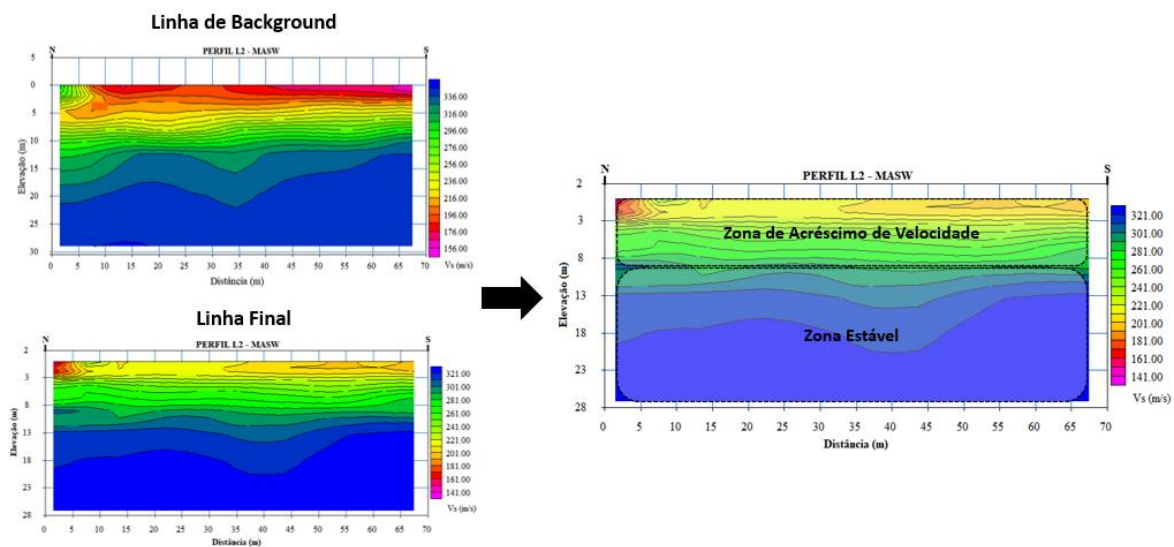


Figura 4.38: Comparativo entre a velocidades obtidas entre a linha sísmica de background e a linha sísmica final

Como pode ser observado na Figura 4.38, a linha de investigação indicou que após a conclusão do sistema de contenção para estabilização da escavação, o perfil avaliado apresentou um aumento da magnitude da velocidade de propagação das ondas V_s na região de 0 a 10 m de profundidade, sendo essa a mesma área de influência do sistema de contenção. Após essa região, não foi verificadas variações significativas da velocidade de propagação entre os dois cenários (zona estável). Nesse contexto, pode-se inferir que o aumento da velocidade de propagação no meio pode indicar um aumento da rigidez do meio. Condição que não

representaria o estado do solo quando do alívio de tensões resultante de uma escavação. Entretanto, a escavação analisada foi executada por etapas, sendo iniciada pela execução de estacas com diâmetro de 500 mm, para posterior escavação com avanços associados a instalação de grampos e tirantes, conforme seção da obra.

De modo complementar ao exposto, essa condição de alteração também foi avaliada em termos de rigidez do perfil de solo. Dessa forma, para ambas as seções geofísicas, foram tomados 6 pontos unidimensionais de investigação, sendo os mesmos distantes 10 m entre si e denominados como S1, S2, S3, S4, S5 e S6 (Figura 4.39). Essa divisão foi realizada em ambos os perfis geofísicos, sendo que a avaliação do perfil foi limitada até a profundidade de 11 m, tendo em vista a área sujeita a alterações no meio esteja limitada à altura do talude escavado.

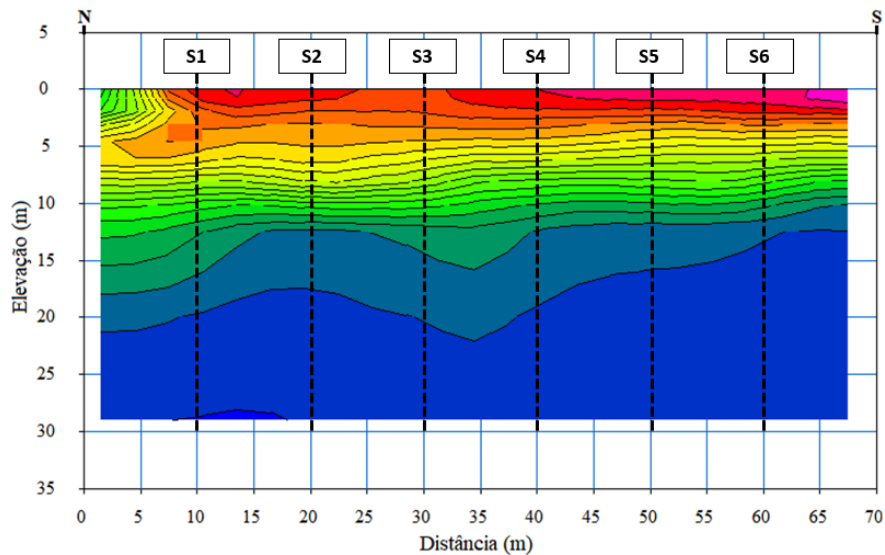


Figura 4.39: Divisões do perfil sísmico em seções para avaliação da variação de rigidez

A partir das seções S1 a S6 foi feito o cálculo dos módulos de rigidez do meio para cada 1 m de profundidade com auxílio da equação 4. Esse procedimento foi realizado tanto para o cenário anterior a escavação quanto para o cenário posterior a mesma. Os resultados obtidos para cada seção podem ser observados na Figura 4.40 a Figura 4.46. Nestas Figuras também é apresentada a diferença entre os valores dos módulos de rigidez para o maciço na condição de repouso e após a estabilização da frente de escavação.

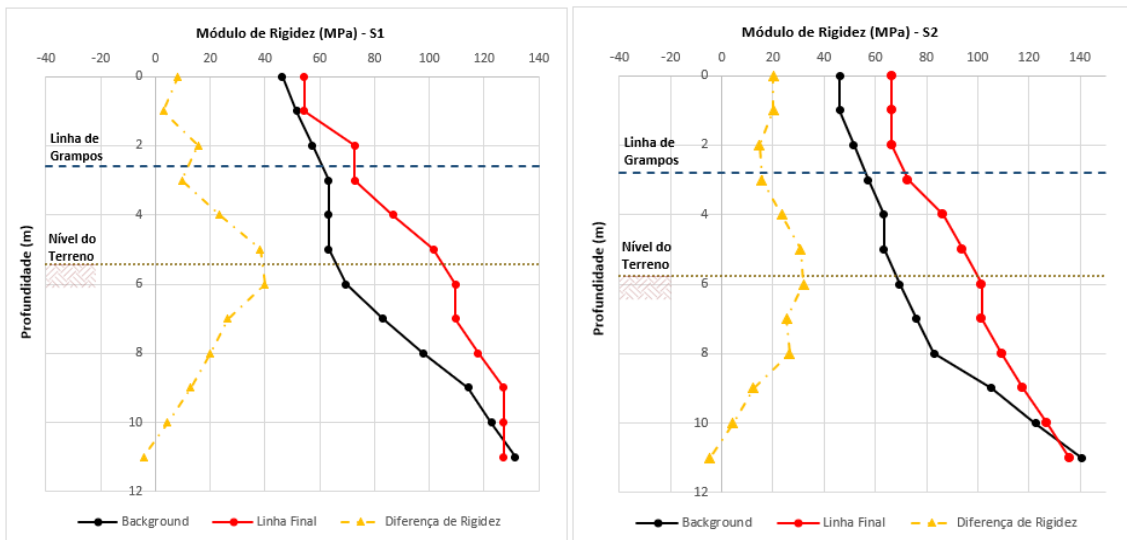


Figura 4.40: Variação do módulo de rigidez ao longo do perfil – S1 e S2

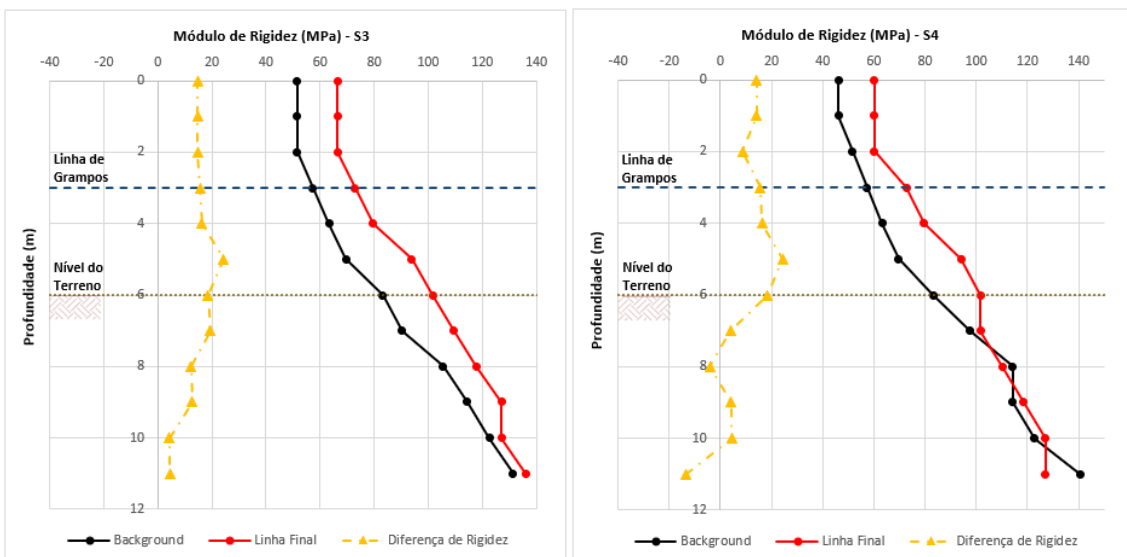


Figura 4.41: Variação do módulo de rigidez ao longo do perfil – S3 e S4

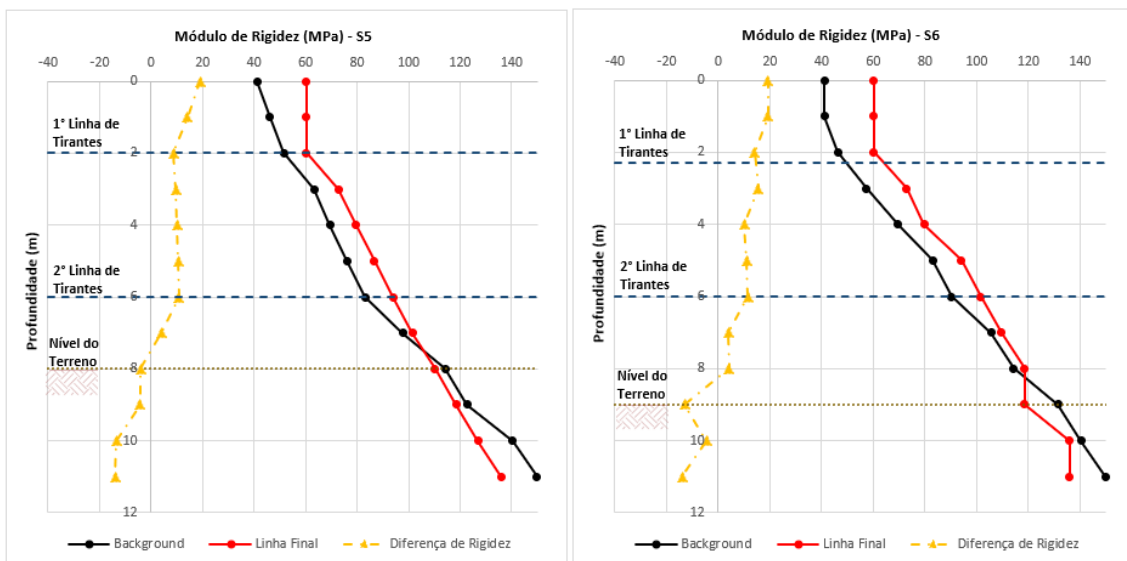


Figura 4.42: Variação do módulo de rigidez ao longo do perfil – S5 e S6

Conforme pode ser observado na Figura 4.40 a Figura 4.46, para a investigação inicial (*background*) o módulo de rigidez variou no intervalo de 41 MPa a 150 MPa ao longo da seção, cujo valor aumenta com a profundidade, ou seja, com a tensão confinante. Os resultados da investigação final apresentam um comportamento similar ao ocorrido no *background*, tendo em vista que o módulo de rigidez também aumentou gradativamente com a profundidade. Entretanto, comparativamente, ao longo da profundidade da escavação, predominam valores de módulo maiores que aqueles com o solo em sua condição de repouso (antes da escavação). Somente próximo a base da escavação nota-se uma inversão nesse comportamento, em que os valores de rigidez praticamente se igualam. Ao final da escavação estabilizada pelo sistema de contenção, a variação do módulo de rigidez se encontra no intervalo de 54 MPa a 136 MPa.

O comportamento esperado para uma escavação seria a redução dos módulos de rigidez, em função do desconfinamento do maciço, sendo o mesmo induzido pelas deformações laterais decorrentes da descompressão. Entretanto, no caso em estudo, tem-se elementos de contenção associados à escavação e particularidade geotécnica do solo com comportamento colapsível. Lollo, 2008 expõe que os solos colapsíveis, como o material interceptado pela escavação, são materiais metaestáveis que são sensíveis a alterações de estado de tensões, podendo os mesmos, em alguns casos, promoverem a quebra de suas ligações cimentantes promovendo assim a ocorrência do colapso. Dessa forma, a quebra das ligações promove uma reorganização das partículas do material, fazendo com que os vazios presentes no mesmo em seu estado inicial sejam então reduzidos. Na Figura 4.43 pode-se observar uma representação da estrutura de um material colapsível antes e após a ocorrência do colapso.

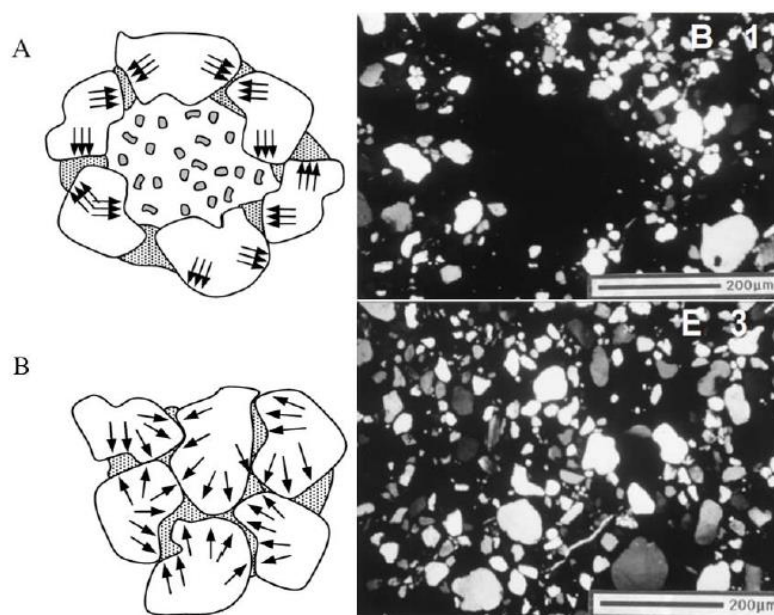


Figura 4.43. Microestrutura de solos colapsíveis antes (a) e após (b) a ocorrência de colapso (adaptado de Ferreira e Silva, 2005)

Conforme pode ser observado na Figura 4.43, após a ocorrência do processo de colapso, o meio é submetido a um rearranjo estrutural, que promove a redução dos vazios e induz o aumento da massa específica do meio. Nesse contexto, é possível inferir que a região com o aumento da velocidade de propagação da onda sísmica e, conseqüentemente, um aumento de rigidez, pode estar associado ao comportamento colapsível do perfil. Além disso, pode-se observar ainda nos resultados das Figura 4.40 e Figura 4.41 que o aumento da rigidez é mais expressivo nas seções típicas do perfil que apresentam os grampos. O processo executivo dos grampos envolve a execução das barras com o seu respectivo envolvimento com calda de cimento ao longo de toda a sua extensão. Conforme discutido no item 4.1 dessa dissertação, o material interceptado pela escavação vertical conserva parte da sua estrutura de microporos mesmo após a ocorrência de colapso, dessa forma, pode haver impregnação da calda no maciço, contribuindo também no aumento da rigidez no meio. Desta forma, os resultados são razoáveis, tendo em vista que as seções S1 a S4 (Figura 4.40 e Figura 4.41) apresentaram um maior ganho de rigidez em profundidade, com aumento do valor na região entre a linha de grampos e o pé da escavação.

Nesse contexto, pode-se verificar que as investigações sísmicas adotadas apresentam potencial para identificação da alteração do estado de tensão de maciços, estabilizados ou não por estruturas de contenção, por meio das variações de velocidade de propagação das ondas sísmicas, que por sua vez se relacionam com o módulo de rigidez do material. Todavia, como ferramenta para fins de sistema de alerta, ressalta-se que os métodos sísmicos adotados, por não ser uma técnica de monitoramento contínuo, não permitiria um aviso em tempo real de uma anormalidade que configurasse a mobilização de um processo de ruptura. Outra questão importante é sobre a frequência de ressonância, que para detecção de alterações no terreno, deveria ser baixa (microsísmica), visto que em geral a resistência ao cisalhamento de solos é mobilizada quando ocorrem pequenos deslocamentos.

4.6 Estratigrafia do Terreno

4.6.1 Método MASW e Sondagem Tipo SPT

Como exposto no tópico 4.4.2 deste trabalho, os resultados obtidos por meio do método MASW permitiram observar três expressivos domínios de variação de velocidade da onda V_s , sendo o primeiro caracterizado pela presença de uma zona de baixa velocidade até uma profundidade de 5 m, o segundo definido pelo gradiente de velocidade no intervalo de 5 m a

13 m e o terceiro delimitado a partir da profundidade de 13 m. Como as sondagens realizadas na área de estudos foram executadas em período cronológico anterior a execução do procedimento da escavação, o perfil estratigráfico do mesmo será comparado apenas com o perfil geofísico obtido na investigação da linha sísmica de *background*, ou seja, com o resultado obtido na Figura 4.34.

Para realizar a identificação dos materiais com base na velocidade da onda V_s , optou-se por utilizar como auxílio a classificação proposta pela *UBC Site Classifications* (Tabela 4.7), que descreve o estado de compactidade e resistência dos solos com base na velocidade V_s , em conjunto com a classe de materiais exposta por Mari (2019), exposto na Tabela 2.1, que permite identificar o tipo de solo em função da velocidade de onda sísmica cisalhante. Vale destacar que ambas as tabelas foram formuladas sem que fosse possível prever a ocorrência de solos que denotem particularidades geotécnicas inerentes ao seu processo de formação, como é o exemplo dos solos colapsíveis. Com base na primeira classificação, verifica-se que o aumento gradual da velocidade V_s em função da profundidade indica que o perfil de solo sofre uma elevação gradativa de sua consistência/compactidade ao longo de todo o perfil.

Classe do Terreno	Tipo de Solo	Propriedade médias para os 30 m superiores do terreno
		V_s
A	Rocha sã	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Rocha	$1500 \text{ m/s} \geq V_s \geq 760$ m/s
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760 \text{ m/s} \geq V_s \geq 360$ m/s
D	Solo rígido	$360 \text{ m/s} \geq V_s \geq 180$ m/s
E	Solo mole/fofo	$V_s \leq 180$ m/s

Tabela 4.7: Classificação de substratos de solo de acordo com o padrão estabelecido pela UBC (Adaptado de Tan *et al.*, 2013)

Em função do exposto, pode-se inferir, com base na Figura 4.34, a presença de duas classes de terreno, sendo a primeira referente a um solo com consistência mole ou compactidade fofa (tipo E), até uma profundidade média de 4,5 m, e a segunda referente a um solo rígido (tipo D) até a profundidade máxima de investigação. Na Figura 4.44 pode-se observar a estratigrafia do terreno considerando essa divisão.

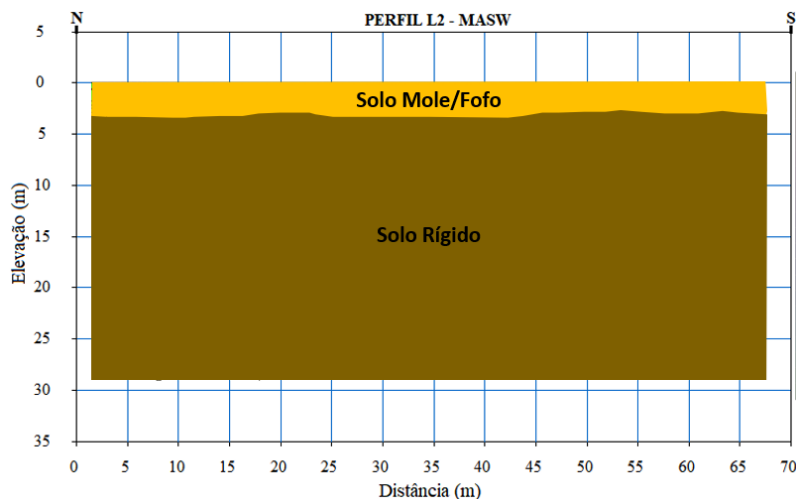


Figura 4.44. Perfil de solo interpretado em função da consistência obtido por meio do método MASW

Ao comparar o perfil obtido na Figura 4.34 com a classificação presente na Tabela 2.1, obtidos por Mari (2019), também pode-se visualizar a presença de dois tipos de materiais, sendo o primeiro referente a uma camada de solo arenoso até uma profundidade média de 5 m e o segundo a uma camada de solo arenoso ou argiloso até atingir a profundidade máxima de investigação. Na Figura 4.44 pode-se observar a estratigrafia do terreno considerando essa divisão.

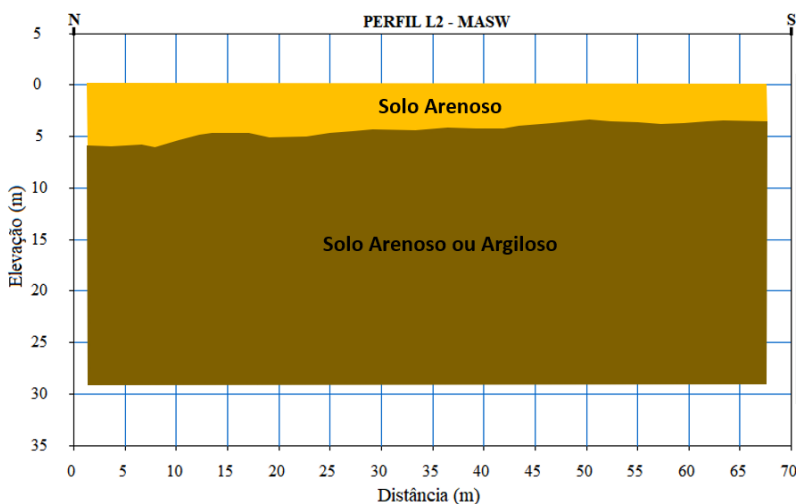


Figura 4.45. Perfil de solo interpretado em função do tipo de material obtido por meio do método MASW

Ao realizar a junção entre as classificações da *UBC Site Classifications* e Mari (2019) tem-se como resultado o exposto na Figura 4.46. Como pode ser observado no resultado final, pelo método MASW, foi possível identificar com nitidez uma camada menos espessa de solo arenoso fofo. Para a camada seguinte, observa-se a presença de uma camada de solo de maior rigidez, todavia não é possível definir se o mesmo se refere a um solo arenoso ou argiloso, fazendo com que o resultado encontrado seja posto como ambíguo.

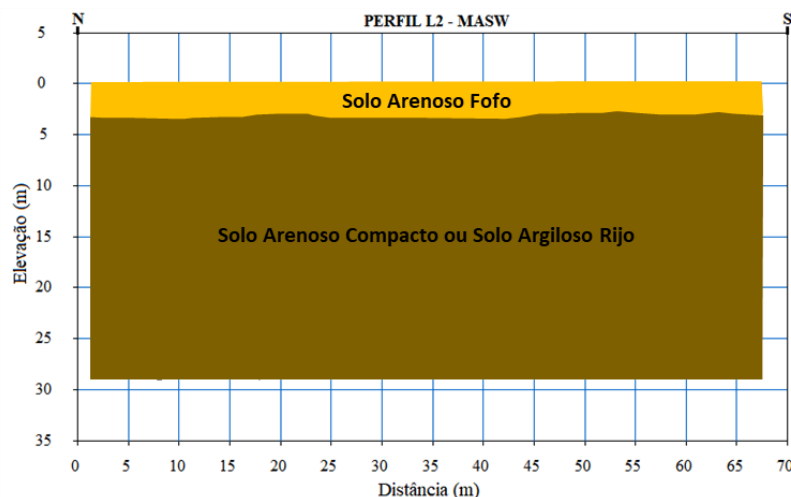


Figura 4.46. Classificação final do perfil obtido por meio do método MASW

Os métodos geofísicos sísmicos podem ser considerados uma importante ferramenta no que diz respeito a investigação de estruturas e materiais presentes em uma região, todavia, assim como todo e qualquer procedimento de investigação, existem limitações. Os métodos geofísicos sofrem influência direta de fatores como a complexidade geológica-geotécnica local, fazendo com que seja comum a identificação de ambiguidades durante o processo de tratamento dos dados como o encontrado na Figura 4.46. Nesse contexto, torna-se comum a existência de diferentes tipos de materiais que permeiam o mesmo intervalo de velocidade de onda cisalhante. Para solucionar essa dificuldade, torna-se essencial interpretação dos dados geofísicos em conjunto com ensaios de investigação direta como o SPT e/ou CPT (Souza e Gandolfo, 2018).

Com base no exposto, optou-se por avaliar os resultados obtidos a partir do método MASW em conjunto com os dados de sondagem SPT (Apêndice A) realizados no local de investigação (Figura 4.47). A partir dos resultados obtidos por meio das sondagens projetadas sobre o alinhamento da linha sísmica (SPT-02, SPT-03 e SPT-04), pode-se inferir que o perfil se inicia com uma camada de argila mole até uma profundidade média de 7,5 m, seguida de uma argila, de consistência média a rígida, de cerca de 4,5 m de espessura. Logo após, é possível averiguar a existência de uma camada de silte, de consistência dura, até uma profundidade média de 21 m sobreposta ao impenetrável (Figura 3.4). É importante ressaltar que a camada superior, classificada pela sondagem à percussão como argila, é razoável, considerando que a amostragem do material é na condição deformada. Entretanto, a condição *in situ* (indeformada), que foi a registrada pelas sísmicas é representada por uma camada arenosa, identificada assim por conta das formações de grumos devido ligações das partículas finas de argila e o índice de vazios, típicos de solos com comportamento colapsível.

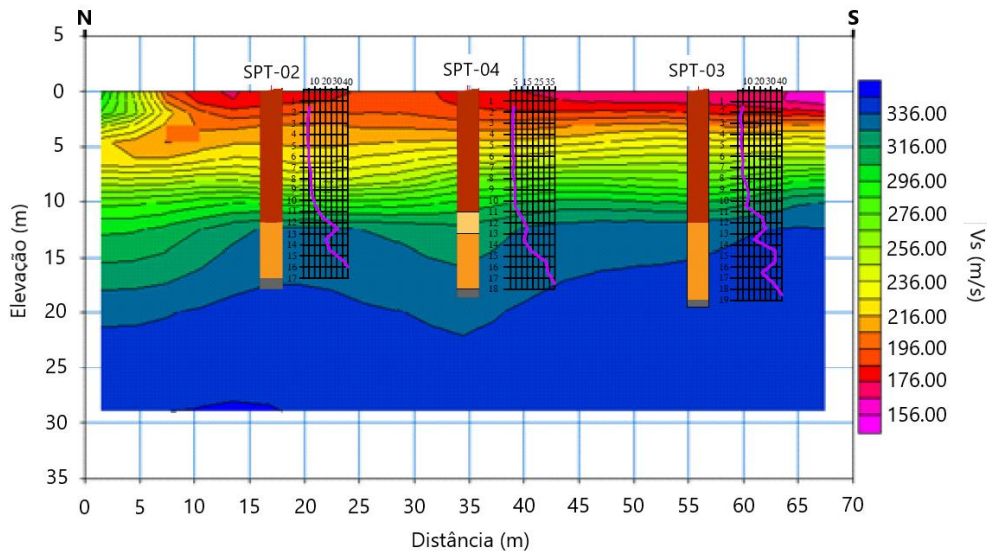


Figura 4.47. Perfil comparativo entre as investigações sísmica MASW e a sondagem SPT

Em função dessa classificação, observa-se que a camada classificada como solo arenoso pela geofísica, corresponde a camada de solo argiloso de consistência mole e que a camada de resultado geofísico ambíguo é segmentada em solo argiloso rijo, silte de consistência dura e material impenetrável. Dessa forma, foi realizada uma reclassificação do perfil de solo obtido a partir dos dados sísmicos, obtendo assim o resultado exposto na Figura 4.48. Nesse contexto, pode-se inferir que o intervalo de velocidade de onda V_s da camada de argila mole é de 146 m/s a 266 m/s, a camada de argila média e rija corresponde a 266 m/s a 316 m/s, o solo silteoso duro de 316 m/s a 336 e o material impenetrável com velocidade superior a 336 m/s. Por meio desta análise comparativa, pode-se inferir que a reclassificação do perfil geofísico pode ser expressa conforme indicado na Figura 4.48.

É importante ressaltar que, a classificação de consistência proposta no ensaio SPT não é adequada para a primeira camada de solo do perfil, tendo em vista que o material encontrado não apresenta comportamento de solo mole e sim de um material colapsível. A obtenção de valores de N_{SPT} abaixo de 5 golpes desse material mais superficial é inerente a quebra da estrutura metaestável promovida pelo processo executivo dinâmico oriundo do ensaio SPT. Dessa forma, será adotado a nomenclatura de solo argiloso poroso para a primeira camada de solo do perfil.

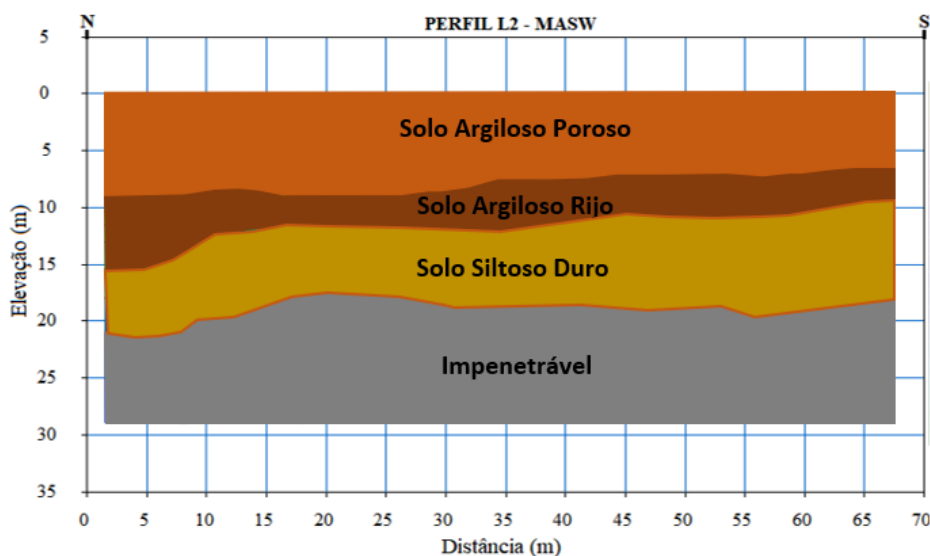


Figura 4.48. Perfil de solo interpretado a partir do método MASW acoplado ao ensaio SPT

Com base no exposto, pode-se observar que existe uma disparidade entre os limites das camadas dos perfis obtidos por meio do levantamento sísmico MASW e perfil reclassificado a partir das sondagens tipo SPT. Na Tabela 4.8 é possível observar a diferença entre a espessura e o tipo de material entre cada uma das metodologias.

Tipo de Solo	Profundidade das Camadas	
	MASW	MASW+SPT
Areia Fofa	0,0 a 4,0 m	-
Argila Porosa	-	0,0 a 7,5 m
Argila Média a Rija	4,0 a 28,0 m	7,5 a 12,0 m
Silte Duro		12,0 a 21,0 m
Impenetrável	> 28,0 m	> 21,0 m

Tabela 4.8. Comparativo entre as espessuras de camadas obtidas pelas investigações MASW e a sondagem SPT

No que diz respeito ao tipo de material, para a primeira camada de solo do perfil, o ensaio sísmico apontou a existência de um solo arenoso fofo, enquanto o SPT identificou a existência de um solo argiloso poroso. Essa disparidade quanto a classificação está diretamente relacionada com as características e comportamento geotécnico dos solos da região de Brasília. Segundo Cardozo (1995), as camadas superficiais dos solos dessa região denotam um intenso processo de intemperização e lixiviação, fazendo com que as mesmas descrevam a presença agregados de matriz argilosa interligadas a grãos de quartzo por meio de pontes de argila, influenciando diretamente na formação de material com uma estrutura porosa e elevado índice de vazios (1,0 a 2,0).

Em complemento ao exposto, como discutido no item 4.2 dessa dissertação, as características inerentes a esses solos fazem com que os mesmos possuam uma característica

estrutural interna similar à de solos arenosos, fazendo com que aspectos, como a permeabilidade, sejam inconsistentes com o comportamento esperado para esse tipo de material. Estudos realizados por Guimarães (2002) mostram que esse comportamento dos solos de Brasília é frequente apenas em sua condição *in situ* (amostra em condição natural conforme localização em campo), ou seja, caso a mesma venha a sofrer alguma alteração como aumento de umidade e/ou carregamento, sua estrutura interna sofre fortes alterações inerentes a quebra das ligações cimentantes entre as partículas. Ainda segundo o mesmo autor, devido a esse comportamento, este solo pode ser caracterizado como um solo argiloso poroso colapsível.

Ao avaliar os resultados provenientes dos ensaios de granulometria e duplo oedométrico da camada mais superficial do perfil de solo investigado (Figura 4.2 e Figura 4.5), pode-se observar que o referido material se trata do típico solo argiloso colapsível da região de Brasília. Em relação a curva granulométrica sem defloculante, nota-se que a ausência de uma fração argilosa na granulometria do material, faz com que o mesmo denote uma curva similar à de materiais granulares, reforçando assim a condição de colapsividade identificada no ensaio duplo oedométrico. Desta forma, pode-se concluir que o material identificado pela investigação MASW, na camada mais superficial, refere-se a argila porosa típica da região de Brasília.

Em relação as demais camadas, pode-se observar uma grande disparidade quanto a identificação de materiais entre os métodos MASW e o MASW+SPT, sendo que esse último demonstrou um nível maior de detalhamento estratigráfico. Apesar dessa diferença, quanto a consistência, a classificação dos materiais se mostraram semelhante, viabilizando assim uma avaliação global do estado compacto no qual os materiais presentes no perfil se encontravam. Essa condição reforça a importância em se utilizar um método direto de investigação geotécnica acoplado ao estudo geofísico para a obtenção de um nível de detalhamento de informações mais confiável quanto à interpretação do perfil do terreno. Em relação a divergência entre a camada mais superficial de solo, o mesmo pode ter ocorrido em função da distância de execução entre o ensaio SPT e o MASW, conforme pode ser observado na Figura 3.5. Pode-se inferir que os resultados, em termos de espessura, seriam mais convergentes caso os dois ensaios tivessem sido executados na mesma posição.

4.6.2 Sísmica de Refração e Sondagem Tipo SPT

Como observado no Item 4.4.1 dessa dissertação, os resultados obtidos por meio do modelo de duas camadas permitem observar a presença de duas camadas de materiais com forte contraste, sendo a primeira com uma menor de velocidade V_p e a segunda camada com uma

maior velocidade. Esse comportamento indica a presença nítida de uma camada de material menos compacto nos primeiros metros do perfil, seguido de um material mais compacto. Conforme mencionado anteriormente, não foi possível obter uma maior profundidade de investigação devido ao arranjo sísmico adotado para a execução do ensaio sísmico.

Assim como no método MASW, a estratigrafia será estimada a partir dos resultados da linha sísmica de *background*, tendo em vista o período de realização das sondagens, ou seja, utilizando apenas o resultado exposto na Figura 4.44. Para realizar a identificação dos materiais com base na velocidade da onda V_p , optou-se por utilizar como auxílio a classificação exposta por Souza *et al.* (1998) e Mari (2019), Tabela 4.9 e Tabela 2.1 respectivamente. Com base na primeira classificação, verifica-se que o aumento gradual da velocidade V_s em função da profundidade indica que o perfil de solo sofre uma elevação gradativa de sua consistência/compacidade ao longo de todo o perfil.

Velocidade (m/s)	Provável Tipo de Material
200-400	Solos, depósitos superficiais de sedimentos não-consolidados
400-1400	Argilas e areias, não consolidadas
1400-1800	Areias saturadas, argilas compactas, rochas bastante alteradas
1800-2400	Sedimentos consolidados e provavelmente saturados, rochas metamórficas ou ígneas, altamente fraturadas e/ou alteradas, arenito e folhelhos
2400-3700	Folhelhos, arenitos, rochas ígneas e metamórficas alteradas e/ou fraturadas
3700-4500	Rochas ígneas e metamórficas fracamente alteradas e/ou fraturadas
4500-6000	Rochas ígneas e metamórficas sãs, não fraturadas

Tabela 4.9: Classificação do tipo de material em função da velocidade de onda V_p (Souza *et al.*, 1998)

Com base no exposto, pode-se identificar, a partir da Figura 4.44, a presença de dois tipos de materiais, sendo o primeiro referente a uma camada de solo arenoso não consolidado até uma profundidade média de 7 m, seguida por uma camada de solo arenoso saturado ou argila compacta. Na Figura 4.49 pode-se observar a estratigrafia do terreno considerando essa divisão. Como pode ser observado, pelo método da sísmica de refração, foi possível identificar com nitidez a camada de solo arenoso, todavia, para a camada seguinte, observa-se a possibilidade de existência de mais de um tipo de material, fazendo com que o resultado encontrado seja considerado ambíguo.

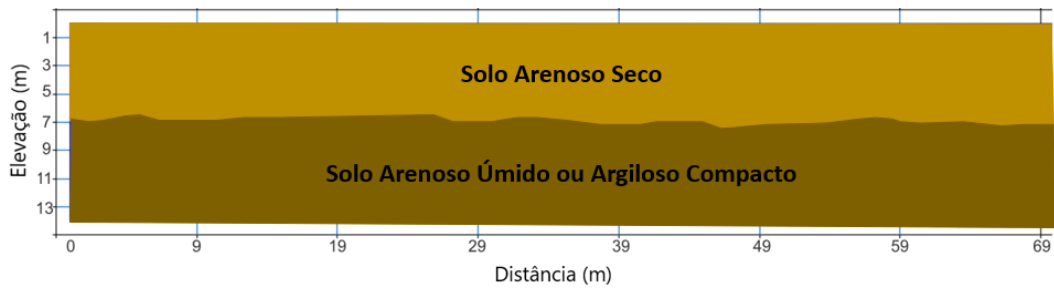


Figura 4.49. Perfil de solo obtido a partir do método de sísmica de refração utilizando o modelo de duas camadas

Assim como exposto no item 4.6.1 desta pesquisa, também foi feita a comparação dos dados oriundos dos modelos da sísmica de refração com os resultados das sondagens tipo SPT (Figura 4.50). A partir dos resultados obtidos por meio das sondagens projetadas sobre o alinhamento da linha sísmica (SPT-02, SPT-03 e SPT-04), pode-se inferir que o perfil se inicia com uma camada de argila mole até uma profundidade média de 7 m, seguida de uma argila, de consistência média a rígida, até a profundidade máxima do perfil sísmico (Figura 3.4).

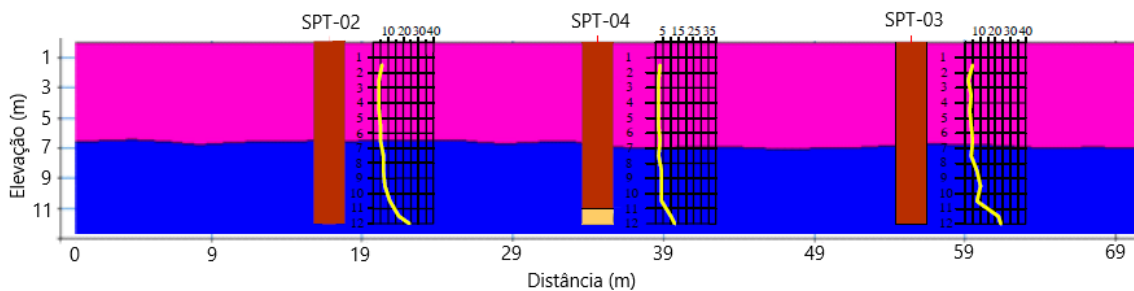


Figura 4.50. Perfil comparativo entre as investigações sísmica de refração e a sondagem SPT

Em função dessa classificação, observa-se que a camada classificada como solo arenoso pela sísmica, corresponde a camada de solo argiloso poroso e que a camada de resultado ambíguo é segmentada em solo argiloso rijo (compacto). Dessa forma, foi realizada uma reclassificação do perfil de solo obtido a partir dos dados sísmicos, obtendo assim o resultado exposto na Figura 4.51.

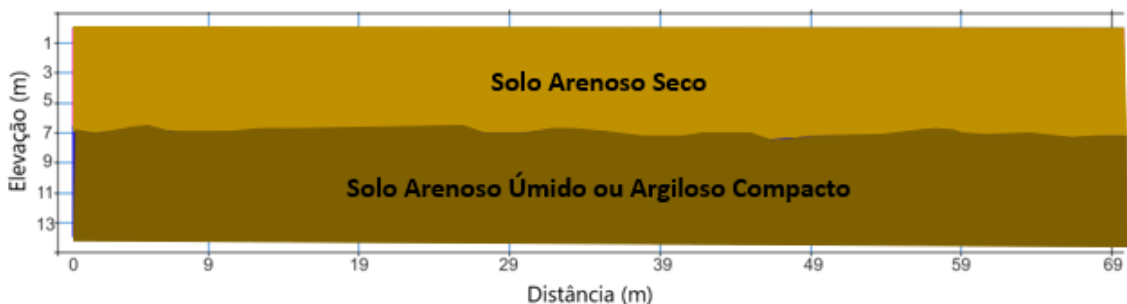


Figura 4.51. Perfil de solo interpretado a partir do método da sísmica de refração acoplado ao ensaio SPT

Com base no exposto, pode-se observar que, até a profundidade de investigação alcançada pela geofísica, houve uma convergência entre as espessuras das camadas, todavia os métodos indicaram tipos de materiais distintos. Na Tabela 4.10 é possível observar um comparativo entre a espessura de cada camada de solo e o tipo de material, entre o perfil obtido pelo método geofísico de forma isolada e o perfil estimado pelo acoplamento com o ensaio SPT.

Tipo de Solo	Profundidade das Camadas	
	Refração	Refração + SPT
Areia Fofa	7,0 m	-
Argila Porosa	-	7,0 m
Areia Saturada	-	-
Areia Compacta	-	6,0 m

Tabela 4.10. Comparativo entre as espessuras de camadas obtidas pela sísmica de refração e a sondagem SPT

Quanto ao tipo de material, assim como foi observado no ensaio sísmico MASW, o ensaio de refração identificou uma camada de areia fofa na parte mais superficial do perfil, enquanto o ensaio de SPT identificou a existência de um solo argiloso poroso. Como foi exposto no item 4.6.1, o fato do ensaio geofísico ter identificado um solo arenoso na parte superficial se diz respeito ao comportamento geotécnico *in situ* típico da argila porosa de Brasília. Em relação a segunda camada de solo, o acoplamento com o ensaio SPT permitiu eliminar a ambiguidade levantada pelo método geofísico utilizado de forma isolada, estabelecendo a presença de um material argiloso compacto.

Nos estudos realizados por Nogueira (2012) em Brasília, envolvendo o uso da sísmica de refração, também foi identificado uma camada de argila porosa de argila situada nos primeiros 6 m de profundidade (com uma velocidade de V_s equivalente a 481 m/s). Assim como observado neste trabalho, os resultados comparativos, entre a sísmica de refração e a sondagem tipo SPT, obtidos por Nogueira (2012) se mostraram satisfatórios no que diz respeito a investigação de camadas de um perfil de solo.

Em relação a espessura de cada camada, foi possível delimitar a camada de argila porosa do perfil com uma maior equivalência em relação ao obtido pelo método de SPT (Tabela 4.10), mesmo com a distância de execução entre os dois métodos de investigação. Essa condição pode estar associada ao fato da sísmica de refração, conforme mostrado por Sturaro Júnior *et al.* (2012), possuir uma boa eficiência para avaliar o estado de compactação dos solos, sendo esse um dos principais fatores que distinguem a argila porosa de Brasília da argila mais compacta. Vale destacar que, devido ao limite de profundidade da investigação sísmica, não foi possível delimitar a espessura total da camada de argila mais compacta, todavia nota-se que a mesma

seria superior a 6 m de espessura, o que também está em conformidade com o obtido pelo ensaio SPT.

Desta forma, pode-se inferir que o método de sísmica de refração se mostrou mais satisfatório no que diz respeito a delimitação da profundidade e a identificação de cada material do que o método MASW, o que o favorece o seu uso frente a perfis de solo típico semelhantes ao de Brasília. Mesmo tendo apresentado essa condição, o seu uso de forma isolada também se mostrou insuficiente em função da ambiguidade identificada na segunda camada do perfil, sendo necessário acoplar a realização de um ensaio de investigação direta para auxiliar no processo de identificação de um perfil de solo.

4.7 Parâmetros de Deformabilidade

Neste tópico, estão expostos os resultados obtidos nos ensaios triaxiais drenados e não drenados das amostras AMI-01 e AMI-02, no que diz respeito aos parâmetros de elasticidade de cada material (Módulo de Young, coeficiente de Poisson, Módulo Cisalhante e módulo volumétrico). Esses parâmetros serão utilizados como informações complementares e comparativas aos mesmos parâmetros obtidos por meio dos métodos sísmicos. Na Tabela 4.11 é possível observar os resultados referentes aos parâmetros de elasticidade obtidos por meio dos métodos da sísmica de refração e do MASW para as amostras AMI-01 e AMI-02. Na Tabela 4.12 tem-se os resultados referentes aos mesmos parâmetros, todavia obtidos por meio dos ensaios triaxiais.

Amostra	Parâmetros de Elasticidade			
	E (MPa)	ν	G (MPa)	B (MPa)
AMI-01	120	0,19	64	49
AMI-02	364	0,48	123	3671

Tabela 4.11: Parâmetros de elasticidade obtidos a partir dos ensaios sísmicos de refração e MASW

Amostra	Parâmetros - Triaxial Drenado				Parâmetros - Triaxial Não Drenado			
	E (MPa)	ν	G (MPa)	B (MPa)	E (MPa)	ν	G (MPa)	B (MPa)
AMI-01	72,2	0,40	25,8	120,3	38,1	0,5	12,7	-
	70,4	0,20	29,3	39,1	43,6	0,5	14,5	-
	112,8	0,20	47,0	62,7	108,9	0,5	36,3	-
	128,2	0,10	58,3	53,4	124,2	0,5	41,4	-
AMI-02	80,1	0,20	33,4	44,5	72,2	0,5	24,1	-
	76,2	0,10	34,7	31,8	108,5	0,5	36,2	-
	89,8	-	49,9	24,9	93,9	0,5	31,3	-
	90,7	0,30	34,9	75,6	102,5	0,5	34,2	-

Tabela 4.12: Parâmetros de elasticidade obtidos a partir dos ensaios triaxiais drenado e não drenado

Para a definição dos parâmetros de elasticidade a serem utilizados como aspecto comparativos aos obtidos pela investigação geofísica, optou-se por adotar os valores referentes a tensão de confinamento no qual as amostras coletadas de solo se encontravam *in situ*. Dessa forma, como as amostras AMI-01 e AMI-02 situavam-se, respectivamente, a aproximadamente 3 e 9 metros de profundidade, optou-se por utilizar, para a primeira, os valores dos parâmetros referentes a tensão de confinamento de 50 kPa e para a segunda, a tensão equivalente a 200 kPa. Na Tabela 4.13 é possível verificar os valores considerados para análise.

Amostra	Tipo	Parâmetros - Triaxial Drenado			
		E (MPa)	ν	G (MPa)	B (MPa)
AMI-01	Laboratório	70,4	0,20	29,3	39,1
	Sísmica	120,0	0,19	64,0	49,0
AMI-02	Laboratório	90,7	0,30	34,6	75,6
	Sísmica	364,0	0,48	123,0	3671,0

Tabela 4.13: Comparação entre os parâmetros de deformabilidade obtidos pela sísmica e os ensaios laboratoriais para as tensões de confinamento equivalentes as tensões de campo

Para a definição dos parâmetros de elasticidade presentes na Tabela 4.11, foi realizada a média entre os valores obtidos para cada 1 metro de profundidade respeitando a espessura de cada camada de solo. Vale destacar que foram desconsiderados os valores discrepantes em relação ao conjunto. Ressalta-se também que por serem determinados em função das velocidades de propagação das ondas sísmicas cisalhante e longitudinal, os parâmetros obtidos são considerados como dinâmicos. Nas Figura 4.52, Figura 4.53 e Figura 4.54 é possível observar a representação de cada perfil de solo com os respectivos valores dos parâmetros de elasticidade para cada metodologia aplicada.

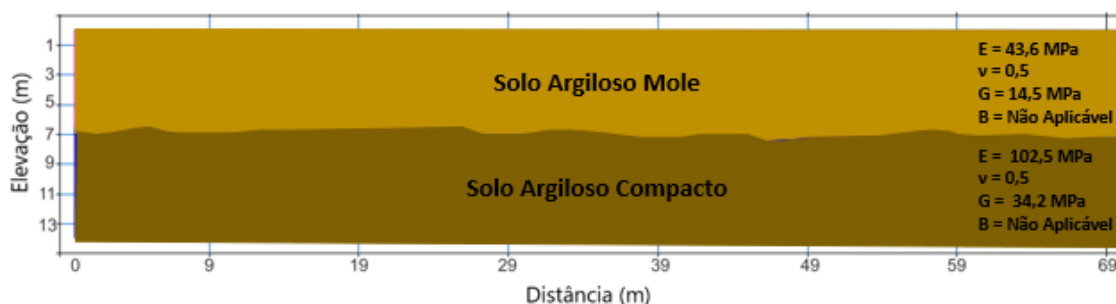


Figura 4.52. Distribuição dos parâmetros de deformabilidade com base no ensaio triaxial CU

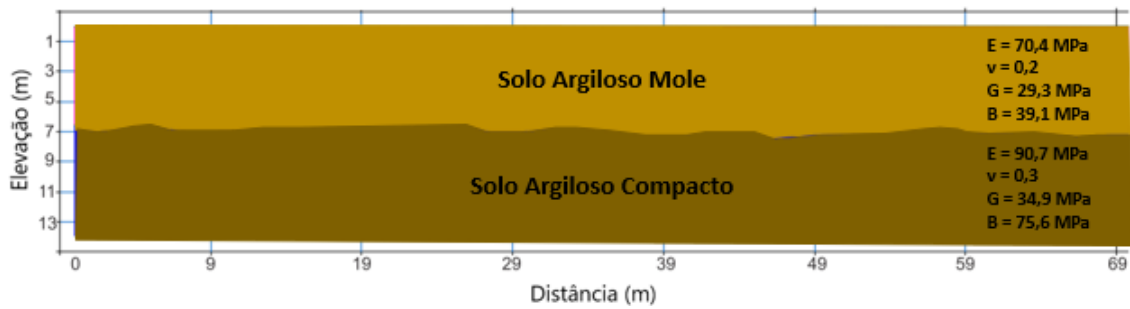


Figura 4.53. Distribuição dos parâmetros de deformabilidade com base no ensaio triaxial CD

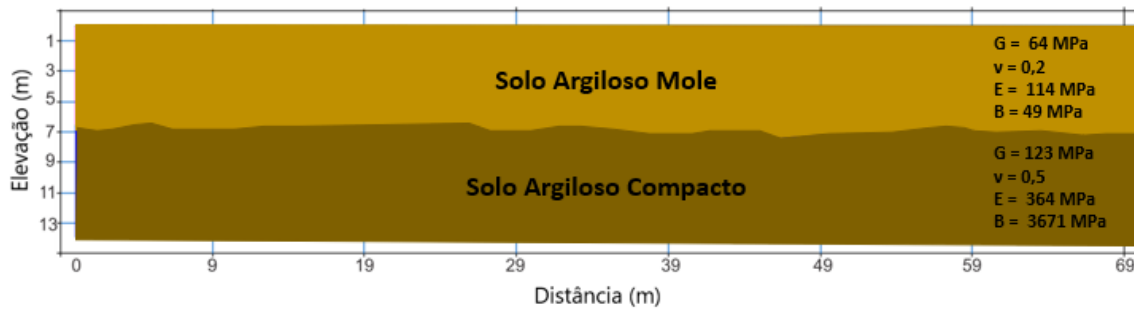


Figura 4.54. Distribuição dos parâmetros de deformabilidade com base nos ensaios sísmicos

A respeito do coeficiente de Poisson, foram obtidos valores satisfatórios entre os ensaios convencionais e a investigação sísmica, sendo que o método geofísico indicou o mesmo valor do coeficiente para a primeira camada de solo e um coeficiente menor para a segunda camada. Apesar da diferença identificada na segunda camada, ao comparar os coeficientes obtidos com a classificação proposta por Teixeira e Godoy (1996), Tabela 4.14, verifica-se que ambas as metodologias entraram em convergência quanto ao tipo de material, indicando que nos dois casos tem-se a presença de um solo argiloso. Vale destacar que os valores expostos pelo ensaio triaxial do tipo não drenado não foram avaliados quanto ao Poisson, devido a inexistência de variação volumétrica ao longo de todo o ensaio, o que faz com que o mesmo permaneça com valor constante independente da condição de confinamento da amostra.

Solo	v
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 a 0,5
Argila saturada	0,4 a 0,5
Argila não saturada	0,1 a 0,3

Tabela 4.14: Tipos de solo em função do coeficiente de Poisson (Teixeira e Godoy, 1996)

Com relação aos demais parâmetros nota-se, a partir da Tabela 4.13, que os resultados obtidos por meio dos ensaios sísmicos e laboratoriais, apesar de serem distintos, se encontram na mesma ordem de grandeza, sendo que para a amostra AMI-01, foi possível obter resultados

mais próximos entre ambos os métodos executivos, principalmente no que diz respeito ao módulo volumétrico (módulo de Bulk). Conforme pode ser observado ainda na mesma tabela, para ambas as amostras, os módulos obtidos por meio dos ensaios sísmicos se mostraram superiores aos obtidos por meio de ensaios laboratoriais.

De acordo com Gandolfo (2021), ao determinar os módulos de elasticidade por meio da sísmica obtêm-se os mesmos sob condição dinâmica, tendo em vista o comportamento das partículas de solo frente a passagem da onda sísmica. Nesse contexto, é esperado que haja uma divergência entre os dados sísmicos e laboratoriais, tendo em vista que os módulos determinados por meio desses são considerados estáticos. Com relação a maior aproximação dos resultados para a amostra AMI-01, acredita-se que o mesmo pode estar relacionado ao arranjo sísmico utilizado nesse trabalho e/ou na carga energética obtida *in situ*, tendo em vista que, por envolver o uso de ondas de superfície, tem-se uma perda energética da onda sísmica a medida em que se tem o aumento da profundidade, o que faz com que os resultados obtidos para pontos mais profundos denotem uma menor acurácia quando comparados com os resultados dos locais situados mais a superfície do perfil. Desta forma, destaca-se a necessidade de uma maior gama de investigações, tanto geofísicas quanto geotécnicas, para permitir avaliar com um maior rigor amostral a determinação desses parâmetros.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo descreve as considerações finais acerca do escopo no qual essa dissertação foi desenvolvida, bem como algumas sugestões para realização de trabalhos futuros.

5.1 Conclusões

Por meio dos ensaios sísmicos MASW e de refração, em conjunto com as investigações geotécnicas laboratoriais e de campo, foi possível realizar a caracterização de duas camadas de solo de um maciço escavado e avaliar as alterações no estado de tensão deste, resultantes das deformações promovidas pela execução da escavação estabilizada com estacas associadas à grampos e tirantes. Por meio dessas análises, foi possível determinar as propriedades dos solos e o comportamento do maciço frente à escavação estabilizada pelo sistema de contenção. Em laboratório foram determinados os parâmetros de resistência e deformabilidade, características físicas e o potencial de colapso. Em campo as prospecções empregas por dois diferentes métodos, destrutivo (sondagem à percussão) e não-destrutivo (sondagem geofísica), identificou-se os horizontes do perfil de intemperismo do terreno. As sondagens geofísicas contemplaram dois métodos sísmicos, permitindo verificar o potencial de uso deste tipo de investigação como ferramenta complementar às prospecções comumente executadas na geotecnia e ao entendimento do comportamento do maciço frente a intervenções capazes de modificar seu estado de tensão.

Com relação a caracterização física das camadas de solos presentes no perfil interceptados pela escavação (amostras AMI-01 e AMI-02), pode-se verificar que ambos os materiais denotam comportamento compatível com os solos situados na região de Brasília, verificando-se um alto valor para o índice de vazios e um peso específico dos sólidos coerente com as concentrações de argilominerais presentes na região. Em conjunto ao exposto, as curvas granulométricas indicaram que os materiais, em ausência de substâncias que denotem ação defloculante, possuem comportamento semelhante a materiais com predominância de areia, conferindo-lhes um valor elevado de índice de vazios para esse material.

Ao avaliar os resultados dos ensaios de adensamento, foi verificado que o processo de inundação promoveu um aumento no comportamento compressível dos materiais segundo a classificação proposta por Coduto (1998), indicando que os materiais ensaiados possuem sensibilidade à presença de água. Com relação a camada de argila porosa (AMI-01), o ensaio duplo oedométrico indicou que o mesmo possui comportamento colapsível quando submetido

a um aumento de umidade, o que está em conformidade com o comportamento geotécnico identificado nos ensaios de caracterização física e com o histórico inerente aos materiais mais superficiais situados na região de Brasília. Em complemento ao exposto, foi verificado por meio das curvas de adensamento que o mesmo material sofre um processo imediato de colapso estrutural quando se encontra submetido a presença de carregamentos externos.

Por meio de análises dos resultados dos ensaios de compressão triaxial e de cisalhamento direto, pode-se concluir que os materiais ensaiados se comportam como solos argilosos normalmente adensado. Em relação aos parâmetros de resistência, para a amostra AMI-01 o ângulo de atrito variou de $27,9^\circ$ a $35,1^\circ$ e a coesão de 8,6 kPa a 12,6 kPa, enquanto que para a amostra AMI-02 o ângulo de atrito variou de $28,5^\circ$ a $33,7^\circ$ e a coesão de 0 kPa a 15,2 kPa. Foi verificado que essa variação está associada tanto as características geotécnicas e mineralógicas dos materiais dessa região quanto ao tipo de ensaio utilizado para a obtenção dos parâmetros de resistência. Estes valores correspondem a diferentes condições dos corpos de prova ensaiados. Os ensaios de compressão triaxial foram conduzidos nas condições drenada e não drenada.

Com relação ao emprego da sísmica de refração, foi possível obter uma profundidade de investigação de 13 m. Por meio dessa metodologia foi identificado a presença de dois tipos de solos, sendo que a espessura de cada uma destas camadas foi a mesma que o valor médio obtido por meio das sondagens à percussão com ensaio SPT, indicando assim boa convergência de resultados. Com relação a identificação do tipo de material, o uso da sísmica de refração resultou em uma interpretação ambígua, todavia, quando o mesmo foi interpretado de forma acoplada à informações das sondagens à percussão, foram obtidos resultados mais consistentes com a condição *in situ*. Como é de costume nas práticas de levantamentos geofísicos, não é recomendável que os mesmos sejam realizados sem complemento por métodos diretos de prospecção geotécnica, para sanar a presença de resultados ambíguos.

Em relação ao método MASW, foi possível obter uma profundidade de investigação de 28 m de profundidade. Por meio dessa metodologia foram identificados a presença de dois tipos de solos, sendo que a espessura de cada um desses materiais obteve divergência com as espessuras identificadas pela sondagem à percussão. Com relação a identificação do tipo de material, o uso do MASW apresentou, além da ambiguidade de interpretação, uma disparidade entre a quantidade de tipos de materiais presentes no perfil até a profundidade de investigação. Todavia, quando o mesmo foi interpretado de forma acoplada as sondagens à percussão, observaram-se resultados satisfatórios relativos à definição da estratigrafia local. Desta forma,

assim como foi observado na sismica de refração, também não se recomenda o uso do MASW sem complementar a investigação com prospecções tradicionais da geotecnia.

Ainda com relação ao tipo de material, tanto a sismica de refração quanto o MASW permitiram delimitar e identificar a camada de argila porosa existente nos primeiros 7 m de profundidade no local. Essa condição permitiu evidenciar o potencial uso dessas investigações para a identificação de solos colapsíveis na região de Brasília. Para ampliar a base de dados, recomenda-se a realização de uma maior gama de ensaios, em diferentes locais, com presença de solos colapsíveis, para consolidar de forma mais acurada as relações entre os resultados da geofísica e estes tipos de solo.

Com relação a identificação de alterações no perfil decorrentes do procedimento de escavação, foi possível observar por meio dos ensaios sísmicos que o conjunto escavação mais contenção promoveu um aumento na rigidez do meio no que diz respeito na área de abrangência da escavação, sendo o mesmo refletido no aumento da magnitude da velocidade de onda cisalhante ao longo do perfil. Por meio do método MASW foi possível verificar que a zona de maior concentração desse ganho, pode estar diretamente relacionada ao comportamento colapsível do solo, tendo em vista que a ocorrência do colapso promove uma redução dos vazios do meio com conseqüente rearranjo de partículas, o que faz com que se tenha uma maior rigidez no meio. Desta forma, pode-se inferir que as investigações sísmicas adotadas apresentam potencial para a identificação da alteração do estado de tensão em taludes, estabilizados ou não por estruturas de contenção, por meio das variações de velocidade de propagação das ondas sísmicas, que por sua vez se relacionam com o módulo de rigidez do material.

Como ferramenta para fins de sistema de alerta, verificou-se que os métodos sísmicos adotados nessa dissertação, não permitem um aviso em tempo real de uma anormalidade que configurasse um processo de ruptura. Desta forma, recomenda-se um estudo de monitoramento envolvendo o uso de métodos microsísmicos, para verificar sua viabilidade de uso, tendo em vista que esta metodologia permite a obtenção de baixas frequências de ressonância, que estão relacionadas aos pequenos deslocamentos ocasionados pela mobilização da resistência ao cisalhamento dos solos.

Com relação a determinação do coeficiente de Poisson por meio dos métodos geotécnicos e pelos métodos sísmicos foram obtidos valores semelhantes para esse coeficiente. Ao comparar os coeficientes obtidos com a classificação proposta por Teixeira e Godoy (1996), foi verificado que ambas as metodologias entraram em convergência quanto ao tipo de material, indicando a presença de um material argiloso. Para os demais parâmetros de elasticidade,

também foram obtidos resultados satisfatórios, tendo em vista a convergência entre a ordem de grandeza dos módulos obtidos por meio dos ensaios geotécnicos e sísmicos, podendo verificar uma maior aproximação de resultados para a amostra AMI-01.

5.2 Sugestões para estudos futuros

Com o intuito de complementar e dar continuidade a esse trabalho, recomenda-se que futuramente sejam abordados os temas descritos abaixo:

- Fazer o uso de métodos sísmicos de fonte passiva e/ou microsísmica para avaliar as alterações presentes em um talude em tempo real e contínuo e verificar a viabilidade do seu uso como ferramenta de gerenciamento de risco;
- Realizar um maior número de investigações sísmicas ao longo da extensão de um talude, preferencialmente em formato de malha, com o intuito de realizar interpretações 3D e verificar como o talude se comporta frente a uma alteração em seu estado de tensões;
- Avaliar o uso das investigações sísmicas em outras obras geotécnicas, como barragens e taludes rodoviários, e verificar o seu desempenho na caracterização geotécnica nesses empreendimentos;
- Aprofundar a aplicação dos métodos sísmicos na identificação e caracterização na de solos colapsíveis;
- Verificar o potencial de aplicação dos métodos sísmicos como complementação para a caracterização geotécnica de solos situados a elevadas profundidades;
- Avaliar a viabilidade de uso dos métodos geofísicos como ferramenta complementar na avaliação da qualidade de execução de sistemas de contenção;
- Criação de um banco de dados geofísicos para auxiliar na calibração e manutenção do uso desses métodos em empreendimento geotécnicos;
- Realizar o uso de diferentes arranjos sísmicos para verificar a sua influência na caracterização geotecnia de perfis de solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2020). ABNT NBR 6484: Solo – Sondagens de Simples Reconhecimentos com SPT – Método de Ensaio. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 32 p.
- ABREU, A. E. S. (2016). Characterizing a Brazilian Sanitary Landfill Using Geophysical Seismic Techniques. *Waste Management*, 53: 116-127.
- ALMEIDA, M. M. (2010). Estudo Tensão Deformação de Barragem de Terra e Enrocamento. Dissertação de Mestrado, NUGEO/UFOP, Ouro Preto, MG, 139 p.
- AOKI, N. (2018). Aplicação de Métodos Probabilísticos em Fundações. Minicurso. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, Salvador, Brasil, 27 p.
- ARAKI, M. S. (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Porosos Colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Departamento de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 121 p.
- ARAÚJO, G. L. S. (2019a). Instrumentos para a Medições de Deslocamentos e de Deformação. Notas de aula. Curso de Instrumentação Geotécnica. 49 p.
- ARAÚJO, G. L. S. (2019b). Princípios de Funcionamento de Instrumentos Geotécnicos. Notas de aula. Curso de Instrumentação Geotécnica. 53 p.
- ARAÚJO, G. L. S. (2019c). Instrumentação Geotécnica: Medidores de Poropressão. Notas de aula. Curso de Instrumentação Geotécnica. 37 p.
- ASSIS, A. P., FRANCISS, F. O. & RABECHINI JÚNIOR. (2019). Gestão de Riscos: Empreendimentos Complexos. Editora CRV, Curitiba, RS, 342 p.
- ASSIS, A. P. (2020). Gestão de Riscos em Obras Subterrâneas em Meios Rochosos. Palestra técnica. Simpósio Digital de Geotecnia (WebGeo).
- AUGUSTO FILHO, O. (1992). Caracterização Geológico-geotécnica Voltada à Estabilização de Encostas: Uma Proposta Metodológica. Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, COBRAE, Rio de Janeiro, Brasil. 721-733.
- AUGUSTO FILHO, O., VIRGILI, J. C. & DILÁSCIO, M. V. (2018). Estabilização de Taludes. *Geologia de Engenharia e Ambiental*, A. M. S. OLIVEIRA & S. N. BRITO (eds.), ABGE, São Paulo, BRA, pp. 400-420.

- AVERSA, S., CASCINI, L., PICARELLI, L. & SCAVIA, C. (2016). Landslides and Engineered Slopes: Experience, Theory, and Practice. Vol. 1, CRC Press, Boca Raton, FL. 1257 p.
- AYRES NETO, A. (2000). Uso da Sísmica de Reflexão de Alta Resolução e da Sonografia na Exploração Mineral Submarina. *Revista Brasileira de Geografia*, 18(3): 241-256.
- BISPO, C. O., LISTO, F. L. R., LISTO, D. G. S. & FALCÃO, N. A. M. (2020). Suscetibilidade Induzida a Escorregamentos, via Aplicação do Método AHP. *Diversitas Journal*, 5(1): 298-314.
- BITTENCOURT, D. M. A. (2019). Teoria do Adensamento: Tópicos de Aula. Notas de Aula. Curso de Geotecnia II. 32 p.
- BOLT, B. A. (1982). Inside the Earth: Evidence from Earthquakes. W. H. Freeman and Company, San Francisco, USA. 191 p.
- BOAS, D. B. R. (2014). Sísmica de Reflexão para Alvos Geotécnicos. Trabalho de Conclusão de Curso, UFBA, Salvador, BA, 86 p.
- BONNEFOY-CLAUDET, S., COTTON, F. & BARD, P. Y. (2006). The Nature of Noise Wavefield and Its Applications for Site Effects Studies: A Literature Review. *Earth-Science Reviews*, 79(3-4): 205-227.
- BROCHER, T. M. & HART, P. E. (1991). Comparison of Vibroseis and Explosive Source Methods for Deep Crustal Seismic Reflection Profiling in the Basin and Range Province. *Journal of Geophysical Research*, California, USA. 96(B6): 18197-18213.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1994). Considerações Sobre o Estudo e Análise do Colapso de Solos Porosos Naturais. II Simpósio sobre Solos não Saturados, Recife, Brasil.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J., MARINHO, F. A. M., OLIVEIRA, O. M. & GITIRANA JÚNIOR, G. F. N. (2012). Contribuição ao Entendimento do Comportamento dos Solos Não Saturados. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, Porto de Galinhas, Brasil, 9 p.
- CAMPOS, J. E. G., DARDENNE, M. A., FREITAS-SILVA, F. H., MARTINS-FERREIRA, M. A. C. (2013). Geologia do Grupo Paranoá na Porção Externa da Faixa Brasília. *Brazilian Journal of Geology*, 43(3): 461-476.

- CAMPOS, J. E. G. & FREITAS-SILVA, F. H. (1998). Geologia do Distrito Federal. In: Inventário Hidrogeológico e dos Recursos Hídricos Superficiais do Distrito Federal, IEMA/SEMATEC/UnB, Vol. 1, Brasília, DF, 86 p.
- CAPUTO, H. P. & CAPUTO, A. N. (2015). Mecânica dos Solos e Suas Aplicações. 7ª ed. Vol. 1, LTC, Rio de Janeiro, BRA. 256 p.
- CARDOSO, R. A. (2009). O Uso da Cartografia Geotécnica para a Predição da Ocorrência de Solo Fino Laterítico para Utilização em Pavimentação Rodoviária. Anais do I Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região do Centro - Oeste, Goiânia, v. 1, p. 96-99.
- CARDOZO, F. B. F. (1995). Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso. Dissertação de Mestrado, Departamento de Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 140 p.
- CERRI, L. E. & AMARAL, C. P. (1998). Riscos Geológicos. Geologia de Engenharia, A. M. S. Oliveira & S. N. A. Brito (eds.), ABGE, São Paulo, BRA, pp. 131-144.
- CHOWDHURY, R., FLENTJE, P., BHATTACHARYA, G. (2010). Geotechnical Slope Analysis. CRC Press, London, UK. 737 p.
- CLAGUE, J. J. & ROBERTS, N. J. (2012). Landslide Hazard and Risk. Landslides: Types, Mechanisms and Modeling, J. J. Clague & D. Stead (eds.), Cambridge University Press, São Paulo, BRA, pp. 163-181.
- COLLARES, A. C. Z. B. (2002). Influência de Fatores Estruturais e Químicos no Colapso e Dispersão de Dois Solos. Tese de Doutorado, USP, São Paulo. 249 p.
- CODUTO, D. P. (1998). Geotechnical Engineering – Principles and Practices. 1ª ed. Prentice-Hall International, London, UK. 800 p.
- COUTO, S. S. (2022). Estudo da Variabilidade do Coeficiente de Adensamento para Diferentes Metodologias de Cálculo e Condições de Grau de Compactação e Desvio de Umidade. Trabalho de Conclusão de Curso, UEG, Anápolis, GO, 147 p.
- DAS, B. M. (2007). Fundamentos de Engenharia Geotécnica. Thomson Learning, São Paulo, SP, 84-118 p.
- DELGADO, A. K. C. (2007). Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Tropicais Característicos do Distrito Federal para Uso na Pavimentação Rodoviária. Tese de Doutorado, UnB, Brasília, p. 4-64.

DIAS, R. D., PINHEIRO, R. J. B. & ARNOLD, G. P. (1990). Compressibilidade dos Latossolos do Sul do Brasil. IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, Salvador, Brasil: 199-205.

DINIZ, N. C. (2006). Avaliação de Terrenos Quanto à Suscetibilidade à Erosão. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J., *et al.* Processos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro. Brasília: FINATEC. p. 221- 247.

DUNNICLIFF, J. & GREEN, G. E. (1988). Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. Wiley, New York, NY, 577 p.

EBELING, C. W. (2012). Chapter One – Inferring Ocean Storm Characteristics from Ambient Seismic Noise: A Historical Perspective. *Advances in Geophysics*, 53: 1-33.

ECHEVERRIA, R. M. (2007). Avaliação de Impactos Ambientais nos Tributários do Lago Paranoá, Brasília DF. Dissertação de Mestrado, UnB, Brasília, 2007. 121 p.

EIKMEIER, C. N. (2018). Análise Multicanal de Ondas de Superfície (MASW): Um Estudo Comparativo com Fontes Ativas e Passivas, Ondas Rayleigh e Love e Diferentes Modos de Propagação. Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo, SP, 130 p.

ELSHARIEF, A. M., ABDELAZIZ, O. A. & DAFALLAA, M. A. (2015) The Influence of Matric Suction on the Shear Strength of Highly Plastic Compacted Swelling Clays. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 20(1): 12555-12568.

FEIJÓ, R. L. (2007). Monitoração de uma Escavação Experimental Grampeada em Solo Residual Gnáissico Não Saturado. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ. 157 p.

FERREIRA, B. N. (2018). O Uso de Ondas de Superfície do Ruído Sísmico Cultural e Ambiental para a Detecção de Alvos Rasos. Dissertação de Mestrado, IG/UnB, Brasília, DF. 103 p.

FERREIRA, S. R. D. M. & SILVA. (2005). Microestrutura de Solos Colapsíveis do Semiárido de Pernambuco Antes e Após o Colapso. *Anais do V Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados*, São Carlos. p. 423-429.

FICHTNER, A., GUALTIERI, L. & NAKATA, N. (2019). Introduction. N. Nakata; L. Gualtieri & A. Fichtner (eds.), Cambridge University Press, Cambridge, UK, pp. 21-28.

- FUTAI, M. M. (2014). Landslides in Unsaturated Conditions Caused by Rainfall Infiltration. Extreme Rainfall Induced Landslides: an International Perspective, W. A. Lacerda; E. M. Palmeira; A. L. C. Netto & M. Ehrlich (eds.), Oficina de Textos, São Paulo, BRA, pp. 41-69.
- GEOMETRICS. (2009). SeisImager/SWTM Manual: Windows Software for Analysis of Surface Waves. Geometrics. 214 p.
- GERSCOVICH, D. M. S. (2010). Resistência ao Cisalhamento: Conteúdo. Notas de aula. Curso de Resistência ao Cisalhamento. 102 p.
- GERSCOVICH, D. M. S. (2016). Estabilidade de Taludes. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 192 p.
- GRAU, E. D. S. (2014). Efeito da Variação de Umidade no Cálculo do Empuxo em Solos Tropicais. Dissertação de Mestrado, Departamento de Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 106 p.
- GUIDICINI, G. & NIEBLE, C. M. (1983). Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. Blucher, São Paulo, SP, 196 p.
- GUIMARÃES, R. C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Departamento de Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 183 p.
- GUIMARÃES, R. C., CARVALHO, J. C. & PEREIRA, J. H. F (2002). Contribuição à Análise da Colapsividade dos Solos Porosos do Distrito Federal. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, Goiânia, Brasil, 8 p.
- GUIRELI NETTO, L., GANDOLFO, O. C. B., MALAGUTTI FILHO, W. & DOURADO, J. C. (2019). Integração dos Métodos de Sísmica de Refração de Onda S e Análise Multicanal de Ondas Superficiais (MASW) em Barragem de Terra. International Congress of the Brazilian Geophysical Society & Expogef, Rio de Janeiro, Brasil. 5 p.
- GUTIERREZ, N. H. M. (2005). Influências de Aspectos Estruturais no Colapso de Solos do Norte do Paraná. Tese de Doutorado, USP, São Paulo. p. 30-78.
- HAINES, S. S. (2007). A Hammer-Impact, Aluminum, Shear-Wave Seismic Source. USGS Open-File Report 2007-1406, Virginia, USA. 5 p.
- HEAD, K. H. (1982). Manual of Soil Laboratory Testing. ELE, Londres, UK. 415 p.
- HUNT, R. E. (2007). Geotechnical Investigation Methods: A Field Guide for Geotechnical Engineers. CRC Press, Boca Raton, FL, 329 p.

- HUSSAIN, Y., CARVAJAL, H. M., CONDORI, C., UAGODA, R., SOTO, M. C., CAVALCANTE, A. L. B., CUNHA, L. S. & MARTINO S. (2018). Ambient Seismic Noise: A Continuous Source for the Dynamic Monitoring of Landslides. *Terrae Didactica*, 15(1): 1-5.
- IBGE (2018). Desastres Naturais: 59,4% dos municípios não tem Plano de Gestão de Riscos. Disponível em: <https://censos.ibge.gov.br/2012-agencia-de-noticias/noticias/21633-desastres-naturais-59-4-dos-municipios-nao-tem-plano-de-gestao-de-riscos.html>. Acesso em: 25 de agosto de 2020.
- IBGE (2019). Suscetibilidade a Deslizamentos do Brasil: Primeira Aproximação. IBGE, Rio de Janeiro, RJ, 56 p.
- JACINTHO, E. C., CARVALHO, J. C., CARDOSO, F. B. F., SANTOS, R. M. M., GUIMARÃES, R. C. & LIMA M. C. G. (2006). Solos Tropicais e o Processo Erosivo. *Processos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro*, J. C. Carvalho, M. M. Sales, N. M. Souza & M. T. S. Melo (eds), FINATEC, Brasília, BRA, p. 93-156.
- JENNY, H. (1994). *Factors of Soil Formation: A System of Quantitative Pedology*. 2^a. ed. New York: Dover Publications Inc.
- KEAREY, P., BROOKS, M., & HILL, I.; tradução MARIA C. M. COELHO. (2009). *Geofísica de Exploração*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 438 p.
- LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HETHERINGTON, M. D. (1992). Review of Wetting-Induced Collapse in Compacted Soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118. p. 1376-1394.
- LEROPE, S., MARKOWICZ, K. & GRAD, M. (2016). Impact of Wind on Ambient Noise Recorded by the “13 BB Star” Seismic Array in Northern Poland. *Geophysical Journal International*, 205: 1406-1413.
- LOLLO, J. A. (2008). *Solos Colapsíveis: Identificação, Comportamento, Impactos, Riscos e Soluções Tecnológicas*. Cultura Acadêmica Editora, São Paulo, SP. 264 p.
- LONARDELLI, J. N., RIGOTI, A., ROSTIROLLA, S. P. & APPI, C. J. (2006). Levantamento Sísmico de Reflexão Rasa: Um Estudo dos Arenitos Vila Velha no Estado do Paraná, Brasil. *Boletim Paranaense de Geociências*, 58: pp. 31.
- LOPES, E. S. S. & ARRUDA JÚNIOR, E. R. (2015). Sensoriamento Remoto para Deslizamentos. *Sensoriamento Remoto para Desastres*, T. M. Sausen & M. S. P. Lacruz (eds.), Oficina de Textos, São Paulo, BRA, pp. 213-248.

- LOWRIE, W. (2007). *Fundamentals of Geophysics*. Cambridge University Press, Cambridge, UK, 381 p.
- MAINSANT, G., LAROSE, E., BRONNIMANN, C., JONGMANS, D., MICHOUD, C. & JABOYEDOFF, M. (2012). Ambient Seismic Noise Monitoring of a Clay Landslide: Toward Failure Prediction. *Journal of Geophysical Research*, 117(F1): 1-12.
- MARC (2021). *Ensayos CPTU – Central de Ciclo Combinado Costa Norte, Provincia de Colón*. Disponível em: <https://www.monitoriza-panama.com/ensayos-cptu-central-de-ciclo-combinado-costa-norte-provincia-de-colon/>. Acesso em: 15 de março de 2022.
- MARI, J. L. (2019). Wave Propagation. *Seismic Imaging: A Practical Approach*, J. L Mari & M. Mendes (eds.), EDP Sciences, pp. 17-34.
- MARRANO, A., IYOMASA, W. S. & MIYASHIRO, N. J. (2018). Investigações Geotécnicas e Geoambientais. *Geologia de Engenharia e Ambiental*, A. M. S. Oliveira & J. J. Monticeli (eds.), ABGE, São Paulo, BRA, pp. 274-312.
- MASW (2021). *Hardware for MASW Survey*. Disponível em: <http://masw.com/Hardware.html>. Acesso em: 23 de novembro de 2021.
- MCNAMARA, D. E. & BULAND, R. P. (2004). Ambient Noise Levels in the Continental United States. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 94(4): 1517-1527.
- MCNAMARA, D. E., RINGLER, A. T., HUTT, C. R. & GEE, L. S. (2011). Seismically Observed Searching in the Panama Canal. *Journal of Geophysical Research*, 116(B04312): 1-12.
- MEDEIROS, L (2012). *Trincheira*. Disponível em: <https://www.sbcs.org.br/trincheira/>. Acesso em: 15 de março de 2022.
- MEIRA, G. S. (2018). *Influência do Grau de Compactação e Desvio de Umidade nos Parâmetros de Adensamento do Solo*. Trabalho de Conclusão de Curso, UEG, Anápolis, GO, 162 p.
- MENDECKI, A. J., LYNCH, R. A. & MALOVICHKO, D. A. *Routine Micro-Seismic Monitoring in Mines*. Australian Earthquake Engineering Society 2010 Conference, Perth, Austrália. 33 p.
- MILSOM, J. & Eriksen (2011). *Field Geophysics: The Geological Field Guide Series*. Wiley, São Paulo, SP, 232 p.

- MITNICK, R. (2018). Vibroseis Truck – Know as T-Rex. Disponível em: <https://sciencesprings.wordpress.com/tag/vibroseis-truck-known-as-t-rex/>. Acesso em 23 de maio de 2020.
- MUCCIARELLI, M. (2010). Ambient Noise Measurements on Soil and Buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(3): 481-482.
- NADIM, F. & LACASSE, S. (2014). Assessment and Mitigation of Landslide Risk. *Extreme Rainfall Induced Landslides: an International Perspective*, W. A. Lacerda; E. M. Palmeira; A. L. C. Netto & M. Ehrlich (eds.), Oficina de Textos, São Paulo, BRA, pp. 182-206.
- NAZARIAN, S. (1984). In Situ Determination of Elastic Moduli of Soil Deposits and Pavements by Spectral Analysis of Surface Waves Method. Ph.D. Dissertation, University of Texas, Austin, Texas. 453 p.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1995). Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. São Paulo: Editora Villibor. 213 p.
- NOGUEIRA, P. V. (2014). Integração de Sísmica de Refração e Eletrorresistividade para Elaboração de um Modelo 2D do Depósito de Ferro N4WS do Complexo Serra Norte, Carajás-PA. Dissertação de Mestrado, IG/UnB, Brasília, DF, 81 p.
- NOVOTNY, O. (1999). Seismic Surface Waves. Lecture Notes for Post-Graduate Studies. Instituto de Física, Universidade Federal da Bahia. 156 p.
- NUNES, A. L. L. S., SAYÃO, A. S. F. J., SPRINGER, F. O., LIMA, A. P., SARÉ, A. R. & DIAS, P. H. V. (2006). Instrumentação e Monitoramento de Taludes em Solo Grampeado. 10º Congresso Nacional de Geotecnia de Portugal, CNG, Lisboa, Portugal. pp.175-186.
- OKADA, H. (2003). Geophysical Monograph Series: The Microtremor Survey Method. Society of Exploration Geophysicists, United States of America, USA, 135 p.
- PACHECO, T. C. K. F. (2018). Identificação e Análise de Áreas de Suscetibilidade a Deslizamentos de Encostas em Campos do Jordão-SP Utilizando o Modelo Shalstab e Imagens do Worldview-2. Dissertação de Mestrado, INPE, São José dos Campos, SP, 73 p.
- PAIXÃO, M. M. O. M. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1994). Influência da Microestrutura no Colapso de um Solo de Brasília. *Anais do II Simpósio sobre Solos não Saturados*, Recife, p. 105-110.
- PARK, C. B., MILLER, R. D. & XIA, J. (1999). Multichannel Analysis of Surface Waves. *Geophysics*, 64(3): 800-808.

- PINTO, C. S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos. Oficina de Textos, São Paulo, BRA, 367 p.
- PLANÈS, T., MOONEY, M. A., RITTGERS, J. B. R., PAREKH, M. L., BEHM, M. & SNIEDER, R. (2016). Time-lapse Monitoring of Internal Erosion in Earthen Dams and Levees Using Ambient Seismic Noise. *Géotechnique*, 66(4): 301-312.
- PRICE, D. G. (2009). *Engineering Geology: Principles and Practice*. Springer, Berlin, GER, 450 p.
- RESCHETTI JÚNIOR, P. R. (2008). Avaliação do Comportamento Mecânico de um solo Arenoso Fino Laterítico Reforçado com Fibras para Uso em Pavimentação. Dissertação de Mestrado, USP, São Carlos, p. 6-29.
- REYNOLDS, J. M. (2011). *An Introduction to Applied and Environmental Geophysics*. Wiley-Blackwell, England, UK, 696 p.
- ROCHA, M. P. (2020). Introdução: Ondas Sísmicas. Notas de aula. Curso de Métodos Sísmicos com Ondas Superficiais. 20 p.
- RODRIGUES, S. M. (2017). Caracterização Mineralógica e Microestrutural de um Perfil Intemperizado de Brasília. Trabalho de Conclusão de Curso, UEG, Anápolis, GO, 150 p.
- ROMANINI, A. (2016). Barragens - Instrumentação. Notas de aula. Curso de Geotecnia III. 34 p.
- RST (2020). Tensão e Pressão de Carga. Disponível em: <https://rstinstruments.com/pt/total-earth-pressure-cells/>. Acesso em dezembro de 2020.
- REYNOLDS, J. M. (2011). *An Introduction to Applied and Environmental Geophysics*. Wiley-Blackwell, England, UK, 696 p.
- SANTOS, R. A. D. (2015). Comportamento Anisotrópico de um Solo Laterítico Compactado. Dissertação de Mestrado, USP, São Carlos. 151 p.
- SANTOS, A. S., OLIVA, P. C., LIMA, I. J. F., SANTOS, S. C. (2017). Aplicação do Método de Sísmica de Refração Rasa para a Identificação do Topo Granítico no Município de Tracuateua (Pará). 15º Congresso Internacional da Sociedade Brasileira de Geofísica. 6 p.
- SHERIFF, R. E. & GELDART, L. P. (1995). *Exploration Seismology*. 2ª ed, Cambridge University Press, Cambridge, UK. 592 p.

- SIGUEL, A. R., FAGGION, P. L., VEIGA, L. A. K., NADAL, C. A., MATTOS, M. S. & SOARES, M. A. (2013). Aplicação do Método de Irradiação Tridimensional no Monitoramento de Barragens. *Boletim de Ciências Geodésicas (BCG)*, 19: 391-406.
- SILVA, A. R. C. (2018). Análise de um Solo Colapsível da Região Centro-Oeste. Trabalho de Conclusão de Curso, UEG, Anápolis, GO, 108 p.
- SILVA, E. B. (2022). Comportamento de Estrutura de Contenção Composta por Grampos e Ancoragens. Dissertação de Mestrado, Departamento de Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 145 p.
- SILVA, R. C. (2010). Análise do Comportamento de Estruturas de Solo Grampeado Através da Monitoração de Obra e Modelos Físicos (Escala 1:1). Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 354 p.
- SILVEIRA, J. F. A. (2003). Instrumentação e Comportamento de Fundações de Barragens de Concreto. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 317 p.
- SIVAKUMAR BABU, G. L. & MUKESH, M. D. (2003). Risk Analysis of Landslides - A Case Study. *Geotechnical and Geological Engineering*, 21(2): 113-127.
- SOSNOSKI, J. (2016). Interpretação de Ensaios de CPTU e DMT em Solos com Permeabilidade Intermediária. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil/UFRGS, Rio de Janeiro, RJ, 354 p.
- SOUZA, L. A. P. & GANDOLFO, O. C. B. (2012). Métodos Geofísicos em Geotecnia Ambiental. *Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (RBGEA)*, 2: 9-27.
- SOUZA, L. A. P. & GANDOLFO, O. C. B. (2018). Geofísica Aplicada. *Geologia de Engenharia e Ambiental*, A. M. S. Oliveira & J. J. Monticeli (eds.), ABGE, São Paulo, BRA, pp. 313-334.
- SOUZA, L. A. P., SILVA, R. F. & IYOMASA, W. S. (1998). Métodos de Investigação. *Geologia de Engenharia*, A. M. S. Oliveira & S. N. A. Brito (eds.), ABGE, São Paulo, BRA, pp. 163-196.
- SOUZA, L. A. P. & GANDOLFO, O. C. B. (2018). Geofísica Aplicada. *Geologia de Engenharia e Ambiental*, A. M. S. Oliveira & J. J. Monticeli (eds.), ABGE, São Paulo, BRA, pp. 313-334.

- STURARO, J. R., LANDIM, P. M. B., MALAGUTTI FILHO, W. & DOURADO, J. C. (2012). Analysis of Soil Compactness of the Urban Area of Bauru/São Paulo State Using Standard Penetration Tests and Seismic Refraction. *Revista Geociências*, 3(12): 331-338.
- TEIXEIRA, R. S., BELINCANTA, A., LOPES, F.F., GUTIERREZ, N. H. M. & BRANCO, C. (2004). Avaliação do Colapso do Solo da Camada Superficial da Cidade de Londrina/PR. *Anais do V Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados*. p. 495-499.
- TELFORD, W. M., GELDART, L. P. & SHERIFF, R. E. (1990). *Applied Geophysics*. Cambridge University Press, Cambridge, UK, 744 p.
- UNDRO (1980). *Natural Disasters and Vulnerability Analysis*. Report of Expert Group Meeting, Geneva, SWI. 49 p.
- UNISDR (2009). *2009 UNISDR Terminology on Disaster Risk Reduction*. United Nations, Geneva, SWI. 30 p.
- UNISDR (2017). *Words into Action Guidelines - National Disaster Risk Assessment: Governance System, Methodologies, and Use of Results*. UNISDR, Geneva, SWI. 303 p.
- VALLEJO, L. I. G. & FERRER, M. (2011). *Geological Engineering*. CRC, New York, NY, 669 p.
- VARGAS, M. (1977). *Introdução à Mecânica dos Solos*. McGraw-Hill, São Paulo, BR. 286-289 p.
- VIA 040 (2019). *Relatório Técnico: Estudo Geotécnico do Trecho Localizado no KM 578+500 da BR-040/MG*. Relatório Técnico. Juiz de Fora, MG, 136 p.
- VILAR, O. M. & FERREIRA, S. R. D. M. (2015). Solos Colapsíveis e Expansíveis. Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico, J. C. Carvalho, G. F. N. Gitirana Júnior, S. L. Machado, M. M. A. Mascarenhas & F. C. Silva Filho (eds.), ABMS, São Paulo, BRA, pp. 415-427.
- WIT, T. & OLIVIER, G. (2018). *Imaging and Monitoring Tailings Dam Walls with Ambient Seismic Noise*. 24th International Conference on Paste, Thickened, and Filtered Tailings, Brisbane, Austrália.
- ZOILLO, C. S. (2010). *Estudo de Deslocamentos na Tomada d'Água da UHE Jaguari Devidos à Reação Álcali-Agregado*. Dissertação de Mestrado, UNESP, Ilha Solteira, SP, 178 p.
- ZUCULIN, S. (2013). *Inspeção e Auscultação de Barragens: Instrumentação de Barragens*. Apostila do Curso de Segurança de Barragens, ANA, Brasília, DF, 71 p.

APÊNDICE A: PERFIS DE SOLO OBTIDOS NA SONDAGEM SPT

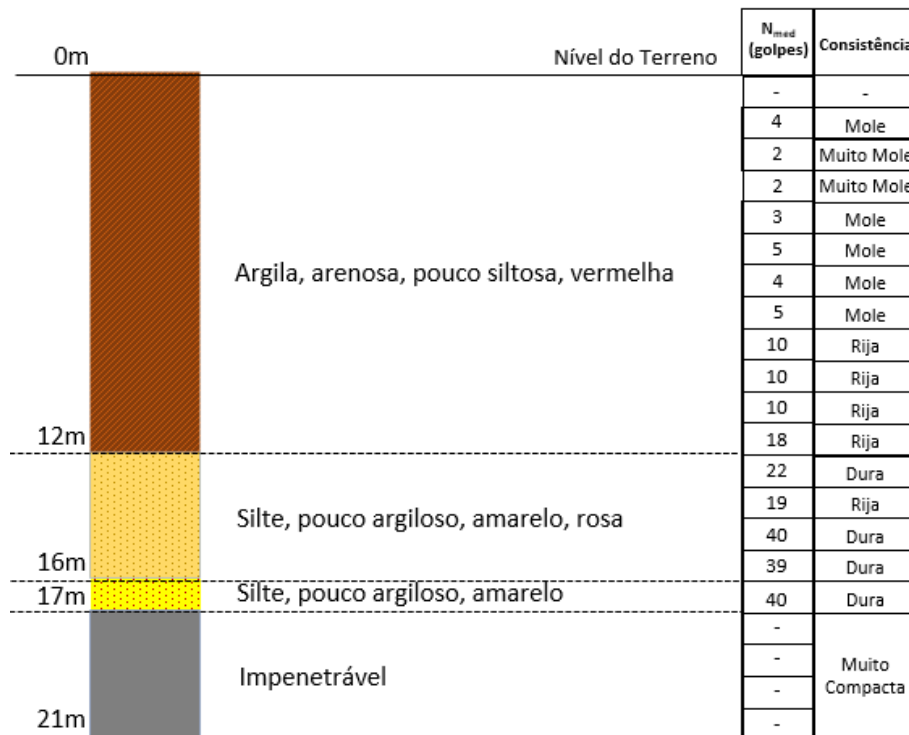


Figura A.1: Perfil de Solo para sondagem SPT 01

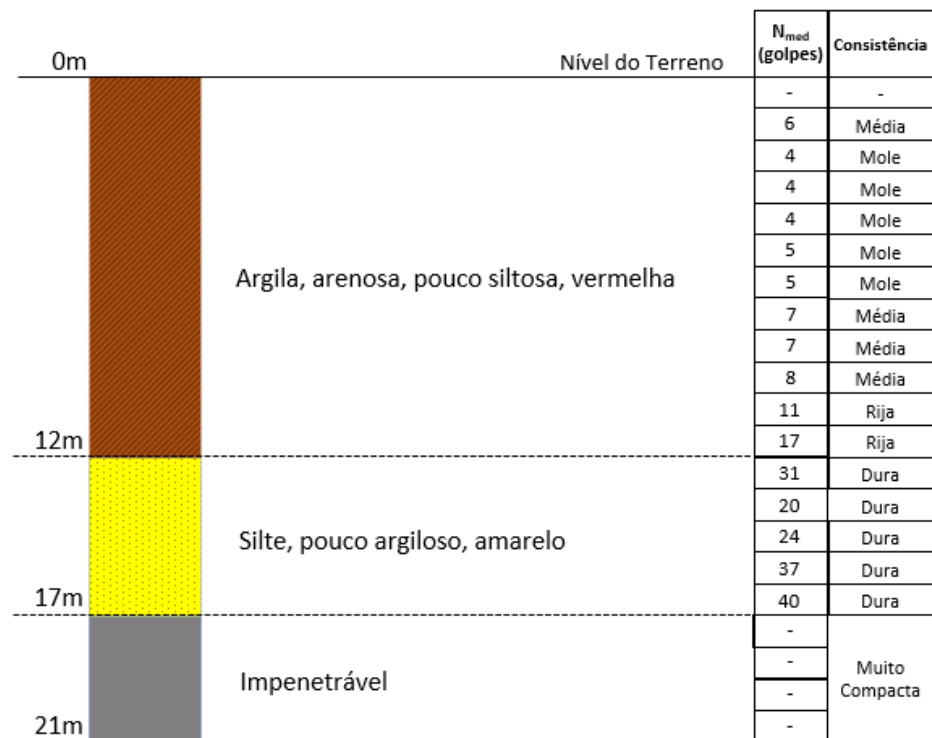


Figura A.2: Perfil de Solo para sondagem SPT 02

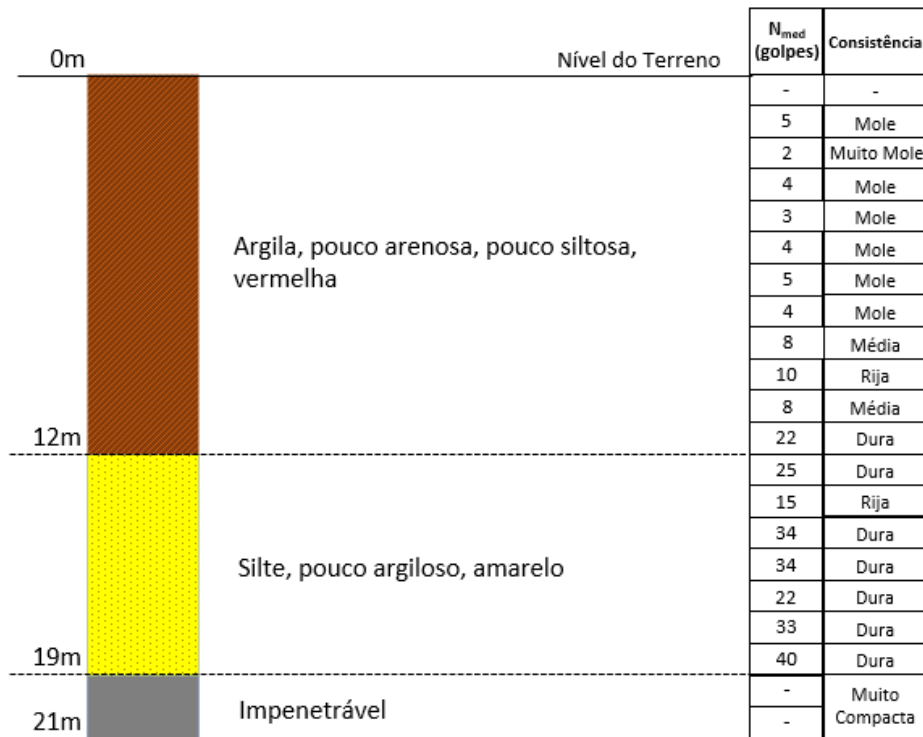


Figura A.3: Perfil de Solo para sondagem SPT 03

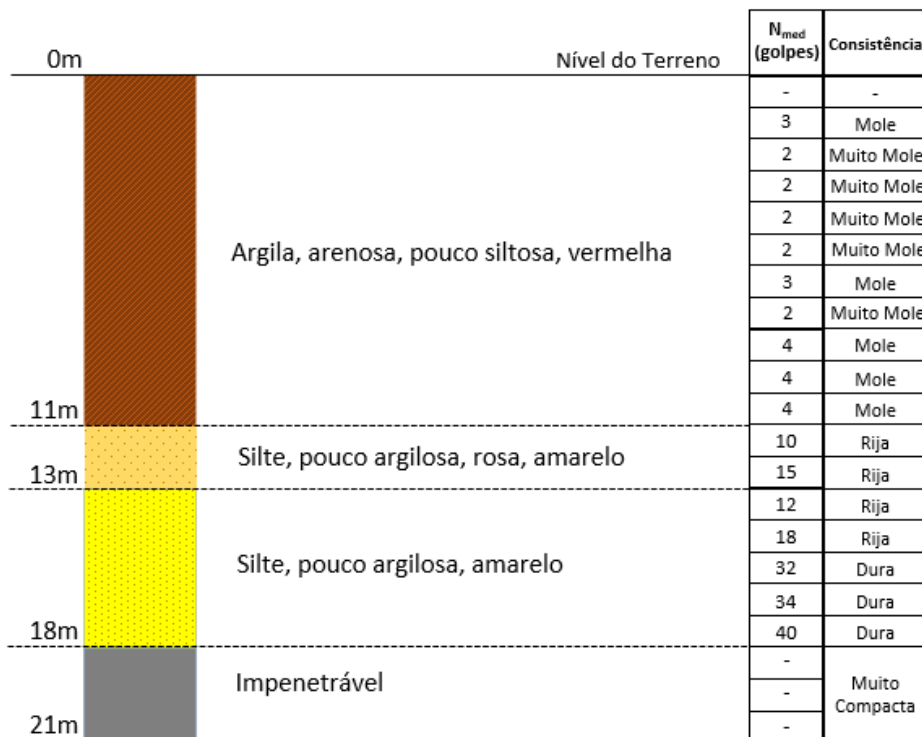


Figura A.4: Perfil de Solo para sondagem SPT 04

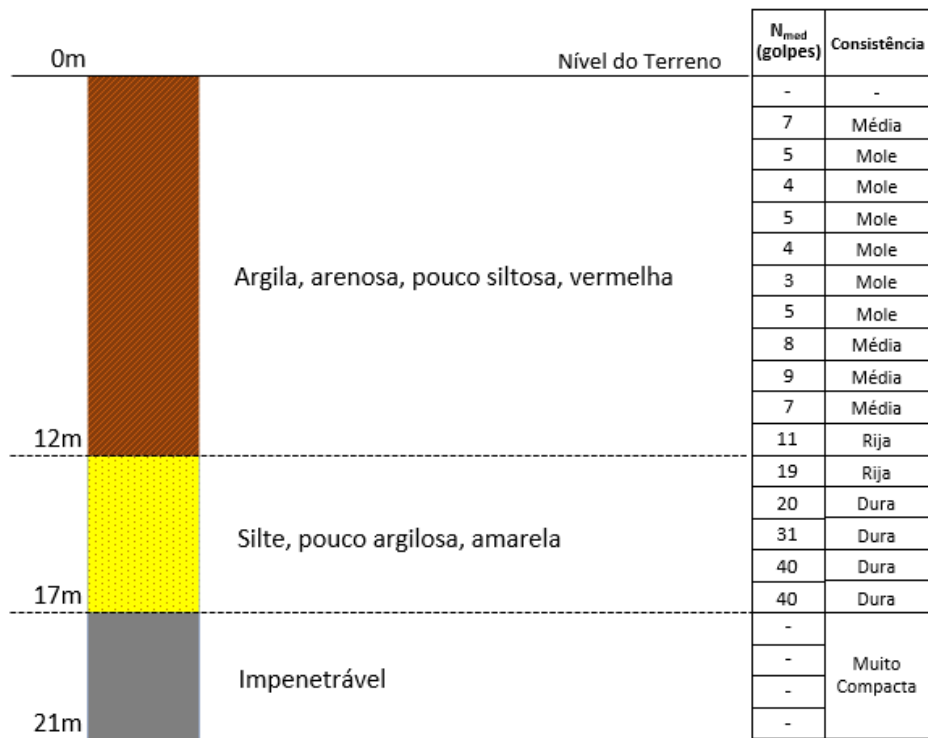


Figura A.5: Perfil de Solo para sondagem SPT 05

APÊNDICE B: CURVAS DE ADENSAMENTO

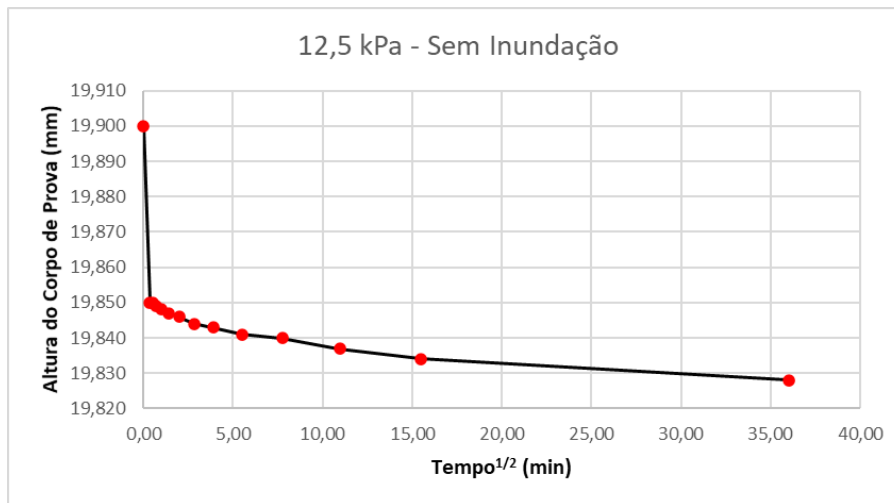


Figura B.1: Adensamento com tensão de 12,5 kPa para amostra em condição natural – AMI-01

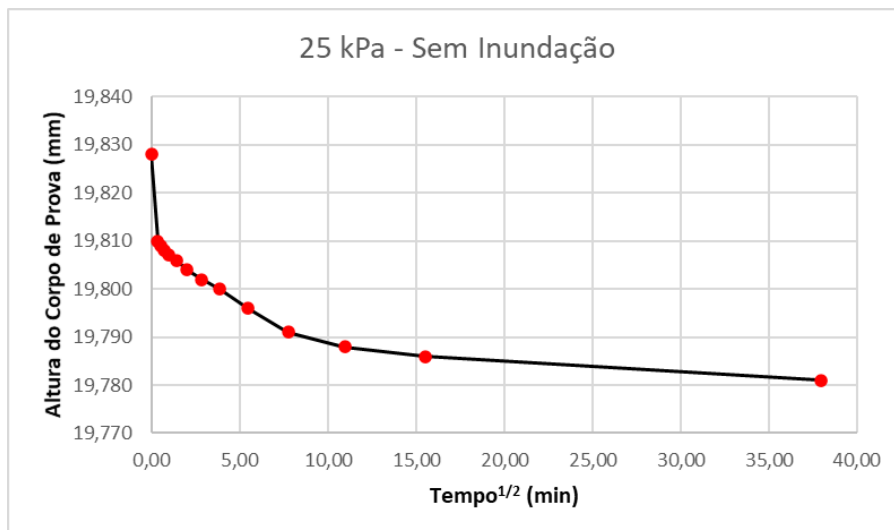


Figura B.2: Adensamento com tensão de 25 kPa para amostra em condição natural – AMI-01

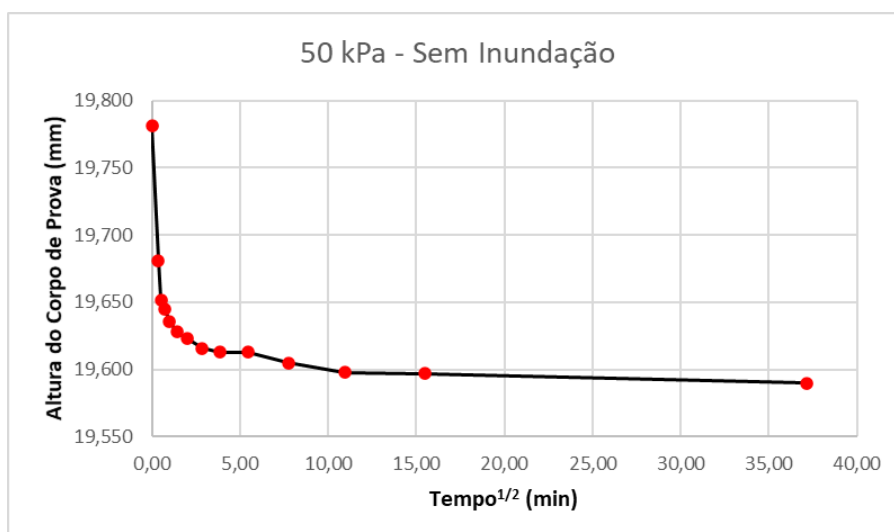


Figura B.3: Adensamento com tensão de 50 kPa para amostra em condição natural – AMI-01

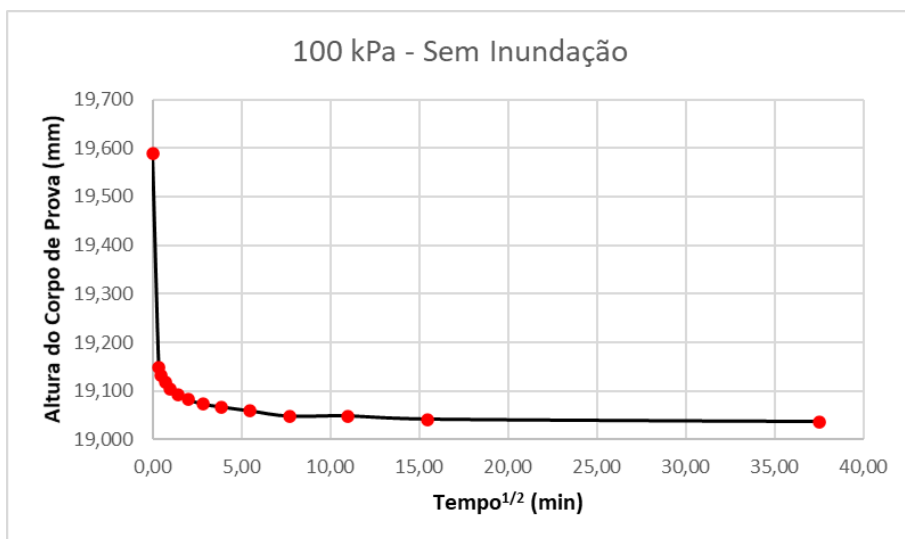


Figura B.4: Adensamento com tensão de 100 kPa para amostra em condição natural – AMI-01

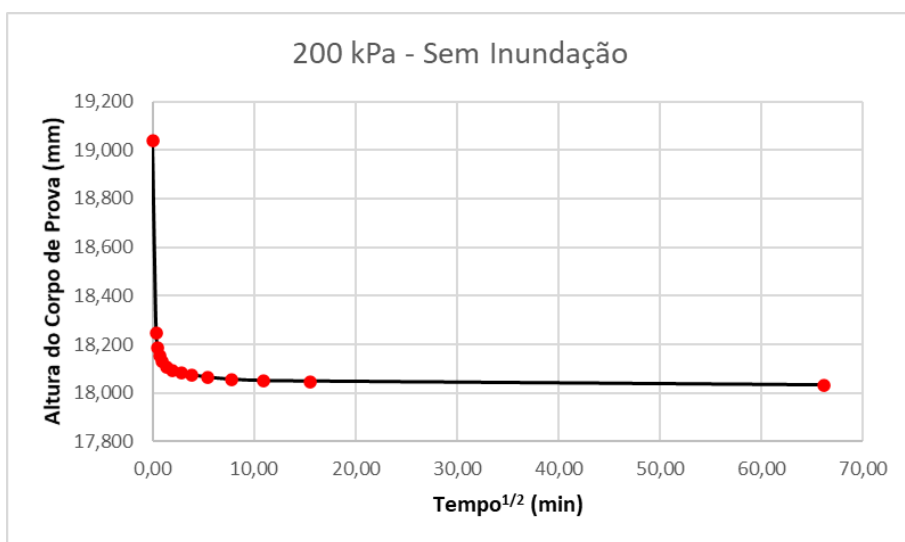


Figura B.5: Adensamento com tensão de 200 kPa para amostra em condição natural – AMI-01

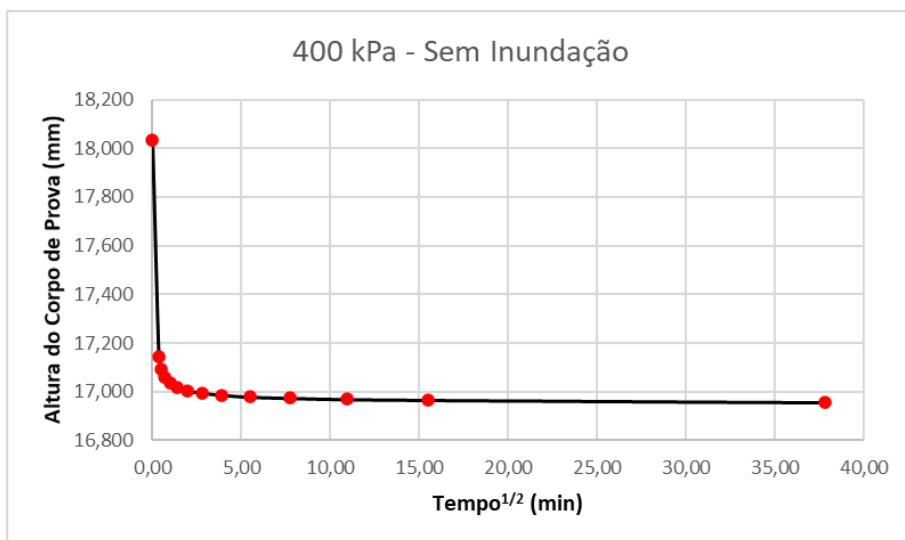


Figura B.6: Adensamento com tensão de 400 kPa para amostra em condição natural – AMI-01

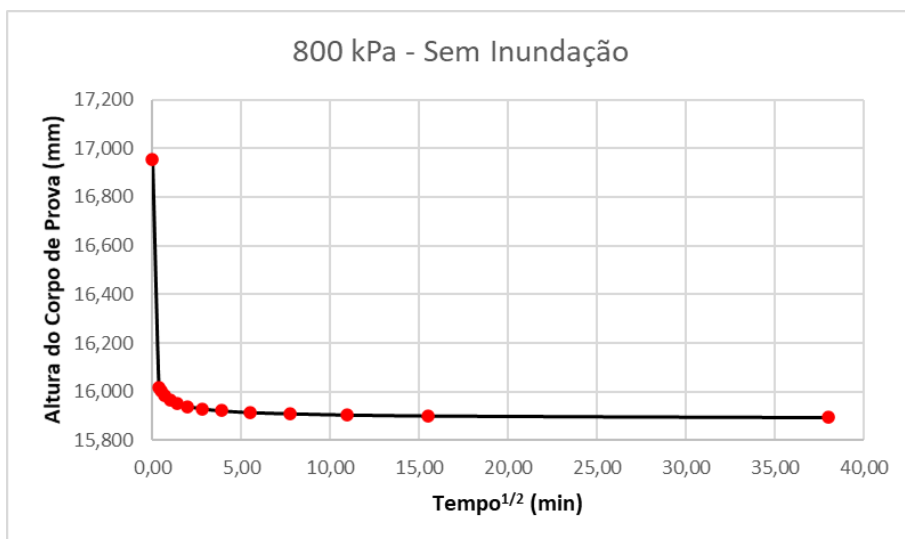


Figura B.7: Adensamento com tensão de 800 kPa para amostra em condição natural – AMI-01

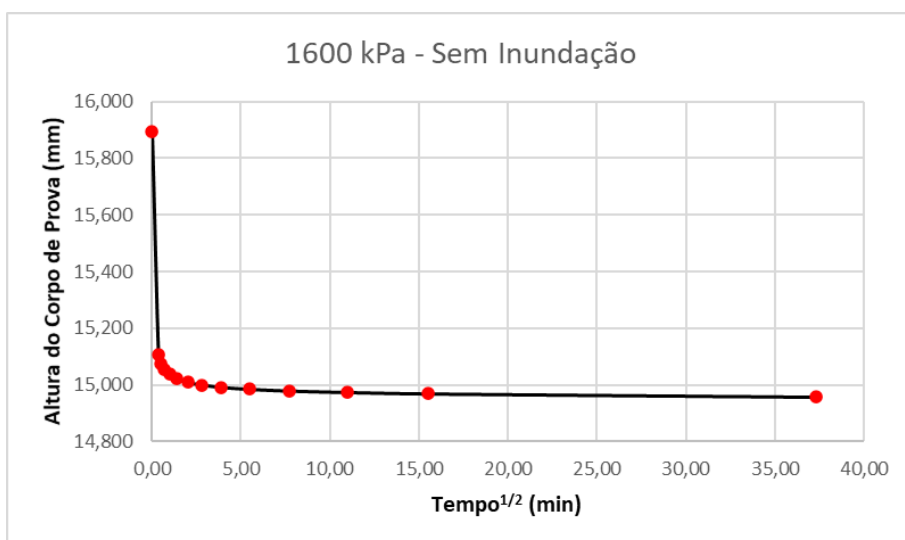


Figura B.8: Adensamento com tensão de 1600 kPa para amostra em condição natural – AMI-01

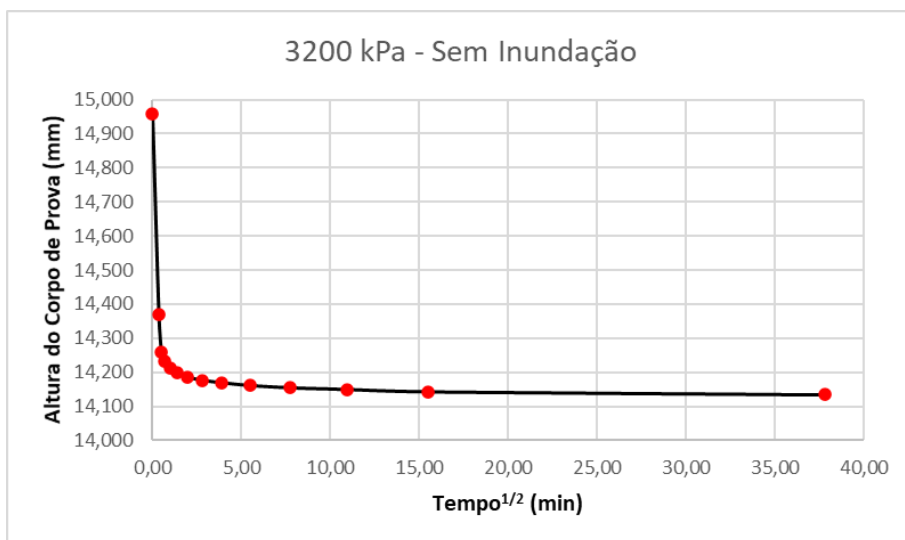


Figura B.9: Adensamento com tensão de 3200 kPa para amostra em condição natural – AMI-01

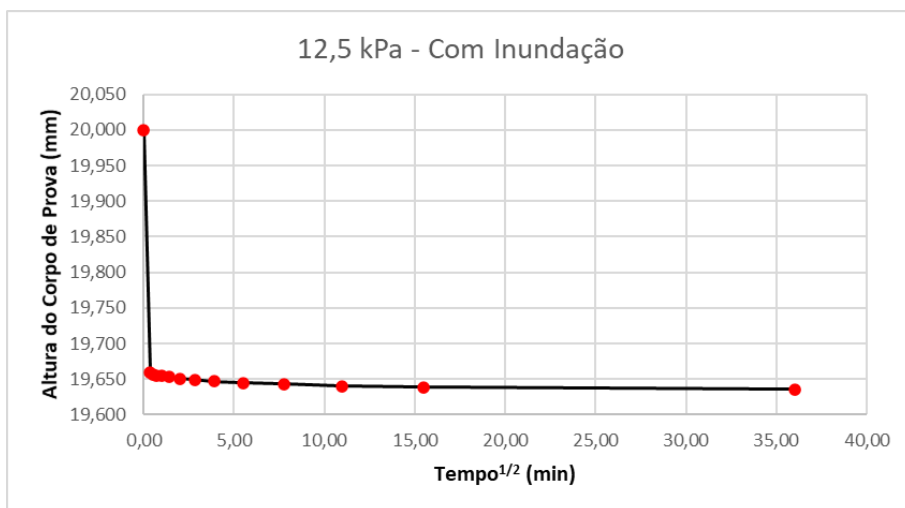


Figura B.10: Adensamento com tensão de 12,5 kPa para amostra em condição inundada – AMI-01

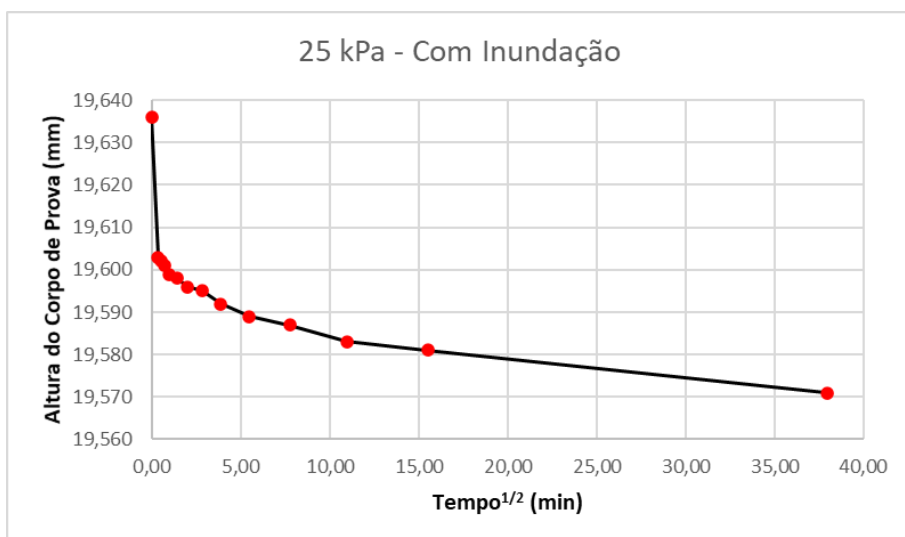


Figura B.11: Adensamento com tensão de 25 kPa para amostra em condição inundada – AMI-01

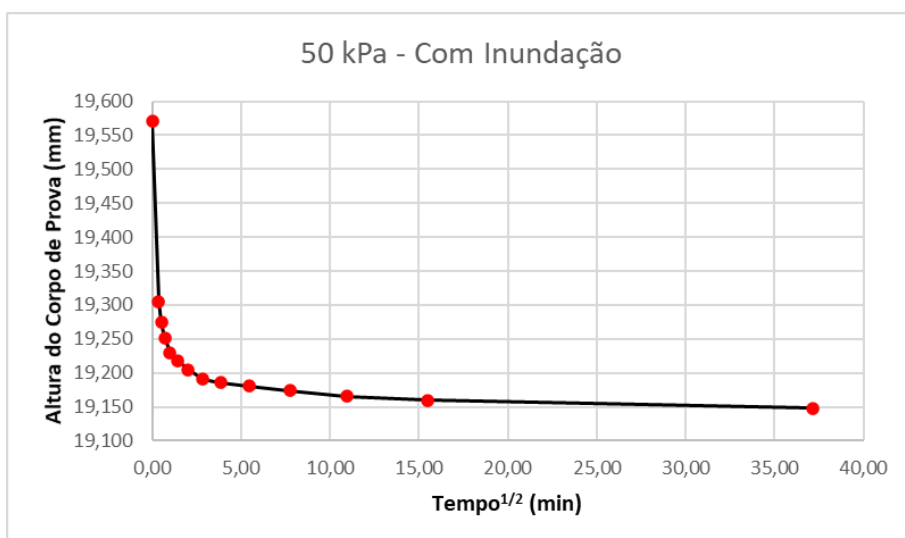


Figura B.12: Adensamento com tensão de 50 kPa para amostra em condição inundada – AMI-01

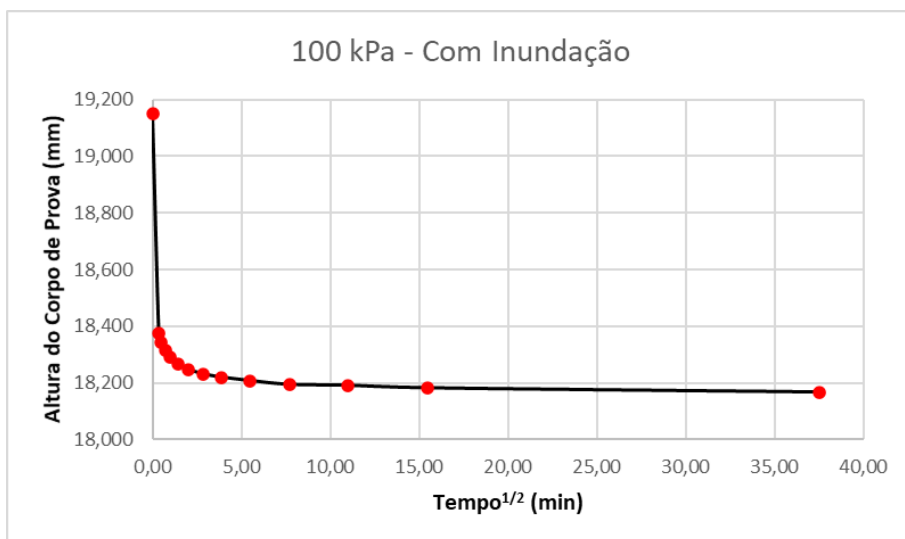


Figura B.13: Adensamento com tensão de 100 kPa para amostra em condição inundada – AMI-01

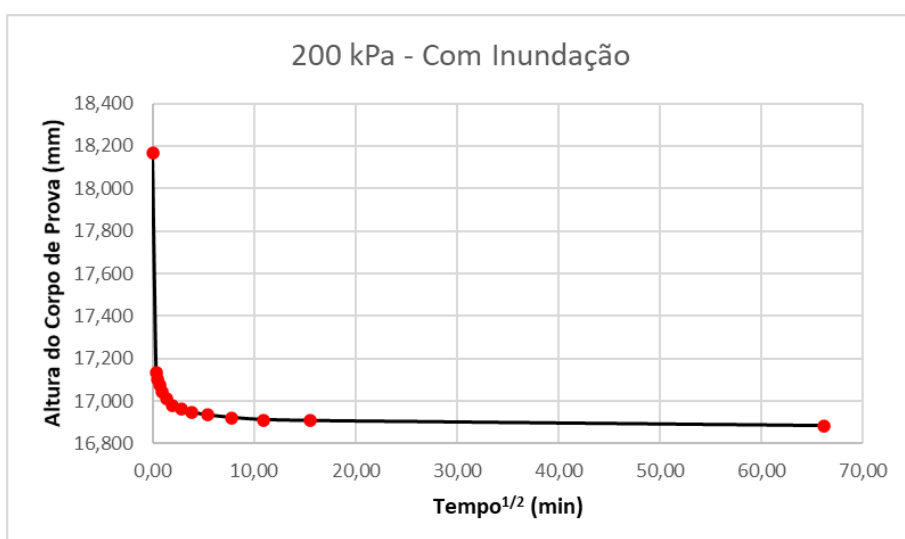


Figura B.14: Adensamento com tensão de 200 kPa para amostra em condição inundada – AMI-01

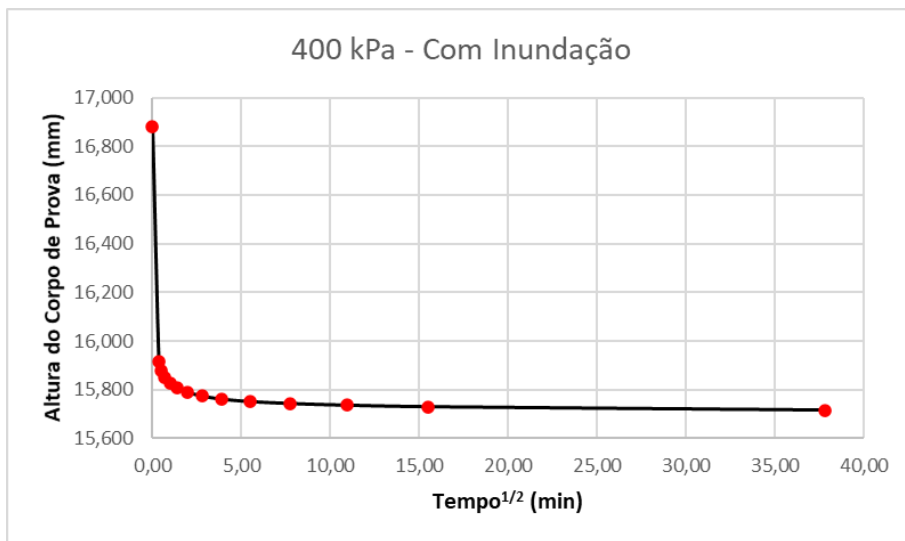


Figura B.15: Adensamento com tensão de 400 kPa para amostra em condição inundada – AMI-01

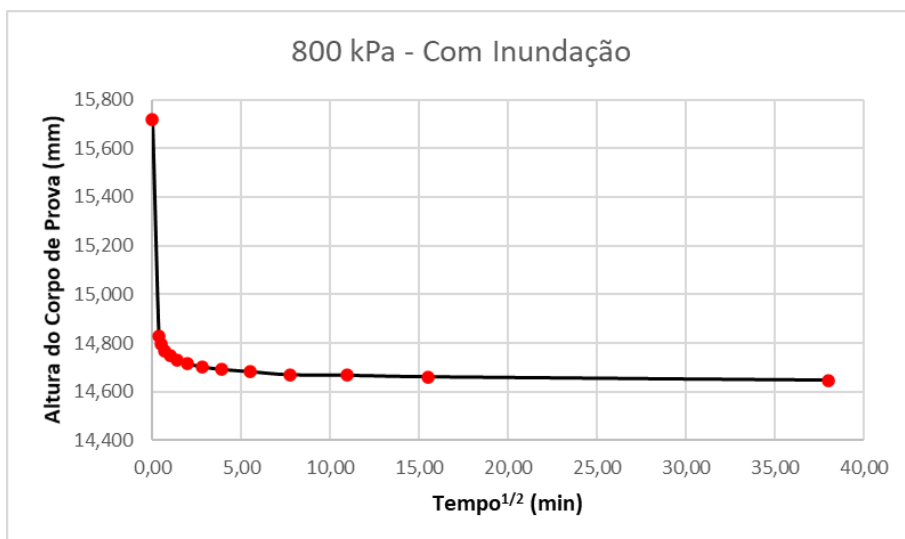


Figura B.16: Adensamento com tensão de 800 kPa para amostra em condição inundada – AMI-01

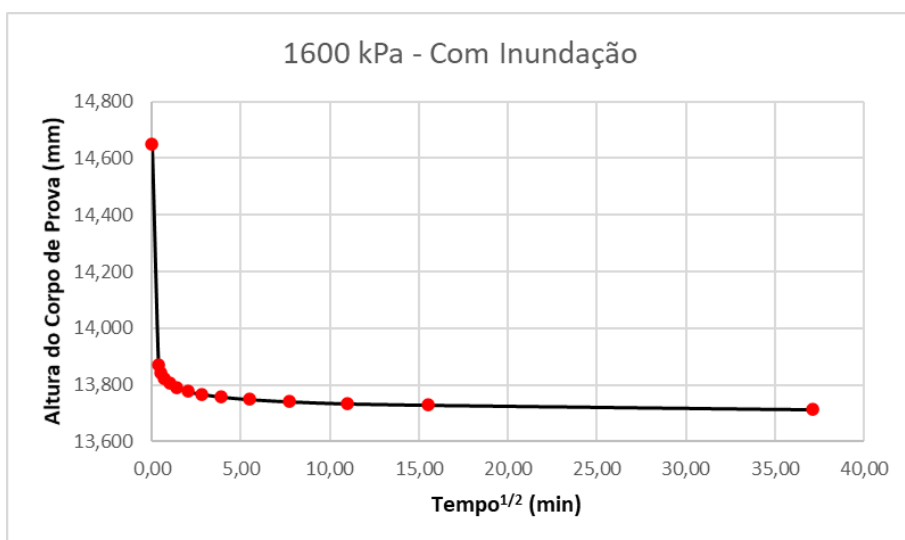


Figura B.17: Adensamento com tensão de 1600 kPa para amostra em condição inundada – AMI-01

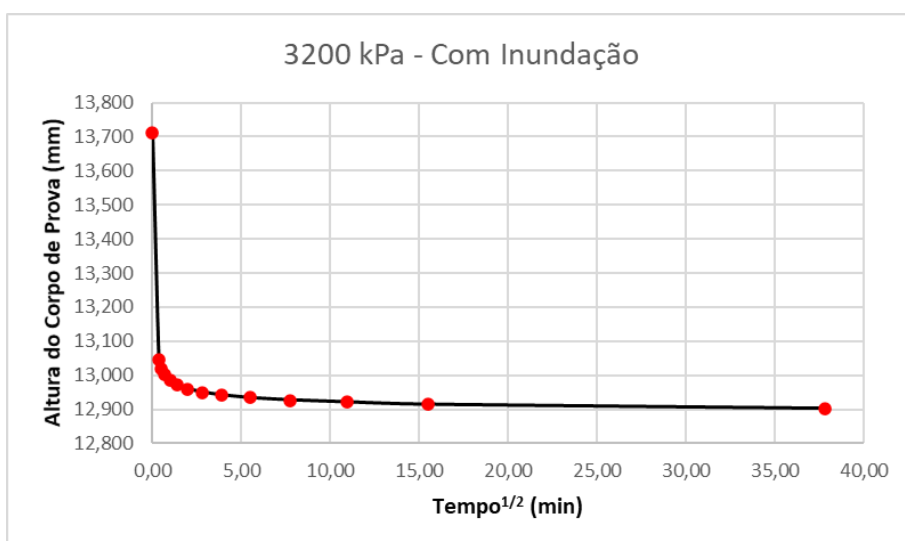


Figura B.18: Adensamento com tensão de 3200 kPa para amostra em condição inundada – AMI-01