

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

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE ESCAVAÇÃO EM SOLO POROSO  
DO DISTRITO FEDERAL**

**RAFAEL LIMA DE CARVALHO**

**ORIENTADOR: RAFAEL CERQUEIRA SILVA, D.Sc.  
COORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA  
PUBLICAÇÃO G.DM – 425 / 2025**

**BRASÍLIA / DF: SETEMBRO / 2025**

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

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE ESCAVAÇÃO EM SOLO POROSO  
DO DISTRITO FEDERAL**

**RAFAEL LIMA DE CARVALHO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO  
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE  
MESTRE.**

**APROVADA POR:**

---

**RAFAEL CERQUEIRA SILVA, D.SC. (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**RENATO PINTO DA CUNHA, PH.D. (UnB)  
(COORIENTADOR)**

---

**GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.SC. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**CARLOS MEDEIROS SILVA, D.SC. (EMBRE)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**BRASÍLIA / DF, 08 DE SETEMBRO DE 2025.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

CARVALHO, RAFAEL LIMA DE

Análise da estabilidade de escavação em solo poroso do Distrito Federal. [Distrito Federal] 2025. xix, 182 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2025).

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Monitoramento Geotécnico

2. Cortina Ancorada

3. Modelagem Numérica

4. Estabilidade de Escavação

I. ENC/FT/UnB

II. Mestre

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CARVALHO, R. L. (2025). Análise da estabilidade de escavação em solo poroso do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 425/2025, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 182 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Rafael Lima de Carvalho

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise da estabilidade de escavação em solo poroso do Distrito Federal.

GRAU / ANO: Mestre / 2025

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.

---

Rafael Lima de Carvalho

Universidade de Brasília – UnB

Campus Darcy Ribeiro

70910-900, Asa Norte, Brasília/DF - Brasil.

## AGRADECIMENTOS

---

Aos meus pais, Fátima e Erasmo, por sempre acreditarem em mim e por me apoiarem incondicionalmente em todas as etapas da minha vida.

À minha irmã, Ana Vitória, por sempre estar ao meu lado.

Aos meus colegas da turma de mestrado, pelo acolhimento e pelos bons momentos compartilhados ao longo destes anos.

Ao professor Dr. Rafael Cerqueira Silva, cuja orientação acadêmica foi fundamental e cujo acompanhamento em campo e em laboratório foi decisivo para o desenvolvimento desta dissertação.

Aos colegas Otávio e Larissa, pelo suporte nos ensaios.

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (PPGG-UnB) e a todo corpo docente, pela formação recebida ao longo dessa jornada de mestrado.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo apoio financeiro.

À Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAP-DF), pelo financiamento deste projeto de pesquisa.

À Empresa Brasileira de Engenharia e Fundações Ltda. (EMBRE), pela disponibilização de todos os projetos e informações necessárias para o desenvolvimento das análises.

À Supera Engenharia Ltda., por permitir o acompanhamento da obra ao longo destes meses e por oferecer todo o auxílio necessário em campo.

## RESUMO

---

No Distrito Federal (DF), é comum a execução de subsolos profundos em edificações. O solo predominante da região, no entanto, apresenta comportamento não saturado e suscetível a colapsos, com deformações significativas quando submetido a variações no grau de saturação ou no estado de tensões. Essa particularidade justifica o uso frequente de cortinas de estacas associadas a ancoragens como solução de contenção, com o objetivo de controlar os deslocamentos durante a escavação. A adoção de elementos estruturais com diferentes funções impõe desafios adicionais às verificações geotécnicas, exigindo abordagens integradas que conciliem métodos de equilíbrio limite e modelagens numéricas. Nesse contexto, o monitoramento dos deslocamentos torna-se essencial, permitindo a verificação das premissas de projeto, a calibração dos parâmetros utilizados e a validação dos modelos constitutivos adotados. Este trabalho apresenta um estudo de caso detalhado de uma obra com contenção em estacas ancoradas, com ênfase no processo executivo, no monitoramento por inclinometria e na análise do comportamento da escavação. As análises numéricas demonstraram que o modelo constitutivo *Hardening Soil* foi capaz de reproduzir adequadamente os deslocamentos observados, compatíveis com os valores baixos registrados em campo. A comparação com o modelo de Mohr-Coulomb evidenciou a maior sensibilidade do modelo HS à variação de rigidez com a tensão confinante, o que resultou em respostas mais compatíveis com o comportamento não linear do solo. A estabilidade do sistema também foi comprovada tanto pelo método numérico quanto por métodos de equilíbrio limite. Os resultados obtidos evidenciam a importância da integração entre projeto, instrumentação e modelagem para obras com contenções em estacas ancoradas no DF, fornecendo subsídios técnicos relevantes para futuras obras e contribuindo para o aprimoramento das práticas em engenharia geotécnica regional.

## ABSTRACT

---

In the Federal District (DF) of Brazil, the construction of deep basements in buildings is common. However, the predominant soil in the region exhibits unsaturated and collapsible behavior, characterized by significant deformations when subjected to changes in the degree of saturation or in the stress-strain state. This geotechnical peculiarity justifies the frequent use of pile walls associated with anchors as a containment solution, aiming to minimize displacements. Nevertheless, the combination of structural elements with distinct functions adds complexity to geotechnical verifications, requiring approaches that integrate limit equilibrium methods and numerical modeling. Consequently, monitoring displacements during construction becomes essential, as it allows for the verification of parameters and design assumptions. In this context, a detailed case study of a construction site with anchored pile wall retention is presented, with emphasis on the construction process, monitoring, and analysis of excavation behavior. The numerical analyses carried out confirmed that good results can be achieved using the Hardening Soil model, showing compatibility with the low displacements observed through inclinometer readings. The system's stability was also confirmed through both numerical methods and limit equilibrium methods. The results highlight the importance of integrating design, instrumentation, and modeling for projects involving anchored pile walls in the Federal District (DF), providing relevant technical insights for future constructions and contributing to the advancement of regional geotechnical engineering practices.

# SUMÁRIO

---

<b>CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>20</b>
<b>1.1. Justificativa.....</b>	<b>20</b>
<b>1.2. Objetivos .....</b>	<b>21</b>
1.2.1. Objetivo Geral.....	21
1.2.2. Objetivos Específicos .....	21
<b>1.3. Metodologia .....</b>	<b>21</b>
<b>CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>23</b>
<b>2.1. Comportamento do Solo de Brasília .....</b>	<b>23</b>
<b>2.2. Características do Sistema de Cortinas de Estacas com Ancoragens .....</b>	<b>26</b>
2.2.1. Procedimento Executivo .....	28
2.2.2. Ensaios nas Ancoragens.....	30
2.2.3. Condições de Ruptura.....	33
2.2.4. Critérios de Projeto .....	39
<b>2.3. Monitoramento Geotécnico .....</b>	<b>42</b>
2.3.1. Inclinômetros .....	43
2.3.2. Medidores de Nível D'água .....	45
2.3.3. Piezômetros.....	46
<b>2.4. Aspectos Fundamentais do Comportamento de Cortinas de Estacas com Ancoragens.....</b>	<b>47</b>
2.4.1. Efeitos da Rigidez da Cortina .....	48
2.4.2. Efeito de Arqueamento de Tensões .....	49
2.4.3. Considerações Acerca dos Empuxos de Solo .....	50
2.4.4. Influência do Atrito Entre os Elementos Estruturais e o Solo .....	58
2.4.5. Influência do Processo Executivo.....	59
2.4.6. Condições de Drenagem .....	60
2.4.7. Considerações Sobre a Seleção de Parâmetros .....	61
<b>2.5. Dimensionamento Geotécnico de Cortinas Ancoradas .....</b>	<b>62</b>
2.5.1. Métodos de Equilíbrio Limite.....	63
2.5.2. Método do Apoio Livre e Método do Apoio Fixo.....	64

2.5.3. Método Alemão .....	66
2.5.4. Método Brasileiro .....	68
2.5.5. Métodos de Fatias .....	69
2.5.6. Métodos Numéricos .....	71
2.5.6.1. Modelo Mohr-Coulomb.....	76
2.5.6.2. Modelo Hardening Soil .....	77
<b>2.6. Dimensionamento das Ancoragens.....</b>	<b>79</b>
2.6.1. Método de Bustamante & Doix (1985).....	82
2.6.2. Método de Costa Nunes (1987) .....	83
<b>CAPÍTULO 3 MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>85</b>
<b>3.1. Descrição da Obra.....</b>	<b>85</b>
<b>3.2. Ensaio Laboratoriais .....</b>	<b>92</b>
3.2.1. Índices Físicos.....	92
3.2.2. Parâmetros de resistência.....	93
<b>3.3. Monitoramento de Campo .....</b>	<b>94</b>
3.3.1. Monitoramento Inclinométrico .....	98
3.3.2. Monitoramento do Lençol Freático .....	111
<b>3.4. Análises .....</b>	<b>114</b>
3.4.1. Verificação das Ancoragens .....	114
3.4.2. Modelagem Numérica.....	115
<b>CAPÍTULO 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>123</b>
<b>4.1. Monitoramento e Modelagem.....</b>	<b>123</b>
<b>4.2. Análises de Estabilidade.....</b>	<b>132</b>
<b>4.3. Análises Paramétricas .....</b>	<b>137</b>
<b>CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES.....</b>	<b>141</b>
<b>RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>145</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>146</b>
<b>APÊNDICE A: LEITURAS INCLINOMÉTRICAS.....</b>	<b>152</b>

## LISTA DE FIGURAS

---

Figura 2.1. Elementos básicos do tirante (ABNT, 2018). .....	28
Figura 2.2. Esquema de injeção no furo (Solotrat, 2023). .....	29
Figura 2.3. Comportamento típico das pressões durante as fases de injeção (Solotrat, 2023). 30	
Figura 2.4. Gráfico de deslocamento no ensaio de recebimento (ABNT, 2018). .....	31
Figura 2.5. Possíveis condições de ruptura a serem consideradas em projetos de cortinas ancoradas (Sabatini <i>et al.</i> , 1999). .....	35
Figura 2.6. Mobilização da resistência ao longo do bulbo. (Sabatini <i>et al.</i> , 1999). .....	37
Figura 2.7. Vista transversal das disposições geométricas das ancoragens (Gerscovich <i>et al.</i> , 2016). .....	40
Figura 2.8. Detalhe de proteção da cortina de estacas (Campos, 2024). .....	41
Figura 2.9. Sistema Torpedo e Tubo-Guia: a) vista lateral; b) vista superior (Slope Indicator, 2011). .....	44
Figura 2.10. Funcionamento do inclinômetro: a) ângulo de inclinação medido; b) deslocamento acumulado (Slope Indicator, 2011). .....	45
Figura 2.11. Medidor de nível d'água (GeoRio, 2014). .....	46
Figura 2.12. Instalação do piezômetro de Casagrande (GeoRio, 2014). .....	47
Figura 2.13. Redistribuição de tensões devido ao arqueamento: a) seção transversal; b) seção longitudinal (Vermeer <i>et al.</i> , 2001). .....	50
Figura 2.14. Relação entre os coeficientes de empuxo e a rotação da cortina (Clayton <i>et al.</i> , 2014). .....	52
Figura 2.15. Coeficientes de empuxo passivo (Caquot & Kérisel, 1948). .....	54
Figura 2.16. Influência das cargas de protensão na distribuição de empuxos (Weatherby, 1998). .....	55
Figura 2.17. Diagramas de empuxo aparente propostos por Terzaghi & Peck (1967), <i>apud</i> Gerscovich <i>et al.</i> (2016). .....	55
Figura 2.18. Diagrama de empuxo aparente proposto por Verdeyen & Roisin (1952), <i>apud</i> Gerscovich <i>et al.</i> (2016). .....	55
Figura 2.19. Consideração para sobrecargas (EAB, 2013). .....	57
Figura 2.20. Trajetória de tensões aproximada para argilas normalmente adensadas: a) Pontos próximos à escavação; b) gráfico $\sigma_v' \times \sigma_h'$ ; c) gráfico $s' \times t$ (Padfield & Mair, 1984)... 59	
Figura 2.22. Método do apoio livre: (A) linha elástica; (B) diagrama de momentos; (C)	

distribuição de empuxos; (adaptado de Gerscovich <i>et al.</i> , 2016).....	65
Figura 2.23. Método do apoio fixo: (A) linha elástica; (B) diagrama de momentos; (C) distribuição de empuxos; (D) vigas equivalentes (adaptado de Gerscovich <i>et al.</i> , 2016). .....	66
Figura 2.24. Modelo de cálculo para o método alemão: (A) Cunha de ruptura; (B) Polígono de forças (Gerscovich <i>et al.</i> , 2016). ....	67
Figura 2.25. Cálculo pelo método Brasileiro: (A) polígono de forças; (B) detalhe dos ângulos. (Gerscovich <i>et al.</i> , 2016). ....	69
Figura 2.26. Esquema do método de fatias (Seequent, 2022). ....	71
Figura 2.27. Idealizações geométricas: a) estado plano de deformações; b) estado axissimétrico (Potts & Zdravkovic, 1999). ....	74
Figura 2.28. Esquema de considerações geométricas para análises 2D (Zdravkovic <i>et al.</i> , 2005).....	75
Figura 2.29. Visão esquemática de uma cortina de estacas descontínuas (Zdravkovic <i>et al.</i> , 2005).....	75
Figura 2.30. Modelo Mohr-Coulomb: a) relação Tensão-Deformação; b) superfície de plastificação no espaço de tensões principais para solos não coesivos (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2011).....	76
Figura 2.31. Modelo <i>Hardening Soil</i> : a) relação Tensão-Deformação; b) superfície de plastificação no espaço de tensões principais para solos não coesivos (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2011).....	78
Figura 2.32. Ábaco para o cálculo de $q_s$ para areias e cascalhos (Bustamante & Doix, 1985). .....	83
Figura 2.33. Ábaco para o cálculo de $q_s$ para argilas e siltes (Bustamante & Doix, 1985).....	83
Figura 3.1. Fluxograma da metodologia de pesquisa. ....	85
Figura 3.2. Planta de situação da obra analisada. ....	86
Figura 3.3. Imagens em perfil do sistema de escavação: a) recém escavada; b) com proteção da cortina. ....	86
Figura 3.4. Planta de locação dos instrumentos de monitoramento .....	87
Figura 3.5. Perfil geológico. ....	89
Figura 3.6. Esquema do processo executivo da escavação. ....	91
Figura 3.7. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto. ....	94
Figura 3.8. Seções instrumentadas. ....	95
Figura 3.9. Processo de execução dos tubos-guia: a) tubo junto à armação; b) instalação; c)	

tubos instalados. ....	97
Figura 3.10. Equipamento de leitura: a) unidade de leitura; b) sistema em aplicação. ....	97
Figura 3.11. Ilha de monitoramento do lençol freático, composta por MNA e PZ. ....	98
Figura 3.12. Situação na 1ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico. ....	99
Figura 3.13. Medição realizada - 13/11/23. ....	99
Figura 3.14. Situação na 2ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico. ....	100
Figura 3.15. Medição realizada - 22/11/23. ....	101
Figura 3.16. Situação na 3ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico. ....	102
Figura 3.17. Medição realizada - 01/12/23. ....	102
Figura 3.18. Situação na 4ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico. ....	103
Figura 3.19. Medição realizada - 14/12/23. ....	104
Figura 3.20. Situação na 5ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico. ....	105
Figura 3.21. Medição realizada - 05/02/24. ....	106
Figura 3.22. Situação na 6ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico. ....	107
Figura 3.23. Medição realizada - 26/02/24. ....	107
Figura 3.24. Situação na 7ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico. ....	108
Figura 3.25. Medição realizada - 04/03/24. ....	109
Figura 3.26. Situação na 8ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico. ....	110
Figura 3.27. Medição realizada - 18/03/25. ....	111
Figura 3.28. Planta do sistema de drenagem e rebaixamento do nível d'água. ....	112
Figura 3.29. Ponteiras drenantes e sua região de atuação. ....	112
Figura 3.30. Monitoramento do lençol freático. ....	113
Figura 3.31. Geometria da modelagem. ....	116
Figura 3.32. Etapas de execução modeladas. ....	116
Figura 3.33. Comparação entre perfis de sondagens. ....	119
Figura 3.34. Curvas obtidas do ensaio de recebimento da obra. ....	120
Figura 3.35. Comparação do modelo com o ensaio de recebimento da ancoragem. ....	120
Figura 4.1. Comparação dos resultados de deslocamento para a seção 1-2. ....	124
Figura 4.2. Comparação dos resultados de deslocamento para a seção 3-4. ....	125
Figura 4.3. Comparação dos resultados de deslocamento para a seção 5-6. ....	126
Figura 4.4. Comparação dos resultados de deslocamento para a seção 7-8. ....	127
Figura 4.5. Composição dos deslocamentos observados pelo inclinômetro. ....	129
Figura 4.6. Correção do movimento de translação na seção 3-4. ....	130
Figura 4.7. Comparativo entre os deslocamentos sem o movimento de translação. ....	131

Figura 4.8. Distribuições de tensões horizontais.....	133
Figura 4.9. Superfície de ruptura observada nas modelagens. ....	135
Figura 4.10. Avaliação da variação na posição da ancoragem.....	138
Figura 4.11. Situação hipotética sem o talude superior.....	140

## LISTA DE TABELAS

---

Tabela 2.1. Critérios de identificação de colapso baseados em índices físicos (Silva <i>et al.</i> , 2017).....	26
Tabela 2.2. Cargas para leitura no ensaio de recebimento (ABNT, 2018). ....	31
Tabela 2.3. Fatores típicos que influenciam a transferência de tensões em ancoragens (Sabatini <i>et al.</i> , 1999). ....	36
Tabela 2.4. Fatores de segurança mínimos para ruptura global de tirantes permanentes (ABNT, 2018). ....	39
Tabela 2.5. Diferentes tipos de piezômetros (Palmeira, 1996). ....	46
Tabela 2.6. Orientações para anteprojeto (Gerschovich <i>et al.</i> , 2016). ....	56
Tabela 2.7. Sobrecargas equivalentes devido ao tráfego (Adaptado de EAB, 2013). ....	57
Tabela 2.8. Valores de referência para $\delta$ (Navfac, 1982). ....	58
Tabela 2.9. Condições de análise (Gerschovich <i>et al.</i> , 2016). ....	61
Tabela 2.10. Requisitos básicos satisfeitos pelos métodos de análise (Potts & Zdravkovic, 1999).....	63
Tabela 2.11. Equações da estática satisfeitas e forças entre fatias em alguns métodos (Krahn, 2003).....	70
Tabela 2.12. Valores sugeridos para $R_{inter}$ (Gouw, 2014). ....	73
Tabela 2.13. Componentes dos modelos elastoplásticos e seus significados físicos (Lade, 2005).....	76
Tabela 2.14. Resumo comparativo entre o modelo <i>Hardening Soil</i> e Mohr-Coulomb (Lade, 2005).....	79
Tabela 2.15. Verificação da extrapolação por Van der Veen (Cintra <i>et al.</i> ; 2013).....	81
Tabela 2.16. Coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção (Bustamante & Doix, 1985).....	82
Tabela 3.1. Resultados de $N_{SPT}$ obtidos pelas sondagens.....	88
Tabela 3.2. Índices físicos do solo. ....	92
Tabela 3.3. Parâmetros de resistência. ....	94
Tabela 3.4. Quadro resumo dos tubos-guia para medição inclinométrica. ....	96
Tabela 3.5. Cargas de ruptura calculadas para as ancoragens.....	115
Tabela 3.6. Propriedades dos elementos de placa. ....	117
Tabela 3.7. Modelo geotécnico proposto para o campo experimental de geotecnia da UnB para o modelo HS (Rebolledo <i>et al.</i> , 2019).....	118

Tabela 3.8. Parâmetros de solo adotados para o modelo <i>Hardening Soil</i> .....	121
Tabela 3.9. Parâmetros de solo adotados para o modelo Mohr-Coulomb. ....	122
Tabela 4.1. Esforços solicitantes obtidos. ....	134
Tabela 4.2. Análise pelo método brasileiro.....	136
Tabela 4.3. Análise pelo método alemão. ....	136
Tabela 4.4. Comparação entre Fatores de Segurança.....	136
Tabela 4.5. Esforços solicitantes máximos obtidos com a variação no posicionamento da ancoragem. ....	139

## LISTA DE ABREVIACOES E SIGLAS

---

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CEG/UnB	Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília
CFEM	<i>Canadian Foundation Engineering Manual</i>
CGS	<i>Canadian Geotechnical Society</i>
CV	Coefficiente de Variação
DF	Distrito Federal
EL	Equilíbrio Limite
ELS	Estado Limite de Servio
ELU	Estado Limite ltimo
FS	Fator de Segurana
HS	<i>Hardening Soil</i>
IEM	Injeo em Estágios Múltiplos
IEU	Injeo em Estágio nico
IN	Inclinômetro
IP	ndice de Plasticidade
ISE	Interao Solo-Estrutura
MC	Mohr-Coulomb
MEF	Método dos Elementos Finitos
MNA	Medidor de nível d'gua
NA	Nível d'gua
NBR	Norma Brasileira
OCR	<i>Over Consolidation Ratio</i>
POP	<i>Pre-Overburden Pressure</i>
PVC	Policloreto de Vinila
PZ	Piezômetro de Casagrande
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
UnB	Universidade de Brasília

## LISTA DE SÍMBOLOS

---

$a$	Distância entre a base da escavação e o ponto de tensões nulas
$a/c$	Fator água/cimento
$A_0$	Leitura inicial
$A_{180}$	Leitura realizada com uma rotação de 180°
$A_{poss}$	Força de protensão possível da ancoragem
$A_s$	Área da seção transversal do aço
$B$	Largura da escavação
$c$	Coesão
$C$	Força devido à coesão na base da cunha
$d$	Deslocamento
$D$	Extensão da camada de argila mole abaixo do fundo da escavação
$d_e$	Deslocamento elástico
$D_P$	Diâmetro do furo
$D_S$	Diâmetro médio do bulbo
$E$	Módulo de Young
$e$	Índice de vazios
$E_l$	Empuxo ativo atuante na cunha
$E_{50}$	Módulo de Young secante à 50% da tensão de ruptura
$E_{50}^{ref}$	Módulo de Young de referência secante à 50% da tensão de ruptura
$EA$	Rigidez axial
$E_0$	Empuxo em repouso
$E_a$	Empuxo ativo
$E_p$	Empuxo passivo
$e_h$	Espaçamento horizontal entre os tirantes
$EI$	Rigidez à flexão
$E_{oed}^{ref}$	Módulo oedométrico tangente de referência
$E_{ur}$	Módulo de descarregamento-recarregamento
$F_0$	Carga inicial de ensaio
$F_{adm}$	Carga admissível
$F_t$	Carga de trabalho da ancoragem
$f_y$	Resistência característica à tração do aço

$G$	Peso da cunha
$G_S$	Densidade relativa dos sólidos
$h$	Espaçamento vertical das ancoragens
$h_3$	Distância entre o ponto de ancoragem e a base da escavação
$h_b$	Profundidade do centro do bulbo
$H_e$	Altura de escavação
$I$	Momento de inércia
$k$	Coefficiente de permeabilidade do solo
$k_0$	Coefficiente de empuxo no repouso
$k_a$	Coefficiente de empuxo ativo
$k_f$	Coefficiente de ancoragem
$k_p$	Coefficiente de empuxo passivo
$L$	Comprimento da escavação
$l$	Distância entre o nível escavado e o ponto intermediário considerado
$l_a$	Distância entre a resultante do empuxo ativo e o ponto de ancoragem
$L_b$	Comprimento do trecho ancorado do tirante (bulbo)
$l_e$	Largura equivalente da estaca
$L_l$	Comprimento do trecho livre do tirante
$m$	Expoente de relação entre módulos no modelo HS
$n_d$	Fator de aumento do diâmetro pela pressão de injeção
$n_h$	Fator de redução da profundidade
$n_l$	Fator de redução do comprimento do bulbo
$p^{ref}$	Tensão de referência
$Q$	Força devido ao atrito na base da cunha
$q$	Sobrecarga na superfície
$q_s$	Resistência por atrito lateral unitário na superfície do bulbo
$R$	Coefficiente de redução do empuxo passivo
$R_a$	Carga resultante do empuxo ativo
$R_f$	Parâmetro de ajuste do modelo HS
$R_{inter}$	Parâmetro de redução da resistência na interface
$R_p$	Carga resultante do empuxo passivo
$R_s$	Rigidez do sistema de contenção
$R_u$	Carga última correspondente à assíntota vertical da curva de Van der Veen

$S$	Grau de saturação do solo
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não drenado
$t$	Distância entre o nível escavado e o ponto de ancoragem
$T$	Capacidade de carga do bulbo
$T_a$	Força de ancoragem
$T_{ens}$	Carga máxima de ensaio
$T^h_{atuante}$	Componente horizontal da carga atuante
$T^h_{max}$	Componente horizontal da carga máxima da ancoragem
$T_L$	Carga de ruptura da ancoragem
$U$	Perímetro médio da seção transversal do bulbo de ancoragem
$V_s$	Volume teórico do bulbo
$w$	Teor de umidade natural
wL	Limite de liquidez
wP	Limite de plasticidade
$W$	Peso do elemento
$y$	Distância entre o pé da cortina e o ponto de tensões nulas
$y'$	Distância entre o ponto de ancoragem e a resultante do empuxo ativo
$\alpha$	Ângulo de inclinação da ancoragem
$\alpha_b$	Coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção
$\alpha_r$	Coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento
$\beta$	Inclinação da superfície do terreno
$\gamma$	Peso específico
$\gamma_d$	Peso específico seco
$\gamma_n$	Peso específico natural
$\gamma_{sat}$	Peso específico saturado
$\gamma_w$	Peso específico da água
$\delta$	Ângulo de atrito na interface estrutura-solo
$\varepsilon_l$	Deformação axial
$\nu_{ur}$	Relação de Poisson para condição de descarregamento-recarregamento
$\sigma'_h$	Tensão horizontal efetiva
$\sigma'_r$	Pressão residual efetiva de injeção no ponto médio do bulbo
$\sigma'_v$	Tensão vertical efetiva
$\phi$	Ângulo de atrito interno do solo

$\psi$	Ângulo de dilatação
$\theta_{cr}$	Ângulo crítico de ruptura

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

---

A utilização de soluções de contenção com estacas ancoradas tem se consolidado como prática recorrente na região de Brasília/DF, especialmente em virtude das características não saturadas dos solos locais, que proporcionam uma resistência adicional à ruptura. Essa condição favorece o emprego de sistemas descontínuos ao longo da extensão da cortina, contribuindo para a viabilidade técnica e econômica da solução.

Entretanto, o comportamento desses sistemas pode ser significativamente alterado por variações no estado tensões devido ao seu processo executivo, podendo causar movimentações excessivas e, em casos críticos, comprometer a estabilidade da estrutura. Tais consequências são especialmente indesejáveis em perímetros urbanos, onde o controle de movimentações é fundamental para a preservação das edificações vizinhas.

Nesse contexto, torna-se essencial compreender o comportamento desse tipo de estrutura, que associa elementos passivos (estacas) com ativos (ancoragens), considerando as particularidades do solo local. Com esse objetivo, a presente pesquisa acompanhou a execução de uma contenção composta por estacas ancoradas na região da Asa Sul, em Brasília/DF, permitindo a análise detalhada do desempenho desse sistema em condições reais de obra.

Para tanto, foi adotada uma abordagem fundamentada em investigações de campo, ensaios laboratoriais, instrumentação geotécnica e análises numéricas, visando contribuir para o aperfeiçoamento das práticas de projeto, execução e monitoramento desse tipo de estrutura.

### **1.1. Justificativa**

A frequente adoção do sistema de contenção com estacas associadas a ancoragens na região de Brasília/DF é favorecida pelas características do solo local, que viabilizam o uso de sistemas descontínuos ao longo de sua extensão. No entanto, variações no estado de tensões do solo decorrente do processo executivo podem resultar em deslocamentos excessivos, os quais devem ser controlados para evitar danos às estruturas próximas.

Considerando essas particularidades, torna-se essencial entender os fatores que governam o comportamento das estruturas composta por elementos passivos (estacas) e elementos ativos (ancoragens). O presente estudo, portanto, justifica-se pela necessidade de investigar e monitorar o desempenho desse tipo de contenção no contexto geotécnico do Distrito Federal. Para isso, o programa de pesquisa envolve investigações de campo, ensaios

laboratoriais e o monitoramento da obra por meio de inclinômetros, piezômetros e medidores de nível d'água, fornecendo dados fundamentais para as análises realizadas e contribuindo para o aprimoramento das práticas de contenção na região.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo Geral**

Este trabalho tem como objetivo analisar o comportamento de uma estrutura de contenção composta por cortina de estacas com ancoragens, executada na região da Asa sul de Brasília/DF, destacando os principais fatores que influenciam seu desempenho, em função das especificidades do solo local.

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

Como objetivos específicos, cita-se:

- Realizar o monitoramento dos deslocamentos horizontais por meio de inclinometria, considerando diferentes seções da escavação e suas respectivas etapas executivas;
- Avaliar o comportamento do lençol freático com base em medições piezométricas e do nível d'água;
- Avaliar se as hipóteses de cálculos estão em conformidade com os resultados do monitoramento;
- Verificar as condições de estabilidade do sistema por meio de métodos numéricos e de Equilíbrio Limite;
- Desenvolver modelagens numéricas utilizando os modelos constitutivos *Hardening Soil* (HS) e Mohr-Coulomb (MC), avaliando suas aplicabilidades e limitações na reprodução do comportamento real observado;
- Realizar análises paramétricas variando algumas condições construtivas, a fim de compreender possíveis consequências de variações executivas.

## **1.3. Metodologia**

A metodologia adotada nesta pesquisa fundamenta-se em uma abordagem aplicada e investigativa, voltada à análise do comportamento de estruturas de contenção com estacas ancoradas em solos tropicais não saturados. Buscou-se integrar diferentes frentes de estudo — execução, monitoramento e modelagem — de forma complementar, com o objetivo de compreender com maior profundidade a interação solo-estrutura durante a escavação e ao longo do tempo.

Para isso, a estratégia metodológica contempla a observação direta de campo por meio do acompanhamento da obra e da instrumentação instalada (inclinômetros, piezômetros e medidores de nível d'água), associada à caracterização do solo via ensaios laboratoriais em amostras coletadas. A partir dos dados obtidos, foram conduzidas análises baseadas em métodos de equilíbrio limite e modelagens numéricas, permitindo comparar as previsões de projeto com os resultados reais do monitoramento. Essa combinação de métodos visa promover uma avaliação crítica do desempenho do sistema de contenção, fornecendo subsídios para o aprimoramento técnico e científico das soluções aplicadas na região de Brasília/DF.

## CAPÍTULO 2

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

Este capítulo apresenta as fundamentações teóricas essenciais para a compreensão da pesquisa. Aborda-se os princípios que sustentam o desenvolvimento do trabalho, oferecendo uma visão ampla do comportamento de cortina de estacas com ancoragens e enfatizando as especificidades do solo da região de Brasília/DF.

Inicialmente, é feito um estudo das características do solo local, buscando-se referências na literatura especializada, em especial às pesquisas conduzidas pela Universidade de Brasília (UnB), que oferece um acervo abrangente sobre o tema.

Em seguida, apresenta-se os principais aspectos relacionados ao desempenho de cortinas de estacas ancoradas, cujo comportamento é influenciado por diversos fatores. Busca-se destacar aqueles que são mais relevantes e que devem ser levados em consideração pelo engenheiro geotécnico na elaboração dos projetos.

Na sequência, discute-se o processo de dimensionamento e verificação de estabilidade destas estruturas, apresentando os principais métodos de análise do sistema de contenção e do dimensionamento da ancoragem, com ênfase nos métodos mais adequados às condições específicas da região de Brasília.

Por fim, destaca-se a importância do monitoramento, abordando as características fundamentais da instrumentação utilizada neste estudo.

#### **2.1. Comportamento do Solo de Brasília**

A região de Brasília se caracteriza por uma notável presença de solo laterítico não saturado, cujo comportamento é instável e suscetível a colapsos. Compreender a origem desse tipo de solo e seu comportamento hidromecânico é de suma importância, dado que a maioria das obras de engenharia na região atravessam essa camada, sujeitando-se, assim, a deformações devido às variações no grau de saturação e a ações antrópicas.

Araki (1997) define o solo colapsível como um solo argiloso não saturado caracterizado por sofrer um recalque repentino e de grandes proporções, apresentando uma estrutura metaestável com elevado índice de vazios e baixo grau de saturação. Estas argilas possuem uma estrutura bastante porosa, baixa resistência à penetração e são altamente instáveis quando submetidas à variação no estado de tensões, apresentando, em consequência, um comportamento contrátil.

Segundo Rebolledo *et al.* (2019), a espessura da camada colapsível em Brasília é

bastante diversa, dependendo da topografia, da vegetação e da presença da rocha-mãe, podendo variar de centímetros a dezenas de metros. Devido ao seu estado agregado e estrutura metaestável, essa argila apresenta um baixo padrão de resistência à penetração ( $N_{SPT}$  de 1 a 6 golpes) e alta permeabilidade (de  $10^{-3}$  a  $10^{-4}$  m/s), semelhante a de solos granulares finos, que, por sinal, é como sua textura se apresenta no estado natural.

Pesquisas conduzidas pela Universidade de Brasília indicam que a formação do solo do Distrito Federal foi amplamente influenciada pela intensa exposição às condições climáticas tropicais e pelo processo de lixiviação, o que resultou em uma estrutura agregada extremamente porosa e metaestável, caracterizada por uma elevada quantidade de vazios, uma baixa densidade e alta permeabilidade (Camapum de Carvalho & Mortari, 1994; Cardoso, 2002; Cordao Neto *et al.*, 2018; Delgado, 2007; Guimarães *et al.*, 2017; Rebolledo *et al.*, 2019).

O solo da região é resultado de oscilação de climas seco-frio, seco-quente e úmido, causando um intemperismo químico que gera perda da sílica e facilita a formação de muitos óxidos e hidróxidos, especialmente de ferro e alumínio, os quais são os maiores responsáveis pelas altas cimentações (Otálvaro, 2013).

Além das cimentações presentes em sua estrutura, (Camapum de Carvalho *et al.*, 2023) destacam que o efeito de sucção decorrente das condições não saturadas confere à argila uma coesão aparente, que se torna suscetível à instabilidade quando há aumento no teor de umidade ou alterações no estado de tensões. Esses fatores podem provocar um rearranjo das partículas e a perda da ação cimentante, resultando em uma redução volumétrica, fenômeno conhecido como colapsibilidade.

A alteração no grau de saturação é, portanto, um fator importante a ser analisado. De acordo com Silva (2006), a construção e manutenção de sistemas de drenagem eficientes são fundamentais para não afetar a instabilidade do solo. Também devem ser observados os aspectos sazonais da região, principalmente na ocorrência de períodos de intensa precipitação. Dependendo do grau de saturação em que o solo se encontra, o carregamento externo aplicado pode provocar sérias deformações volumétricas, caracterizando a carga de colapso.

Cintra (1995) define carga de colapso como o sendo o valor mínimo de carga aplicada a um elemento isolado de fundação em solo colapsível tal que, sobrevivendo a inundação do solo, seja suficiente para deflagrar o fenômeno do colapso.

Cintra & Aoki (2009) ressaltam que, para entrar em colapso, o solo não necessita estar completamente saturado. A elevação do teor de umidade para um determinado valor, aquém da saturação, já faz disparar o gatilho desse fenômeno. Esse teor de umidade suficiente para acionar o mecanismo do colapso caracteriza a condição de solo inundado. A elevação do teor

de umidade até a inundação corresponde a uma diminuição da sucção matricial até um valor próximo de zero. Assim, o solo inundado equivale à condição de sucção matricial praticamente nula. Os autores ressaltam que o solo inundado pode não estar saturado, mas todo solo saturado está inundado.

Cárdenas (2014) enfatiza que o clima do Distrito Federal, com suas estações seca e chuvosa bem definidas, torna a variação de umidade do solo um fator crucial para o planejamento de projetos de contenção. Durante o período seco, a umidade do solo é baixa, o que eleva a sucção no perfil estratigráfico do solo poroso, contribuindo para o aumento da sua resistência. No entanto, durante a época chuvosa, a água tende a saturar o solo, reduzindo esse potencial de sucção.

Nesse sentido, Alves (2009) reforça que é preferível que as obras de escavação em Brasília sejam executadas entre os meses de maio a setembro, já que a época de chuvas se estende de outubro a abril. Contudo, destaca-se que, embora as precipitações se iniciem em outubro, não é efetivamente neste mês que estas começam a produzir efeitos sobre o lençol freático, tendo em vista o tempo de resposta do solo às chuvas acumuladas.

Segundo Cárdenas (2014), a estrutura do solo na região altera-se através do perfil geológico, onde, à medida que atinge maiores profundidades, uma estrutura mais homogênea vai surgindo. Essa variação ao longo do perfil do solo do DF está associada com uma baixa resistência à penetração no ensaio SPT em torno dos primeiros 5 m de profundidade, em geral com número de golpes ( $N_{SPT}$ ) da ordem de 2 a 4. Entre profundidades médias de 5 a 9 m já se encontra um solo residual laterítico de argila arenosa com  $N_{SPT}$  de 4 a 6, com possíveis ocorrências de valores maiores, mas raramente passando de 10. Em seguida, tem-se um solo saprolítico de maior resistência, caracterizado como um silte argiloso ou arenoso pouco intemperizado e anisotrópico, com características marcadas pela rocha de origem.

A identificação de um solo colapsível pode ser feita diretamente, por meio de ensaios laboratoriais ou indiretamente, por meio de correlações. O método direto mais tradicional consiste na realização de ensaios oedométricos duplos, onde dois ensaios oedométricos são executados com os mesmos estágios de carregamento, entretanto, um deles é executado na condição de umidade natural e outro em condição inundada. Dessa forma, o potencial de colapso do solo pode ser determinado pela diferença entre as curvas de deformação obtidas.

Silva *et al.* (2017) realizaram ensaios oedométricos duplos em amostras do campo experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília, observando uma maior suscetibilidade ao colapso nas camadas mais superficiais (até 4 metros de profundidade). A identificação da região de colapso é fundamental para o dimensionamento e posicionamento dos bulbos de

ancoragem.

Os autores também avaliaram alguns critérios indiretos de identificação de solos colapsíveis com base em ensaios de caracterização, chegando em bons resultados para o método de Gibbs & Bara (1962) e Feda (1966), indicados na Tabela 2.1. Entretanto, alerta-se que critérios baseados exclusivamente em ensaios de caracterização são limitados, já que não refletem adequadamente os efeitos das tensões no solo. Portanto, esses métodos devem ser aplicados com cautela, servindo apenas como referências iniciais.

Tabela 2.1. Critérios de identificação de colapso baseados em índices físicos (Silva *et al.*, 2017).

Método	Expressão	Limites
Gibbs & Bara (1962)	$R = \frac{\left(\frac{\gamma_w}{\gamma_d}\right) - \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right)}{W_L}$	Se $R > 1$ , o solo é colapsível
Feda (1966)	$K_1 = \frac{\left(\frac{W_0}{S_0}\right) - W_P}{I_P}$	Se $S_0 \leq 60\%$ e $K_1 > 0,85$ , o solo é colapsível.

$\gamma_d$ : peso específico aparente seco;  $\gamma_w$ : peso específico da água;  $\gamma_s$ : peso específico dos sólidos;  $W_L$ : limite de liquidez;  $w$ : umidade natural;  $W_P$ : limite de plasticidade;  $S$ : grau de saturação no estado natural;  $I_P$ : índice de plasticidade.

## 2.2. Características do Sistema de Cortinas de Estacas com Ancoragens

A cortina de estacas representa um sistema que combina a rigidez de várias estacas para combater os esforços de flexão gerados pelo empuxo do solo. Dependendo do nível de rigidez necessário, as estacas podem ser executadas de modo secante, tangentes ou espaçadas.

Neste último caso, as estacas são afastadas entre si de dois a três diâmetros (medidos de centro a centro). Pode-se adotar espaçamentos maiores desde que o solo permita uma segurança para escavação, onde espaço resultante entre as estacas deve ser preenchido com concreto projetado ou com alvenaria (Dell'Avanzi, 2014). Ao permitir um espaçamento entre os elementos, essa solução oferece vantagens tanto econômicas quanto executivas em solos situados acima do nível da água e com certo grau de coesão (Hachich *et al.*, 1996), situação típica do solo do Distrito Federal, como já destacado.

Essa possibilidade advém do fenômeno de arqueamento de tensões, que promove a redistribuição de cargas do solo, onde parte é transferida para as estacas e outra parte para o solo adjacente. Assim, o dimensionamento desse tipo de estrutura deve considerar esse efeito para garantir a eficiência e segurança do sistema de contenção (Chen *et al.*, 2020).

Nesse contexto, diversos estudos desenvolvidos na região têm buscado compreender o comportamento de cortinas em solos porosos típicos de Brasília. Medeiros (2005) analisou três

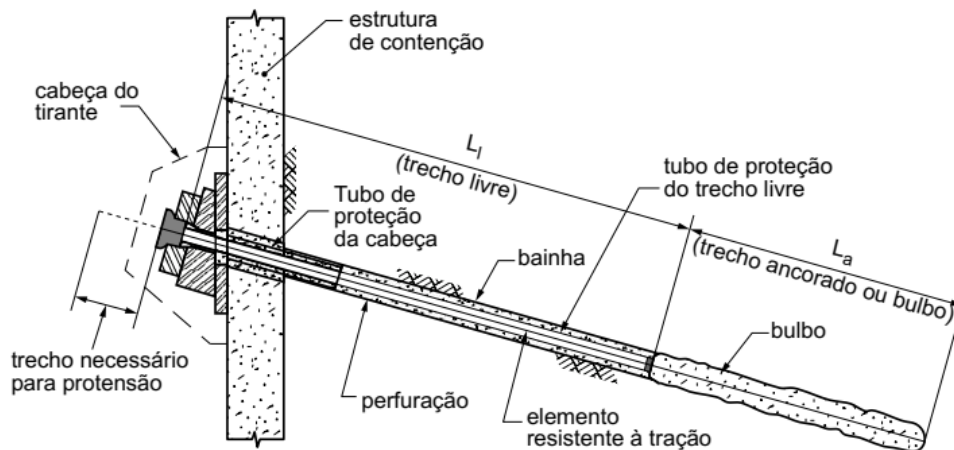
obras executadas com cortinas de estacas justapostas no Distrito Federal: uma contenção em balanço, localizada na região da Feira dos Importados; uma contenção grampeada com três linhas de grampos, no Setor de Autarquias Sul; e outra com quatro linhas de grampos, no Setor Bancário Sul. As instrumentações analisadas pelo autor, entretanto, limitou-se ao monitoramento dos deslocamentos no topo das estacas.

Cárdenas (2014) apresentou um caso adicional na região do Setor Hoteleiro Norte, onde a contenção analisada também era composta por uma cortina grampeada. Nesse estudo, o autor instalou um inclinômetro posicionado a aproximadamente um metro da superfície superior da contenção, com o objetivo de monitorar os deslocamentos ao longo da estrutura durante as etapas de escavação e, assim, avaliar o desempenho da obra. O estudo ressaltou a importância de adaptar as práticas de engenharia geotécnica às condições específicas do solo local e enfatizou a relevância da instrumentação de campo, a fim de assegurar tanto a segurança quanto a economia nas obras.

As estruturas grampeadas analisadas por estes autores, entretanto, são caracterizadas por elementos passivos, cuja resistência é mobilizada somente após certa movimentação da estrutura, diferindo, portanto, do comportamento das ancoragens ativas, capazes de introduzir esforços prévios que contribuem para a estabilidade do sistema desde as etapas iniciais de escavação.

Em situações onde os deslocamentos devem ser mínimos, a utilização de ancoragens protendidas (tirantes) associadas à cortina de estacas se torna uma solução vantajosa. As ancoragens atuam, então, como elementos ativos que induzem cargas concentradas na contenção, a fim de mobilizar a resistência passiva do solo. A utilização desse sistema oferece diversas vantagens, especialmente em ambientes urbanos, como a redução dos deslocamentos e a otimização do espaço disponível para a execução da obra.

A estrutura básica do tirante é composta por duas partes: o trecho livre e o trecho ancorado (Figura 2.1). O trecho livre é assim denominado pois não está aderido ao solo, sendo responsável por transferir as cargas de protensão para uma região mais estável do solo, evitando possíveis superfícies de ruptura com fatores de segurança insuficientes. O trecho ancorado, por sua vez, deve garantir que estas cargas sejam adequadamente transferidas ao solo.



#### Legenda

$L_1$  comprimento do trecho livre ou comprimento livre

$L_a$  comprimento do trecho ancorado ou comprimento ancorado ou do bulbo

Figura 2.1. Elementos básicos do tirante (ABNT, 2018).

### 2.2.1. Procedimento Executivo

A execução de uma cortina ancorada com estacas tem início com a instalação das próprias estacas. O diâmetro e o espaçamento entre elas são definidos em função dos esforços atuantes e do nível de empuxos a serem contidos.

Diversos tipos de estacas podem ser utilizados, dependendo das características geotécnicas do solo, da profundidade do lençol freático, das condições do entorno, do tipo de obra e da arquitetura do projeto. No contexto das obras de contenção no Distrito Federal, onde frequentemente o lençol freático não é atingido, predominam as estacas escavadas moldadas *in loco* sem fluido estabilizante. Já em situações em que o nível d'água é alcançado e/ou há a necessidade de um controle executivo mais rigoroso, é comum o uso de estacas tipo hélice contínua monitorada. Em terrenos rochosos, solos com elevada resistência ou em locais com restrição de espaço, as estacas tipo raiz podem representar a alternativa mais adequada.

Após a execução das estacas, realiza-se a concretagem da viga de coroamento, elemento que contribui para uma maior uniformidade ao sistema e confere uma melhor transferência de carga entre o conjunto de estacas.

Com a viga concluída, inicia-se a escavação até o nível de ancoragem, onde são realizadas as perfurações para instalação destes elementos. As características da perfuração, como locação e inclinação, devem ser especificadas em projeto.

O diâmetro de perfuração, em geral, varia de 8 a 20 centímetros, sendo definido em função da metodologia utilizada na montagem do tirante, da necessidade de garantir uma melhor aderência da ancoragem no terreno e garantir um cobrimento mínimo para proteção do

tirante. Esse cobrimento é necessário para evitar problemas de corrosão do aço e é feito por meio de espaçadores, comumente locados a cada 0,50 m no trecho ancorado e a cada 1,0 m no trecho livre (Porto, 2015).

Além da garantia do cobrimento, as medidas de proteção anticorrosiva podem adotar outras soluções, conforme recomendado pela NBR 5629:2018 (ABNT, 2018). Entre essas medidas, destaca-se a pintura do aço com produtos especiais e o envolvimento da armadura por bainhas plásticas. A cabeça da ancoragem também deve receber atenção especial, sendo geralmente protegida com uma estrutura de concreto em situações permanentes.

Após a perfuração e locação do tirante, o furo é preenchido com calda de cimento, injetada por meio de um tubo posicionado até o fundo. Esse procedimento, conhecido como execução da bainha, tem por objetivo garantir o cobrimento da armadura e preparar o local para a ancoragem.

Para a adequada aderência entre a ancoragem ao solo, a NBR 5629 (ABNT, 2018), recomenda para a calda um fator água/cimento (a/c) de 0,5 para a execução da bainha, e entre 0,5 e 0,7 para possíveis reinjeções.

As etapas de reinjeção ocorrem após o tempo de pega do material da bainha (geralmente após 24 h) e o procedimento é feito usualmente de forma ascendente, ou seja, do fundo do furo para o topo. A calda é injetada por meio de um equipamento obturador duplo através de válvulas manchete dispostas no tubo de injeção, espaçadas geralmente entre 0,3 m e 1,0 m ao longo do comprimento ancorado. Essas válvulas consistem em luvas de borracha envolvendo um pequeno trecho do tubo de injeção com uma série de furos perfurados. A Figura 2.2 ilustra o esquema do sistema de injeção dentro do furo.

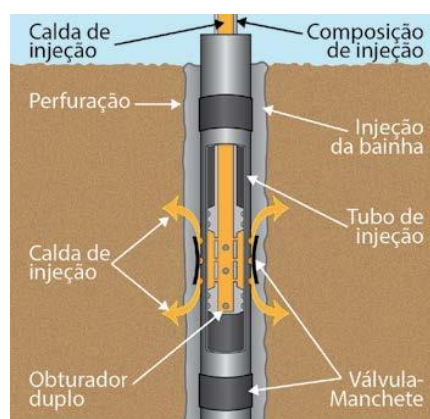


Figura 2.2. Esquema de injeção no furo (Solotrat, 2023).

As injeções são feitas com pressões crescentes para expandir as válvulas manchete, promover o rompimento da bainha e permitir o fluxo da calda no solo. Com a abertura da válvula e rompimento da bainha, percebe-se uma queda brusca da pressão de injeção registrada

pelo manômetro. À medida que o solo vai sendo preenchido com a calda, a pressão volta a subir lentamente, comportamento ilustrado na Figura 2.3. Esse procedimento é realizado em tantas fases quanto necessário.

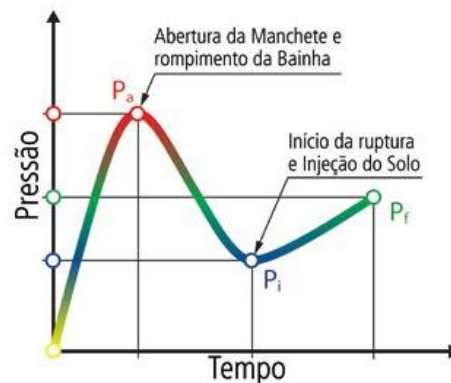


Figura 2.3. Comportamento típico das pressões durante as fases de injeção (Solotrat, 2023).

Segundo Souza (2001), a aplicação da calda de cimento sob pressão contribui para a melhoria do desempenho da ancoragem, promovendo uma fixação mais eficiente do bulbo e aumentando sua capacidade de carga. Esse processo induz a densificação do solo ao redor da ancoragem, o que resulta no aumento do diâmetro efetivo do bulbo, do ângulo de atrito e da tensão normal na interface entre o bulbo e o solo. Além disso, há uma melhoria das propriedades de resistência e deformabilidade do solo, decorrente da penetração da calda nos vazios do solo.

Após a conclusão do processo de injeção e o tempo necessário para a cura, as cargas de protensão são aplicadas, conforme especificado em projeto. Com as cargas incorporadas, procede-se à continuidade da escavação.

### 2.2.2. Ensaio nas Ancoragens

Após a instalação dos tirantes e antes de sua incorporação definitiva, devem ser realizados ensaios para verificação do desempenho executivo (ensaio de recebimento). Este ensaio é especificado pela NBR 5629 (ABNT, 2018).

O ensaio de recebimento é realizado em todos os tirantes e serve para verificar a estabilidade dos deslocamentos para a carga máxima aplicada, bem como o alongamento da ancoragem.

O procedimento envolve a aplicação de fases de carregamento e descarregamento em incrementos progressivos, conforme estipulado pela norma, seguindo a sequência apresentada na Tabela 2.2. O ensaio inicia-se com uma carga preliminar  $F_0$ , prossegue até atingir a carga máxima estabelecida, retorna a  $F_0$ , e, por fim, a carga de incorporação é aplicada.

Tabela 2.2. Cargas para leitura no ensaio de recebimento (ABNT, 2018).

Estágios de carga	$F_0$	$0,3.F_t$	$0,6.F_t$	$0,8.F_t$	$1,0.F_t$	$1,2.F_t$	$1,4.F_t$	$1,5.F_t$	$1,6.F_t$	$1,75.F_t$
Em pelo menos 10% dos tirantes	Permanente									
	Provisório									
Nos demais	Permanente									
	Provisório									

Durante o ensaio, medições de deslocamento da cabeça do tirante devem ser realizadas tanto nas fases de carga quanto de descarga. Cada estágio de carregamento só pode começar após a estabilização dos deslocamentos do estágio anterior, com resolução de 1 mm. Na carga máxima, os deslocamentos devem ser menores que 1 mm após 5 minutos.

Dessa forma, para que o tirante seja aprovado, é necessário que, além de manter a estabilidade dos deslocamentos sob a carga máxima, os deslocamentos elásticos estejam dentro de limites aceitáveis. Esses limites são definidos pelas linhas “a” (limite superior) e “b” (limite inferior) no gráfico Deslocamento x Força (Figura 2.4). Essas linhas servem como referência para garantir que o comportamento do tirante, em termos de deformação, esteja aceitável.

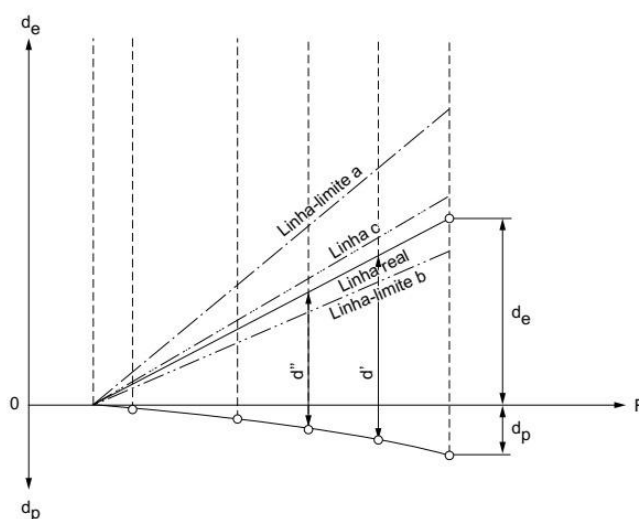


Figura 2.4. Gráfico de deslocamento no ensaio de recebimento (ABNT, 2018).

A linha “a” (limite superior) correspondente ao deslocamento elástico da cabeça para um tirante com o comprimento livre ( $L_l$ ) mais metade do comprimento do bulbo ( $L_b$ ). Já a linha “b” (limite inferior), correspondente ao deslocamento da cabeça para um tirante com 80% do comprimento livre ( $L_l$ ).

Os deslocamentos do tirante com comprimento livre igual ao de projeto são representados por meio da linha “c”.

As equações de deslocamento elástico das linhas “a”, “b” e “c” são obtidas por:

$$d_{ea} = \frac{(F - F_0) \left( L_l + \frac{L_b}{2} \right)}{EA_s} \quad (2.1)$$

$$d_{eb} = \frac{0.8(F - F_0)L_l}{EA_s} \quad (2.2)$$

$$d_{ec} = \frac{(F - F_0)L_l}{EA_s} \quad (2.3)$$

Onde:

$F_0$  = Carga inicial, correspondente a 10% da carga máxima de ensaio;

$E$  = Módulo de Young do aço;

$A_s$  = Área da seção transversal do aço.

Quando os deslocamentos do tirante estão dentro das condições de aprovação (estáveis e entre as linhas “a” e “b”), procede-se com a incorporação da carga, que pode variar entre 80% e 100% da carga de trabalho de projeto.

Se o deslocamento ultrapassar a linha “a”, isso indica que o trecho ancorado é menor do que o necessário. Nesse caso, ou se o tirante não suportar a carga máxima, deve-se reavaliar o projeto para determinar se o tirante pode ser aproveitado nessas condições. Se não for possível, pode-se realizar uma nova etapa de injeção da ancoragem ou executar uma ancoragem adicional para complementar a carga necessária.

Por outro lado, se o deslocamento estiver abaixo da linha “b”, significa que o trecho ancorado está excessivo. Nessa situação, é possível realizar ciclos de carga e descarga para liberar o trecho livre, ajustando o comportamento da ancoragem conforme o previsto no projeto.

Além do ensaio de recebimento, a NBR 5629 (2018) também recomenda a verificação do comportamento do sistema em relação ao terreno por meio do ensaio de qualificação, a ser executado em pelo menos 1% da quantidade de tirantes permanentes da obra.

Quando necessário, realiza-se esse ensaio com medição de fluência para avaliar a perda de carga no tirante ao longo do tempo. De acordo com a NBR 5629 (2018), o ensaio para medição de fluência deve ser executado em pelo menos 0,5% da quantidade dos tirantes permanentes, em obras com mais de cem tirantes, podendo também ser executado em obras com menor número de tirantes, desde que indicado pelo projetista. Entretanto, Souza (2001) ressalta que, para ancoragens submetidas a cargas de trabalho bem abaixo da carga de ruptura geotécnica, o fenômeno da fluência não é um fator relevante a ser considerado, uma vez que a solicitação aplicada está longe do nível que poderia gerar deformações significativas ao longo do tempo.

O ensaio de qualificação é aplicado para investigação ou adequação de uma determinada ancoragem em um certo terreno. Neste ensaio, a partir dos deslocamentos observados, são verificados: a capacidade de carga, os deslocamentos sob carga constante, o comprimento livre equivalente e o atrito ao longo do comprimento livre.

O ensaio de qualificação é realizado em ciclos de carregamento e descarregamento. Todos os ensaios devem partir da carga  $F_0$ , ir até a carga do primeiro estágio, voltar à carga  $F_0$ , depois seguir até estágio seguinte e retornar à carga  $F_0$ . Esse processo de repete até a carga máxima prevista. Em paralelo, devem ser feitas medições do deslocamento da cabeça da ancoragem, tanto na fase de carga como na de descarga. A representação dos resultados ocorre por meio de gráficos semelhantes ao ensaio de recebimento.

### **2.2.3. Condições de Ruptura**

Segundo Clayton *et al.* (2014), para qualquer sistema de contenção, deve-se identificar todos os possíveis mecanismos de falha, tanto no Estado Limite Último (ELU) quanto no Estado Limite de Serviço (ELS), e projetar o sistema de forma a evitá-los. Destaca-se que os mecanismos de ruptura em potencial podem mudar ao longo da execução da obra, por exemplo, com o aprofundamento da escavação ou com a instalação das ancoragens.

Segundo a NBR 6122:2019 (ABNT, 2019), o ELU está associado ao colapso parcial ou total da obra, enquanto o ELS refere-se a deformações, fissuras e vibrações que comprometem o uso da estrutura. Xanthakos (1991) acrescenta que, em estruturas de contenção, os Estados Limites de Serviço típicos incluem deflexões excessivas da cortina, recalques do solo que possam afetar construções vizinhas e abertura de fissuras que podem levar à deterioração gradual da estrutura.

Ainda segundo Xanthakos (1991), ao verificar a ocorrência do ELU, devem ser realizados dois conjuntos de cálculos para todas as situações de projeto relevantes: o dimensionamento geotécnico e o dimensionamento estrutural. O dimensionamento geotécnico envolve a definição das proporções e da geometria da estrutura, como a profundidade de embutimento (ficha) da cortina, a quantidade de ancoragens e os espaçamentos entre elas. Já o dimensionamento estrutural tem o objetivo de definir as seções estruturais adequadas para resistir às forças solicitantes e aos momentos fletores, com base nos cálculos geotécnicos.

Desse modo, o conceito de um sistema de cortina ancorada resume-se na segurança estrutural e na limitação de deformações, cujo objetivo é conter uma massa de solo que seja estável tanto interna quanto externamente.

Ortigao & Sayao (2004) entendem que a estabilidade interna está relacionada ao

desempenho dos elementos estruturais da cortina e das ancoragens, enquanto outras formas de ruptura estão associadas à estabilidade externa.

A NBR 11682:2009 (ABNT, 2009) complementa esse conceito, definindo estabilidade interna como aquela que envolve superfícies potenciais de escorregamento localizadas, a serem estabilizadas pela estrutura de contenção, como no caso de uma cunha de empuxo ativo. Por outro lado, a estabilidade externa é aquela relacionada a superfícies de escorregamento globais. Assim, no caso de estruturas reforçadas por ancoragens, as superfícies localizadas interceptam esses elementos (estabilidade interna), enquanto que as superfícies globais não os interceptam (estabilidade externa).

Portanto, o projeto de cortinas ancoradas busca alcançar uma estrutura segura contra diversas condições potenciais de ruptura. Poulos *et al.* (2001) resumem os principais critérios que devem ser atendidos: (i) o equilíbrio de momentos deve ser garantido de forma a evitar o tombamento; (ii) o equilíbrio de forças horizontais deve ser atendido para prevenir deslizamentos; (iii) o equilíbrio de forças verticais deve garantir a capacidade de suporte do solo; (iv) os empuxos do solo não devem sobrecarregar a estrutura, prevenindo flexão ou cisalhamento excessivos; (v) as deformações devem ser mantidas em níveis aceitáveis; e (vi) a estabilidade da estrutura deve ser assegurada tanto interna quanto externamente.

A Figura 2.5 ilustra os modos possíveis de ruptura para sistemas de contenção com ancoragens, que são detalhados nos itens a seguir:

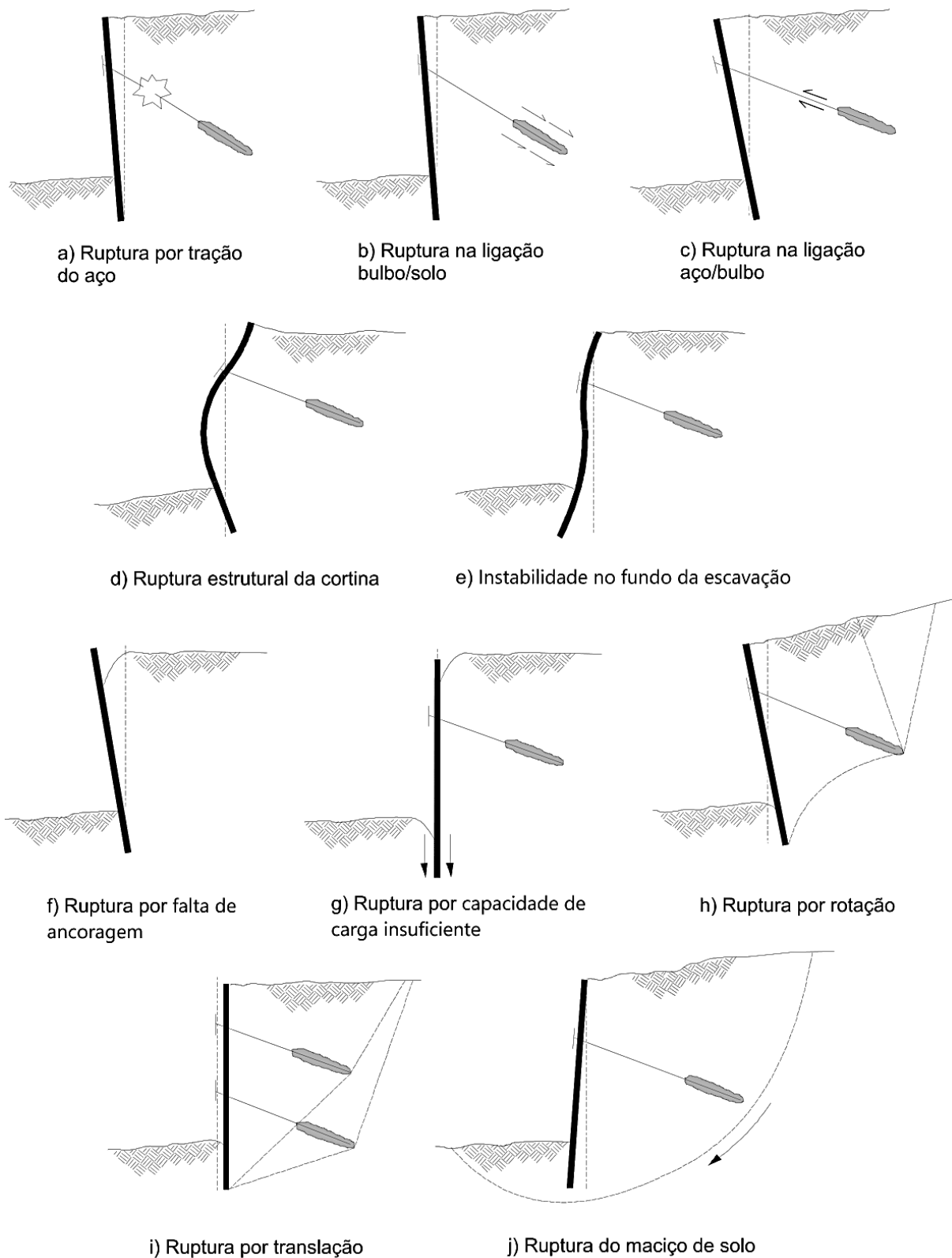


Figura 2.5. Possíveis condições de ruptura a serem consideradas em projetos de cortinas ancoradas (Sabatini *et al.*, 1999).

**a) Ruptura por tração do aço:** à medida que a carga é aplicada à ancoragem, o aço no trecho livre é tensionado. Se a carga aplicada exceder sua resistência à tração, ocorre a ruptura.

Para evitar esse tipo de falha, é importante adotar fatores de segurança adequados em relação à resistência do aço.

Nesse sentido, a NBR 5629:2018 (ABNT, 2018) estabelece como limites para a carga máxima a ser aplicada: (1) 60% da resistência ao escoamento do aço em tirantes provisórios para situação de trabalho; (2) 51,4% da resistência ao escoamento do aço em tirantes permanentes para situação de trabalho; (3) 90% da resistência ao escoamento para situações de ensaio;

**b) Ruptura na ligação entre o bulbo e o solo:** a aplicação de carga no tirante mobiliza o atrito entre o trecho ancorado e o maciço circundante. Esse vínculo depende tanto da aderência da calda de cimento com o solo quanto da tensão normal atuante na zona de ancoragem. Caso a resistência máxima entre o solo e a calda de cimento for superada, ocorre a ruptura do sistema. Para evitar essa falha, é essencial o dimensionamento adequado do trecho ancorado, garantindo uma capacidade de carga apropriada.

Sabatini *et al.* (1999) analisaram os principais fatores que influenciam na capacidade de carga de ancoragem em solos coesivos e não coesivos, conforme indicado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3. Fatores típicos que influenciam a transferência de tensões em ancoragens (Sabatini et al, 1999).

Fator	Solos Não Coesivos	Solos Coesivos
<b>Propriedades do Solo</b>	Ângulo de atrito e granulometria.	Aderência e índice de plasticidade.
<b>Método de Perfuração</b>	Perfuração com revestimento aumenta a mobilização do atrito.	Perfuração sem revestimento ou com fluidos diminui a capacidade de carga.
<b>Comprimento da Ancoragem</b>	Aumento da capacidade de carga até 6 m, com aumentos moderados até 12 m.	Aumento constante da capacidade de carga para solos com resistência ao cisalhamento não drenado ( $S_u$ ) $\leq$ 96 kPa.
<b>Diâmetro do Furo</b>	Pequeno aumento na capacidade de carga em furos $\leq$ 100 mm.	Capacidade de carga aumenta em furos $\leq$ 300 mm.
<b>Pressão de injeção</b>	A capacidade de carga aumenta com o aumento da pressão.	A capacidade de carga aumenta apenas com a injeção por estágios. Pressões iniciais muito altas devem ser evitadas.

O vínculo entre solo e cimento é mobilizado progressivamente ao longo do comprimento da ancoragem à medida que a tensão é transferida. Inicialmente, a porção mais próxima do ponto de aplicação da carga se alonga e transfere a carga ao solo. Conforme a resistência é mobilizada nesta região, a tensão é transferida para porções mais profundas da ancoragem. Esse processo continua até que a tensão atinja o final da zona de ancoragem, como ilustra a Figura 2.6. É necessário, portanto, selecionar adequadamente a carga de protensão a ser aplicada a fim de evitar a falha do sistema.

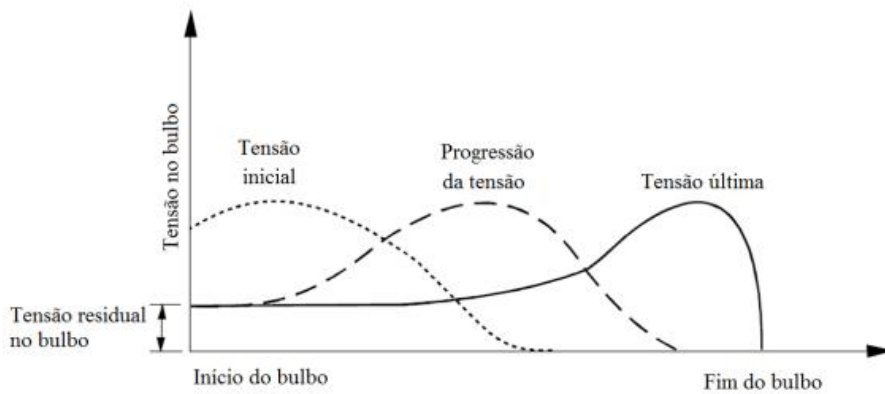


Figura 2.6. Mobilização da resistência ao longo do bulbo. (Sabatini *et al.*, 1999).

Para otimizar esse fenômeno de transferência de carga, Sabatini *et al.* (1999) recomendam que a limpeza do furo e a injeção da calda sejam realizadas o mais rápido possível após a perfuração. Além disso, é importante manter o trecho livre desobstruído de calda de cimento, permitindo o alongamento adequado do aço de forma a não afetar a transferência de carga.

**c) Ruptura na ligação entre o bulbo e o aço:** de acordo com Sabatini *et al.* (1999), o mecanismo de ligação entre o bulbo e o aço envolve três fenômenos principais: adesão, atrito e intertravamento mecânico. A adesão corresponde à união física entre a superfície microscopicamente rugosa do aço e a calda de cimento ao redor. Com a protensão do tirante, mobiliza-se a componente do atrito, que depende da rugosidade do aço, da tensão normal atuante e da magnitude do movimento relativo entre o aço e calda. Já o intertravamento mecânico resulta da mobilização da resistência ao cisalhamento da calda de cimento devido às nervuras do aço.

A carga aplicada na cabeça da ancoragem é transmitida pelo aço ao longo do trecho livre até a parte ancorada, que, por sua vez, transfere a carga para o solo. Portanto, é essencial que haja uma boa ligação entre o aço e o bulbo para evitar o desprendimento.

**d) Ruptura estrutural da cortina:** a cortina deve ser dimensionada de forma a resistir às cargas laterais e verticais tanto do maciço de solo contido quanto das forças transmitidas pela protensão dos tirantes. A resistência da cortina é crítica em duas situações: (1) durante a protensão do primeiro nível de ancoragem e (2) na condição final da escavação, após a aplicação de todas as cargas. No primeiro caso, a aplicação da carga no tirante superior é realizada a profundidades rasas, onde a resistência passiva disponível no maciço de solo contido é baixa. Já na condição final de escavação, a cortina tende a rotacionar, solicitando a resistência passiva à frente da cortina, que deve ser suficiente para conter os deslocamentos.

**e) Instabilidade no fundo da escavação:** a ausência de resistência passiva suficiente para equilibrar os empuxos atuantes na cortina pode gerar deslocamentos significativos do solo do maciço em direção à região escavada. Esse problema pode ser evitado com dimensionamento adequado do comprimento da ficha.

Outra situação que provoca instabilidade na base da escavação está relacionada com o levantamento de fundo. Esse fenômeno ocorre em solos coesivos, quando o peso do solo fora da região escavada supera a capacidade de suporte do solo abaixo do nível da escavação.

Para solos não coesivos, entretanto, Gerscovich *et al.* (2016) destacam que a verificação de ruptura de fundo não é necessária, uma vez que, em condições drenadas, a análise de capacidade de carga fornece fatores de segurança superiores a 2, mesmo para baixos valores de ângulo de atrito. Para estes solos, contudo, é importante avaliar o fluxo de água ascendente, que pode levar ao fenômeno de *piping*, caso o gradiente hidráulico atinja um valor crítico.

**f) Ruptura por falta de ancoragem:** esse tipo de ruptura ocorre devido à ausência de suporte adequado, fazendo com que a massa de solo se movimente em direção à escavação. É mais suscetível a ocorrer em grandes profundidades de escavação (geralmente superiores a 5 m), onde uma cortina em balanço não possui resistência suficiente para suportar os empuxos do solo. A necessidade de um sistema de suporte deve ser avaliada por análises adequadas de estabilidade e deslocamentos.

**g) Ruptura por capacidade de suporte do solo insuficiente:** ruptura causada pela componente vertical da carga das ancoragens, que aumenta conforme a inclinação das mesmas.

A capacidade de carga axial da cortina de estacas é estimada por meio de procedimentos comuns para fundações profundas, considerando o alívio de tensões causado pela escavação, que reduz a resistência lateral das estacas. Sabatini *et al.* (1999) sugerem que a prática comum é considerar uma média entre as resistências do solo retido e do solo à frente da cortina.

Segundo Xanthakos (1991), esse modo de ruptura é mais provável em escavações profundas, onde a componente vertical da carga se torna significativa, especialmente quando as ancoragens são inclinadas para alcançar solos mais competentes ou evitar estruturas próximas. Idealmente, deve-se buscar projetar a ancoragem com a inclinação mais horizontal possível. Se ângulos mais íngremes forem necessários, é necessário projetar a cortina para uma capacidade de carga adequada.

**h) Ruptura por rotação:** modo de ruptura relacionado ao equilíbrio de momentos atuantes na cortina. A instabilidade ocorre quando a massa de solo atrás da contenção, comprimida pela

força aplicada pelos tirantes, rompe-se ao longo de um plano teórico que passa pelo pé da ficha da parede de contenção e pelo bulbo de ancoragem (Hachich *et al.*, 1996).

Para evitar essa falha, a cortina necessita de resistência à flexão suficiente para suportar os momentos gerados durante as fases de escavação. Além disso, as ancoragens devem possuir comprimento adequado e estar fixadas em zonas de solo competente, de modo a evitar a rotação da estrutura (Xanthakos, 1991).

A NBR 11682:2009 (ABNT, 2009) recomenda um fator de segurança mínimo de 2,0 para esse tipo de ruptura.

**i) Ruptura por translação:** nesse caso, o mecanismo de falha é controlado pelo equilíbrio de forças horizontais. Para resistir a essa instabilidade, a cortina deve ser dimensionada com uma rigidez adequada e ficha suficiente, de forma a mobilizar a resistência passiva necessária ao equilíbrio.

Conforme a NBR 11682:2009 (ABNT, 2009), o fator de segurança mínimo recomendado é de 1,5 para esse modo de ruptura.

**j) Ruptura do maciço de solo:** para garantir a estabilidade do maciço, é necessário verificar as superfícies de ruptura potenciais que estão fora da área de influência das ancoragens. Neste caso, o tirante não exerce nenhuma influência na estabilidade.

Esse modo de ruptura está relacionado à estabilidade externa e é usualmente avaliado por métodos de equilíbrio limite. Um sistema ancorado é externamente estável se as superfícies de deslizamento potenciais que passam atrás das ancoragens tiverem um fator de segurança adequado.

Segundo a NBR 5629 (ABNT, 2018), para obras provisórias, o fator de segurança global mínimo é de 1,2. Para obras permanentes, esse valor é definido conforme os riscos envolvidos, de acordo com a Tabela 2.4.

Tabela 2.4. Fatores de segurança mínimos para ruptura global de tirantes permanentes (ABNT, 2018).

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

#### 2.2.4. Critérios de Projeto

A literatura apresenta diversas boas práticas construtivas para a execução de cortinas de estacas com ancoragens. Nos parágrafos seguintes, destacam-se algumas recomendações

relevantes para garantir a eficiência e segurança das obras.

A NBR 5626 (ABNT, 2018) estabelece que, para garantir o desempenho adequado da ancoragem, o comprimento mínimo do trecho livre dos tirantes deve ser de 3 metros, no caso de fixação por rosca, ou de 5 metros, no caso de fixação com clavetes. A mesma norma também preconiza um recobrimento mínimo de terra 5 metros sobre o centro do bulbo, orientando evitar a implantação de ancoragens em terrenos instáveis, como aterros, argilas moles e solos orgânicos.

Quanto às disposições geométricas, a GeoRio (2014) recomenda um espaçamento entre ancoragens maior que seis vezes o diâmetro do furo, com um mínimo de 1 metro, a fim de evitar interferências. Além disso, Gerscovich *et al.* (2016) recomendam que o início do bulbo esteja a uma distância mínima de 0,15 vezes a altura da escavação ( $H_e$ ) da superfície crítica, assegurando uma distribuição adequada das tensões no solo. Estas recomendações são ilustradas na Figura 2.7.

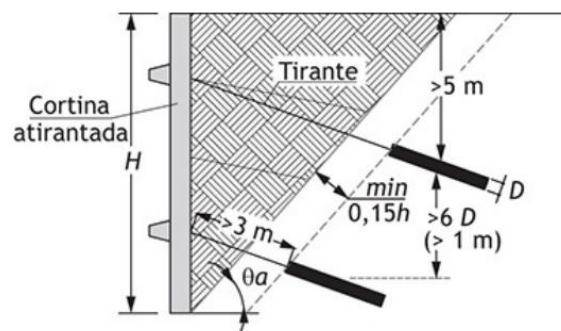


Figura 2.7. Vista transversal das disposições geométricas das ancoragens (Gerscovich *et al.*, 2016).

Finno *et al.* (2007) recomendam ainda uma profundidade de embutimento da cortina (ficha) mínima de 20% da altura de escavação, a fim de evitar deformações excessivas no pé da cortina.

Segundo o *Canadian Foundation Engineering Manual* (CGS, 2006), quando necessário limitar os deslocamentos da cortina, as ancoragens superiores devem ser instaladas o mais alto possível. Normalmente, um espaçamento vertical entre ancoragens de 2,5 m é considerado o mínimo, sendo ideal um espaçamento entre 4 m a 5 m. Espaçamentos verticais maiores que 6 m são raros.

Quanto à interação com estruturas vizinhas, Hanna (1982, apud Gerscovich *et al.*, 2016), sugere que o bulbo de ancoragem esteja localizado a, pelo menos, 3 metros abaixo da cota de fundação de outras edificações. Isso é especialmente importante em locais com tirantes próximos a fundações rasas, onde a protensão da ancoragem pode causar grandes recalques devido à sobreposição de tensões no maciço.

Strom & Ebeling (2001) sugerem que a escavação para o procedimento de instalação das ancoragens não avance mais que 60 cm abaixo da cota de ancoragem. Embora essa escavação adicional seja necessária para a instalação dos equipamentos, escavações excessivas podem provocar movimentações indesejadas na cortina, comprometendo a estabilidade.

Quando as ancoragens forem definitivas, Ortigão & Sayão (2004) indicam que o comprimento ancorado deve ser protegido contra a entrada de água, utilizando proteção dupla e centralizadores ao longo de intervalos de até 2 metros. Além disso, a barra de aço deve ser completamente limpa e tratada com pintura anticorrosiva para evitar danos durante o tempo de exposição. Os autores também recomendam a utilização de calda de cimento com resistência mínima de 25 MPa.

Com relação à proteção contra corrosão, a NBR 5629 (ABNT, 2018) detalha cuidados específicos, como o uso de tintas, resinas, tubos e recobrimentos mínimos para garantir a longevidade da estrutura.

Campos (2024) recomenda a estabilização do espaço entre as estacas para conter o carreamento de material do maciço. Essa estabilização pode ser realizada com o uso de uma primeira camada de concreto projetado, seguida de uma camada de malha eletrossoldada e outra camada de concreto projetado, conforme ilustrado na Figura 2.8.

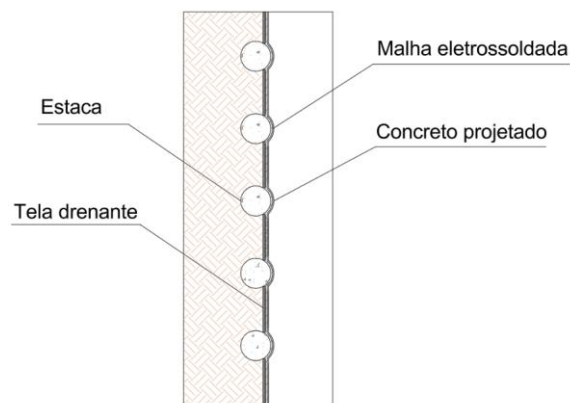


Figura 2.8. Detalhe de proteção da cortina de estacas (Campos, 2024).

Padfield & Mair (1984) recomendam, caso seja viável em campo, deixar bermas em frente à cortina o maior tempo possível durante a escavação, de forma a reduzir os movimentos do solo originados pela deflexão da base da cortina.

Souza (2001) destaca as características da fase de instalação das ancoragens. O autor sugere que, para solos com alto grau de injetabilidade, como areias fofas e argilas moles, a injeção deve ser realizada em etapas sucessivas, até que se atinja pressões da ordem de 3 MPa. Em contrapartida, no caso de solos com baixo grau de injetabilidade, como areias compactas e argilas duras, recomenda-se dimensionar bulbos mais longos e com no máximo duas fases de

injeção, a fim de não afetar suas propriedades iniciais de resistência.

Porto (2015) ressalta também que a técnica utilizada na perfuração antes da injeção da calda pode influenciar significativamente na capacidade de carga geotécnica da ancoragem. Segundo o autor, a perfuração com circulação de água geralmente resulta em uma menor capacidade de carga geotécnica e deve ser evitada em solos moles.

### **2.3. Monitoramento Geotécnico**

A função do monitoramento é manter o controle de parâmetros ao longo da obra, comparando estas informações com aquilo que foi previsto. Dessa forma é possível diagnosticar algum possível fenômeno adverso e tomar as devidas medidas para evitá-lo.

Cabe ressaltar a diferença entre o controle da obra com o simples registro de eventos. De acordo com Porto (2015), realizar o boletim de campo com informações acerca de cota de escavação, dias de chuva ou equipamentos que danificaram são simples registros de eventos da obra. Por outro lado, o controle é algo mais amplo, tratando-se de um acompanhamento paramétrico a cada etapa projetada e, essencialmente, buscando a aferição com indicadores antecipados. Para isso, a instrumentação geotécnica é essencial.

Nesse contexto, Dunnycliff (1988) propôs uma abordagem sistemática para a programação do monitoramento de obras com base na instrumentação. A primeira etapa consiste em compreender as condições iniciais do projeto, incluindo: a estratigrafia do subsolo, as propriedades de engenharia dos materiais, as condições de estruturas próximas, as condições ambientais e o método de construção planejado. A partir destas informações, é possível levantar hipóteses acerca dos principais mecanismos que governarão o comportamento da obra e definir quais os objetivos do monitoramento, bem como quais os parâmetros geotécnicos devem ser observados.

Destaca-se que cada instrumento possui um objetivo específico e, portanto, para selecionar corretamente o instrumento utilizado, é necessário possuir o conhecimento claro do objetivo do monitoramento e quais questões se buscam responder. Só então é possível selecionar os parâmetros que devem ser monitorados, levando em consideração a relação de causa e efeito entre os diversos fenômenos.

Por exemplo, os deslocamentos em uma contenção podem ser causados por diversos fatores, incluindo as condições hidrogeológicas. Se a análise preliminar indicar a relevância desse fator, é importante que sejam monitorados não só os deslocamentos da estrutura (efeito), mas também a variação do nível d'água (causa).

Após a seleção dos parâmetros a serem observados, é possível selecionar os

instrumentos específicos para cada tarefa. Essa escolha deve ser baseada em uma estimativa prévia dos valores máximos e mínimos esperados, de modo a garantir que o instrumento possua uma faixa de leitura adequada, precisão, sensibilidade e tempo de resposta compatíveis com os requisitos do projeto.

No estudo de caso desta dissertação, o deslocamento lateral da cortina de contenção é o principal parâmetro a ser monitorado, decorrente, principalmente, das alterações no estado de tensões do solo. Para essa finalidade, optou-se pelo uso de inclinômetros, devido à sua praticidade e disponibilidade no local para realização da pesquisa. Diferentemente do controle topográfico, que registra deslocamentos apenas na superfície, o inclinômetro permite obter o perfil de deslocamentos ao longo da profundidade, fornecendo uma compreensão mais detalhada do comportamento do solo e da estrutura de contenção.

Complementarmente, seguindo a abordagem sistemática apresentada, observou-se que o nível d'água no local alcança a ficha da contenção e se aproxima da laje do subsolo, podendo gerar subpressões indesejadas. Por essa razão, a variação do lençol freático também foi objeto de monitoramento, por meio da instalação de piezômetros de Casagrande e medidores de nível d'água, permitindo avaliar o regime de fluxo subterrâneo.

A fim de aprofundar a compreensão sobre o do funcionamento dos instrumentos utilizados, cada um deles é descrito e caracterizado nos itens subsequentes.

### **2.3.1. Inclinômetros**

A medição por inclinometria é composta por quatro componentes principais: (1) o torpedo; (2) o tubo guia; (3) a unidade de leitura; e (4) o cabo de ligação.

O torpedo possui um par de acelerômetros que permitem medir a inclinação do tubo ao longo de dois planos. Enquanto um acelerômetro mede a inclinação no plano das roldanas do inclinômetro (eixo A), o outro mede a inclinação no plano perpendicular (Eixo B). Esse sistema é ilustrado na Figura 2.9.

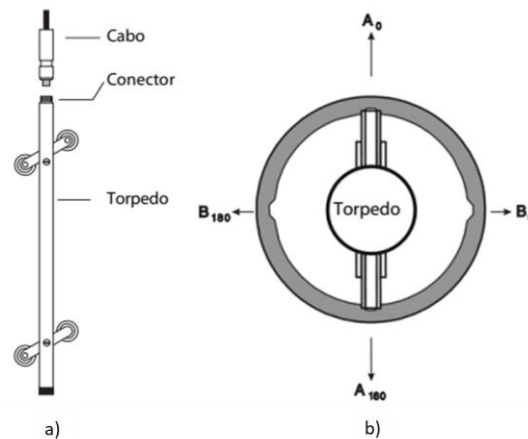


Figura 2.9. Sistema Torpedo e Tubo-Guia: a) vista lateral; b) vista superior (Modificado de Slope Indicator, 2011).

O tubo guia é permanentemente instalado no local, sendo caracterizado por possuir ranhuras internas que permitem a movimentação do torpedo em seu interior. Essa movimentação é controlada pelo operador por meio do cabo de ligação, que conecta o torpedo à unidade de leitura e possui marcações de profundidade que permitem posicionar o torpedo na posição desejada ao longo do tubo.

Em uma medição padrão, são realizadas duas sequências de leituras a partir da base do tubo. Na primeira passagem, o torpedo é inserido com as roldanas inferiores no sentido na ranhura  $A_0$ . Na segunda passagem, o torpedo é rotacionado em 180 graus, ficando no sentido  $A_{180}$ . Esse procedimento garante uma redução nos erros devido a irregularidades no tubo bem como em erros sistemáticos de leitura que ocorrem devido a um desvio natural de calibração dos acelerômetros, que varia com o tempo de uso do instrumento.

Mikkelsen (2003) avaliou outros tipos de erros que podem ocorrer na análise de dados de inclinometria, apresentando os principais pontos de correção para obtenção de resultados confiáveis. O autor aponta que uma excelente verificação da confiabilidade de cada medição é fornecida ao calcular a soma algébrica das leituras feitas com 180 graus de diferença, procedimento conhecido como *check-sums*. Isso deve ser feito preferencialmente ainda em campo enquanto os dados estão sendo coletados, a fim de possibilitar a repetibilidade da leitura, caso necessário.

A partir da inclinação, é possível obter o movimento lateral com a relação do seno do ângulo medido com a distância do intervalo entre as leituras, que preferencialmente deve ser igual à distância entre as rodas do torpedo para resultados mais precisos (Figura x). O valor fornecido pela unidade de leitura se refere ao seno do ângulo multiplicado por uma constante de calibração do instrumento (tipicamente 25000 para instrumentos baseados no sistema métrico). É importante a consulta do manual do instrumento utilizado para obtenção correta

desse valor.

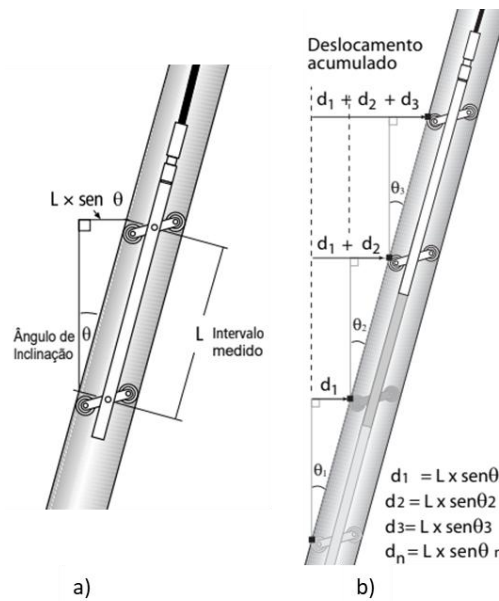


Figura 2.10. Funcionamento do inclinômetro: a) ângulo de inclinação medido; b) deslocamento acumulado (Modificado de Slope Indicator, 2011).

Para instrumentos padrões com calibração no sistema métrico (com constante de 25000 e intervalo de leituras a cada 0,50 m) o cálculo do desvio lateral é dado por:

$$Desvio\ Lateral = 0,50 \times \frac{A_0 - A_{180}}{2 \times 25000} \quad (2.4)$$

Ao somar os valores do desvio obtido em cada intervalo de medição com os valores das profundidades anteriores é possível plotar o perfil de deslocamento acumulado ao longo do tubo, representando o desvio total com relação à posição inicial.

O uso isolado do inclinômetro, entretanto, não permite a medição dos movimentos de translação. Conforme destacado por Dunncliff (1988), o cálculo da deformação horizontal absoluta em qualquer ponto ao longo do tubo só é possível se uma de suas extremidades estiver fixa contra translação ou se essa translação for medida por meios complementares.

### 2.3.2. Medidores de Nível D'água

O medidor de nível d'água (Figura 2.11) é um instrumento simples que objetiva a determinação da posição do lençol freático. Sua estrutura consiste em uma seção de tubo de PVC perfurado e envolto por um material filtrante, como manta geotêxtil.

O tubo é instalado em um furo preenchido com areia ou cascalho de forma a permitir a passagem da água. Sua superfície é, então, selada com argamassa de cimento para evitar que escoamentos superficiais entrem no furo. A leitura é efetuada por meio de um cabo elétrico graduado e com dois condutores, onde na extremidade há um sensor que, ao atingir o nível d'água, a água fecha o circuito elétrico, emitindo um sinal sonoro (Cruz, 2004).

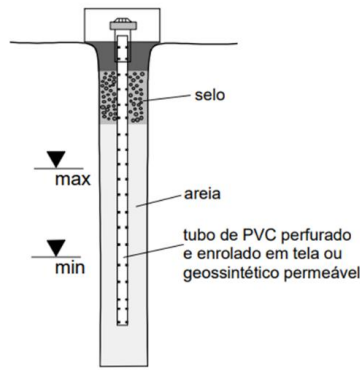


Figura 2.11. Medidor de nível d'água (GeoRio, 2014).

### 2.3.3. Piezômetros

O piezômetro se diferencia do medidor de nível d'água de modo que se trata de um dispositivo com o elemento filtrante selado dentro do solo, respondendo apenas à pressão da água subterrânea ao redor de uma profundidade específica.

Há vários tipos de piezômetros que são utilizados no meio geotécnico, diferenciando-se em seus princípios de funcionamento. Os mais comuns são os piezômetros elétricos, pneumáticos, hidráulicos e de Casagrande. A Tabela 2.5 apresenta as principais vantagens e desvantagens desses tipos de piezômetros.

Tabela 2.5. Diferentes tipos de piezômetros (Palmeira, 1996).

Tipo	Vantagens	Desvantagens
<b>Casagrande</b>	- Simples	- Longo tempo de resposta (se $k < 10^{-6}$ cm/s)
	- Alta confiabilidade	
	- Auto-desaerável	- Tubo vertical interfere na obra
	- Ensaios de permeabilidade <i>in situ</i>	
<b>Hidráulico</b>	- Desareação da ponta porosa	- Desareação trabalhosa
	- Tempo de resposta pequeno	
	- Fácil manutenção	- Problemas de cavitação
	- Ensaios de permeabilidade <i>in situ</i>	
<b>Pneumático</b>	- Unidade de leitura portátil	- Não desaerável
	- Sem problemas de cavitação	- Corrosão do diafragma
	- Tempo de resposta pequeno	
<b>Elétrico</b>	- Registro automático	- Alto custo
	- Sem problemas de cavitação	- Não desaerável
	- Tempo de resposta pequeno	- Falhas elétricas

Devido à sua simplicidade executiva e tendo em vista a permeabilidade relativamente alta do solo de Brasília, o piezômetro de Casagrande se mostra adequado para o caso analisado nesta pesquisa, sendo detalhado a seguir. Caso fosse necessário um tempo de resposta mais imediato, situação, por exemplo, do acompanhamento de processos de ruptura em solos, a escolha de outro tipo de piezômetro seria mais indicada.

O sistema de instalação do piezômetro de Casagrande se assemelha ao medidor de nível d'água, com a diferença de possuir uma camada selante de bentonita acima da célula porosa que fica posicionada na base do tubo, a fim de evitar a influência da água nas camadas de solo acima do nível medido (GeoRio, 2014).

Ao redor da célula porosa, o furo é preenchido com um material granular permeável para garantir que a célula entre em contato com a água, que sobe pelo tubo até equilibrar o nível de propressão. O procedimento adotado na leitura é o mesmo descrito para o medidor de nível d'água. A Figura 2.12 ilustra as fases de instalação desse sistema.

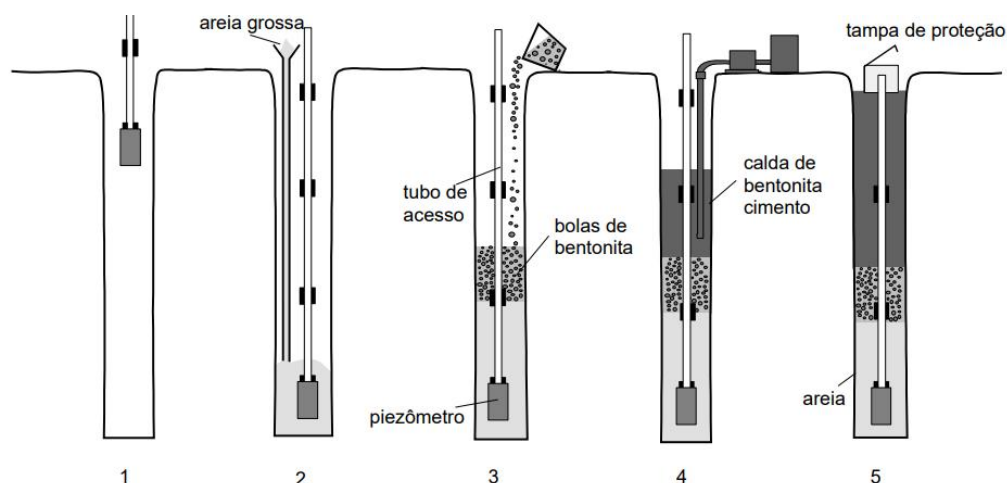


Figura 2.12. Instalação do piezômetro de Casagrande (GeoRio, 2014).

A utilização conjunta de piezômetros próximos a medidores de nível d'água permite a obtenção do padrão de fluxo da água. Desse modo, caso o nível piezométrico medido for igual ao nível d'água, trata-se de um sistema estacionário. Por outro lado, se o nível piezométrico for maior que o nível d'água, é possível perceber a ocorrência de subpressão em determinada profundidade, sendo indicativo de um fluxo ascendente.

#### 2.4. Aspectos Fundamentais do Comportamento de Cortinas de Estacas com Ancoragens

O desempenho de cortinas ancoradas é condicionado por diversos fatores que interagem entre si, influenciando o comportamento da estrutura tanto durante as etapas executivas quanto ao longo de sua vida útil.

A forma como as características do solo e as propriedades da estrutura se relacionam

quando submetidos às solicitações às deformações são determinadas a partir da Interação Solo-Estrutura (ISE). Esse efeito descreve como os empuxos do solo, sobrecargas e vibrações, são transferidas do solo para a estrutura de contenção e vice-versa. A cortina suporta o solo, enquanto o solo também oferece resistência passiva contra o movimento da cortina.

Essa interdependência entre os elementos torna difícil prever com precisão o comportamento do sistema sob diferentes condições. Além disso, considerar a ISE e todas as suas ações simultaneamente tornaria o projeto excessivamente complexo e impraticável. No entanto, compreender a influência dos aspectos mais relevantes permite a identificação de métodos de análise mais adequados, aumentando a confiabilidade e segurança ao projetar essas estruturas.

De acordo com Maleki *et al.* (2022), algumas características do sistema, como a altura da escavação e as propriedades do solo, são inerentes ao projeto e ao local de execução, não podendo ser modificadas. Outros fatores, como os ângulos de inclinação das ancoragens, as cargas de protensão e os comprimentos dos tirantes, são determinados pelo projetista, visando a melhor configuração para o sistema.

Nesse sentido, Gaba *et al.* (2002) destacam que o método de análise apropriado em determinadas circunstâncias dependerá de fatores como a complexidade da estrutura, do processo executivo, dos dados de entrada disponíveis e do possível benefício econômico de refinar a análise.

Assim, nos itens seguintes, busca-se a caracterização de alguns dos efeitos mais relevantes para as análises, de forma que possam ser adotados na prática de engenharia. Ressalta-se, entretanto, que, embora haja um foco na melhoria das análises com bases nestes fatores, é importante considerar que a boa prática executiva exerce um papel decisivo na qualidade dos sistemas de contenção. Portanto, a execução adequada é fundamental para assegurar o desempenho esperado da estrutura.

#### **2.4.1. Efeitos da Rigidez da Cortina**

Os sistemas de cortinas podem ser classificados em rígidos, semirrígidos ou flexíveis, conforme a deformabilidade em potencial. Cortinas mais rígidas tendem a apresentar menores deslocamentos, o que é desejável quando se busca limitar a movimentação do solo e proteger estruturas adjacentes. No entanto, uma rigidez excessiva pode comprometer a redistribuição de esforços, impedindo que a cortina se desloque o suficiente para mobilizar o empuxo passivo e a resistência nas ancoragens, resultando em um subaproveitamento do sistema (Ou, 2006).

Por outro lado, sistemas mais flexíveis conseguem redistribuir melhor os empuxos do

solo, transferindo parte das cargas para as ancoragens. Esse comportamento pode ser vantajoso ao reduzir a demanda estrutural na cortina, gerando uma maior economia em detrimento de maiores movimentações do maciço.

Para cortinas de estacas com mais de uma linha de ancoragens, Dell'Avanzi (2014) considera como rígida quando a inércia é equivalente à de uma parede diafragma cuja relação espessura/distância entre os pontos ancorados seja maior ou igual a 10%.

Para o mesmo tipo de sistema, Clough *et al.* (1989) definem a rigidez  $R_s$  do sistema de contenção de forma quantitativa por meio da Equação 2.5, onde  $EI$  é a rigidez à flexão da cortina,  $h$  é o espaçamento vertical médio das ancoragens e  $\gamma_w$  é o peso específico da água:

$$R_s = \frac{EI}{\gamma_w h^4} \quad (2.5)$$

Finno *et al.* (2007) utiliza como referência para  $R_s$  valores de 32, 320 e 3200 para representar cortinas flexíveis, semirrígidas e rígidas, respectivamente. De acordo com o autor, o valor 3200 é superior à maioria dos sistemas de cortinas rígidas e representa um limite superior para a rigidez do sistema.

Assim, ajustando-se adequadamente o espaçamento entre as ancoragens, é possível obter um sistema rígido utilizando cortinas de estacas flexíveis, ou, inversamente, um sistema flexível com estacas secantes e ancoragens mais espaçadas. Essa possibilidade de espaçamento, por sua vez, é influenciada pela existência do arqueamento de tensões.

#### **2.4.2. Efeito de Arqueamento de Tensões**

Quando o solo se deforma, o movimento relativo entre a cortina e o solo provoca uma redistribuição de tensões que desloca parte dos esforços do solo para a cortina e parte para os elementos estruturais de contenção. Esse fenômeno é denominado arqueamento de tensões e está diretamente ligado à rigidez do sistema de contenção, onde as diferenças de rigidez entre a cortina e o maciço de solo determina o nível de redistribuição de esforços.

Esse mecanismo, ilustrado na Figura 2.13, tende a se desenvolver tanto ao longo da altura cortina, entre as ancoragens, tanto longitudinalmente quanto ao longo de seu comprimento, permitindo o espaçamento entre estacas. Dessa forma, mesmo com descontinuidades entre esses elementos, o maciço permanece estável.

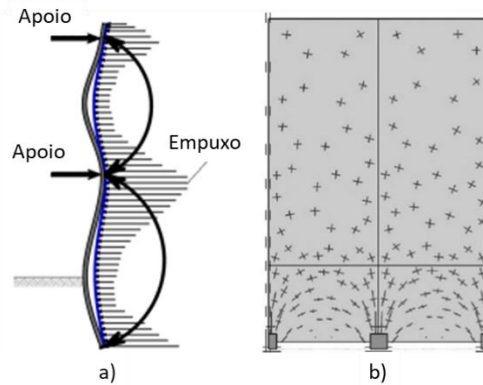


Figura 2.13. Redistribuição de tensões devido ao arqueamento: a) seção transversal; b) seção longitudinal (Vermeer *et al.*, 2001).

Considerando esse efeito, Velloso (1958) relata que para espaçamentos suficientemente pequenos, é possível admitir que a cortina funciona como se fosse contínua. Ao aumentar o espaçamento até certo limite, pode-se ainda considerar a cortina contínua, porém adotando-se um coeficiente de redução do empuxo passivo. Finalmente, ao aumentar ainda mais o espaçamento, chega-se a um nível crítico, onde os perfis verticais já trabalham independentemente, como estacas isoladas submetidas a esforços horizontais.

Kourkoulis *et al.* (2011) concluíram que, para gerar o efeito de arqueamento, é necessário manter um espaçamento entre estacas menor do que quatro diâmetros. Já Dell'Avanzi (2014) considera que, para espaçamentos de até duas vezes o diâmetro da estaca, o sistema pode ser considerado contínuo. Para espaçamentos maiores, há uma redução significativa no efeito de arqueamento, e a resistência passiva da ficha passa a ser governada pelo estado de tensão no solo ao redor de cada estaca isolada, em vez de ser influenciada pelo conjunto de estacas.

Outro efeito associado ao arqueamento é a redistribuição dos empuxos ao longo da cortina, decorrente da transferência de tensões no solo provocada pelas diferenças de rigidez entre o maciço e a estrutura de contenção. Paik & Salgado (2003) investigaram a interação entre o efeito de arqueamento e os empuxos atuantes, demonstrando que a distribuição desses esforços apresenta comportamento não linear, fortemente condicionado pelo atrito na interface solo–estrutura, o qual controla o grau de transferência de tensões e, conseqüentemente, a forma do diagrama de empuxos.

### 2.4.3. Considerações Acerca dos Empuxos de Solo

O cálculo dos empuxos de solo é um dos fatores mais importantes para o projeto de cortinas de estacas ancoradas, uma vez que definem as pressões que a estrutura terá que suportar ao longo de sua profundidade.

Existem três estados principais de empuxos que precisam ser considerados: empuxo ativo, empuxo passivo e empuxo em repouso. É importante perceber que a determinação do estado a ser utilizado depende não apenas dos parâmetros do solo, mas são influenciados por vários fatores, como: a rigidez e movimentação da cortina, a trajetória de tensões, as forças de protensão aplicadas, a presença de água e o atrito entre a cortina e o solo. Portanto, os cálculos dos empuxos podem ser bastante complexos dependendo da situação.

Se forem realizadas análises que incluam a interação entre a cortina e o solo, como modelos de molas não lineares ou elementos finitos, a determinação prévia dos empuxos de solo não é necessária, pois as pressões adequadas são geradas pelo próprio modelo. Quando essas análises não forem consideradas, os empuxos de solo adequados devem ser calculados utilizando a fração da resistência do solo mobilizada em deformações compatíveis com os requisitos de serviço (EN 1997-1, 2004).

Segundo Elsaid (2000), essas deformações podem ocorrer de várias maneiras diferentes, dependendo da forma em que a cortina se move. Com a movimentação suficiente da cortina para dentro da área escavada, pode-se mobilizar o empuxo ativo. Por outro lado, a movimentação da cortina em direção ao maciço pode mobilizar o empuxo passivo.

O empuxo ativo representa o valor mínimo da pressão lateral que uma massa de solo pode exercer contra uma estrutura de contenção. A deformação lateral necessária para mobilizar a resistência do solo é relativamente pequena, mas só é possível em estruturas que não são rigidamente restritas de rotação ou translação.

Já o empuxo passivo representa o valor máximo de pressão lateral que pode ser mobilizado pelo movimento relativo de uma estrutura contra uma massa de solo. Ela caracteriza as condições de ruptura nas quais a resistência ao cisalhamento do solo é totalmente mobilizada para resistir às forças laterais. A deformação lateral necessária para mobilizar a resistência do solo nesse caso é muito maior que no caso ativo.

Dependendo da magnitude e da direção da deformação envolvida, a tensão horizontal final pode se situar em qualquer ponto entre as duas condições limites. A Figura 2.14 representa essa variação para a movimentação de uma cortina em situação de rotação no topo em areias compactas.

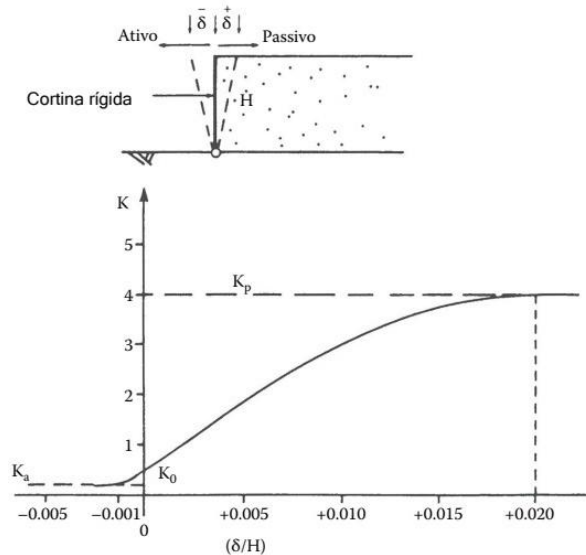


Figura 2.14. Relação entre os coeficientes de empuxo e a rotação da cortina (Clayton *et al.*, 2014).

Para a condição inicial do sistema, é comum considerar o estado geostático de tensões. Porém, essa situação só é possível quando os planos de cisalhamento são nulos e não há deslocamentos horizontais, o que ocorre somente quando a superfície e as camadas de solo são horizontais. Nessa condição, o cálculo dos empuxos é realizado com o coeficiente de empuxo no repouso ( $k_0$ ). Esse coeficiente depende de vários fatores, entre eles: o ângulo de atrito do solo ( $\phi'$ ), a tensão de pré-adensamento (OCR), a profundidade considerada e o índice de vazios.

Segundo a teoria de Rankine (1857), se a estrutura for instalada sem qualquer perturbação no solo e nenhum movimento subsequente, os empuxos em ambos os lados da contenção permanecem em condições de repouso. No entanto, essa condição é improvável na maioria dos casos, uma vez que o processo de instalação da cortina e a sequência de escavação induzem movimentos suficientes para modificar essas condições.

Mayne & Kulhawy (1982) avaliaram vários métodos empíricos para determinação de  $K_0$ . Segundo estes autores, a relação teórica de Jaky (1944) para solos normalmente adensados (Equação 2.6) se mostrou válida para solos coesivos e razoável para solos não coesivos. Para solos pré-adensados, Mayne & Kulhawy (1982) propuseram a Equação 2.7.

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi') \quad (2.6)$$

$$K_0 = [1 - \text{sen}(\phi')] \text{OCR}^{\text{sen}(\phi')} \quad (2.7)$$

Com relação aos empuxos ativo e passivo, as teorias clássicas foram desenvolvidas por Coulomb (1776) e Rankine (1857), ambas assumindo solos homogêneos e isotrópicos.

Coulomb (1776) propôs uma abordagem baseada no equilíbrio de forças aplicada a solos não coesivos, considerando o atrito entre a estrutura e o solo ( $\delta$ ) e permitindo a inclinação tanto da cortina quanto do terreno.

Por outro lado, a teoria original de Rankine (1857) foi fundamentada na análise do estado de tensões em solos não coesivos, desconsiderando o atrito estrutura-solo ( $\delta$ ) e admitindo apenas cortinas verticais e terrenos horizontais.

Posteriormente, essas teorias foram sendo complementadas para ampliar sua aplicabilidade. Uma solução analítica da teoria de Rankine (1857) foi apresentada por Mazindrani & Ganjali (1997), expandindo-a para o caso de solos coesivos e com superfície de terreno inclinada.

Segundo o *Canadian Foundation Engineering Manual* (CGS, 2006), as abordagens clássicas conduzem a resultados razoáveis para o cálculo do empuxo ativo em contenções rígidas, com a solução de Rankine sendo geralmente mais conservadora. No entanto, para o empuxo passivo, as superfícies de ruptura são mais realisticamente descritas por espirais logarítmicas ou superfícies curvas. Nesse caso, as soluções de Coulomb podem ser contra a segurança, especialmente para  $\phi' > 30^\circ$  e  $\delta > \phi'/3$ .

Por essa razão, Poulos *et al.* (2001) recomendam não utilizar o método de Coulomb para o cálculo do empuxo passivo. Por outro lado, o método de Rankine tende a fornecer resultados muito conservadores. Como alternativa mais realista, o coeficiente de empuxo passivo pode ser determinado com base em uma superfície de ruptura em espiral logarítmica, utilizando, por exemplo, o método gráfico elaborado por Caquot & Kérisel (1948), reproduzido na Figura 2.15.

Nesse método, o coeficiente de empuxo passivo é calculado a partir do ângulo de atrito interno efetivo ( $\phi'$ ) e da relação  $\beta / \phi'$ , onde  $\beta$  representa a inclinação da superfície do terreno. Em seguida, aplica-se um coeficiente de redução (R), que é obtido com base na relação entre o ângulo de atrito na interface ( $\delta$ ) e o ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ).

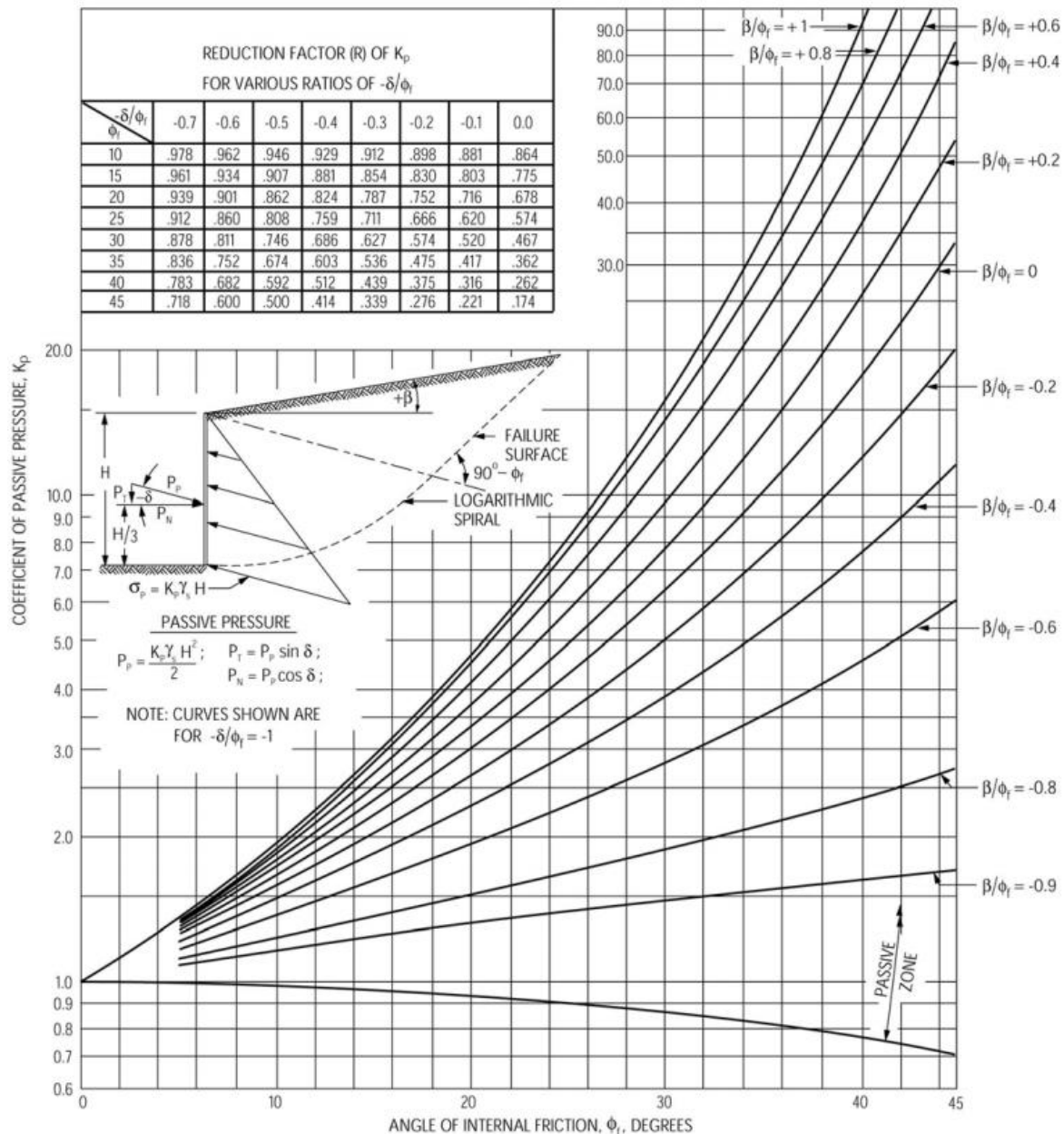


Figura 2.15. Coeficientes de empuxo passivo (Caquot & Kérisel, 1948).

Para o caso ativo em cortinas rígidas com até um nível de apoio, os empuxos tendem a ser mais uniformes. Portanto, a utilização das teorias clássicas de empuxo pode ser aceitável. Segundo as recomendações da Sociedade Geotécnica Alemã (EAB, 2013), as distribuições de empuxos se desviam dos conceitos clássicos geralmente quando as ancoragens são protendidas com, no mínimo, 80% do valor de cálculo da resultante do empuxo ativo.

Já nos casos de cortinas flexíveis ou cortinas rígidas com mais de um nível de ancoragem, o efeito de arqueamento, as cargas de protensão, os procedimentos de construção e a rigidez da cortina causam uma redistribuição de empuxos em direção aos pontos de apoio (Figura 2.16). Nesses casos, para obter uma distribuição realista das pressões, métodos que considerem a interação dos empuxos com a ancoragem se fazem necessários, como o método

dos elementos finitos (MEF).

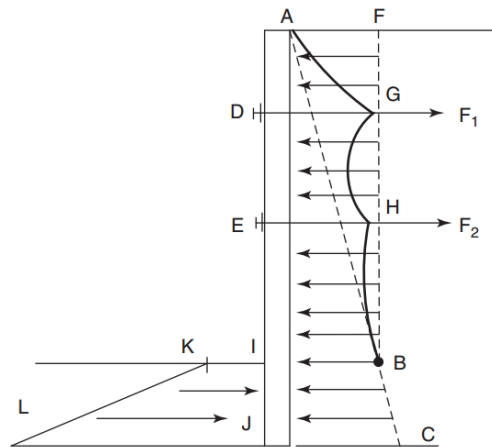


Figura 2.16. Influência das cargas de protensão na distribuição de empuxos (Weatherby, 1998).

Uma metodologia alternativa consiste em estimar as pressões atuantes na cortina por meio de diagramas de empuxo aparente do solo. Esses diagramas, fundamentados em dados empíricos, representam pressões hipotéticas que servem base para realizar o dimensionamento. Alguns desses diagramas são ilustrados na Figura 2.17 e na Figura 2.18.

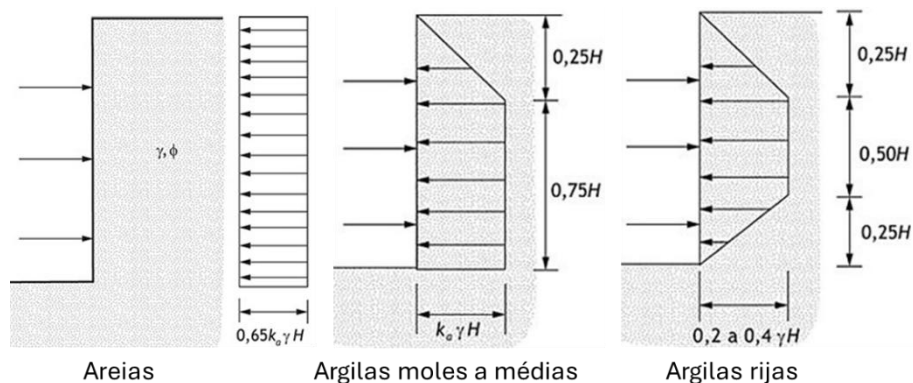


Figura 2.17. Diagramas de empuxo aparente propostos por Terzaghi & Peck (1967), *apud* Gerscovich *et al.* (2016).

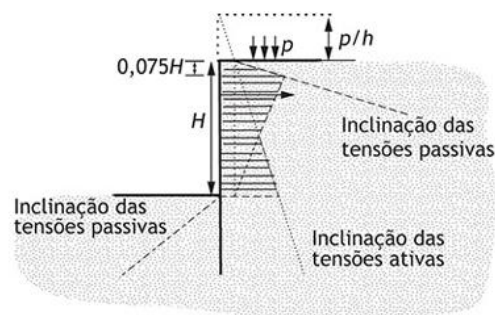


Figura 2.18. Diagrama de empuxo aparente proposto por Verdeyen & Roisin (1952), *apud* Gerscovich *et al.* (2016).

Em casos de necessidade de limitar ao máximo os deslocamentos laterais (comum em zonas urbanas), a cortina terá que suportar empuxos de solo muito superiores às associadas à condição ativa. Assim, se for assumido que as condições de repouso são mantidas a longo prazo,

como pode ocorrer em sistemas de suporte rígidos, serão necessárias forças nos apoios e momentos fletores muito maiores do que os calculados com base em empuxos ativos (Potts & Fourie, 1984).

Nesses casos, Gerscovich *et al.* (2016) recomendam atentar-se aos deslocamentos limites e procurar adaptar o cálculo às diferentes situações e valores de coeficientes de empuxo, apresentando a Tabela 2.6 como uma estimativa simplificada para anteprojetos.

Tabela 2.6. Orientações para anteprojeto (Gerschovich *et al.*, 2016).

<b>Coefficiente de empuxo ativo</b>	<b>Deslocamentos permissíveis</b>	<b>Condições</b>
Ka	> 0,002H	Prédios afastados ou que sofrem pouca influência.
$2/3 k_a + 1/3 k_o$	< 0,002H	Prédios vizinhos, mas pouco sensíveis a deslocamentos.
$(k_a + k_o) / 2$	< 0,002H	Prédios vizinhos sensíveis aos deslocamentos.
$2/3 k_o + 1/3 k_a$	< 0,002H	Prédios muito sensíveis.
k <sub>o</sub>	Pequenos	Prédios importantes.

Outro fator que deve ser levado em consideração são os empuxos adicionais provocados por carregamentos externos superficiais, como cargas de veículos ou de estruturas vizinhas. Segundo Hachich *et al.* (1996), a presença de sobrecargas na superfície do terreno pode ser incorporada ao cálculo do empuxo por meio da combinação da teoria da elasticidade, que permite o cálculo do acréscimo da tensão vertical induzido pela sobrecarga, com a teoria da plasticidade, multiplicando estes valores por coeficientes de empuxos correspondentes. Um estudo completo de soluções com base na teoria da elasticidade pode ser encontrado em Poulos & Davis (1974).

Hachich *et al.* (1996) alertam, entretanto, que, quando os empuxos devido às sobrecargas forem superiores a 40% dos empuxos de peso próprio do maciço, a aplicação da teoria da elasticidade para sobrecargas pode gerar valores muito conservadores. Nesse caso, os autores recomendam a aplicação de métodos mais representativos, como métodos cinemáticos com consideração de todas as ações simultaneamente. No caso do empuxo passivo, não se recomenda considerar efeito de sobrecarga.

A sobrecarga de edificações vizinhas deve ser considerada na profundidade real de atuação. Quanto maior o embutimento da fundação vizinha, menor o seu efeito no empuxo ativo, nos esforços de flexão e nos deslocamentos horizontais. Assim, edificações vizinhas com fundações profundas têm influência reduzida na estrutura de contenção. De maneira simplificada, Hachich *et al.* (1996) recomendam considerar uma região de influência de 35° com a horizontal em relação à base da cortina, onde as sobrecargas dentro dessa região devem

ser avaliadas.

Em vários casos, a cortina de contenção também faz parte da fundação da própria estrutura, recebendo cargas de pilares. Tais situações devem ser cuidadosamente analisadas, pois pode ser necessário aumentar a profundidade de embutimento da cortina para garantir a capacidade de suporte necessária.

Diversas normas, tanto nacionais quanto internacionais, estabelecem diretrizes para a definição das sobrecargas. A NBR 11682:2009 (ABNT, 2009), por exemplo, determina que todas as estruturas de contenção devem ser projetadas para suportar, além dos esforços provenientes do solo, uma sobrecarga acidental mínima de 20 kPa, uniformemente distribuída sobre a superfície do terreno. A adoção de valores inferiores para a sobrecarga acidental deve ser devidamente justificada pelo engenheiro civil geotécnico.

Já a Sociedade Geotécnica Alemã, por meio do seu Grupo de Trabalho em Escavações (EAB, 2013), recomenda a consideração de uma sobrecarga acidental uniforme de 10 kPa, juntamente com uma sobrecarga adicional localizada em uma faixa, devido ao tráfego de veículos e máquinas operacionais (Figura 2.19). Os valores de sobrecarga adicional e as larguras das faixas estão indicados na Tabela 2.7. Caso o tráfego de veículos e operação dos equipamentos ocorram fora da largura da faixa indicada, as sobrecargas adicionais em faixa podem ser desconsideradas.

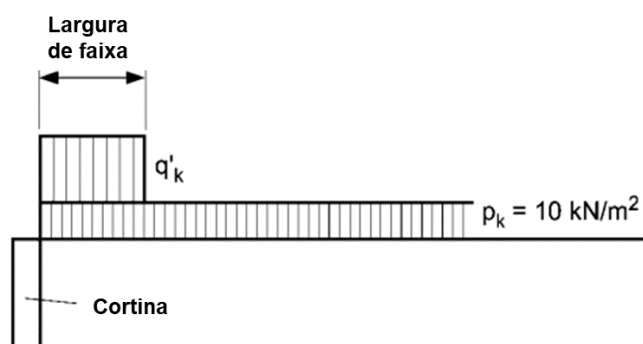


Figura 2.19. Consideração para sobrecargas (EAB, 2013).

Tabela 2.7. Sobrecargas equivalentes devido ao tráfego (Adaptado de EAB, 2013).

Peso bruto do equipamento*	Largura da faixa	Carga adicional em faixa (q'k)		
		Operação adjacente à cortina	Operação > 0,60 m da cortina	Operação > Largura da faixa
Tráfego de veículos não operacionais	1,50 m	40 kN/m <sup>2</sup>	10 kN/m <sup>2</sup>	-
100 kN (10 t)	1,50 m	50 kN/m <sup>2</sup>	20 kN/m <sup>2</sup>	-
300 kN (30 t)	2,00 m	110 kN/m <sup>2</sup>	40 kN/m <sup>2</sup>	-
500 kN (50 t)	2,50 m	140 kN/m <sup>2</sup>	50 kN/m <sup>2</sup>	-
700 kN (70 t)	3,00 m	150 kN/m <sup>2</sup>	60 kN/m <sup>2</sup>	-

\*Peso do equipamento em si somado ao peso de solo carregado ou quaisquer cargas levantadas.

#### 2.4.4. Influência do Atrito Entre os Elementos Estruturais e o Solo

A relação do atrito entre a cortina e o solo influencia diretamente o estado de tensões, o deslocamento da estrutura e a estabilidade geral do sistema de contenção. De acordo com a teoria de Coulomb (1776), o atrito na interface estrutura-solo ( $\delta$ ) possui o efeito de reduzir o empuxo ativo e aumentar o empuxo passivo. Portanto, atribuir valores de realistas para  $\delta$  tornam o projeto mais econômico, mas, se o valor for superestimado, o nível de segurança diminui.

Segundo o Eurocode 7 (EN 1997, 2004), o nível de atrito mobilizado na interface solo-cortina depende de vários fatores, como: (i) os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo; (ii) as propriedades do material da cortina e sua rugosidade; (iii) a direção e o nível de movimentação da cortina; e (v) a capacidade da cortina de suportar as forças verticais.

O *Canadian Foundation Engineering Manual* (CGS, 2006) destaca que o ângulo de atrito estrutura-solo ( $\delta$ ) mobilizado deve ser inferior ao ângulo de atrito efetivo do solo ( $\phi'$ ), e a adesão da parede ( $c'_w$ ) deve ser menor do que a coesão efetiva do solo ( $c'$ ). Na ausência de resultados de ensaios específicos para determinação destes valores, pode-se supor valores dentro da faixa  $\phi'/2 \leq \delta \leq 2\phi'/3$ . A Tabela 2.8 indica alguns valores de referência.

Tabela 2.8. Valores de referência para  $\delta$  (Navfac, 1982).

Material da interface	Ângulo $\delta$ (°)
<b>Cortinas de estacas metálicas com os seguintes solos:</b>	
Cascalho puro, mistura cascalho-areia, rocha bem graduada	22
Areia pura, mistura cascalho-areia siltosa, enchimento de rocha dura de tamanho único	17
Areia siltosa, cascalho ou mistura de areia com silte ou argila	14
Silte arenoso fino, silte não plástico	11
<b>Blocos de concreto ou cortinas de estacas em concreto com os seguintes solos:</b>	
Cascalho puro, mistura cascalho-areia, rocha bem graduada	22 - 26
Areia pura, mistura cascalho-areia siltosa, enchimento de rocha dura de tamanho único	17 - 22
Areia siltosa, cascalho ou mistura de areia com silte ou argila	17
Silte arenoso fino, silte não plástico	14

Nos métodos numéricos, a interação do atrito entre o elemento estrutural e o solo é modelada por meio de elementos de interface. De forma análoga, é necessário selecionar um coeficiente de interface ( $R_{inter}$ ) que simule a limitação de atrito entre os dois meios. Um coeficiente menor indica um contato com baixo atrito, no qual o solo e a estrutura podem

deslizar entre si. Um coeficiente maior, por outro lado, representa uma condição de contato rígido, onde o solo e a estrutura estão completamente acoplados, sem movimento relativo entre ambos.

#### 2.4.5. Influência do Processo Executivo

As etapas de execução do sistema de cortinas de estacas com ancoragens impactam diretamente o comportamento da contenção e sua interação com o solo. À medida que as fases de escavação avançam, o estado de tensões no entorno da cortina é continuamente modificado, resultando em variações significativas nos deslocamentos e nos esforços atuantes em cada etapa. A Figura 2.20 ilustra como a trajetória de tensões varia nas intermediações do sistema devido à escavação.

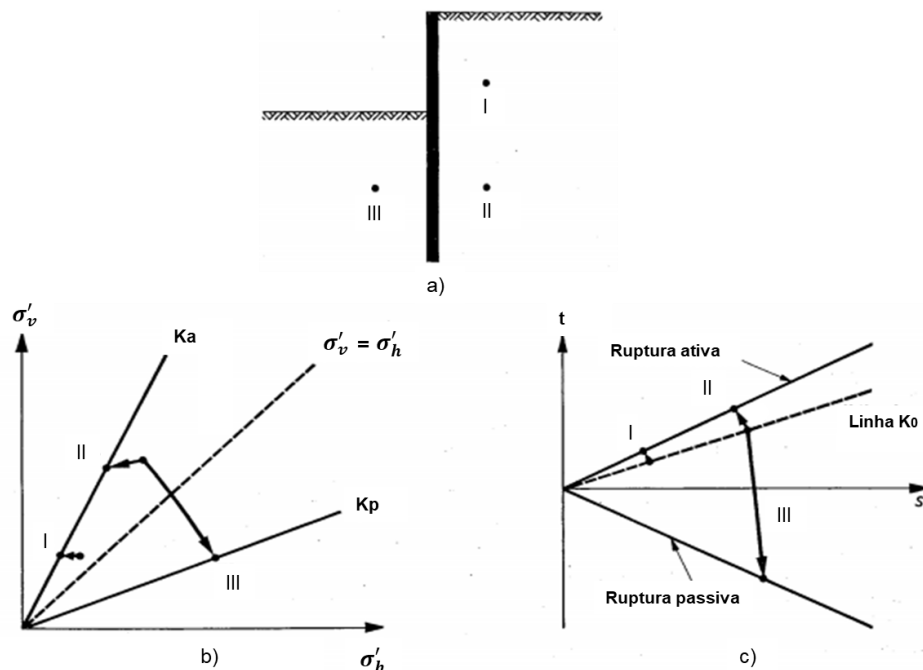


Figura 2.20. Trajetória de tensões aproximada para argilas normalmente adensadas: a) Pontos próximos à escavação; b) gráfico  $\sigma'_v$  x  $\sigma'_h$ ; c) gráfico  $s'$  x  $t$  (Padfield & Mair, 1984).

O processo executivo também exerce influência direta sobre o comportamento das ancoragens, cuja capacidade resistente não se manifesta de forma imediata, mas se desenvolve progressivamente à medida que a obra avança. Dell'Avanzi (2014) destaca que considerar as ancoragens como pontos fixos e indeslocáveis, desconsiderando a mobilização gradual resultante do processo construtivo, pode conduzir à subestimação dos deslocamentos da cortina e à superestimação dos momentos fletores, sobretudo na última linha de ancoragens.

Para compreender adequadamente esse efeito, é necessário reconhecer que, ao longo de sua vida útil, as ancoragens estão sujeitas a diferentes fases de carregamento, que incluem a aplicação da carga de protensão, eventuais perdas de carga ao longo do tempo e a mobilização

adicional decorrente das deformações da cortina e do solo nas etapas de escavação seguintes. As principais cargas associadas ao comportamento das ancoragens são:

- Carga de trabalho: carga esperada durante a situação de serviço da estrutura;
- Carga máxima de ensaio: a maior carga que é aplicada à ancoragem durante os ensaios (recebimento e qualificação) para verificar seu comportamento. Essas cargas são maiores que a carga de trabalho, a fim de efetivamente testar a estrutura antes de sua operação;
- Carga de incorporação: carga aplicada ao tirante após a realização dos ensaios. Ao longo das etapas construtivas e do tempo de serviço da obra, essa carga se acomoda para alcançar a carga de trabalho;
- Carga de ajuste: uma carga mínima aplicada durante os ensaios para manter o equipamento de protensão em posição antes do carregamento efetivo.

Nesse sentido, Dunnycliff (1988) descreve um importante fenômeno, conhecido como acomodação de cargas. Esse fenômeno ocorre quando a protensão de vários tirantes em sequência causa o afrouxamento daqueles previamente tensionados. Em obras com ancoragens descendentes, onde as primeiras linhas são incorporadas antes das demais, é comum que as cargas nos tirantes iniciais sejam alteradas, para mais ou para menos, dependendo da interação entre o bulbo de ancoragem e o solo circundante.

Segundo Gerscovich *et al.*, 2016, para garantir que a tensão nas ancoragens esteja alinhada com o estado ativo do solo, geralmente a carga de incorporação das ancoragens é projetada entre 70% e 80% da carga de trabalho. No entanto, isso pode resultar em movimentos da cortina maiores do que o tolerável, especialmente quando há estruturas sensíveis a deslocamentos próximas à escavação. Nesses casos, cargas de incorporação maiores podem ser adotadas.

#### **2.4.6. Condições de Drenagem**

A suposições feitas para as condições de drenagem do solo impactam diretamente a seleção de parâmetros para as análises e o fator de segurança obtido. Situações drenadas estão relacionadas a areias ou solos argilosos com aplicação de carregamento em longo prazo, enquanto situações não drenadas estão geralmente associadas a argilas com carregamentos de curto prazo.

Quando o solo se comporta de forma drenada, ele é capaz de dissipar a poropressão rapidamente e o comportamento do solo é governado por parâmetros efetivos. Por outro lado, em solos de baixa permeabilidade, as poropressões não se dissipam tão rapidamente e as

análises são melhores representadas por parâmetros totais.

Segundo Sabatini *et al.* (1999), para situações de escavação em solos argilosos normalmente adensados ou levemente pré-adensados, a condição de alívio de carga faz com que o solo tende a se expandir à medida que mobiliza a resistência ao cisalhamento, o que ocasiona uma variação de poropressão inicial negativa, aumentando a tensão efetiva no solo e elevando a resistência mobilizada.

Neste caso, Gerscovich (2010) aponta que a situação mais desfavorável é a longo prazo, quando ocorre recuperação total de qualquer poropressão negativa gerada e, portanto, a resistência não drenada pode ser maior do que após a ocorrência da drenagem.

Já para os casos de solos argilosos muito pré-adensados, há a tendência de gerar excessos de poropressão positiva no descarregamento. Nesse caso, o momento mais crítico da obra ocorre ao final da construção, quando os excessos de poropressão não foram dissipados. Gerscovich *et al.* (2016) apresentam a Tabela 2.9 como um resumo das condições de análise.

Tabela 2.9. Condições de análise (Gerscovich *et al.*, 2016).

Escavação	Tipo de solo	Condição	Tipo de análise
Permanente	Areia	Longo prazo	Drenada
	Argila normalmente adensada ou levemente pré-adensada		
Provisória	Argila pré-adensada	Final de construção	Não drenada
	Argila normalmente adensada ou levemente pré-adensada	Final de construção	Não drenada
	Argila pré-adensada		

#### 2.4.7. Considerações Sobre a Seleção de Parâmetros

É importante destacar que a obtenção de resultados confiáveis em análises geotécnicas depende não só do método de cálculo, mas também da qualidade e adequação dos parâmetros utilizados. Segundo Lambe (1973), os parâmetros devem ser selecionados em acordo com o método de análise adotado, ou seja, métodos mais sofisticados requerem uma seleção mais cuidadosa dos dados de entrada, exigindo ensaios de campo e laboratoriais de melhor qualidade.

Assim, a sofisticação do método de análise deve ser consistente com a precisão na obtenção dos parâmetros. Algumas das técnicas mais avançadas de modelagem numérica, por exemplo, exigem uma quantidade considerável de dados de entrada, provenientes de diferentes ensaios.

Nesse sentido, Gaba *et al.* (2002) sugerem que cálculos mais simples sejam sempre utilizados como uma verificação preliminar de modelos mais avançados. Por exemplo, sempre

que possível, é prudente realizar cálculos de equilíbrio limite com suposições simplificadas apropriadas para obter um limite conservador antes de realizar análises complexas de elementos finitos. De forma geral, os autores ressaltam que é melhor usar análises simples com parâmetros de solo adequados do que análises complexas com parâmetros de solo inadequados.

Clayton *et al.* (2014) destacam que os parâmetros geotécnicos nunca são conhecidos com total precisão, em razão de fatores como a simplificação dos modelos de solo e o número limitado de sondagens realizadas, que podem introduzir erros geométricos. Além disso, as propriedades do solo variam conforme o método de medição utilizado (métodos diretos ou indiretos), e os resultados de ensaios *in situ* ou laboratoriais podem ser afetados por uma série de razões, como perturbações na amostra durante sua retirada, transporte e manuseio.

Nesse contexto, Abreu (2014) alerta para a seleção dos parâmetros com base em correlações com o  $N_{SPT}$ , cujos resultados podem subestimar significativamente o valor da resistência ao cisalhamento, especialmente em solos lateríticos. Essa discrepância está relacionada com a ocorrência da quebra da estrutura cimentada nestes solos durante a realização das sondagens. Portanto, sempre que possível, deve-se buscar a realização de ensaios específicos para obtenção de dados mais precisos.

A seleção de parâmetros pode ser obtida também por meio de dados de monitoramento utilizando técnicas de retroanálise. Finno (2007) destaca que a retroanálise oferece benefícios que ajudam substancialmente os engenheiros, possibilitando a determinação dos parâmetros que produzem o melhor ajuste entre os resultados observados e calculados. No entanto, a determinação precisa destes parâmetros pode ser desafiadora por conta de alguns aspectos, como a complexidade (falta de informações suficientes para estimar os parâmetros), a instabilidade (pequenas variações nos parâmetros que resultam em grandes mudanças nos resultados) e a pluralidade (diferentes combinações de valores de parâmetros que podem ajustar-se igualmente bem às observações).

## **2.5. Dimensionamento Geotécnico de Cortinas Ancoradas**

Conforme discutido nos capítulos anteriores, um dimensionamento ideal precisa levar em consideração tanto a segurança para cada modo de ruptura possível em cada fase executiva quanto o comportamento em situação de serviço, principalmente em situações com edificações próximas.

Nesse sentido, várias diretrizes foram estabelecidas internacionalmente com recomendações que podem ser consultadas para abordagens de projetos, princípios de dimensionamento, critérios de ensaios e procedimentos de construção para sistemas de cortinas

ancoradas. Destacam-se: os relatórios da Administração Federal de Rodovias dos EUA (Weatherby, 1982; Weatherby, 1998; Sabatini *et al.*, 1999), os relatórios da Associação de Pesquisa e Informação da Indústria da Construção - CIRIA (Gaba *et al.*, 2002), o Eurocode 7 (EN 1997-1, 2004; EN 1997-2, 2007), o manual de fundações da Sociedade Geotécnica Canadense (CGS, 2006; CGS, 2023) e as recomendações da Sociedade Geotécnica Alemã (EAB, 2013).

Potts & Zdravkovic (1999) apresentaram um resumo dos principais métodos de análise (Tabela 2.10). Neste trabalho, serão destacados métodos de equilíbrio limite e métodos numéricos.

Tabela 2.10. Requisitos básicos satisfeitos pelos métodos de análise (Potts & Zdravkovic, 1999).

MÉTODO DE ANÁLISE	REQUISITOS DE SOLUÇÃO				
	Equilíbrio	Compatibilidade	Comportamento constitutivo	Condições de contorno	
				Força	Deslocamento
Analítico	S	S	Elástico linear	S	S
Equilíbrio limite	S	NS	Rígido com critério de ruptura	S	NS
Campo de tensões	S	NS	Rígido com critério de ruptura	S	NS
Análise Limite inferior	S	NS	Plasticidade com regra de fluxo associada	S	NS
Análise Limite superior	NS	S	Solo modelado por molas discretas	NS	S
Modelo de molas	S	S	Solo modelado por molas discretas	S	S
Análise numérica	S	S	Qualquer	S	S

S - Satisfaz; NS - Não satisfaz

### 2.5.1. Métodos de Equilíbrio Limite

Segundo Clayton *et al.* (2014), os Métodos de Equilíbrio Limite (MEL) são baseados na consideração de um mecanismo de ruptura em potencial, cujas ações solicitantes se igualam à resistência total do solo, mobilizada uniformemente ao redor da superfície de ruptura. Ao examinar vários mecanismos diferentes, encontra-se a situação crítica.

Os cálculos geralmente são baseados em distribuições simples e lineares dos empuxos de solo. Por isso, esses métodos são aplicáveis diretamente para situações de cortinas rígidas com até um nível de apoio. Além disso, como os cálculos são definidos para a condição de ruptura de forma a satisfazer apenas às equações da estática, eles não consideram a

compatibilidade de deformações e, portanto, não fornecem nenhuma indicação sobre os movimentos da cortina ou do solo.

Dessa forma, análises mais complexas são necessárias para conhecer e restringir os deslocamentos. Além disso, com o aumento da complexidade do problema, as hipóteses simplificadoras feitas por estes métodos já não são mais válidas. A partir daí, são necessários métodos onde a interação solo-estrutura seja considerada, como métodos numéricos.

Há na literatura vários métodos que utilizam o equilíbrio limite em suas formulações, diferenciando-se entre si em alguns fatores como na definição da superfície de ruptura, no tipo de suporte utilizado, nas teorias utilizadas para definição dos coeficientes de empuxo e na forma como estes são distribuídos. Nos itens a seguir são apresentados alguns dos métodos mais utilizados na prática geotécnica.

### **2.5.2. Método do Apoio Livre e Método do Apoio Fixo**

Tanto no Método do Apoio Livre quanto no Método do Apoio Fixo, a cortina é modelada como uma viga apoiada nos locais das ancoragens e no ponto de aplicação da resistência passiva do solo. As distribuições do empuxo são assumidas como previamente conhecidas e totalmente mobilizadas. Dessa forma, para um determinado comprimento de ficha (embutimento da cortina no solo abaixo da linha de escavação), os cálculos de equilíbrio fornecem os efeitos das ações na cortina, as reações de apoio e a resistência do solo no lado passivo necessária para o equilíbrio. Portanto, estes métodos são comumente utilizados para o dimensionamento do comprimento da cortina.

No método do apoio livre, supõe-se que a contenção possui o mínimo comprimento de ficha necessário para garantir a estabilidade. Além disso, considera-se que a cortina é fixa no ponto de ancoragem, permitindo deformação e rotação suficientes para mobilizar o empuxo passivo máximo do solo em sua base. Nesse caso, não são gerados momentos negativos abaixo da linha de escavação e o sistema torna-se um problema de equilíbrio estático (Figura 2.21).

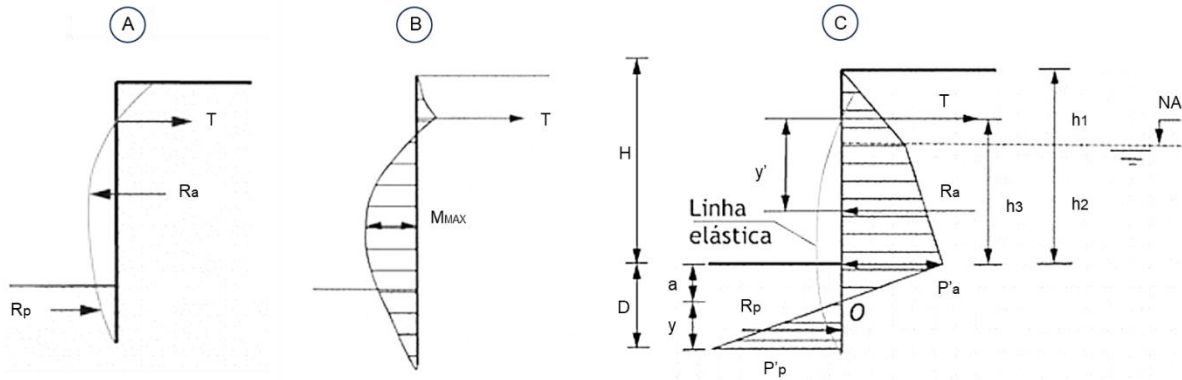


Figura 2.21. Método do apoio livre: (A) linha elástica; (B) diagrama de momentos; (C) distribuição de empuxos; (adaptado de Gerscovich *et al.*, 2016).

A profundidade de embutimento da cortina é calculada com base no equilíbrio de momentos no nível da ancoragem (Equação 2.8) e a força de ancoragem ( $T_a$ ) é calculada com base no equilíbrio de forças horizontais (Equação 2.9) O ponto de momento fletor máximo é determinado onde a força é zero no diagrama de forças cortantes.

$$\left[ \frac{a(K_P - K_A)}{3} \right] y^3 + \frac{a(K_P - K_A)}{2} (h_3 + a)y^2 - R_A y' = 0 \quad (2.8)$$

$$T_a = R_A - R_P \quad (2.9)$$

Onde:

$k_A$  = coeficiente do empuxo ativo;

$k_P$  = coeficiente de empuxo passivo;

$a$  = distância entre a base da escavação e o ponto de tensões nulas (O);

$h_3$  = distância entre o ponto de ancoragem e a base da escavação;

$y$  = distância entre o pé da cortina e o ponto de tensões nulas (O);

$y'$  = distância entre o ponto de ancoragem e a resultante do empuxo ativo ( $R_A$ );

$R_P$  = resultante do empuxo passivo;

No método do apoio fixo, por sua vez, considera-se que a ficha é longa o suficiente para promover uma restrição efetiva à rotação na extremidade inferior da cortina. Como resultado, há uma redução tanto dos esforços de flexão quanto das forças transmitidas à ancoragem, gerando um momento fletor negativo na base (Figura 2.22).

Os empuxos ativos gerados imediatamente acima do pé são substituídos por uma única força horizontal a certa distância para cima da parede. A profundidade de embutimento é determinada com a divisão da estrutura em duas vigas isostáticas equivalentes a partir do ponto de inflexão dos momentos (I), considerado como uma rótula.

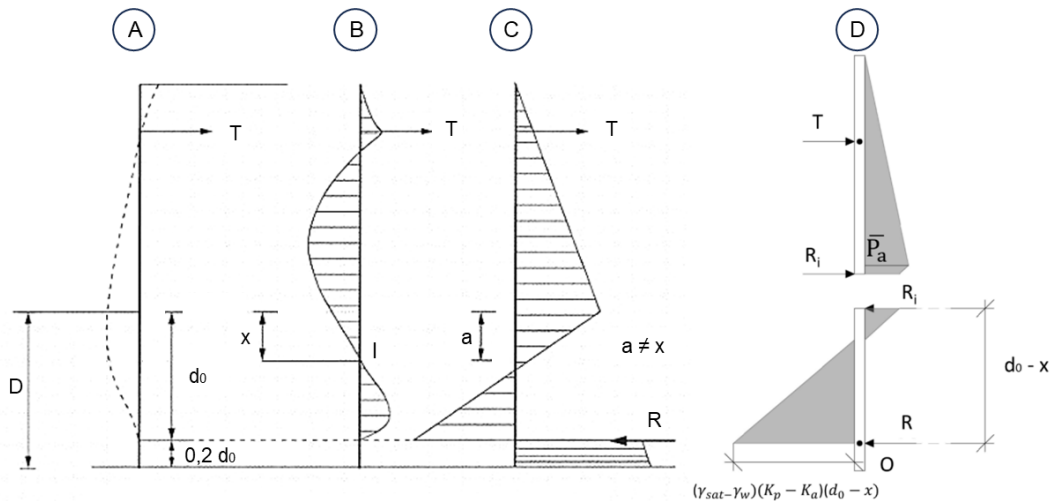


Figura 2.22. Método do apoio fixo: (A) linha elástica; (B) diagrama de momentos; (C) distribuição de empuxos; (D) vigas equivalentes (adaptado de Gerscovich *et al.*, 2016).

A fim de considerar um fator de segurança devido às simplificações de cálculo e a ocorrência de escavações adicionais não planejadas por erro de execução em obra, recomenda-se majorar o comprimento da ficha de 20% a 40% em ambos os métodos.

Segundo Gerscovich *et al.* (2016), a solução de cortina com apoio fixo geralmente é a alternativa mais econômica. Embora a cortina seja mais longa, os momentos fletores são consideravelmente reduzidos se comparados aos calculados para o apoio livre. Contudo, há casos em que o dimensionamento por apoio livre pode ser melhor, como quando há ocorrência de argilas de baixa a média consistência abaixo da linha de escavação que não forneçam resistência passiva adequada ou quando a presença de rocha próxima à base da escavação dificulta a penetração da cortina.

### 2.5.3. Método Alemão

O método Alemão, inicialmente proposto por Kranz (1953) e posteriormente aprimorado por Ranke & Ostermayer (1968), considera uma cunha de ruptura partindo do pé da cortina e cruzando o ponto médio do trecho ancorado. A estabilidade é calculada por meio da solução do polígono de forças que, na condição de equilíbrio limite, é representado pela Figura 2.23.



limitação refere-se à idealização da cunha de ruptura, que desconsidera a heterogeneidade natural dos solos e admite que toda a sua base se encontra em um único material, o que raramente ocorre. Outra limitação é a suposição de que a superfície de ruptura passa pela base da cortina. Na prática, entretanto, essa superfície pode interceptar a cortina em um ponto acima da base, alterando a distribuição dos esforços considerados.

Ou (2006) destaca que a consideração da zona de ruptura partindo da base da escavação é menos conservador, enquanto que a partir da extremidade inferior da cortina é muito conservador. Recomenda-se, portanto, um ponto intermediário, que pode ser determinado por meio da relação entre a resultante de empuxo passivo ( $R_p$ ) e a resultante de empuxo ativo ( $R_a$ ), conforme a Equação 2.11

$$l = \frac{R_a l_a}{R_p} - t \quad (2.11)$$

Onde:

$l$  = distância entre o nível escavado e o ponto intermediário considerado;

$l_a$  = distância entre  $R_a$  e o ponto de ancoragem;

$t$  = distância entre o nível escavado e o ponto de ancoragem.

#### 2.5.4. Método Brasileiro

O método brasileiro (Nunes & Velloso, 1963) considera uma superfície de ruptura plana e passa pelo pé do talude, definida pelo ângulo crítico ( $\theta_{cr}$ ) que, para cortinas verticais é indicado pela Equação 2.12:

$$\theta_{CR} = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad (2.12)$$

Esse método é recomendado para geometrias simples, solos homogêneos e com taludes superiores de baixa inclinação, inferior a  $30^\circ$ . O fator de segurança é obtido considerando o equilíbrio das forças verticais e horizontais (Figura 2.24).



quais uma superfície de ruptura em potencial é selecionada e a massa de solo é subdividida em várias fatias com faces verticais. Em seguida, o equilíbrio é determinado utilizando as equações da estática e o fator de segurança é encontrado pela razão entre as forças resistentes e as forças instabilizantes. Várias superfícies de ruptura são avaliadas e o menor fator de segurança é selecionado para a situação analisada.

Existem várias variações dos métodos de fatias, diferindo entre si na forma como as equações da estática são consideradas, quais forças entre fatias são incluídas e na relação entre essas forças. A Tabela 2.11 mostra alguns dos métodos mais conhecidos e suas considerações.

Tabela 2.11. Equações da estática satisfeitas e forças entre fatias em alguns métodos (Krahn, 2003).

Método	Equilíbrio de momentos	Equilíbrio de forças horizontais	Normal entre fatias (E)	Cisalhamento entre fatias (X)	Inclinação da resultante de X/E
Fellenius	Sim	Não	Não	Não	Não há
Bishop simplificado	Sim	Não	Sim	Não	Horizontal
Janbu simplificado	Não	Sim	Sim	Não	Horizontal
Spencer	Sim	Sim	Sim	Sim	Constante
Morgenstern-Price	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável
Corpo de Engenheiros dos EUA - 1	Não	Sim	Sim	Sim	Inclinação de uma linha do topo ao pé
Corpo de Engenheiros dos EUA - 2	Não	Sim	Sim	Sim	Inclinação da superfície superior do terreno
Lowe-Karafiath	Não	Sim	Sim	Sim	Média da inclinação da superfície do terreno e da base da fatia

Esses casos são geralmente analisados por programas computacionais para análise de estabilidade de taludes, onde o efeito da ancoragem no solo pode ser simulado através da incorporação de forças resistentes aplicadas na análise, que atuam reduzindo as forças solicitantes.

Como, nesse tipo de análise, apenas as forças que atuam no corpo livre podem ser consideradas nas equações estáticas, a carga de ancoragem é aplicada como uma carga pontual que atua na fatia interceptada pela ancoragem. De maneira semelhante, considera-se uma resistência lateral na base da superfície por meio de uma carga pontual que surge tanto da resistência ao cisalhamento da cortina quanto da resistência passiva mobilizada na ficha. A Figura 2.25 exemplifica esse sistema.

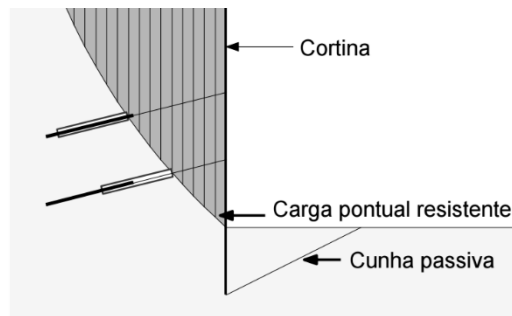


Figura 2.25. Esquema do método de fatias (Seequent, 2022).

### 2.5.6. Métodos Numéricos

Segundo Potts & Zdravkovic (1999), esta categoria de análise inclui métodos que buscam satisfazer todos os requisitos teóricos apresentados na Tabela 2.10. Os métodos numéricos incluem modelos constitutivos de solo e incorporam condições de contorno que simulam de forma realista as condições de campo. Dessa forma, são métodos mais completos que os anteriormente apresentados, permitindo a modelagem de todos os aspectos da escavação e seus efeitos nas mudanças de tensão no solo.

Nesse sentido, as análises numéricas retratam um conjunto de técnicas matemáticas cujo objetivo é obter soluções para problemas complexos, com vários parâmetros e incógnitas, dividindo-os em subproblemas menores, que podem ser resolvidos de forma mais simples e computacionalmente viável. A definição de análise numérica engloba vários métodos, como elementos finitos, elementos discretos, diferenças finitas, elementos de contorno, entre vários outros.

Na presente pesquisa, as análises numéricas serão realizadas por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), dada sua aplicação bem difundida para problemas geotécnicos e por se tratar de uma ferramenta poderosa para lidar com geometrias complexas, materiais não-lineares e condições de contorno variadas. Este método é caracterizado pela discretização de um domínio contínuo em elementos pequenos e interconectados. Cada elemento é, então, resolvido individualmente, e as soluções são combinadas para obter uma solução global.

Corrales (2018) destaca algumas vantagens ao utilizar o MEF: (i) permite considerar o efeito da espessura e da rigidez da cortina, (ii) permite a diminuição dos parâmetros de resistência devido ao contato solo-estrutura, (iii) permite simular o processo executivo por etapas, (iii) permite utilizar o modelo constitutivo de solo que melhor se ajusta ao comportamento do local analisado.

Em contrapartida, Carter *et al.* (2000) apontam alguns fatores que podem afetar a acurácia dos métodos numéricos e que devem ser considerados com atenção:

- Aproximações geométricas: a idealização do problema real para um modelo computacional envolve simplificações na geometria. A falta de conhecimento da situação *in situ* pode gerar erros;
- Aproximações no comportamento dos materiais: a análise numérica requer uma idealização do comportamento dos materiais envolvidos. Portanto é necessário conhecer bem o modelo constitutivo aplicado para representar o comportamento do solo;
- Aproximações na discretização: a geometria real do problema é dividida em sub-regiões. Para resultados precisos é necessária uma quantidade de sub-regiões suficientemente pequenas de maneira a representar bem os locais onde ocorrem elevados gradientes de tensão e deformação;
- Integração das equações constitutivas: várias soluções existem para realizar a integração das equações nos métodos numéricos. Soluções com menores custos de processamento computacional exigem maiores aproximações, principalmente quando são utilizados modelos constitutivos não lineares;

Segundo Woods (2003), ao adotar o MEF para analisar sistemas de contenção, a primeira decisão que o analista precisa tomar é como converter o sistema físico contínuo real em um conjunto de elementos finitos. Esse processo é chamado de discretização e envolve as seguintes etapas:

- I. Decidir se uma representação 2D é suficiente ou se um modelo 3D é necessário;
- II. Avaliar qual o domínio do problema, ou seja, quanto da área circundante precisa ser modelada;
- III. Identificar eixos de simetria que possam simplificar o tamanho do domínio a ser modelado;
- IV. Determinar quais os limites de camadas de solo que precisam ser modeladas, com base em mudanças nas propriedades geotécnicas;
- V. Se houver alguma superfície inicial inclinada, define-se uma superfície horizontal sobreposta à superfície existente e cria-se uma fase primária de escavação para gerar o perfil necessário. Esta é uma alternativa mais conveniente do que tentar definir as tensões *in situ* sob uma superfície de terreno inclinada, onde os planos principais já não são horizontais e verticais;
- VI. Se a geometria estrutural for complexa, considerar como ela pode ser simplificada sem introduzir erros significativos;
- VII. Decidir quais tipos de elementos serão mais adequados para os vários componentes

- do domínio (solo, cortina, sistema de suporte e interface solo-estrutura);
- VIII. Definir o tamanho aproximado necessário para os elementos de cada sub-região, localizando os limites do domínio, e gerar a malha baseada nessa configuração;
  - IX. Verificar a malha gerada para localizar elementos de tamanho excessivo e identificar áreas onde os elementos estão sendo usados de forma ineficiente, realizando ajustes locais conforme necessário;
  - X. Para os elementos que formam a cortina, o sistema de suporte e as interfaces, verificar os detalhes da geometria e suas conexões;
  - XI. Verificar se há erros na formação da malha, como nós mal posicionados, suportes ausentes, contornos mal definidos, entre outros.

Para garantir uma representação adequada desse processo, Lin *et al.* (2003) recomendam que o domínio modelado se estenda lateralmente por pelo menos três vezes a altura da escavação e verticalmente por, no mínimo, uma vez essa altura. Caso ocorram incertezas na representatividade do domínio adotado, Carter *et al.* (2000) recomendam realizar várias análises com diferentes tamanhos de malha e observar a convergência entre os resultados.

Além disso, Ahmadi & Ahmadi (2022) ressaltam a importância do refinamento da malha nas proximidades da cortina, região onde se concentram as maiores deformações. Já para áreas mais distantes, podem ser utilizados elementos maiores, o que contribui para maior eficiência computacional e redução do tempo de análise.

A interação entre a cortina e o solo é representada por meio de elementos de interface, que simulam a relação de atrito entre o elemento estrutural e o solo. Essa relação é controlada pelo parâmetro de redução da resistência na interface ( $R_{inter}$ ), cujos valores típicos são apresentados na Tabela 2.12.

Tabela 2.12. Valores sugeridos para  $R_{inter}$  (Gouw, 2014).

Elementos	$R_{inter}$
Areia e aço	0,6 - 0,7
Argila e aço	0,5
Areia e concreto	0,8 - 1,0
Argila e concreto	0,7 - 1,0
Solo e geogrelha	1

Outro aspecto essencial na definição da modelagem é a escolha entre uma abordagem bidimensional (2D) ou tridimensional (3D).

Zdravkovic *et al.* (2005) pontam que análises 2D possuem algumas limitações, como a tendência a superestimar os deslocamentos da cortina e a dificuldade em capturar com precisão o comportamento do sistema em certas áreas críticas, como nos cantos de escavações, onde os

efeitos tridimensionais são mais pronunciados.

Li & Yang (2020) sugerem que razão entre o comprimento e a altura da escavação ( $L/H_e$ ) pode ser utilizada como critério para determinar a necessidade de considerar efeitos tridimensionais. Efeitos 3D tendem a diminuir gradualmente com o aumento dessa razão, tornando-se negligenciável quando  $L/H_e \geq 5$ . Em projetos com  $L/H_e < 5$ , os deslocamentos obtidos em modelos 2D são geralmente conservadores, e a modelagem 3D pode proporcionar soluções mais precisas e econômicas.

Segundo Potts & Zdravkovic (1999), nas análises bidimensionais, as simplificações da geometria e/ou das condições de contorno geralmente levam a dois estados:

- Estado plano de deformações: é considerado quando o problema se estende consideravelmente na direção perpendicular ao plano modelado (eixo  $z$ ), e o estado de tensões e deformações se mantém uniforme ao longo dessa direção. Nesse caso, não há deslocamento na direção  $z$ , sendo aplicável a situações como em análises de cortinas, fundações contínuas e estabilidade de taludes (Figura 2.26-a);
- Estado axissimétrico: ocorre em situações com simetria rotacional em torno de um eixo vertical, como em fundações circulares. A modelagem é feita em coordenadas cilíndricas ( $r, z, \theta$ ) onde o deslocamento na direção  $\theta$  é nulo (Figura 2.26-b);

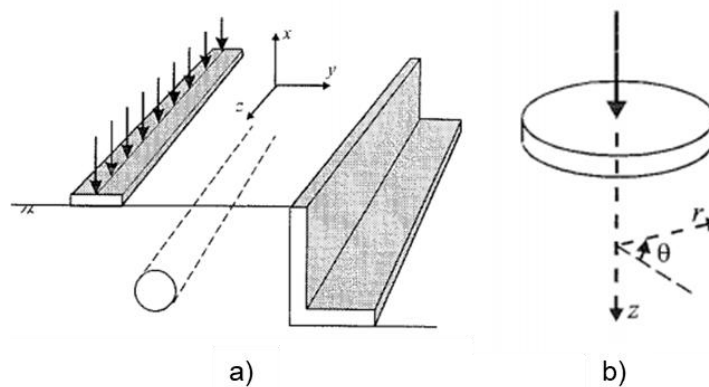


Figura 2.26. Idealizações geométricas: a) estado plano de deformações; b) estado axissimétrico (Potts & Zdravkovic, 1999).

Para escavações com geometria retangular, Zdravkovic *et al.* (2005) sugerem que análises em estado plano de deformações são capazes de reproduzir adequadamente os deslocamentos ao longo do lado mais longo da escavação ( $L$ ). Enquanto que análises em estado axissimétrico podem ser adotadas para representar as condições nos cantos e ao longo do lado mais curto ( $B$ ), onde as movimentações tendem a ser menores (Figura 2.27).

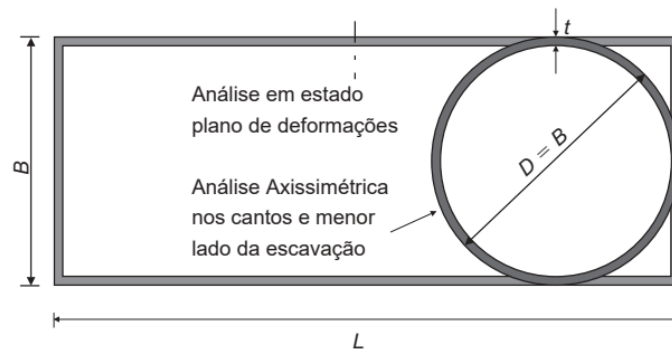


Figura 2.27. Esquema de considerações geométricas para análises 2D (Zdravkovic *et al.*, 2005).

Contudo, quando realizadas análises bidimensionais em cortinas de estacas, Zdravkovic *et al.* (2005) alertam para a definição da rigidez em função da existência de descontinuidades entre os elementos estruturais (Figura 2.28). Conseqüentemente, faz-se necessário reduzir a rigidez da cortina (tanto axial quanto à flexão) na direção fora do plano.

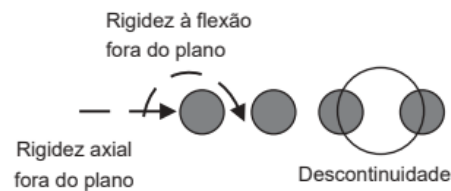


Figura 2.28. Visão esquemática de uma cortina de estacas descontínuas (Zdravkovic *et al.*, 2005).

Outro fator fundamental em modelagens numéricas é a seleção apropriada de um modelo constitutivo do solo, o qual deve ser capaz de reproduzir a resposta do material para níveis de deformação compatíveis com as cargas impostas em diferentes trajetórias de tensões, além representar qualquer outra especificidade que seja relevante para a situação analisada.

Há na literatura inúmeros modelos constitutivos, que podem variar desde os mais simples até aqueles mais sofisticados.

Em geral, os modelos menos detalhados ignoram alguns comportamentos do material e são de fácil implementação, exigindo, para isso, um número limitado de parâmetros. Entretanto, podem carecer de algumas características essenciais para a situação analisada.

Por outro lado, modelos mais avançados incorporam um conjunto mais amplo de fenômenos, mas exigem mais parâmetros, o que reflete em uma investigação geotécnica mais detalhada (Brinkgreve *et al.*, 2010).

Nesse sentido, a escolha do modelo constitutivo deve ser feita de maneira compatível com os objetivos da análise. Para problemas envolvendo escavação e contenção, por exemplo, o alívio de carga e a descompressão do solo são fatores dominantes, que ocorrem em níveis baixos a médios de deformação. Nessas condições, modelos elastoplásticos que incluam a rigidez dependente da tensão (módulo de rigidez variável) são capazes de fornecer previsões

mais realistas do que modelos elastoplásticos lineares (Carter, 2023).

Os componentes necessários para o desenvolvimento de modelos elastoplástico são resumidos na Tabela 2.13.

Tabela 2.13. Componentes dos modelos elastoplásticos e seus significados físicos (Lade, 2005).

Comportamento	Componente	Função
Comportamento Elástico	Lei de Hooke	Produz deformações elásticas sempre que as tensões mudam
	Critério de Ruptura	Impõe limites aos estados de tensão que podem ser alcançados
Comportamento Plástico	Função de Plastificação	Determina quando ocorrem incrementos de deformação plástica, delimitando o domínio elástico
	Relação de Endurecimento /Amolecimento	Determina as magnitudes de incrementos de deformação plástica, expandindo ou contraindo o domínio elástico
	Função de Potencial Plástico (Lei de Fluxo)	Determina a direção de incrementos de deformação plástica

Considerando a variação entre esses aspectos, esta pesquisa adota dois modelos elastoplásticos amplamente utilizados (Mohr-Coulomb e *Hardening Soil*), cujos principais componentes e diferenças são detalhados nos itens seguintes.

### 2.5.6.1. Modelo Mohr-Coulomb

O modelo Mohr-Coulomb é caracterizado como um modelo linear elástico-perfeitamente plástico. A relação Tensão x Deformação típica deste modelo é mostrada na Figura 2.29-a, na qual o comportamento do solo é representado através de dois trechos lineares. Isso significa que se supõe que o material apresenta comportamento elástico linear até atingir a ruptura, sem apresentar relação de endurecimento, ou seja, a superfície de plastificação permanece fixa (Figura 2.29-b).

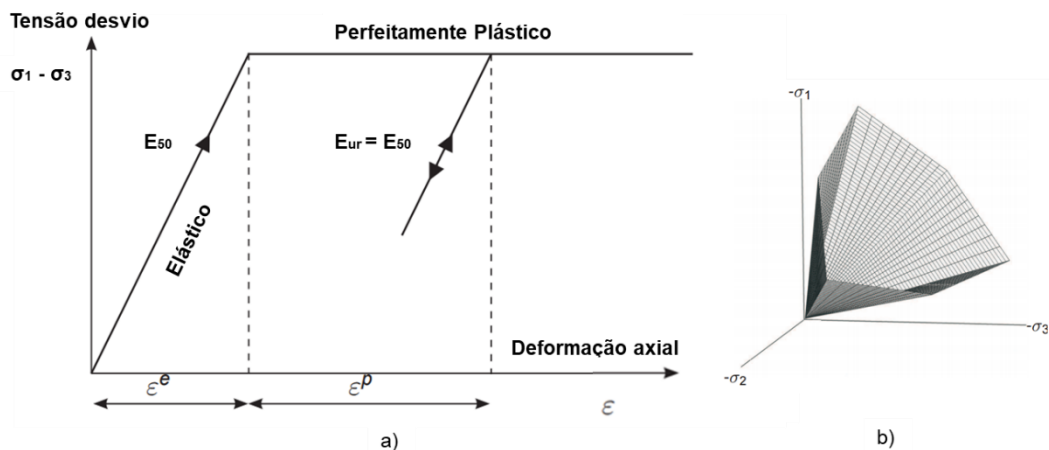


Figura 2.29. Modelo Mohr-Coulomb: a) relação Tensão-Deformação; b) superfície de plastificação no espaço de tensões principais para solos não coesivos (Brinkgreve et al., 2011).

O modelo Mohr-Coulomb possui cinco parâmetros básicos de entrada. Três destes controlam o comportamento plástico: ângulo de atrito ( $\phi'$ ), coesão ( $c'$ ) e ângulo de dilatância ( $\psi$ ). Enquanto os outros dois controlam o comportamento elástico: módulo de Young ( $E'$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu'$ ) (Potts & Zdravkovich, 1999).

Dessa forma, é possível notar que o modelo MC possui limitações importantes, especialmente quando se trata de representar trajetórias de tensões complexas. O modelo assume um único valor constante de módulo de elasticidade para toda a zona elástica, até que se atinja o critério de ruptura. Contudo, na realidade, o comportamento do solo é não linear e sua rigidez varia conforme o nível de tensão atuante no maciço.

Em particular, considerando-se o módulo de elasticidade secante ( $E_{50}$ ), Gouw (2014) observa que o modelo MC superestima o movimento do solo para níveis de tensão inferiores a 50% da resistência à ruptura. Por outro lado, para níveis de tensão maiores, o modelo MC pode subestimar perigosamente o movimento do solo.

Além disso, em situações envolvendo alívio de carga, como em escavações, a rigidez do solo no processo de descarregamento-recarregamento ( $E_{ur}$ ) costuma ser significativamente maior, com valores que podem variar entre 2 a 5 vezes  $E_{50}$  (Gouw, 2014). Isso significa que o uso do modelo MC sem levar em conta essa variação pode comprometer a correta previsão dos deslocamentos.

Outro ponto crítico refere-se à lei de fluxo associada ao modelo, que gera uma dilatância exagerada. Conforme apontado por Poulos *et al.* (2001), essa previsão pode levar à simulação de levantamentos verticais não realistas próximos à cortina. Por essa razão, o modelo não é recomendado para análises que necessitem da estimativa de recalques em áreas adjacentes às escavações.

#### **2.5.6.2. Modelo Hardening Soil**

O modelo *Hardening Soil* (HS), proposto por Schanz *et al.* (1999) é um modelo elastoplástico formulado com base na relação hiperbólica entre tensão e deformação (Figura 2.30-a). Ao contrário do modelo Mohr-Coulomb, o modelo HS considera que a rigidez do solo varia com o nível de tensões e com a condição de carregamento-descarregamento, representando de maneira mais realista o comportamento não linear dos solos.

Uma característica fundamental do modelo é o conceito de superfície de plastificação expansível, que permite simular o fenômeno de endurecimento do solo. Além disso, para representar os efeitos de carregamentos hidrostáticos, o modelo inclui um *cap* na superfície de plastificação (Figura 36-b), possibilitando a simulação de deformações plásticas induzidas por

compressões volumétricas. Dessa forma, o modelo considera dois mecanismos de endurecimento: um relacionado ao cisalhamento, e outro associado à compressão isotrópica.

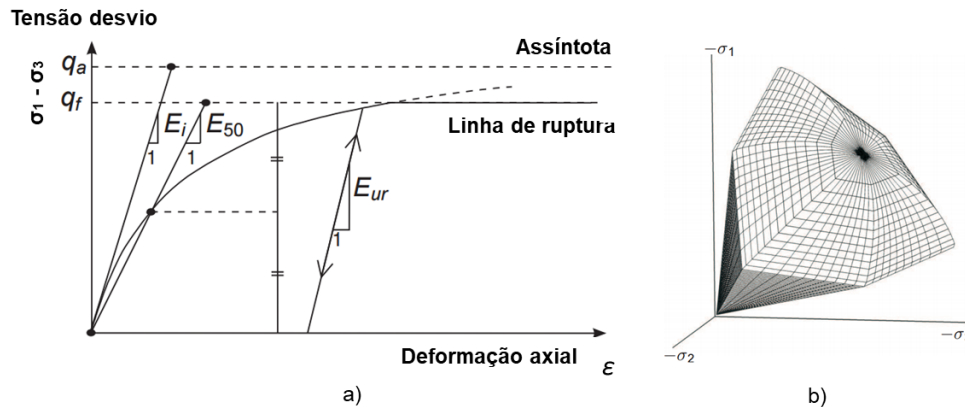


Figura 2.30. Modelo *Hardening Soil*: a) relação Tensão-Deformação; b) superfície de plastificação no espaço de tensões principais para solos não coesivos (Brinkgreve *et al.*, 2011).

Onze parâmetros básicos de entrada definem o modelo HS: ângulo de atrito ( $\phi$ ), coesão ( $c$ ), ângulo de dilatância ( $\psi$ ), relação de Poisson para condição de carga-descarga ( $\nu_{ur}$ ), módulo de Young secante de referência para 50% das tensões ( $E_{50}^{ref}$ ), módulo oedométrico tangente de referência ( $E_{oed}^{ref}$ ), módulo de descarregamento-recarregamento de referência ( $E_{ur}^{ref}$ ), a tensão de referência ( $p^{ref}$ ), a relação de pré-adensamento (OCR ou POP), o expoente que relaciona os módulos de referência com os módulos dependentes do nível de tensão ( $m$ ), e um parâmetro de ajuste que relaciona a tensão de ruptura com a tensão da assíntota da hipérbole ( $R_f$ ).

Devido à sua capacidade de simular rigidez variável, o modelo HS apresenta previsões mais realistas em problemas típicos da engenharia geotécnica, como deslocamentos horizontais da cortina, levantamento de fundo e recalques adjacentes à escavação (Ahmadi & Ahmadi, 2019; Finno & Calvello, 2005; Hsiung *et al.*, 2018; Surarak *et al.*, 2012; Teo & Wong, 2012).

De maneira resumida, a Tabela 2.14 apresenta um comparativo entre o modelo *Hardening Soil* e o modelo Mohr-Coulomb.

Tabela 2.14. Resumo comparativo entre o modelo *Hardening Soil* e Mohr-Coulomb (Lade, 2005).

<b>Modelo</b>	<b><i>Hardening Soil</i></b>	<b>Mohr-Coulomb</b>
<b>Tipo de modelo</b>	Elastoplástico não linear	Elastoplástico linear
<b>Características básicas</b>	Relação tensão-deformação hiperbólica	Relação tensão-deformação linear
	Rigidez dependente da tensão	Rigidez constante
	Dilatância não linear	Dilatância linear
	Distinção entre carregamento primário e descarregamento	-
	Evolução da tensão de pré-adensamento	-
	Deformações plásticas por adensamento e cisalhamento	-
<b>Critério de ruptura</b>	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
<b>Superfície de plastificação</b>	Expansível com cap elíptico	Fixa e igual à superfície de ruptura
<b>Endurecimento</b>	Por cisalhamento e por compressão	Não apresenta
<b>Lei de fluxo</b>	Não-associada para endurecimento por cisalhamento; Associada para endurecimento por compressão	Não-associada

## 2.6. Dimensionamento das Ancoragens

No item anterior, foram apresentadas metodologias para o dimensionamento geotécnico da cortina, possibilitando a definição do comprimento de ficha e das forças de ancoragem necessárias ao equilíbrio dentro de limites aceitáveis de deslocamentos. Entretanto, é necessário que essas forças de ancoragem sejam efetivamente transmitidas ao maciço. Portanto, neste tópico, serão abordados os métodos para o dimensionamento das ancoragens.

De acordo com Weatherby, (1982), esse dimensionamento envolve as seguintes etapas:

- I. Avaliação da viabilidade da ancoragem;
- II. Avaliação do risco e das consequências de uma ruptura;
- III. Seleção do tipo de ancoragem;
- IV. Estimativa da resistência da ancoragem;
- V. Determinação do comprimento livre e do comprimento ancorado;
- VI. Seleção de um sistema de proteção contra corrosão;
- VII. Seleção de procedimentos de ensaios;
- VIII. Estabelecimento de requisitos de monitoramento.

Considerando-se que as características da ancoragem foram determinadas

(posicionamento, inclinação e cargas) e que as avaliações de viabilidade e de risco foram realizadas, inicia-se para a etapa de definição da resistência da ancoragem e o comprimento ancorado necessário para alcançá-la.

O bulbo atinge sua capacidade de carga quando a tensão tangencial chega a um valor limite. Essa tensão tangencial não é uniforme ao longo do bulbo, variando com seu comprimento, caracterizando um comportamento elastoplástico de transferência de carga. Entretanto, normalmente nos projetos, a resistência axial do bulbo é considerada uniforme ao longo do comprimento ancorado, no qual apenas a resistência lateral é considerada e a resistência frontal do bulbo é desprezada. Essa resistência pode ser avaliada por meio do comportamento Carga x Deslocamento da ancoragem no momento do ensaio de recebimento.

A magnitude da carga de ancoragem é determinada pela comparação do menor valor entre: (1) a resistência à tração do aço ou (2) a resistência ao arrancamento da ligação entre a argamassa do bulbo e o solo circundante.

A resistência à tração do aço é diretamente obtida por suas propriedades elásticas e geométricas. De acordo com a NBR 5629 (2018) as cargas máximas de ensaio ( $T_{ens}$ ) e de trabalho ( $T_{trab}$ ), considerando a sua ruptura, são calculadas utilizando as Equações 2.17 e 2.18, respectivamente.

$$T_{ens} = 0,9f_y A_s \quad (2.17)$$

$$T_{trab} = \frac{T_{ens}}{FS} \quad (2.18)$$

Onde:

$f_y$  = resistência característica à tração do aço;

$A_s$  = área da seção transversal;

$FS$  = 1,5 para tirantes provisórios e 1,75 para tirantes permanentes.

A definição da resistência ao arrancamento, por sua vez, é mais complexa e envolve diversos fatores, como o tipo de solo, o método de perfuração, o diâmetro do furo, a qualidade da mão de obra, o material injetado, o volume injetado, a pressão de injeção e o número de injeções. Há também fatores relacionados ao processo de escavação que, devido às deformações, ocasionam a mobilização de cargas adicionais.

Segundo Littlejohn (1980), a técnica e a qualidade da execução influenciam consideravelmente na capacidade de arrancamento das ancoragens. Em particular, a qualidade da execução limita a precisão das previsões baseadas apenas em métodos empíricos. Portanto, os valores calculados por esses métodos não devem ser tomados como exatos, pois fornecem apenas uma indicação preliminar.

Nesse sentido, é fundamental a execução de ensaios regulares de arrancamento dos tirantes, uma vez que estes testes permitem otimizar o projeto e a construção das ancoragens em um local específico, além de determinar os fatores de segurança reais. A partir das curvas Carga x Deslocamento obtidas nestes ensaios, pode-se realizar extrapolações matemáticas para obter valores mais próximos da capacidade de carga dos tirantes (Cintra *et al.*, 2013).

Um dos métodos de extrapolação mais comumente utilizado atualmente foi apresentado por Van der Veen (1953), que associa a curva Carga x Deslocamento pela relação:

$$P = R_u(1 - e^{-ad}) \quad (2.19)$$

Onde:

$P$  = carga aplicada na ancoragem (kN);

$R_u$  = carga última correspondente à assíntota vertical da curva (kN);

$a$  = coeficiente que define a forma da curva ( $\text{mm}^{-1}$ );

$d$  = deslocamento correspondente à carga  $P$  (mm).

Reescrevendo-se essa expressão, obtemos a equação de uma reta (Equação 2.20), em que  $a$  e  $R_u$  são duas constantes determinadas em um processo iterativo, adotando-se valores para  $R_u$  e obtendo-se os respectivos gráficos de  $-\ln(1 - P/R_u)$  x  $d$ . O gráfico que mais se aproximar de uma reta indicará o valor procurado de  $R_u$ .

$$ad + \ln\left(1 - \frac{P}{R_u}\right) = 0 \quad (2.20)$$

Segundo Cintra *et al.* (2013), é necessário avaliar o coeficiente de determinação  $r^2$  da reta. Quando  $r^2$  é muito próximo de 1, temos a certeza de um bom ajuste desse modelo. Entretanto, recomenda-se cautela com extrapolações exageradas, ao comparar o valor de  $R_u$  de Van der Veen com a carga máxima de ensaio da ancoragem ( $T_{ens}$ ), conforme a Tabela 2.15.

Tabela 2.15. Verificação da extrapolação por Van der Veen (Cintra *et al.*; 2013).

$[(R_u/T_{ens}) - 1] * 100$	Extrapolação
$\leq 25\%$	Confiável
25%-50%	Aceitável
50%-75%	Tolerável
$\geq 75\%$	Inaceitável

Cintra *et al.* (2013) alertam ainda que a extrapolação é problemática sempre que a curva Carga x Deslocamento permanece praticamente linear até a carga máxima aplicada, com baixos níveis de deslocamento. Caso houvesse uma sequência no carregamento, poderia ocorrer uma ruptura nítida ou ainda gerar uma curvatura aberta e indefinida. Nesse caso, a modelagem numérica do sistema pode ser útil na elucidação do provável modo de falha e do valor da carga de ruptura.

### 2.6.1. Método de Bustamante & Doix (1985)

Com base em observações de ensaios de cargas em ancoragens, Bustamante & Doix (1985), chegaram a uma formulação para a capacidade de carga do trecho ancorado (Equação 2.21), considerando as dimensões do bulbo, o volume injetado e a pressão de injeção ( $P_i$ ) aplicada.

$$T_L = \pi D_s L_b q_s \quad (2.21)$$

$$D_s = \alpha_b D_p \quad (2.22)$$

Onde:

$T_L$  = Carga de ruptura (kN);

$D_s$  = diâmetro médio do bulbo (m);

$L_b$  = comprimento do bulbo (m);

$q_s$  = resistência ao cisalhamento por atrito lateral na interface solo-bulbo (kPa) (Figura 2.31 e Figura 2.32);

$D_p$  = diâmetro do furo (m);

$\alpha_b$  = coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção.

Os valores do coeficiente  $\alpha_b$  para diferentes tipos de solo são representados na Tabela 2.16, considerando a diferença existente entre a técnica de injeção em estágio único (IEU) e a injeção em estágios múltiplos (IEM). Bustamante & Doix (1985) destacaram que o volume de calda de cimento injetada deve ser, no mínimo, 1,5 vezes o volume perfurado para que o valor de  $\alpha_b$  alcancem os valores representados.

Tabela 2.16. Coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção (Bustamante & Doix, 1985).

Tipo de Solo	Coeficiente $\alpha_b$		Quantidade mínima recomendada para injeção
	Injeções múltiplas (IEM)	Injeção Única (IEU)	
Cascalho	1,8	1,3 – 1,4	1,5 $V_s$
Cascalho arenoso	1,6 – 1,8	1,2 – 1,4	1,5 $V_s$
Areia com cascalho	1,5 – 1,6	1,2 – 1,3	1,5 $V_s$
Areia grossa	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2	1,5 $V_s$
Areia média	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2	1,5 $V_s$
Areia fina	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2	1,5 $V_s$
Areia siltosa	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2	1,5 $V_s$ - 2,0 $V_s$ (IEM) 1,5 $V_s$ (IEU)
Silte	1,4 – 1,6	1,1 – 1,2	2,0 $V_s$ (IEM) 1,5 $V_s$ (IEU)
Argila	1,8 – 2,0	1,2	2,5 $V_s$ – 3,0 $V_s$ (IEM) 1,5 $V_s$ – 2,0 $V_s$ (IEU)

$V_s$  = Volume teórico do bulbo

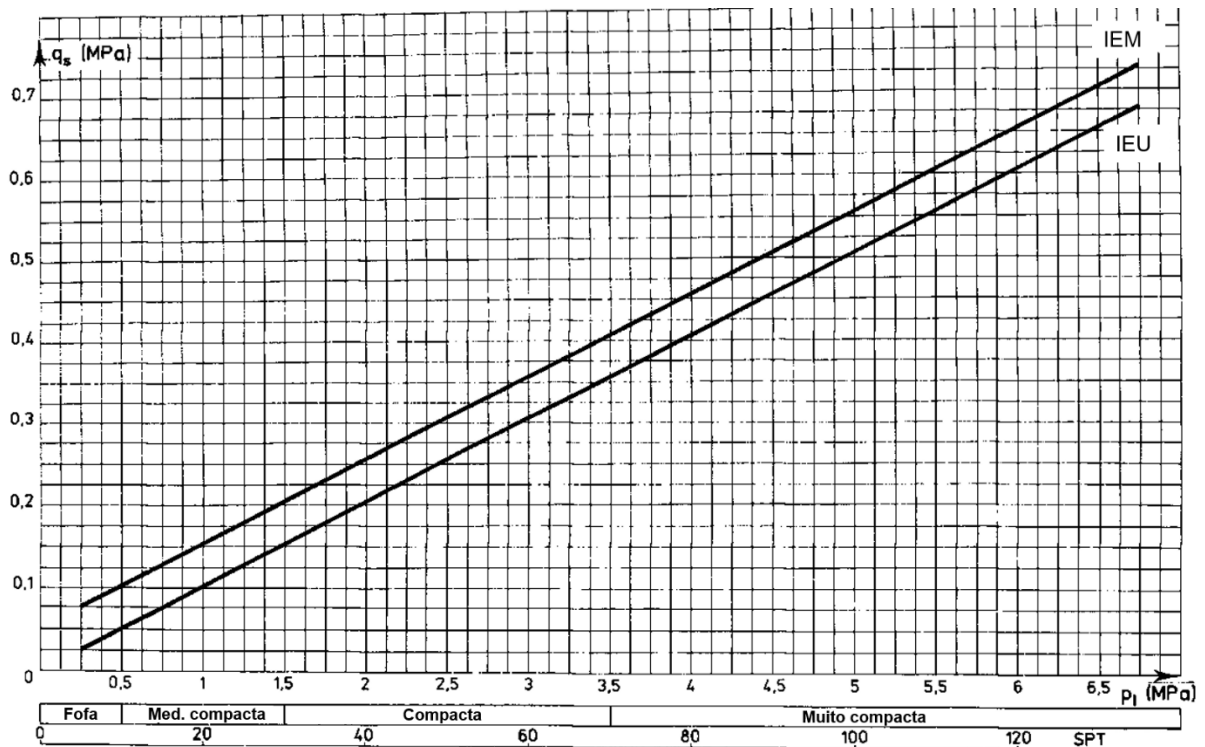


Figura 2.31. Ábaco para o cálculo de  $q_s$  para areias e cascalhos (Bustamante & Doix, 1985).

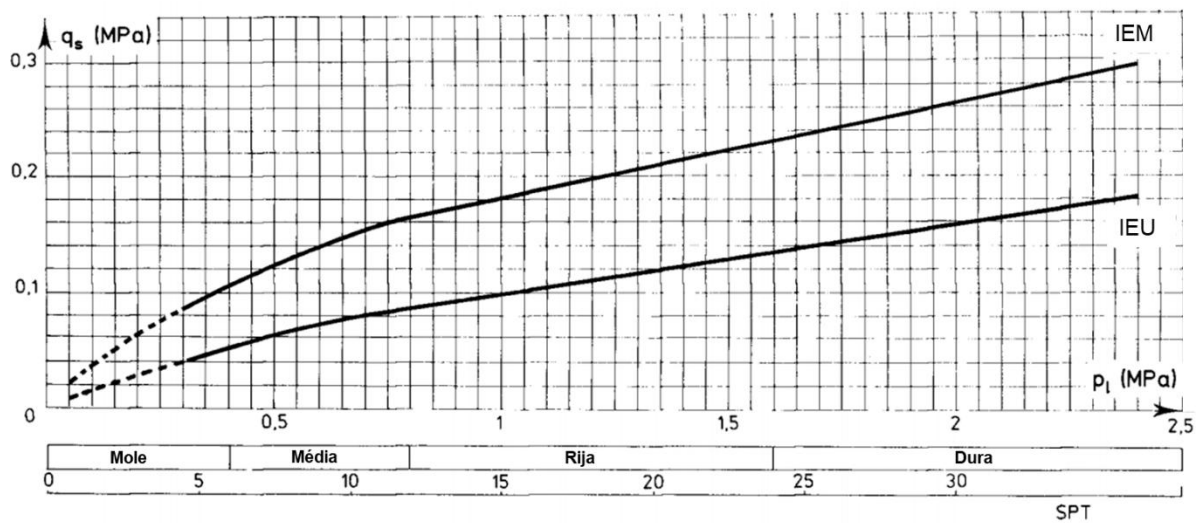


Figura 2.32. Ábaco para o cálculo de  $q_s$  para argilas e siltes (Bustamante & Doix, 1985).

### 2.6.2. Método de Costa Nunes (1987)

Costa Nunes (1987) leva em consideração mais fatores de influência, utilizando a superfície de ruptura de Mohr-Coulomb para definir a resistência ao cisalhamento ( $q_s$ ) na interface solo-bulbo de acordo com as equações:

$$T_L = \pi D_p n_d L_b n_l q_s \quad (2.23)$$

$$q_s = c + (\gamma h_b n_h + \sigma'_r) \tan \phi \quad (2.24)$$

Onde:

$T_L$ : Carga de ruptura (kN);  
 $D_p$ : diâmetro perfurado (m);  
 $n_d$ : fator de aumento do diâmetro pela pressão de injeção;  
 $L_b$ : comprimento do bulbo (m);  
 $n_l$ : fator de redução do comprimento do bulbo devido à pressão não uniforme (para comprimentos até 8 m,  $n_l=1$ );  
 $q_s$ : resistência ao cisalhamento por atrito lateral na interface solo-bulbo (kPa);  
 $c$ : aderência entre a calda e o solo (pode ser igual à coesão real do solo);  
 $\gamma$ : peso específico do solo;  
 $h_b$ : profundidade do centro do bulbo (m);  
 $n_h$ : fator de redução da profundidade (para valores maiores que 9 m,  $n_h = 1$ );  
 $\phi$ : ângulo de atrito do solo;  
 $\sigma'_r$ : pressão residual efetiva de injeção no ponto médio do bulbo (estimada como 50% da pressão de injeção aplicada).

Segundo Hachich *et al.* (1996), na maioria dos casos práticos é possível adotar a simplificação  $n_d = n_l = n_h = 1$ .

# CAPÍTULO 3

## MATERIAIS E MÉTODOS

---

A metodologia adotada na presente pesquisa combina procedimentos tanto em campo quanto em laboratório, visando a investigação detalhada do comportamento de uma obra de escavação em Brasília.

Inicialmente, faz-se a descrição da área em estudo, fornecendo informações sobre sua localização, particularidades construtivas e características geológico-geotécnica. Detalha-se também a técnica de contenção utilizada e o processo executivo da escavação. Em seguida, define-se o processo de monitoramento, que compreendeu o uso de inclinômetros, piezômetros e medidores de nível d'água.

Além disso, foram incorporados ensaios laboratoriais para obtenção de parâmetros geotécnicos relevantes, a partir da retirada de amostras indeformadas antes do início das obras. Esses ensaios incluíram a caracterização física do solo, como teor de umidade, densidade, granulometria e limites de consistência, além da definição dos parâmetros de resistência por meio de cisalhamento direto.

Os dados obtidos dos ensaios e do monitoramento proporcionaram a base para a realização das análises, visando a verificação da estabilidade e deslocamentos da contenção. A Figura 3.1 ilustra o fluxograma da metodologia apresentada.

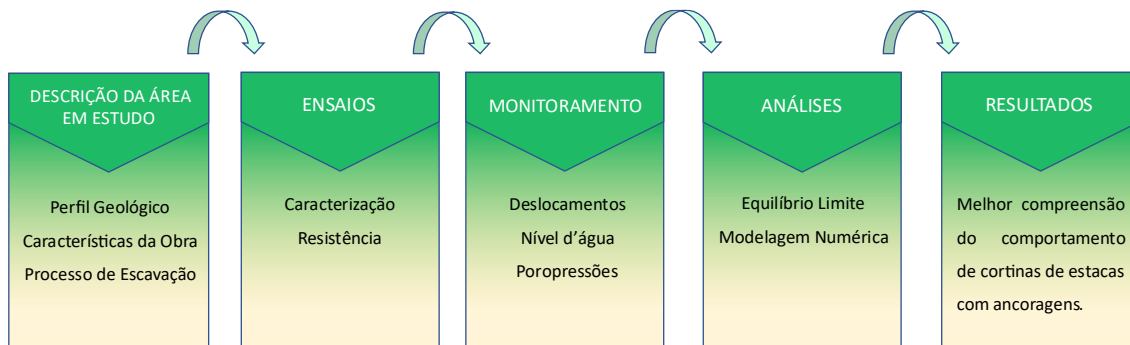


Figura 3.1. Fluxograma da metodologia de pesquisa.

### 3.1. Descrição da Obra

A obra em estudo consiste em um edifício comercial com dois níveis de subsolo, localizado na região SGAS 613, em Brasília-DF (Figura 3.2). Sob o aspecto geológico, essa região está situada dentro de uma unidade litológica de ardósia, conforme o mapa geológico do Distrito Federal (Freitas-Silva & Campos, 1998). Devido à sua baixa resistência aos processos de intemperismo, as rochas que compõem essa unidade são capeadas por um latossolo vermelho de matriz argilosa.



Figura 3.2. Planta de situação da obra analisada.

A solução adotada para a escavação foi uma combinação de taludes com contenção em estacas ancoradas (Figura 3.3). Esse sistema foi escolhido para otimizar o espaço disponível, uma vez que o taludamento completo até o nível do segundo subsolo seria inviável devido à proximidade de edifícios vizinhos, enquanto a instalação de uma contenção total desde o nível inicial do terreno seria antieconômica. Assim, a combinação de ambas as soluções otimiza os custos da obra.

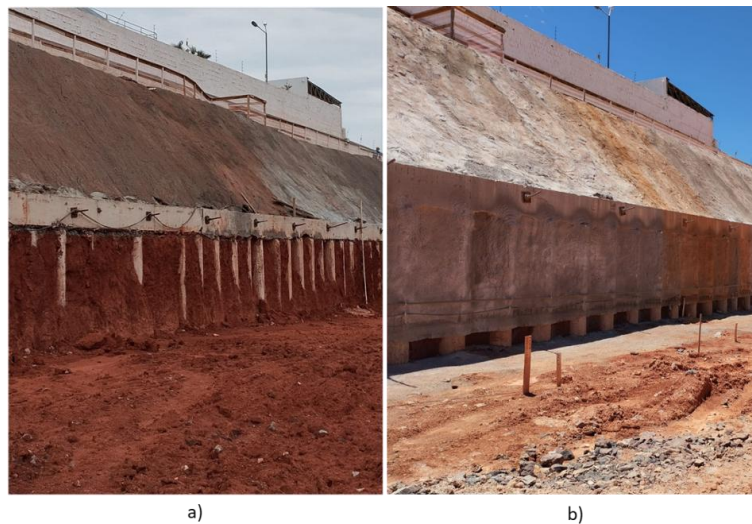


Figura 3.3. Imagens em perfil do sistema de escavação: a) recém escavada; b) com proteção da cortina.

A planta da obra com a locação das seções instrumentadas, bem como a disposição dos equipamentos de monitoramento utilizados, está apresentada na Figura 3.4. Estão representados os furos de sondagem (SPT), os tubos de inclinômetros (IN), os medidores de nível d'água (MNA) e os piezômetros de Casagrande (PZ), distribuídos em três ilhas de monitoramento ao longo da área escavada. Indica-se também as curvas de nível do terreno natural e a projeção da escavação, permitindo a visualização da variação altimétrica do terreno.

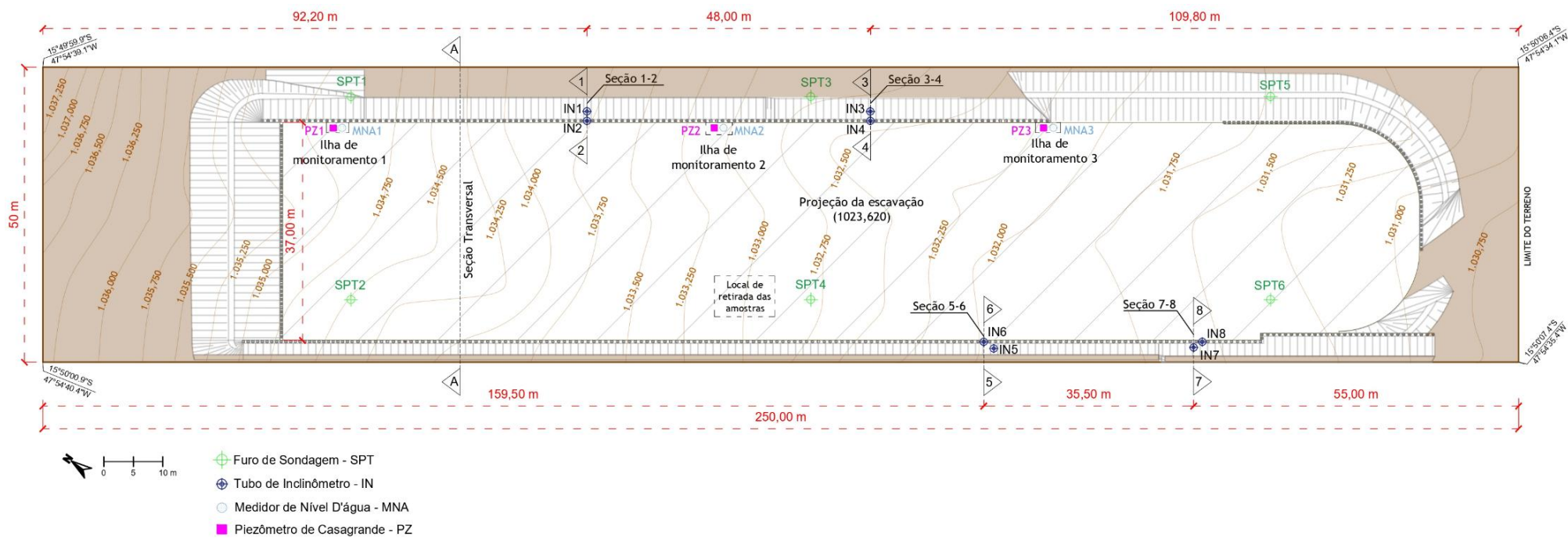


Figura 3.4. Planta de localização dos instrumentos de monitoramento

Os resultados das sondagens estão indicados na Tabela 3.1, acompanhados de suas respectivas médias e coeficientes de variação (CV), que representa a razão entre o desvio padrão e a média. Esse índice é importante na avaliação da dispersão entre os resultados de diferentes furos, indicando possíveis zonas de heterogeneidade. Os níveis d'água registrados estão destacados em azul na mesma tabela. A partir destes resultados, foi possível definir o perfil geológico do solo, representado na Figura 3.5.

Tabela 3.1. Resultados de  $N_{SPT}$  obtidos pelas sondagens.

Prof. (m)	Cotas	SPT-1	SPT-2	SPT-3	SPT-4	SPT-5	SPT-6	MÉDIA	CV
		1034,91	1034,50	1032,79	1032,80	1031,74	1031,34		
0,45	1035-1034	-	-	-	-	-	-	-	-
1,45	1034-1033	15	9	-	-	-	-	12,0	0,3
2,45	1033-1032	7	11	-	-	-	-	9,0	0,2
3,45	1032-1031	6	4	5	3	-	-	4,5	0,2
4,45	1031-1030	11	5	5	3	12	5	6,8	0,5
5,45	1030-1029	7	6	4	5	8	7	6,2	0,2
6,45	1029-1028	6	5	5	3	3	3	4,2	0,3
7,45	1028-1027	8	5	7	5	5	5	5,8	0,2
8,45	1027-1026	11	7	7	3	6	3	6,2	0,4
9,45	1026-1025	11	9	10	3	7	3	7,2	0,4
10,45	1025-1024	9	7	5	5	10	5	6,8	0,3
11,45	1024-1023	11	15	6	7	5	5	8,2	0,4
12,45	1023-1022	13	11	7	5	10	5	8,5	0,4
13,45	1022-1021	18	11	6	7	10	5	9,5	0,5
14,45	1021-1020	29	18	6	9	11	5	13,0	0,6
15,45	1020-1019	33	25	7	8	13	11	16,2	0,6
16,45	1019-1018	38	41	11	17	22	11	23,3	0,5
17,45	1018-1017	45	51	10	30	32	22	31,7	0,4
18,45	1017-1016	54	55	14	36	35	19	35,5	0,4
19,45	1016-1015	50	63	13	42	34	31	38,8	0,4
20,45	1015-1014	52	70	21	50	39	36	44,7	0,3
21,45	1014-1013	64	84	26	53	43	38	51,3	0,4
22,45	1013-1012	69	93	39	63	41	44	58,2	0,3

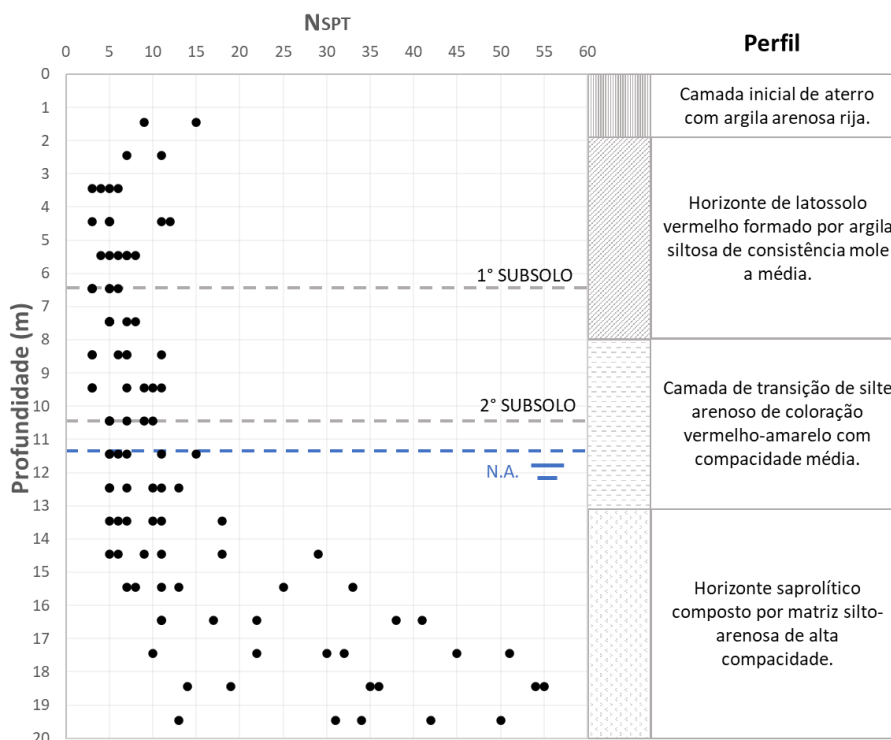


Figura 3.5. Perfil geológico.

O perfil indica inicialmente uma camada de argila arenosa rija, correspondente a um aterro e não ao solo natural da região. Sob essa camada há a presença de um solo poroso de argila siltosa com coloração vermelha de consistência mole a média, estendendo-se até uma profundidade média de 8 m. Segue-se com uma camada de transição de silte arenoso medianamente compacto, de coloração vermelho-amarelo até uma profundidade média de 13 m, onde há um aumento claro da média do  $N_{SPT}$ , estabelecendo o início de uma zona saprolítica composta por um silte arenoso compacto a muito compacto.

A caracterização adequada desse perfil é fundamental não apenas para as análises de estabilidade da escavação e do sistema de contenção, mas também para o desempenho do sistema de ancoragem. Considerando as características do solo colapsível presente nas profundidades superiores, é importante que o bulbo ancorado seja posicionado fora dessa região. No caso estudado, o trecho ancorado está localizado na zona de transição para o material saprolítico, o que confere uma melhor capacidade de carga e favorece a estabilidade do sistema.

Outro fator a ser destacado a partir da observação do perfil é a presença do lençol freático próximo à cota de piso do 2º subsolo, justificando a implantação de um sistema de drenagem para evitar situações de subpressão na laje da estrutura.

Os níveis d'água variam entre 11 m e 13 m de profundidade, sugerindo a existência de um fluxo subterrâneo com sentido do lado esquerdo para o lado direito do lote. Isso pode ser observado por um nível mais alto no SPT1 e SPT2 que diminui ao chegar no SPT5 e SPT6. Na

Figura 3.5 foi representado um nível médio do lençol.

O procedimento executivo da escavação está ilustrado na Figura 3.6, que representa o corte transversal AA da Figura 3.4) ao longo das diferentes etapas da obra. A etapa inicial consistiu na escavação em talude até o nível do 1º subsolo, com alturas variando entre 2,30 m e 6,78 m e inclinações entre 45° e 50°, em função das diferenças de cotas do terreno natural. Concluída essa fase, foi executado o sistema de contenção, permitindo continuidade da escavação até o 2º subsolo, com acréscimo de 4,08 m de profundidade.

O sistema de contenção adotado consistiu em estacas tipo hélice contínua, com 50 cm de diâmetro, espaçadas a cada 1,0 m entre eixos e com comprimentos variando entre 8,0 m e 14,0 m. Após a instalação das estacas, procedeu-se à escavação da porção central do terreno, mantendo-se bermas laterais de equilíbrio. Nessa fase também se iniciou o monitoramento da obra, correspondente à etapa D na Figura 3.6.

Na sequência, foram instaladas as ancoragens no topo das estacas, permitindo a continuidade da escavação até o nível do 2º subsolo. Posteriormente, executou-se um sistema de drenagem composto por trincheiras drenantes e um colchão drenante em toda a área do terreno. Para sua implantação, foi necessária uma escavação adicional de aproximadamente 0,8 m, não prevista no planejamento inicial da obra.

Essa escavação extra poderia representar uma condição potencialmente crítica para a estabilidade da contenção, uma vez que implicou a redução temporária do confinamento do solo à frente das estacas. Nesse contexto, a instrumentação instalada teve papel essencial na avaliação dos efeitos dessa etapa, permitindo verificar se houve alteração significativa no padrão de deslocamentos e garantindo a segurança na continuidade das atividades.

Ao considerar todas as etapas descritas, a altura total escavada variou entre 6,50 m e 11,00 m, a depender da seção analisada.

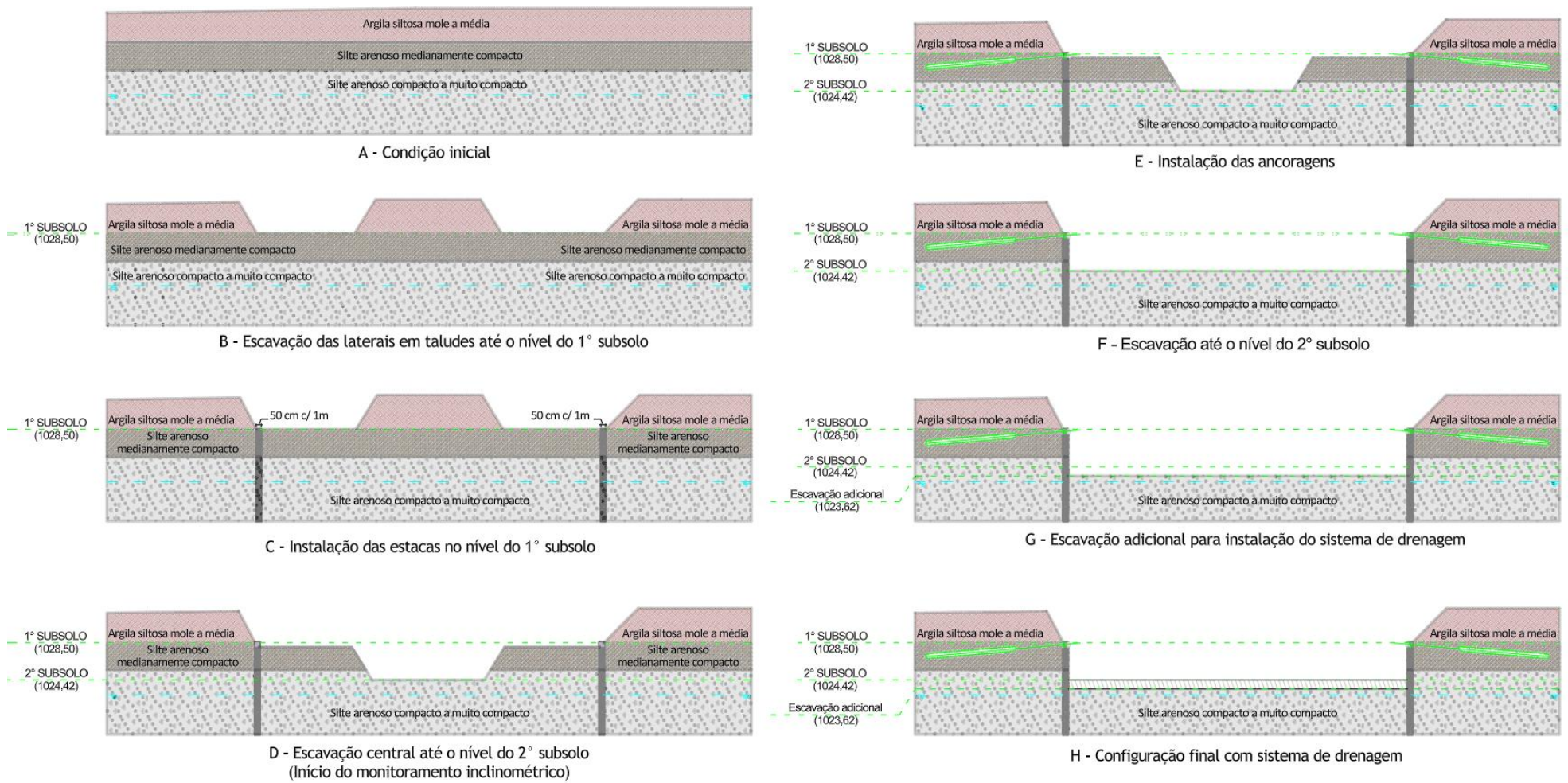


Figura 3.6. Esquema do processo executivo da escavação.

### 3.2. Ensaio Laboratoriais

Conhecida as características geológicas da área em estudo, há a necessidade da obtenção de parâmetros geotécnicos por meio de ensaios laboratoriais. Portanto, foram retiradas amostras indeformadas no local antes do início das obras. As amostras foram coletadas próximo ao furo SPT2 nas profundidades de 3 m (cota 1030,00), 6m (cota 1027,00) e 9 m (cota 1024,00), com o objetivo de caracterizar o solo e observar a variabilidade dos parâmetros, servindo como referência para as análises.

#### 3.2.1. Índices Físicos

Inicialmente foram realizados ensaios para a caracterização física do solo, obtendo-se: o teor de umidade natural ( $w$ ), o índice de vazios ( $e$ ), a densidade relativa dos sólidos ( $G_s$ ), o peso específico seco ( $\gamma_d$ ), o peso específico natural ( $\gamma_n$ ), o peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ), o grau de saturação ( $S$ ), os limites de liquidez ( $w_L$ ) e de plasticidade ( $w_P$ ), assim como o índice de plasticidade ( $IP$ ). Os resultados obtidos são indicados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2. Índices físicos do solo.

Índice	Profundidade da amostra		
	3 m	6 m	9 m
$w$ (%)	18,20	26,64	32,70
$e$	2,05	1,84	1,69
$G_s$	2,82	2,75	2,80
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	9,25	9,68	10,41
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	10,93	12,26	13,82
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,97	16,16	16,70
$S$ (%)	25,04	39,82	54,20
$w_L$ (%)	43	44	55
$w_P$ (%)	31	37	33
$IP$ (%)	12	7	22

O limite de liquidez foi determinado conforme a NBR 6459 (ABNT, 2016). O procedimento teve início com a separação e preparação das amostras, que foram colocadas em cápsulas de porcelana. Em seguida, adicionou-se gradualmente água destilada às amostras, que foram homogeneizadas com uma espátula. O aparelho de Casagrande foi utilizado para aplicar os golpes nas amostras, sendo realizadas cinco tentativas com diferentes teores de umidade até que a ranhura no solo se fechasse. Os valores de umidade foram então registrados para cada tentativa e foi traçado um gráfico de número de golpes x teor de umidade, onde o valor correspondente a 25 golpes foi interpolado, definindo o limite de liquidez do solo.

Já o limite de plasticidade foi determinado conforme a NBR 7180 (ABNT, 2016b). Após a secagem prévia das amostras, elas foram colocadas em cápsulas de porcelana e receberam

incrementos pequenos de água, sendo homogeneizadas até atingirem uma consistência adequada para o ensaio. Em seguida, porções de aproximadamente 10 g de solo foram roladas em uma placa de vidro para formar cilindros de 3 mm de diâmetro, medindo-se, então, o valor de umidade. O limite de plasticidade foi considerado a partir da média da umidade de três resultados.

Para obtenção da densidade relativa dos grãos, utilizou-se um picnômetro de gás hélio, cujo funcionamento se baseia na aplicação da lei dos gases ideais, aproveitando-se da característica inerte do hélio e de sua baixa densidade, que consegue ocupar os vazios da amostra de solo. Dessa forma, o equipamento realiza as medições do volume da amostra, permitindo o cálculo da densidade relativa.

Em posse dos valores de densidade relativa, dos teores de umidade e dos índices de vazios, medidos ao realizar os ensaios de cisalhamento direto, todos os outros índices físicos podem ser calculados por meio de correlações.

### **3.2.2. Parâmetros de resistência**

Os parâmetros de resistência do solo foram obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto, executados conforme a norma internacional D3080/D3080M (ASTM, 2011). Os ensaios foram realizados em condições naturais com pressões normais de 10 kPa, 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, estimadas de acordo com a tensão confinante *in situ* nas profundidades trabalhadas.

A fim de evitar a geração de excessos de poropressão e, dessa forma, obter propriedades drenadas do material, os ensaios foram executados com uma velocidade lenta de cisalhamento, de  $3,0 \times 10^{-2}$  mm/min, estimada em função da permeabilidade do solo e do tempo necessário para ocorrer o adensamento primário, obtido da curva de adensamento que antecede a fase de cisalhamento.

Para a obtenção da tensão de cisalhamento, adotou-se que a ruptura ocorre no instante em que a curva de Tensão x Deformação atinge uma deformação de 10%, conforme recomendado pela D3080/D3080M (ASTM, 2011) para amostras que não apresentam condição de pico. Com as tensões de ruptura, traçou-se a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb (Figura 3.7), a partir das quais foram extraídas o intercepto coesivo ( $c$ ) e o ângulo de atrito ( $\phi$ ), indicados na Tabela 3.3.

Percebe-se uma maior contribuição da resistência friccional nos primeiros 3 metros do perfil, característica associada à presença de agregados que conferem ao solo um comportamento similar ao de solos arenosos, como observado em campo. À medida que a profundidade aumenta, chegando a 6 metros, há acréscimo na parcela coesiva. Isso pode ser

atribuído ao aumento do conteúdo de finos no solo, representando uma maior força de ligação entre os grãos.

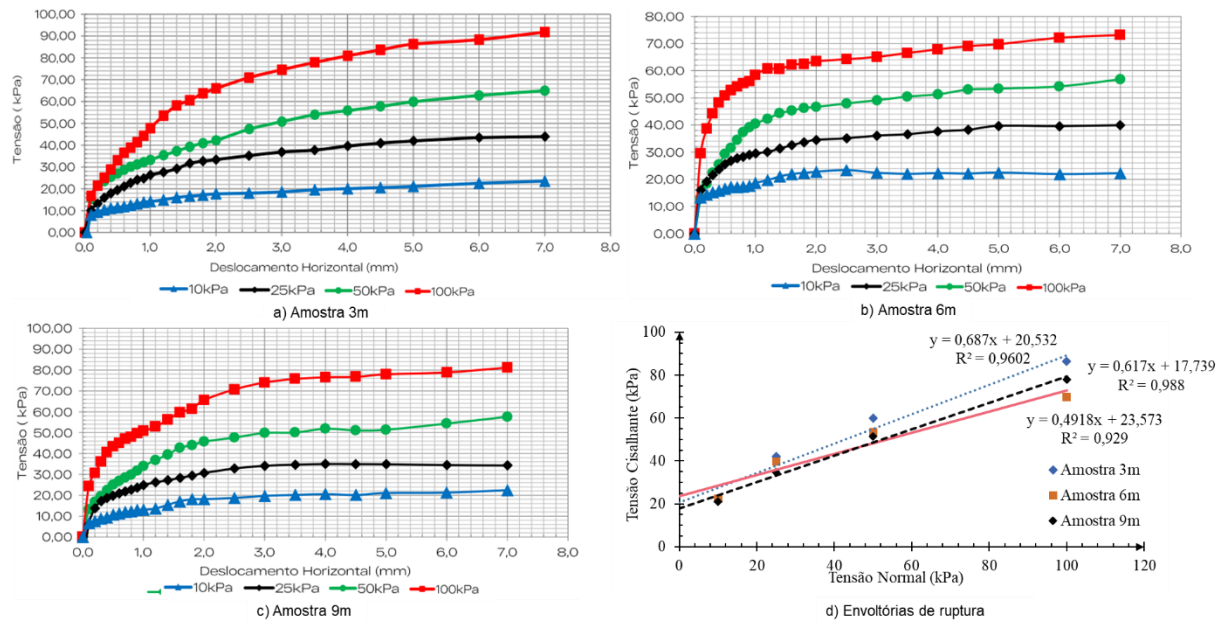


Figura 3.7. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

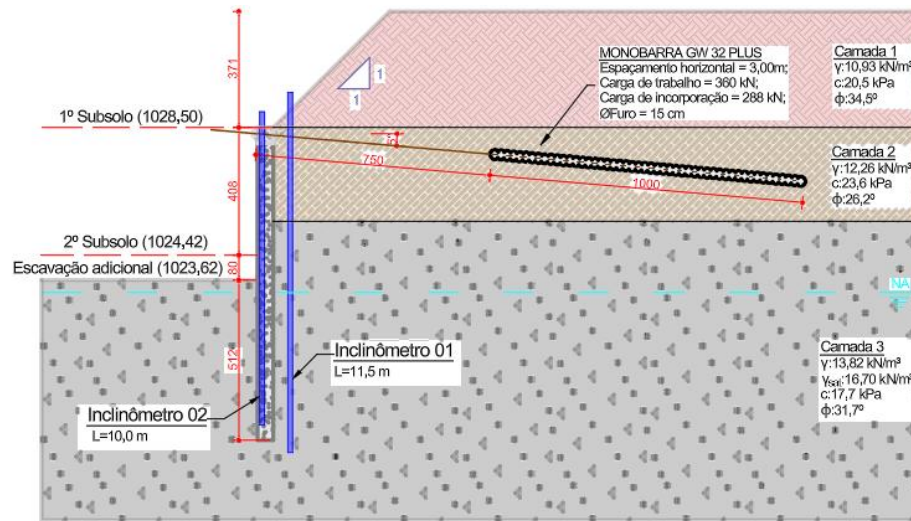
Tabela 3.3. Parâmetros de resistência.

Amostra	c (kPa)	$\phi$ (°)
3 m	20,5	34,5
6 m	23,6	26,2
9 m	17,7	31,7

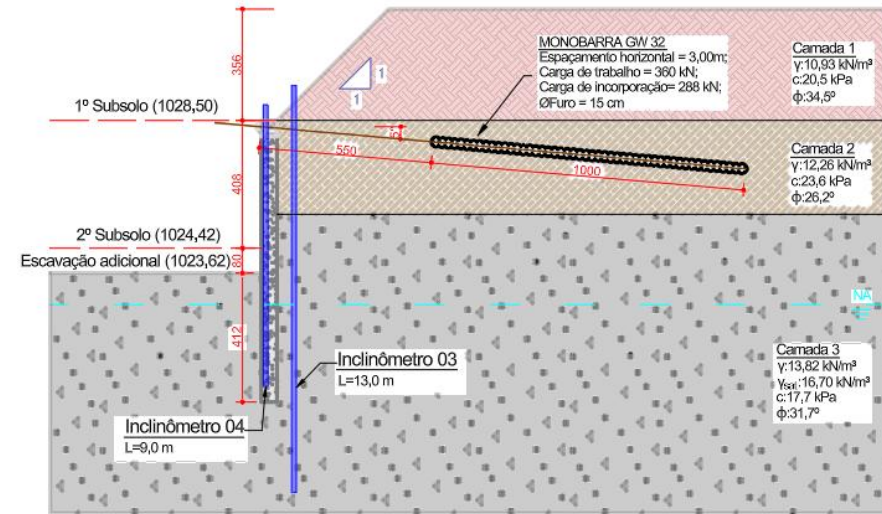
### 3.3. Monitoramento de Campo

A instrumentação da obra foi composta por inclinômetros (IN), medidores de nível d'água (MNA) e piezômetros de Casagrande (PZ), conforme apresentado na Figura 3.4.

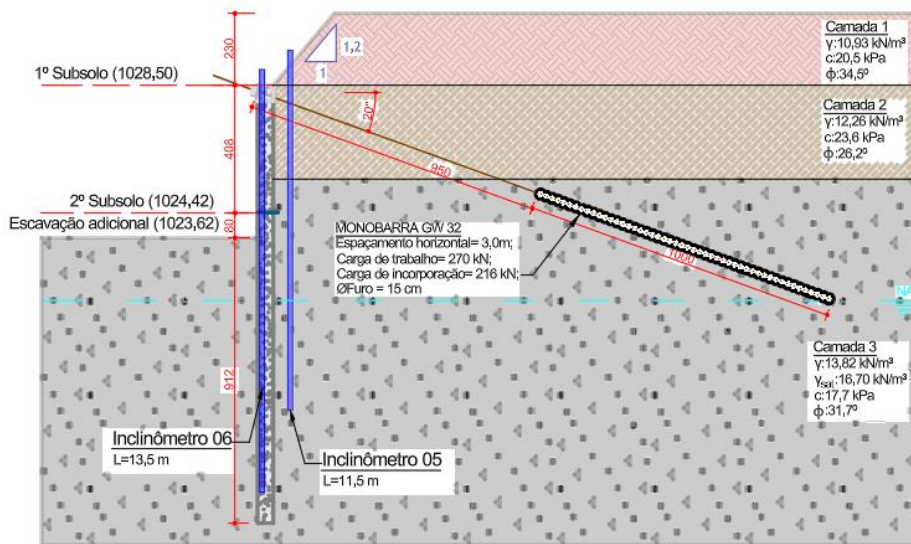
Ao todo, foram instalados oito inclinômetros na obra (quatro em solo e quatro dentro de estacas), permitindo o monitoramento de quatro seções distintas (Figura 3.8). A estratégia de combinar inclinômetros instalados em solo e em estacas teve como finalidade possibilitar a identificação de eventuais movimentos de translação da estrutura. Para isso, os tubos em solo foram projetados com comprimentos maiores. No entanto, devido a dificuldades durante a execução, ocorreram quebras de tubos, o que comprometeu parte das leituras. Apenas na seção 3-4 foi possível obter, de forma satisfatória, um tubo instalado no solo com comprimento superior ao do tubo correspondente na estaca.



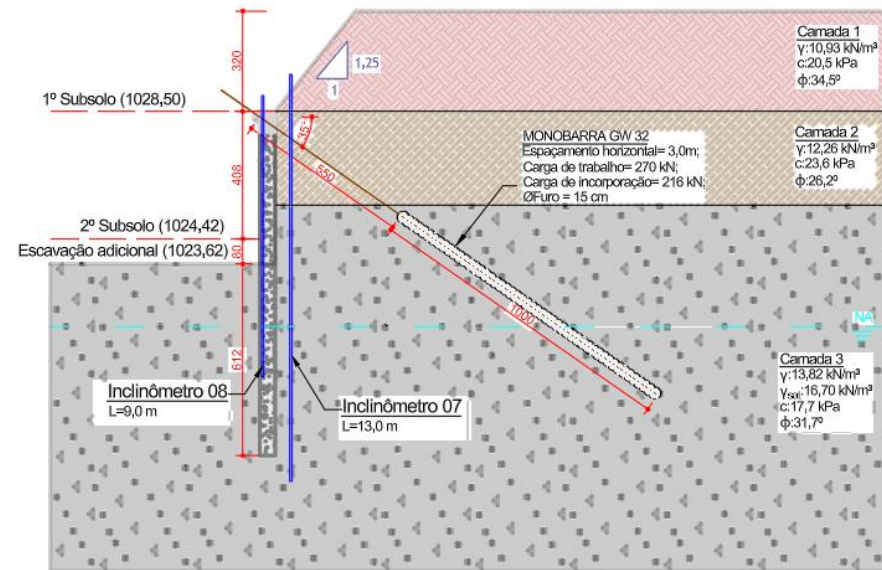
a) Seção 1-2



b) Seção 3-4



c) Seção 5-6



d) Seção 7-8

Figura 3.8. Seções instrumentadas.

Destaca-se que a seção 5-6 corresponde a uma região destinada à implantação de um poço de elevador, onde está prevista a execução de outras linhas de ancoragem e uma escavação adicional de 2,0 m, o que justifica sua ficha maior que as outras seções. No entanto, até o término do período de análise deste trabalho, a configuração ilustrada na Figura 3.8 foi a última registrada em campo, sendo, portanto, a condição considerada para as avaliações realizadas.

O objetivo principal da inclinometria foi avaliar a estabilidade da cortina, monitorar as deflexões ao longo da escavação, analisar o desempenho das ancoragens e verificar a consistência das hipóteses de projeto adotadas. Para isso, foram programadas leituras iniciais de referência (zero) após a instalação de cada tubo-guia, leituras após a instalação dos tirantes e após o avanço de cada etapa de escavação.

Outro fator diretamente influenciado pela execução em campo refere-se à orientação dos tubos inclinômetros. Idealmente, esses devem ser instalados com o eixo AA perpendicular à direção da escavação. Na prática, entretanto, esse alinhamento raramente é garantido. Por essa razão, é fundamental a medição do ângulo de rotação de cada tubo, de modo que, no processamento dos dados, os deslocamentos possam ser corrigidos para refletirem os valores reais na direção escavada. A Tabela 3.4 resume as características dos tubos-guia instalados.

Tabela 3.4. Quadro resumo dos tubos-guia para medição inclinométrica.

Referência	Seção	Posição	Comprimento (m)	Rotação do eixo AA*
IN 1	1-2	Norte - Solo	11,5	34°
IN 2	1-2	Norte - Estaca	10,0	14°
IN 3	3-4	Norte - Solo	13,0	32°
IN 4	3-4	Norte - Estaca	9,0	23°
IN 5	5-6	Sul - Solo	11,5	-13°
IN 6	5-6	Sul - Estaca	13,0	-5°
IN 7	7-8	Sul - Solo	13,0	37°
IN 8	7-8	Sul - Estaca	9,0	-1°

\*(+) Antihorário; (-) Horário

Para viabilizar a instalação dos tubos no interior das estacas, estes foram previamente fixados à armadura, permitindo que a concretagem fosse realizada conforme o procedimento usual da estaca tipo hélice contínua. A Figura 3.9 ilustra o processo executivo da instalação dos tubos-guia.

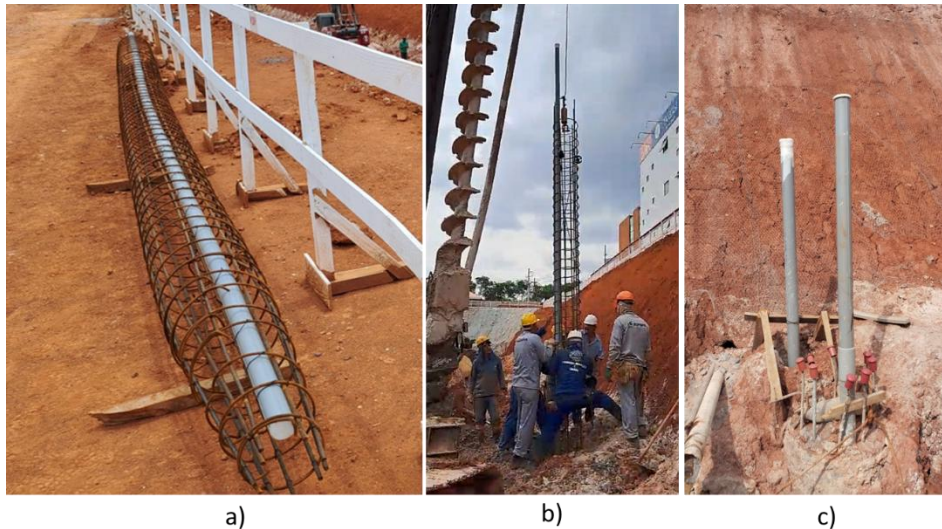


Figura 3.9. Processo de execução dos tubos-guia: a) tubo junto à armação; b) instalação; c) tubos instalados.

As medições dos deslocamentos foram realizadas com o uso do torpedo *Digitilt Slope Indicator* em conjunto com a unidade de leitura *Digitilt Datamate II* (Figura 3.10). Esse sistema permite leituras a cada 0,50 m, com precisão de  $\pm 0,25$  mm por leitura.



Figura 3.10. Equipamento de leitura: a) unidade de leitura; b) sistema em aplicação.

A instrumentação com medidores de nível d'água (MNA) e piezômetros de Casagrande (PZ) teve como finalidade avaliar as variações da linha freática, identificar o fluxo subterrâneo e detectar eventuais subpressões, especialmente devido à proximidade do lençol freático com a laje do 2º subsolo da edificação. Para isso, foram implantadas três ilhas de monitoramento, cada uma composta por um MNA e um PZ, instalados a um metro de distância entre si (Figura 3.11).



Figura 3.11. Ilha de monitoramento do lençol freático, composta por MNA e PZ.

Com relação ao monitoramento inclinométrico, é importante apontar que, no momento de execução das estacas e instalação dos tubos, a escavação em talude até o nível do 1º subsolo já havia sido concluída. Consequentemente, os deslocamentos gerados durante essa etapa inicial não foram registrados. Assim, o monitoramento mediu diretamente os deslocamentos a partir da etapa D (conforme indicado na Figura 3.6), que correspondem à instalação das ancoragens e à escavação final até o 2º subsolo, respectivamente.

Apesar da ausência de dados nas etapas iniciais, com a validação da modelagem numérica com base nas leituras obtidas, é possível realizar uma retroanálise para estimar os deslocamentos ocorridos nas fases anteriores ao início do monitoramento, permitindo uma avaliação de todo o processo executivo.

### 3.3.1. Monitoramento Inclinométrico

- **1ª medição – 13/11/2023:**

Nessa primeira fase (Figura 3.12), o terreno já se encontrava com os taludes laterais escavados, alcançando a cota do 1º subsolo. As estacas da contenção estavam começando a ser executadas no lado norte do terreno, enquanto a escavação do 2º subsolo avançava pela região central. Nesse momento, apenas o inclinômetro IN2 havia sido instalado, sendo realizada sua leitura inicial (Figura 3.13), utilizada como referência para os deslocamentos futuros.

13/11/2023

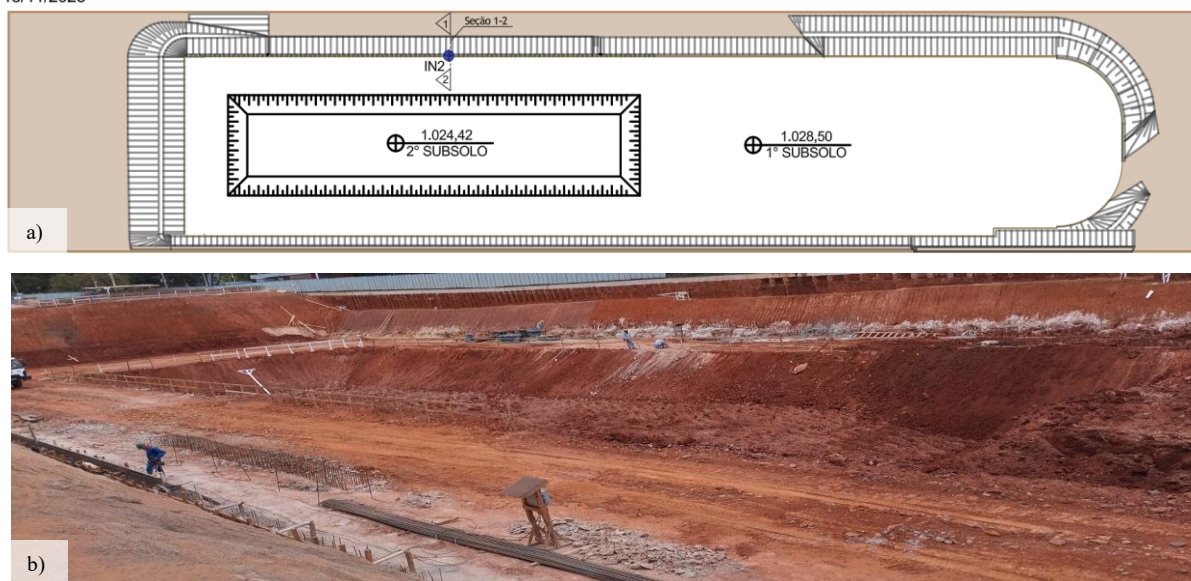


Figura 3.12. Situação na 1ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico.

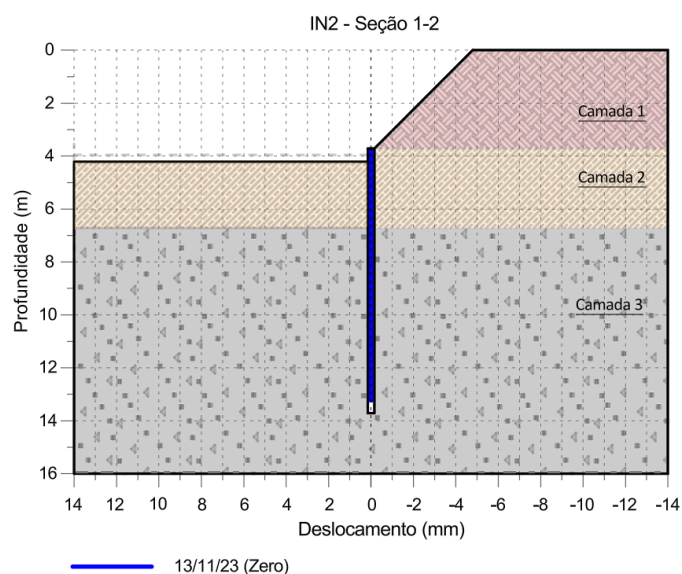


Figura 3.13. Medição realizada - 13/11/23.

• **2ª medição – 22/11/2023:**

Nessa etapa, todos os inclinômetros do lado norte estavam instalados. As bainhas dos tirantes desse trecho haviam sido executadas. O processo de protensão estava sendo realizado de forma progressiva, acompanhando o avanço da escavação do 2º subsolo, que evoluía no sentido da esquerda para a direita do terreno.

Foram efetuadas as leituras zero dos inclinômetros IN1, IN3 e IN4, estabelecendo a referência para o monitoramento dos deslocamentos nesses pontos. Simultaneamente, teve início a execução das estacas no lado sul do terreno, conforme ilustrado na Figura 3.14.

Também foi realizada a segunda medição no inclinômetro IN2, cuja leitura está apresentada na Figura 3.15. No entanto, alguns fatores limitaram a análise dessa etapa. A leitura

de referência do IN1 só pôde ser registrada após o avanço da frente de escavação, impossibilitando a medição dos deslocamentos induzidos pela escavação nesse ponto. Da mesma forma, não foi possível isolar a influência da protensão dos tirantes sobre os deslocamentos registrados no IN2, uma vez que ambos os eventos (escavação e protensão) ocorreram em sequência próxima.

22/11/2023

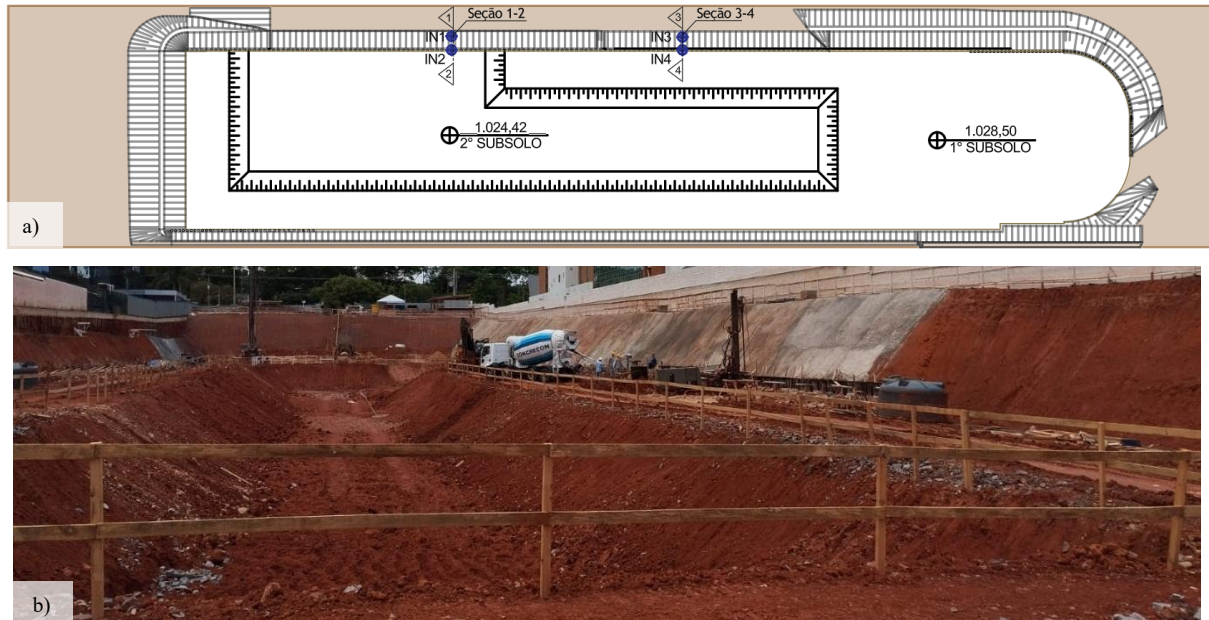


Figura 3.14. Situação na 2ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico.

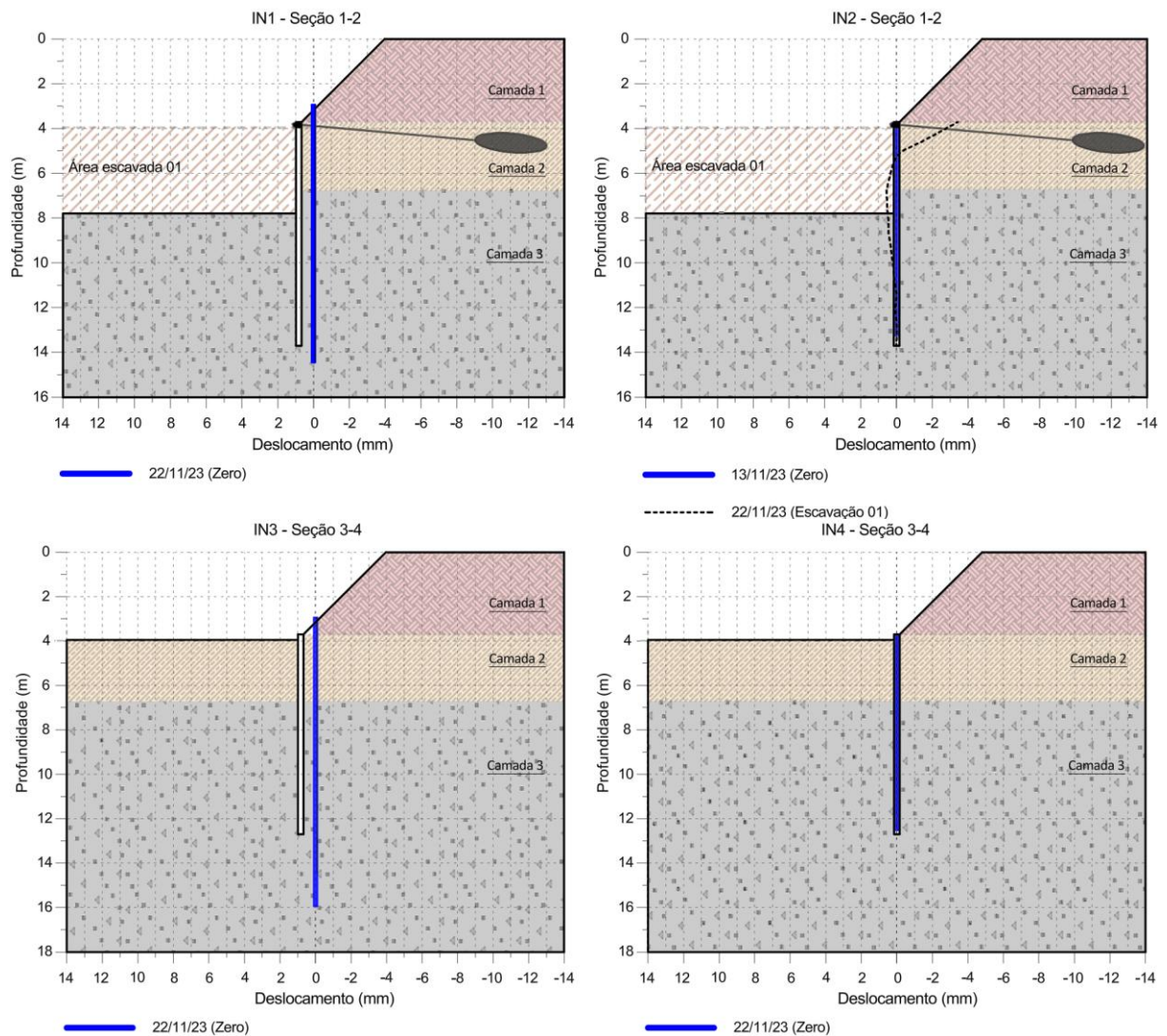


Figura 3.15. Medição realizada - 22/11/23.

• **3ª medição – 01/12/2023:**

Nessa etapa, todos os tirantes ao norte já haviam sido protendidos, permitindo a continuidade da escavação do 2º subsolo. Simultaneamente, as estacas ao sul avançavam mais, conforme mostrado na Figura 3.16.

As leituras registradas nessa fase estão apresentadas na Figura 3.17. Nos inclinômetros IN1 e IN2, observa-se que os deslocamentos permanecem praticamente nulos, comportamento compatível com a ausência de novas interferências desde suas leituras anteriores. Já na seção representada pelos inclinômetros IN3 e IN4, o comportamento registrado reflete deslocamentos no sentido oposto ao da escavação, associados à aplicação da carga de protensão nos tirantes.

01/12/2023

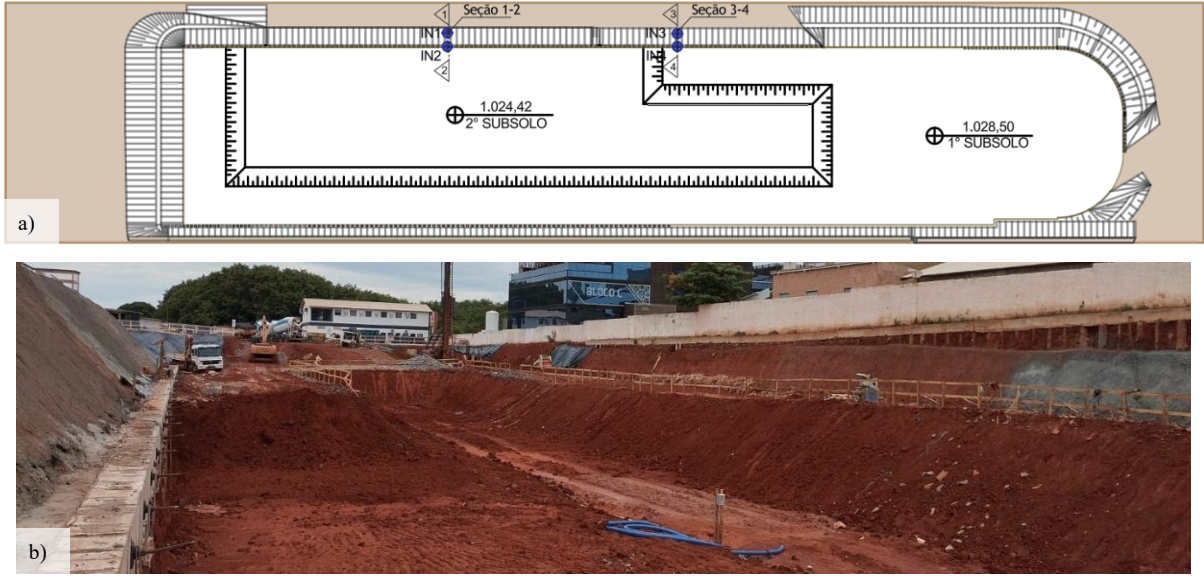


Figura 3.16. Situação na 3ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico.

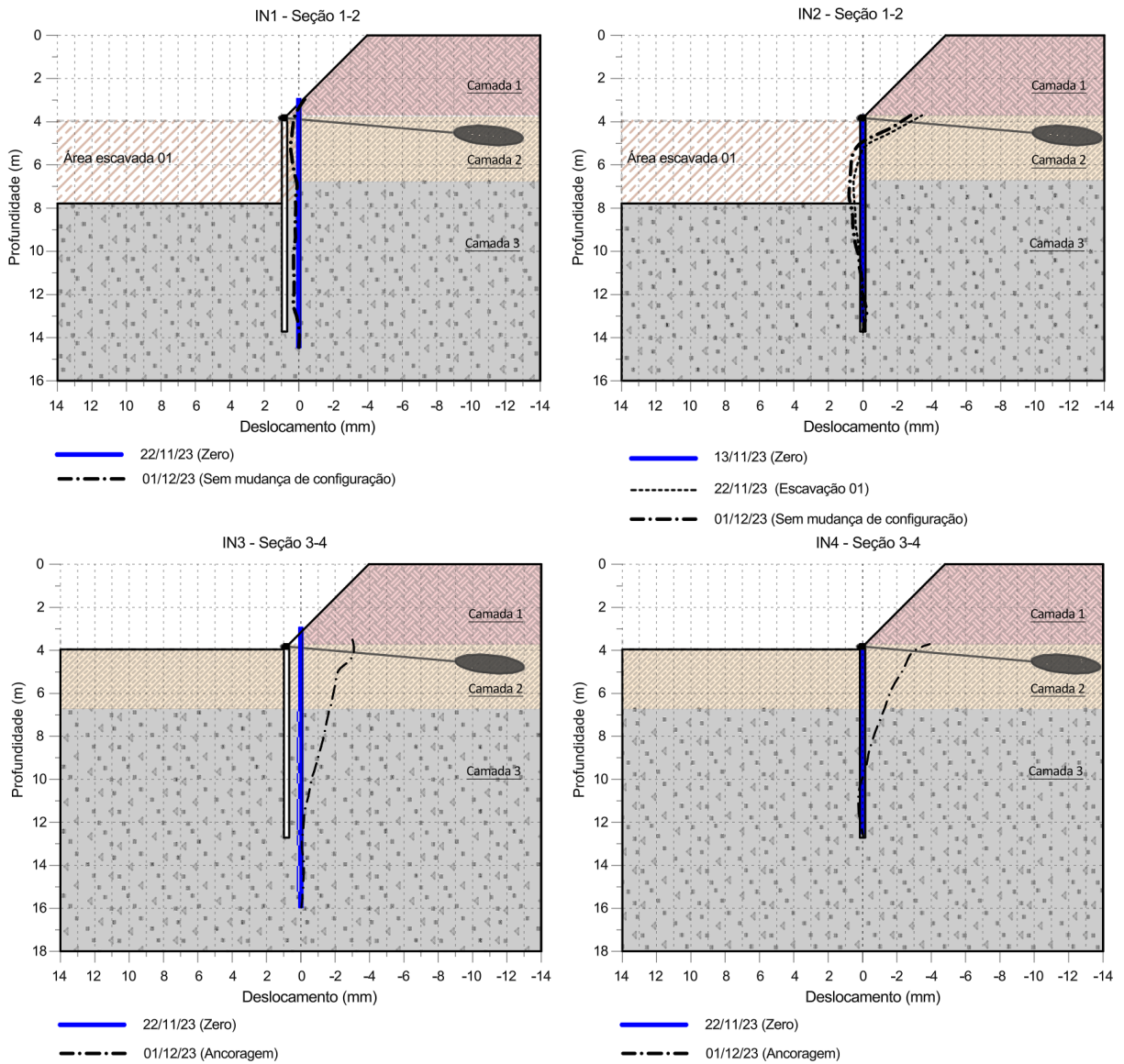


Figura 3.17. Medição realizada - 01/12/23.

- **4ª medição – 14/12/2023:**

Nessa etapa, todas as estacas da contenção já haviam sido executadas. No lado norte, a escavação do 2º subsolo já havia ultrapassado todos os inclinômetros (Figura 3.18). Foram realizadas as leituras de acompanhamento dos inclinômetros IN1 a IN4, além da leitura zero dos novos inclinômetros IN6 e IN8, posicionados em estacas na região sul da obra. As leituras realizadas são indicadas na Figura 3.19.

14/12/2023

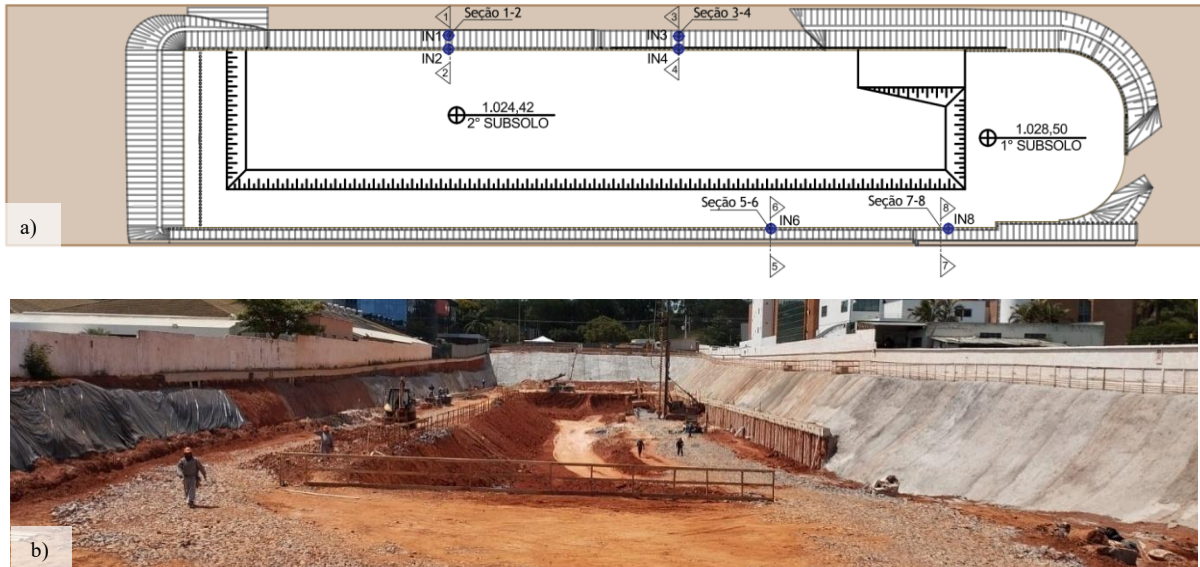


Figura 3.18. Situação na 4ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico.

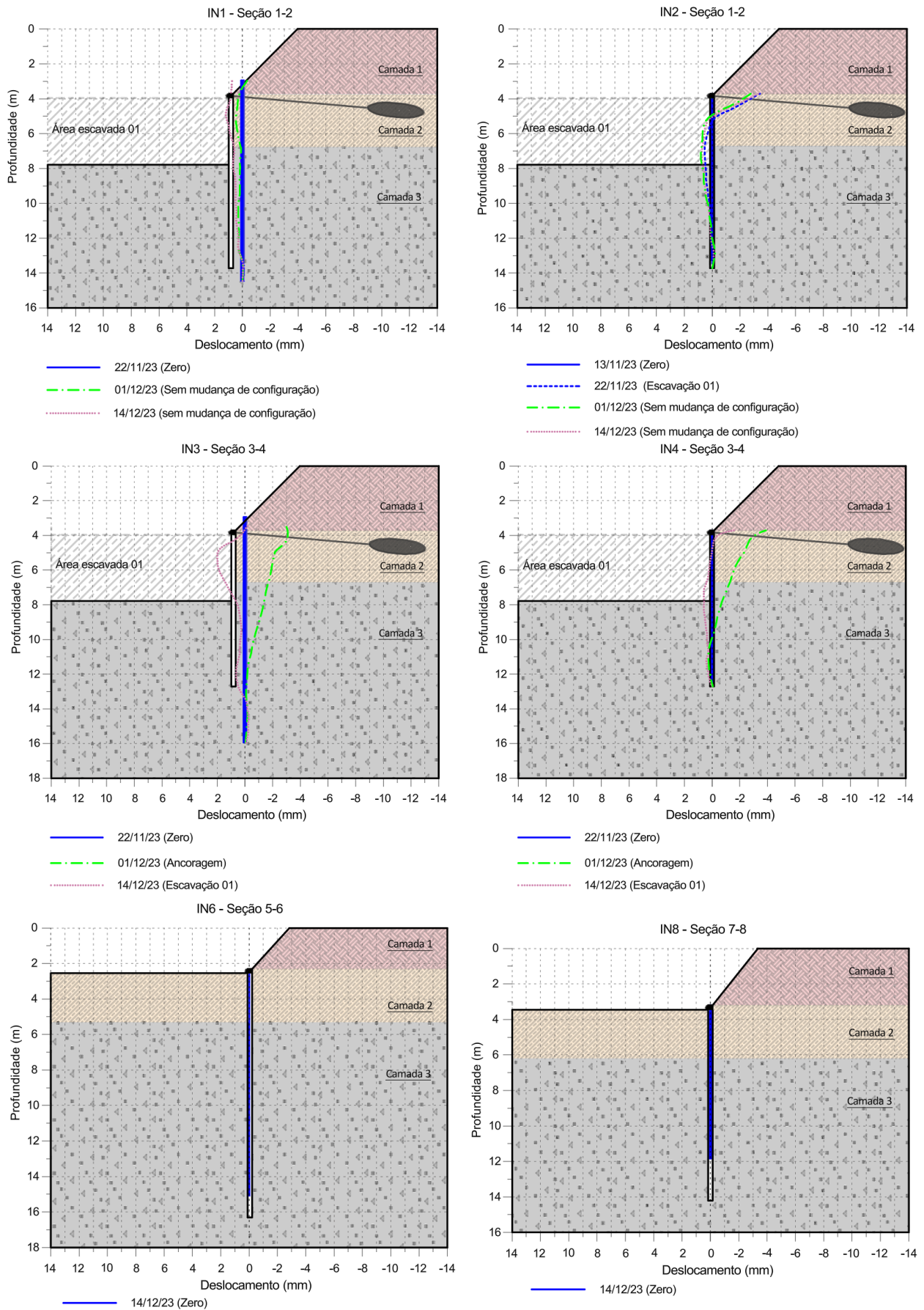


Figura 3.19. Medição realizada - 14/12/23.

• 5ª medição – 05/02/2024:

Nessa etapa, a protensão dos tirantes começava a ser realizada no sentido da esquerda para a direita na região sul, permitindo o avanço da escavação (Figura 3.20). Foram instalados os últimos inclinômetros em solo (IN5 e IN7), sendo realizada a leitura zero dos mesmos. Foram realizadas também leituras de acompanhamento dos inclinômetros IN6 e IN8 (Figura 3.19), constatando-se deslocamentos praticamente inexistentes, o que condiz com a ausência de mudança de configuração, tendo em vista que os tirantes ainda não haviam sido protendidos nestas seções.

05/02/2024

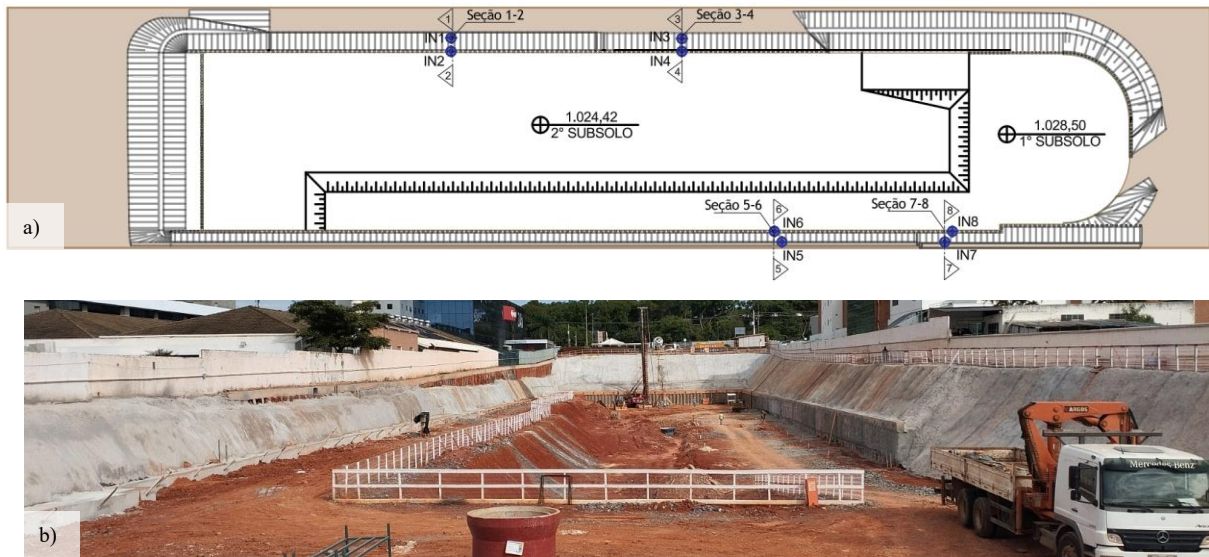
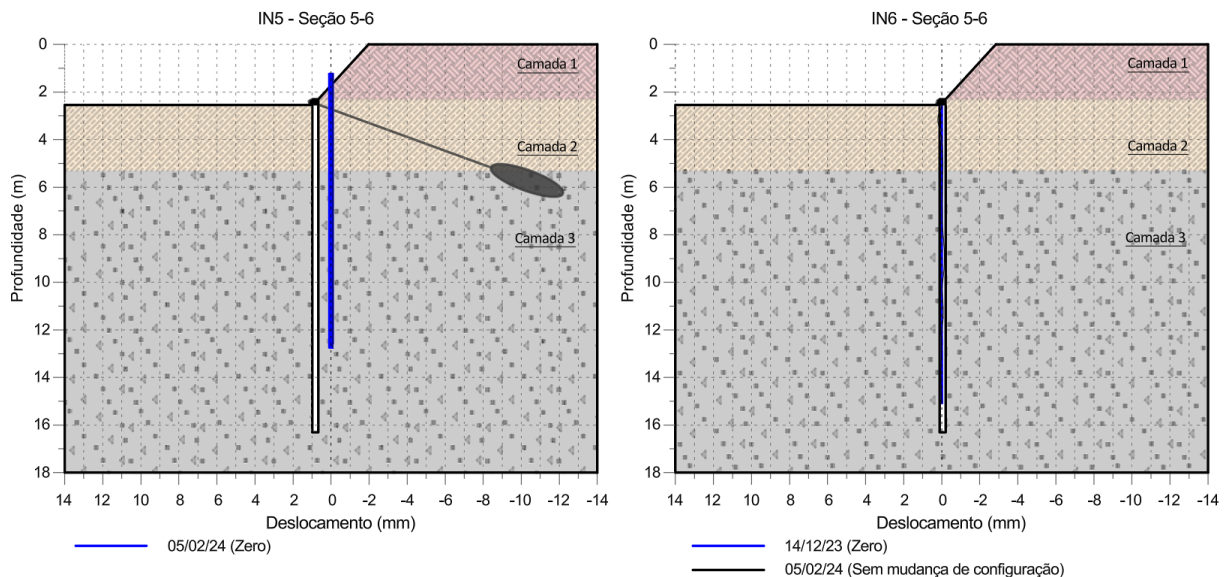


Figura 3.20. Situação na 5ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico.



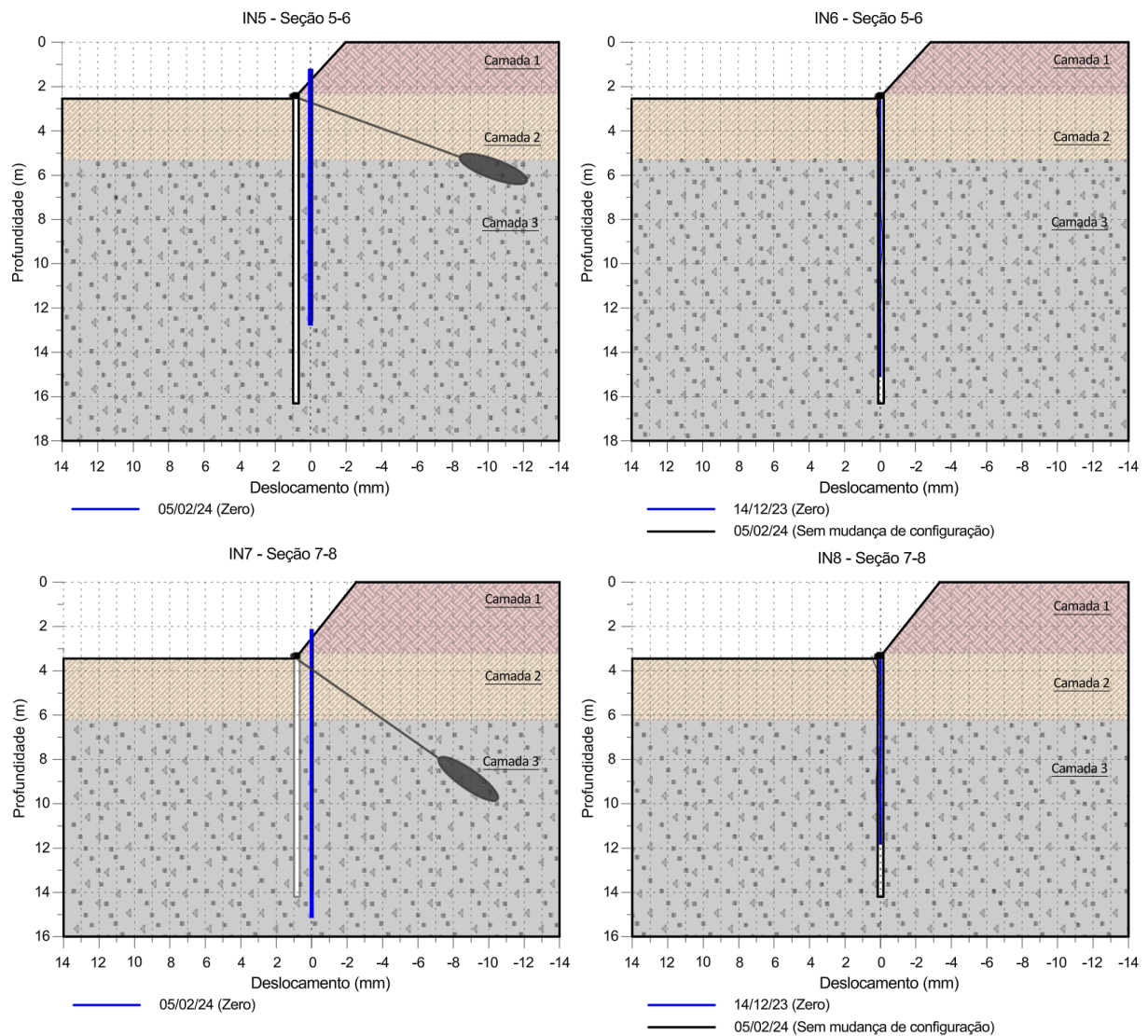


Figura 3.21. Medição realizada - 05/02/24.

• **6ª medição – 26/02/2024:**

Nessa etapa, todos os tirantes localizados no lado sul da contenção já haviam sido protendidos, o que viabilizou a continuidade do avanço da escavação nesse trecho (Figura 3.22). As leituras realizadas nessa data, portanto, foram realizadas com o objetivo de verificar a influência da protensão nos inclinômetros da região sul. Os dados obtidos são mostrados na Figura 3.23.

Os inclinômetros apresentaram movimentações contrárias ao sentido da escavação, coerente com a aplicação das cargas de protensão dos tirantes. Os inclinômetros dentro das estacas apresentaram deslocamentos mais acentuado no topo da estaca, enquanto as movimentações em solo apresentaram movimentações de menor magnitude, sugerindo uma diferença da influência da protensão entre o elemento estrutural e o elemento de solo.

26/02/2024

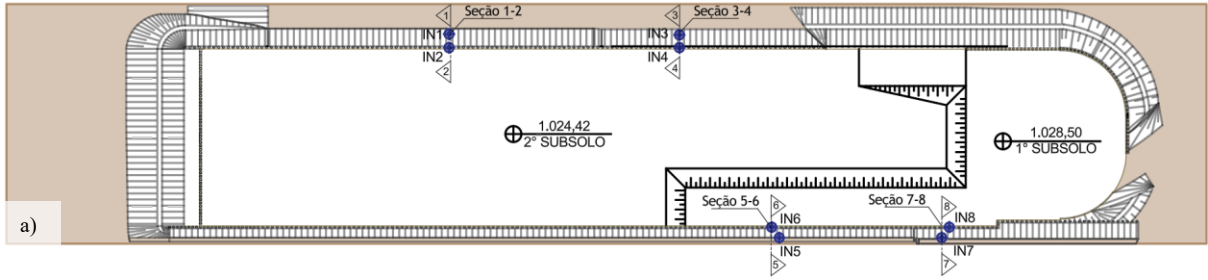


Figura 3.22. Situação na 6ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico.

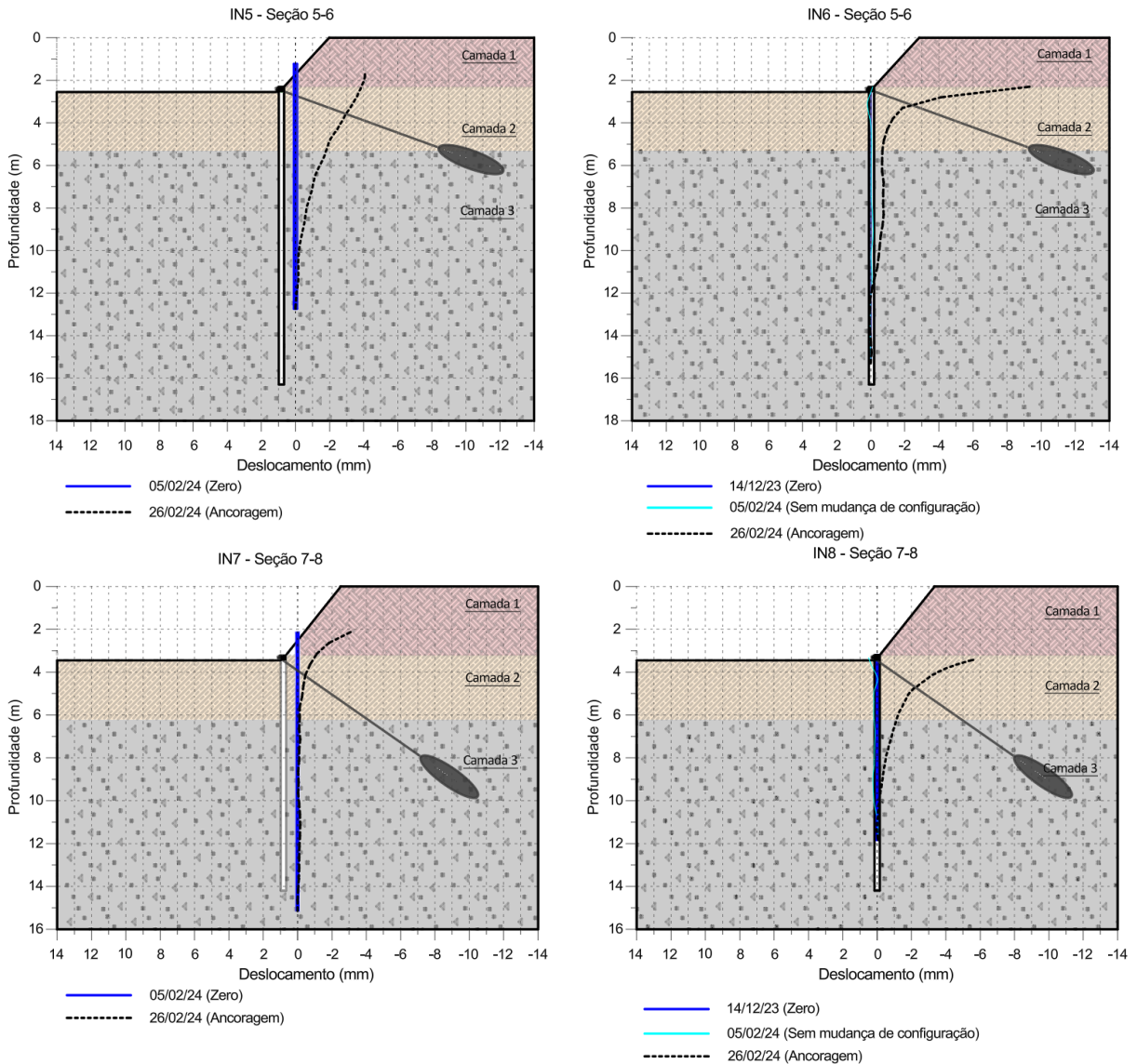


Figura 3.23. Medição realizada - 26/02/24.

- **7ª medição – 04/03/2024:**

Nessa etapa, a escavação já havia passado por todos os pontos instrumentados (Figura 3.24). Foram realizadas leituras para verificar a influência do desconfinamento nos inclinômetros da região sul, cujos resultados obtidos são indicados na Figura 3.25.

Observa-se em todos os instrumentos um pequeno aumento nos deslocamentos em direção da área escavada, correspondente ao alívio de tensões promovido. As magnitudes de deslocamentos se mantiveram abaixo de 2 mm nessa direção.

04/03/2024

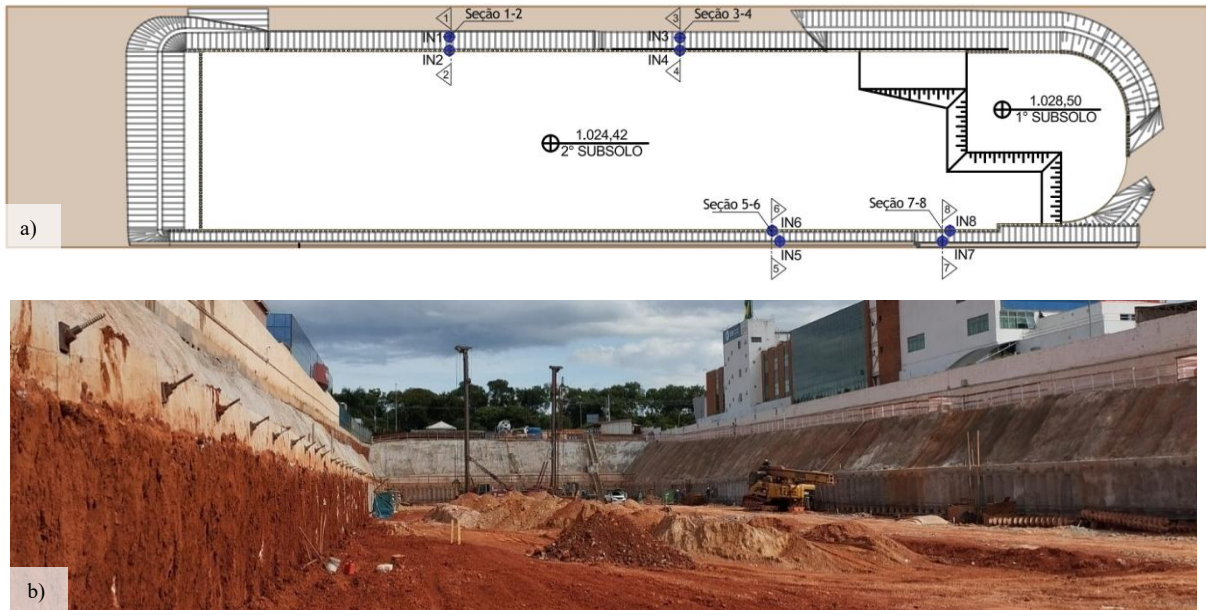


Figura 3.24. Situação na 7ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico.

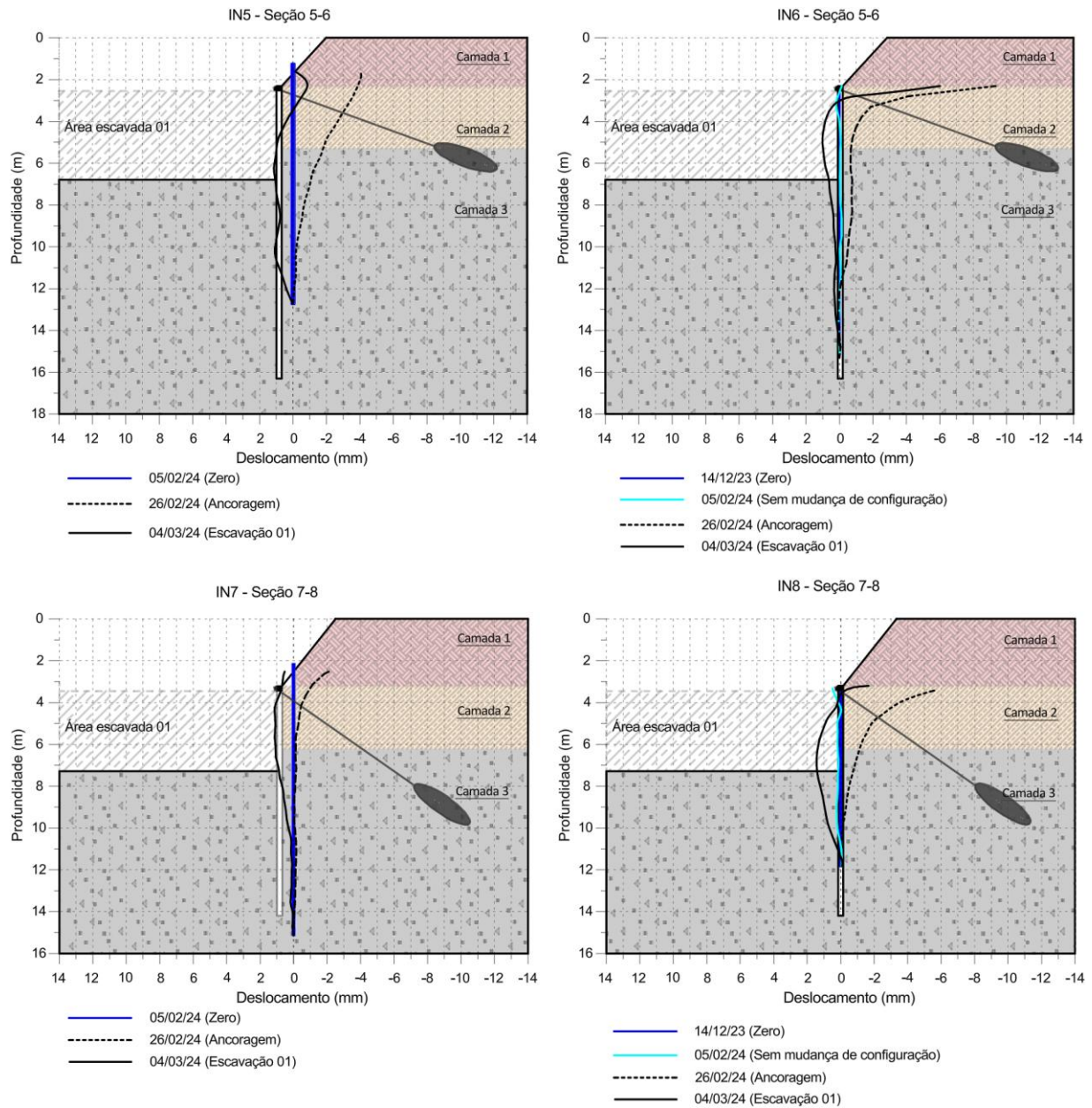


Figura 3.25. Medição realizada - 04/03/24.

• **8ª medição – 18/03/2025:**

Nesta fase da obra, a implantação do sistema de drenagem já havia sido concluída e a estrutura do edifício encontrava-se em execução (Figura 3.26). Para avaliar os efeitos da escavação adicional realizada para instalação do sistema de drenagem, foram realizadas novas leituras inclinométricas.

Devido a obstruções constatadas nos tubos IN1, IN5, IN6 e IN8, a coleta de dados nestes locais foi impossibilitada. A Figura 3.27 indica os resultados lidos nos tubos ainda operacionais.

De modo geral, observa-se que o padrão de deslocamento das curvas se manteve semelhante ao das leituras anteriores. Contudo, a magnitude dos deslocamentos atingiu valores mais expressivos, variando entre 3 mm e 4 mm no sentido escavado.

18/03/2025

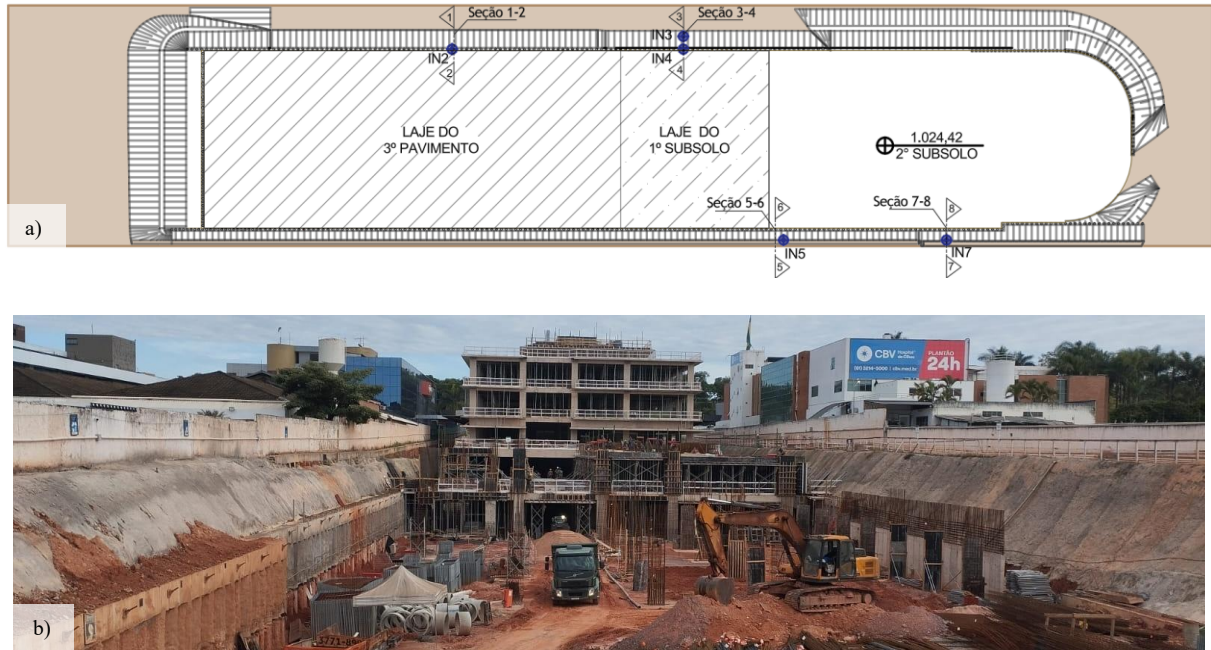


Figura 3.26. Situação na 8ª medição: a) esquema ilustrativo; b) registro fotográfico.

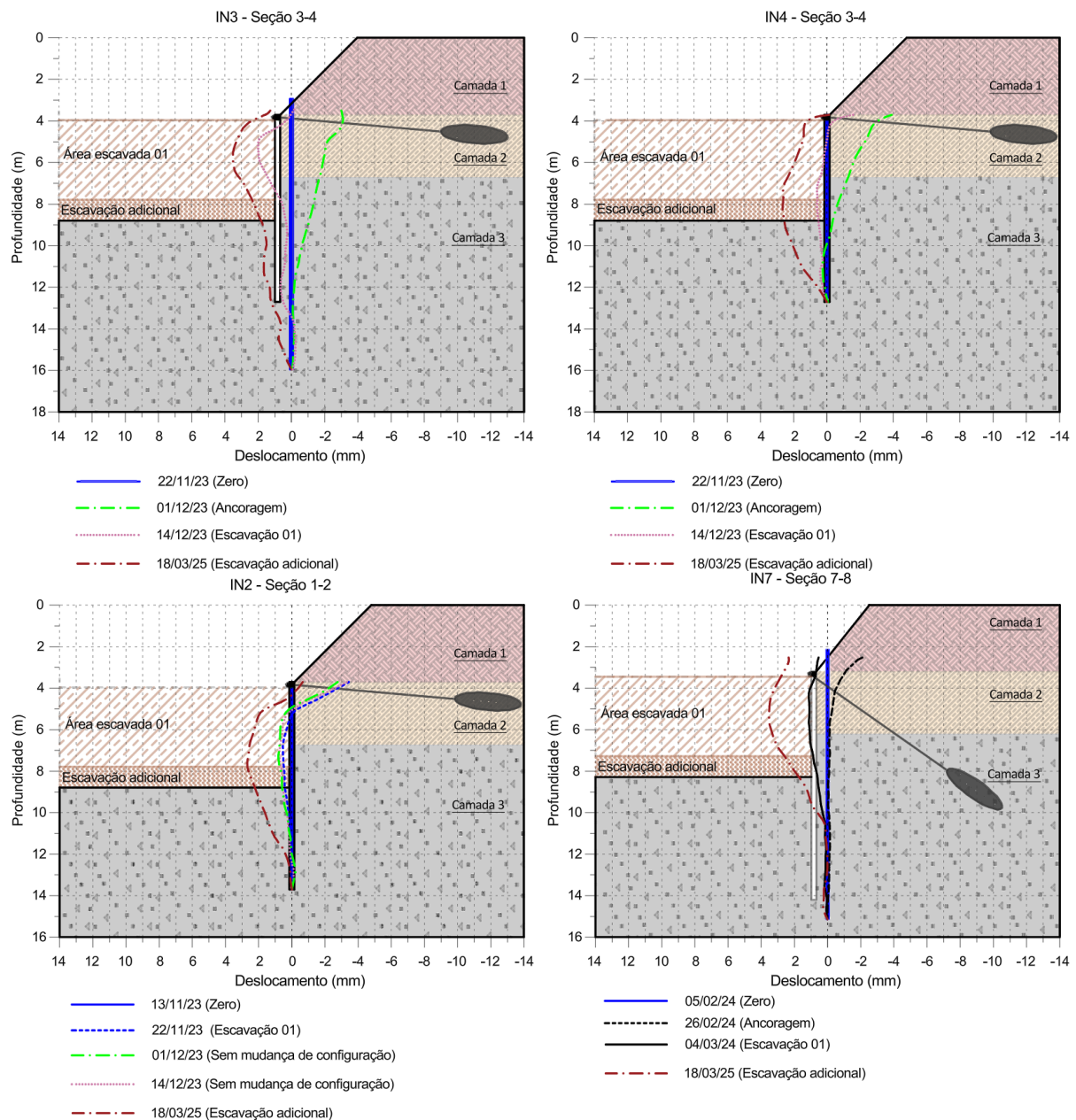


Figura 3.27. Medição realizada - 18/03/25.

### 3.3.2. Monitoramento do Lençol Freático

Com base nas sondagens realizadas previamente à execução da obra, foi identificada a proximidade do nível d'água em relação à laje do 2º subsolo, o que poderia resultar subpressões indesejadas na estrutura. Para diminuir esse risco, foi projetado um sistema de drenagem composto por trincheiras drenantes e um colchão drenante com geotêxtil ao longo do fundo da escavação.

A Figura 3.28 ilustra em planta a situação descrita, que conta com três ilhas de monitoramento para avaliar o comportamento do lençol freático. Cada ilha foi equipada com um Medidor de Nível d'Água (MNA) e um Piezômetro de Casagrande (PZ), ambos com profundidade de 10 m.

Para viabilizar a instalação desse sistema, foi necessário realizar um rebaixamento do lençol freático na região próxima à Ilha 1, onde o nível d'água se encontrava mais elevado, utilizando-se ponteiros drenantes (Figura 3.29).

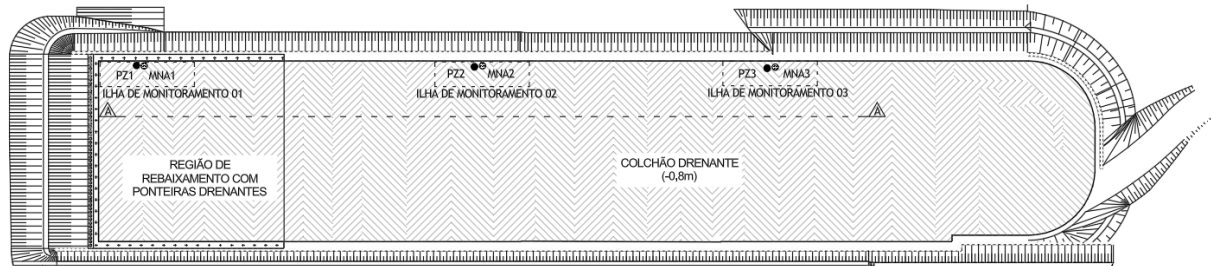


Figura 3.28. Planta do sistema de drenagem e rebaixamento do nível d'água.



Figura 3.29. Ponteiros drenantes e sua região de atuação.

O acompanhamento das leituras indicou uma redução do nível d'água na região esperada (Ilha 01), passando de uma média de 25 cm de profundidade em 26/02/2024, data de início do funcionamento das ponteiros, para 90 cm em 01/03/2024 e 58 cm em 04/03/24. A Figura 3.30 apresenta o perfil de variação do lençol ao longo do tempo nas ilhas de monitoramento (seção AA da Figura 3.28).

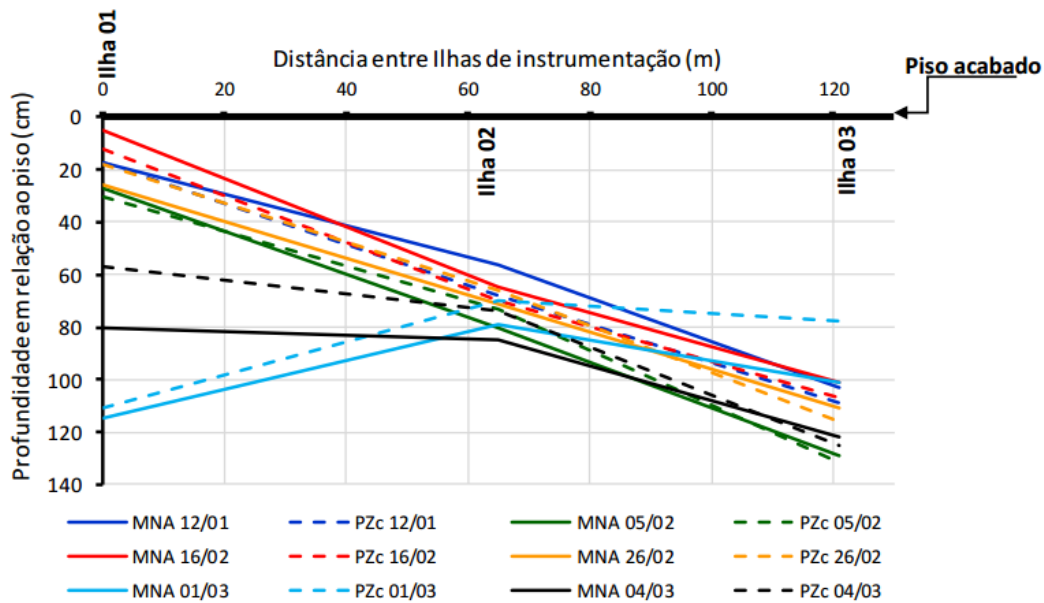


Figura 3.30. Monitoramento do lençol freático.

A comparação entre os dados do MNA e do PZ em um mesmo local permite identificar o regime de fluxo subterrâneo. Quando os níveis coincidem, o sistema encontra-se em condição estacionária, já quando o nível piezométrico supera o nível d'água, ocorre uma tendência de fluxo ascendente, indicativa da geração de poropressões positivas em profundidade.

A análise dos resultados indica que a condição inicial é de fluxo descendente, onde o nível piezométrico (linha pontilhada) permanece abaixo do nível d'água (linha contínua). Na Ilha 1, a partir do início do bombeamento, observou-se a inversão do regime de fluxo para ascendente, o que confirma a atuação do sistema de rebaixamento. Nas demais ilhas, o fluxo manteve-se descendente durante todo o período de monitoramento.

Com base nessa interpretação, identificaram-se, nas Ilhas 1 e 2, que o regime de fluxo ascendente pode ser associado ao nível piezométrico acima do nível d'água que ocorreu com o início da operação das ponteiras, a partir de 26/02. Antes do rebaixamento, o nível d'água encontrava-se próximo à cota do piso do subsolo, enquanto o nível piezométrico situava-se em cota inferior. Após a implantação do sistema, embora tenham sido observadas acúmulo de poropressões nas áreas de influência das ponteiras, estas não atingiram a cota da laje de fundo, o que indica que o sistema de drenagem subterrânea atuou de forma eficaz, mantendo a estabilidade hidráulica durante a escavação.

Após a fase de rebaixamento temporário, foi implantado um colchão drenante definitivo sob a laje de fundo, composto por camadas de material granular de alta permeabilidade e de geotêxtil interligadas a trincheiras drenantes com tubos drenos horizontais. Dessa forma, após o desligamento das bombas, eventuais gradientes ascendentes são aliviados, evitando o

desenvolvimento de subpressões na laje em longo prazo.

### 3.4. Análises

A metodologia adotada para as análises envolve verificações de estabilidade do sistema de contenção e da capacidade de carga das ancoragens por meio de métodos de equilíbrio limite, complementados por modelagem numérica. A análise numérica também é utilizada para a estimativa dos deslocamentos horizontais, permitindo a comparação com os dados obtidos em campo pelas leituras inclinométricas.

Para isso, utilizou-se o método dos elementos finitos, com aplicação dos modelos constitutivos Mohr-Coulomb e *Hardening Soil*, a fim de verificar suas aplicabilidades para a situação apresentada.

As análises foram conduzidas para as quatro seções instrumentadas da obra (Figura 3.8), selecionadas com base em variações geométricas relevantes entre elas, como o comprimento das estacas, a inclinação do talude superior e a configuração das ancoragens.

#### 3.4.1. Verificação das Ancoragens

Para realização das análises, um parâmetro fundamental a ser definido é a carga de ruptura das ancoragens. Neste estudo, não foram consideradas as tensões de colapso da ancoragem, tendo em vista o posicionamento dos bulbos fora da região de solo colapsível. Foram adotados, portanto, os métodos de Bustamante & Doix (1985) e Costa Nunes (1987).

Pelo método de Bustamante & Doix (1985), a carga de ruptura foi estimada por meio da Equação 2.21, considerando o valor de  $\alpha = 1,5$ , conforme indicado na Tabela 2.16 para solos siltosos. Com esse coeficiente, tem-se um diâmetro médio do bulbo ( $D_s$ ) de 22,5 cm. A resistência por atrito lateral na interface solo-bulbo ( $q_s$ ) foi estimada como 0,12 MPa, com base em uma pressão de injeção de 0,5 MPa para solos de consistência média, conforme apresentado na Figura 2.32. Com um comprimento do bulbo de 10 m, a carga de ruptura estimada para os tirantes foi de 847,8 kN.

Já pelo método de Costa Nunes (1987), a carga de ruptura foi obtida com base na Equação 2.23. Diferentemente do método anterior, essa abordagem leva em conta as inclinações dos tirantes, que influenciam as tensões verticais efetivas no ponto médio do bulbo, bem como os parâmetros de resistência ao cisalhamento da interface solo-bulbo ( $q_s$ ), calculados a partir das propriedades do solo. Como resultado, as cargas de ruptura variam entre os diferentes tirantes analisados. Os valores obtidos por ambos os métodos estão apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5. Cargas de ruptura calculadas para as ancoragens.

Seção	Bustamante & Doix (1985) (kN)	Costa Nunes (1987) (kN)
Seção 1-2	847,8	714,0
Seção 3-4	847,8	726,0
Seção 5-6	847,8	774,1
Seção 7-8	847,8	767,9

### 3.4.2. Modelagem Numérica

Com o objetivo de aprofundar a compreensão sobre o comportamento do sistema de contenção durante as etapas executivas, foi conduzida uma série de modelagens numéricas por meio do método dos elementos finitos. As análises foram desenvolvidas no *software* Plaxis 2D (*Bentley Systems*, 2019), utilizando a condição do estado plano de deformações, adequada para representar as seções monitoradas ao longo da escavação.

Considerando que a extensão da contenção nas seções analisadas é cerca de 20 vezes a altura escavada, e que essas seções se encontram distantes das regiões dos cantos, entende-se que as análises bidimensionais são suficientemente representativas para as verificações propostas. Ademais, não foram consideradas sobrecargas atuantes, tendo em vista a existência de fundações profundas nos vizinhos, cuja contribuição para as cargas superficiais transmitidas à escavação torna-se desprezível.

Adotou-se a condição de estado plano de deformações, com discretização realizada por meio de elementos finitos triangulares de 15 nós. A malha foi gerada com uma distribuição fina de elementos e um fator de refinamento de 0,25.

A geometria do modelo foi definida considerando a simetria do sistema analisado (Figura 3.31). O domínio vertical foi estendido em 12 m abaixo do pé da estaca, valor superior a uma vez a altura escavada, enquanto a extensão horizontal foi estendida a 40 m, garantindo mais de três vezes a altura total escavada. Esses valores foram adotados com o objetivo de evitar interferências de contornos nos resultados obtidos.

Dessa forma, as condições de contorno puderam ser impostas com restrição horizontal nas laterais, liberdade de movimento na superfície superior e fixação na base. Já as etapas de modelagem foram simuladas de acordo com a sequência executiva observada em campo, representada na Figura 3.32.

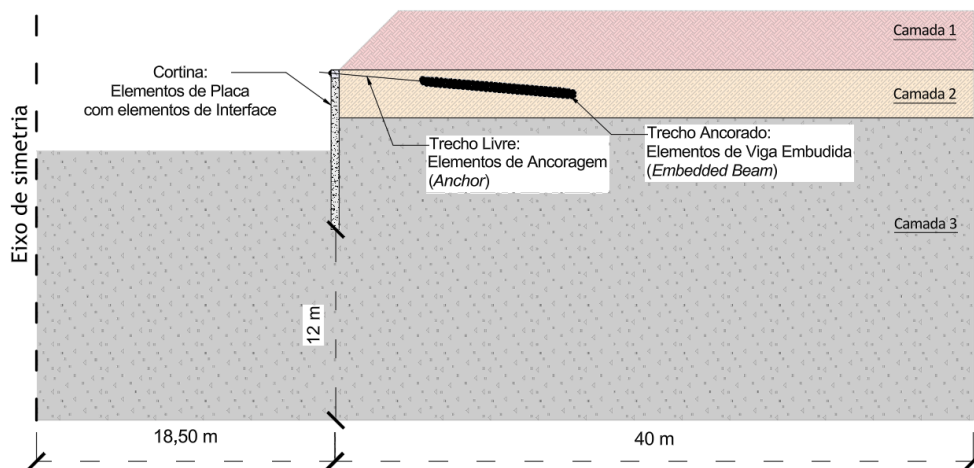


Figura 3.31. Geometria da modelagem.

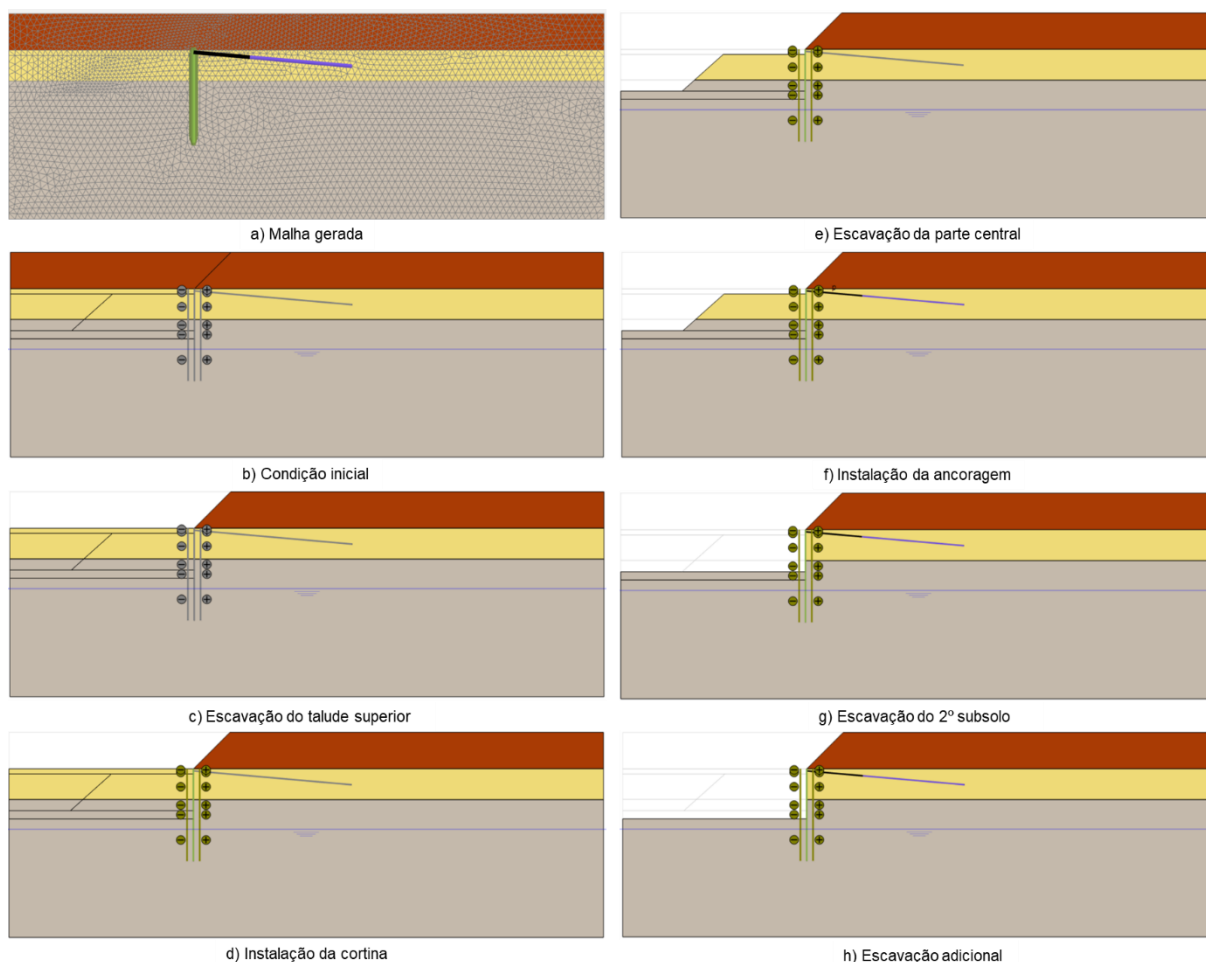


Figura 3.32. Etapas de execução modeladas.

Para representar a estrutura da cortina, foram utilizados elementos de placa isotrópicos e elásticos, cujos parâmetros foram ajustados para considerar a diminuição da rigidez decorrente da descontinuidade entre as estacas. Assim, a estimativa dos valores de rigidez à flexão ( $EI$ ) e rigidez axial ( $EA$ ) deve considerar um fator de redução dado pela relação entre o diâmetro da estaca e o espaçamento entre elas ( $s/d$ ).

No caso apresentado, foram utilizadas estacas de 50 cm de diâmetro com espaçamento de 1,0 m entre eixos. O módulo de elasticidade linear do concreto armado foi considerado como 27 GPa e o peso específico igual a 25 kN/m<sup>3</sup>. A Tabela 3.6 apresenta os parâmetros resultantes, onde  $W$  corresponde ao peso do elemento e  $\nu$  representa o coeficiente de Poisson.

Tabela 3.6. Propriedades dos elementos de placa.

Propriedade	Valor
$EA$ (kN/m)	2,65E+06
$EI$ (kNm <sup>2</sup> /m)	4,14E+04
$W$ (kN/m/m)	7,43
$\nu$	0,20

Ressalta-se que, no Plaxis, os elementos de placa são sobrepostos ao meio contínuo, o que implica que o peso do solo precisa ser subtraído do peso da placa para o cálculo correto de  $W$ . Além disso, foram incluídos elementos de interface entre as placas e o solo, de forma a representar adequadamente a interação entre os materiais. Essa interação é governada pelo parâmetro  $R_{inter}$ , definida no modelo de solo. Para as análises, os resultados mais representativos foram observados ao utilizar  $R_{inter} = 0,7$ .

A ancoragem, por sua vez, foi representada por dois tipos de elementos, considerando as diferenças entre o trecho livre e o trecho ancorado. O trecho livre foi modelado como um elemento de ancoragem nó-a-nó (*node-to-node anchor*), equivalente a uma mola elástica com uma rigidez normal constante, capaz de resistir a esforços de tração e de compressão. Esse elemento permite também a aplicação de cargas de protensão durante a simulação das etapas construtivas.

Para estes elementos, são exigidos como entrada os parâmetros de rigidez axial ( $EA$ ) e o espaçamento na direção fora do plano do aço. Na obra analisada foram utilizadas monobarras de aço de 32 mm de diâmetro com módulo de elasticidade ( $E$ ) de 210 GPa.

No caso do trecho ancorado, foram utilizados elementos de viga embutida (*embedded beam*), adequados para representar elementos estruturais longos que transmitem cargas ao solo, sem a necessidade de aplicar explicitamente elementos de interface.

Considerando que a geometria da ancoragem é governada pelo diâmetro do bulbo de calda injetada, enquanto a rigidez axial ( $EA$ ) é determinada pela barra de aço, os dados de entrada foram definidos da seguinte forma: adotou-se um diâmetro equivalente do bulbo de 22,5 cm (valor majorado considerando um coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção de 1,5). Para manter a equivalência com a rigidez axial com o trecho livre, foi atribuído ao bulbo um módulo de Young fictício de 4,25 GPa, de modo que o produto  $EA$

corresponda à rigidez real da barra de aço. Já a resistência por atrito lateral foi considerada linear e com o valor de 102,6 kPa, estimada a partir da carga de ruptura calculada de 725 kN, distribuída ao longo da superfície lateral do bulbo.

Após a definição das propriedades dos elementos estruturais, procedeu-se à definição das propriedades do solo. Dada a ausência de ensaios específicos de deformabilidade, esses dados foram estimados com base na literatura local, considerando-se a similaridade com o solo estudado (Perez, 1997; Cardoso, 2002; Guimarães, 2002; Rebolledo *et al.*, 2019).

Em particular, Rebolledo *et al.* (2019) calibraram e validaram os parâmetros mecânicos dos solos típicos de Brasília para o modelo *Hardening Soil* (HS), com base em resultados de ensaios laboratoriais e de campo conduzidos no Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Brasília (CEG/UnB). Os parâmetros de resistência e compressibilidade foram obtidos a partir de ensaios triaxiais e ensaios oedométricos, sendo posteriormente calibrados por meio de modelagem numérica utilizando o *software* Plaxis e seu módulo de simulação de ensaios laboratoriais *Soil Test*. A partir dessas análises, os autores propuseram um modelo geotécnico, cujos parâmetros estão indicados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7. Modelo geotécnico proposto para o campo experimental de geotecnia da UnB para o modelo HS (Rebolledo *et al.*, 2019).

Parâmetros	Camada	Camada	Camada	Camada	Camada	Camada
	1	2	3	4	5	6
	Argila arenosa porosa			Solo residual laterítico		Saprólito
Profundidade (m)	0 - 1,5	1,5 - 3,5	3,5 - 5,0	5,0 - 7,0	7,0 - 8,5	8,5 - 20,0
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,1	12,8	13,9	14,3	16	18,2
$c'$ (kPa)	5	5	5	20	75	20
$\phi'$ (°)	25	25	26	32	20	22
$\psi$ (°)	0	0	0	0	0	0
$E_{50}^{ref}$ (MPa)	3,2	2,5	4	12	13,2	12,2
$E_{oed}^{ref}$ (MPa)	4,9	1,45	2,2	6,9	7,0	5,7
$E_{ur}^{ref}$ (MPa)	14,0	14,0	36,9	37,5	54,0	54,0
$m$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,7
$v_{ur}$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$p^{ref}$ (kPa)	100	100	100	100	100	100
$R_f$	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	0,8
POP (kPa)	65,7	31,8	0	31,4	0	0
$K_0^{nc}$	0,58	0,58	0,56	0,47	0,66	0,63
$K_o$	1,37	0,77	0,56	0,56	0,66	0,63

Com base no modelo proposto e nos parâmetros de resistência e índices físicos obtidos por meio dos ensaios laboratoriais (Tabela 3.2 e Tabela 3.3), foi possível estabelecer os dados iniciais para a situação analisada. Para isso, as camadas 3, 4 e 6 descritas por Rebolledo *et al.* (2019) foram consideradas compatíveis com as condições geotécnicas observadas nas

profundidades de 3 m, 6 m e 9 m, respectivamente, da área em estudo. Essa compatibilidade é reforçada pela comparação entre os perfis do solo, conforme ilustra a Figura 3.33.

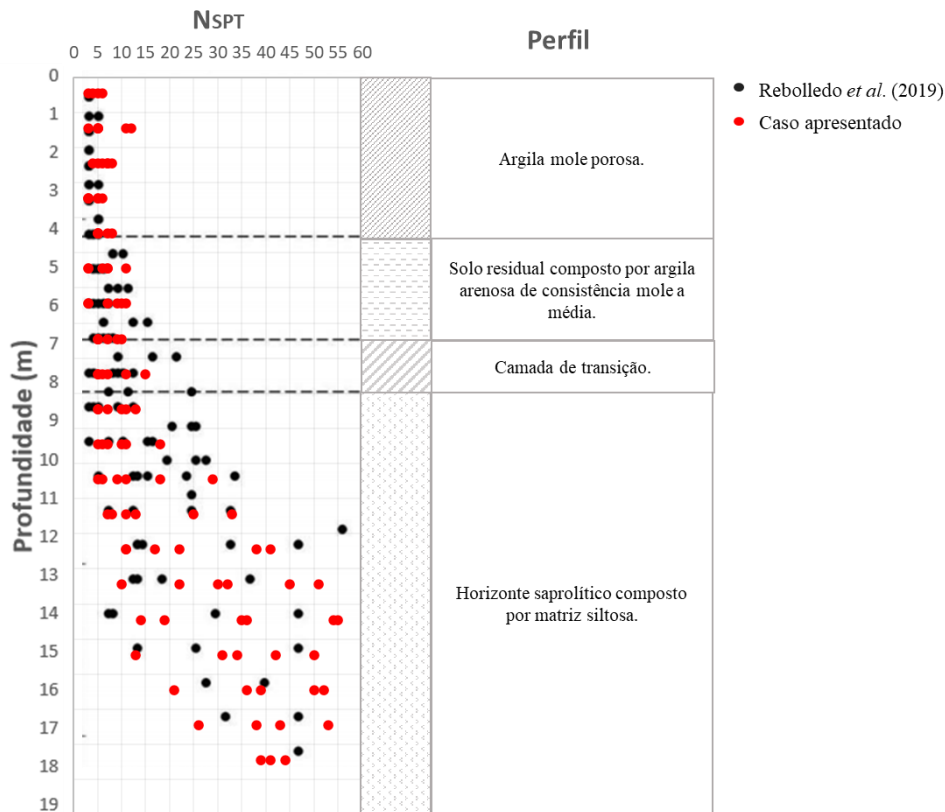


Figura 3.33. Comparação entre perfis de sondagens.

Para verificar a adequabilidade dos parâmetros ao caso estudado, uma análise preliminar consiste na comparação da modelagem com o ensaio de recebimento das ancoragens. Para isso, foi utilizado o ensaio apresentado na Figura 3.34 como referência. A modelagem foi conduzida até a etapa de protensão, aplicando-se as mesmas fases de carregamento e descarregamento utilizadas no ensaio. Com isso, foi possível reproduzir o gráfico Carga x Deslocamento no ponto de contato entre a cortina e o elemento de ancoragem, permitindo uma comparação direta entre os resultados numéricos e os resultados de campo.

A partir dessa comparação, observou-se uma excelente adequabilidade dos parâmetros adotados ao comportamento real da estrutura. Um melhor ajuste foi obtido ao se anular os valores do parâmetro de pré-adensamento (POP), originalmente sugeridos por Rebolledo *et al.* (2019). Os resultados dessa calibração estão apresentados na Figura 3.35.

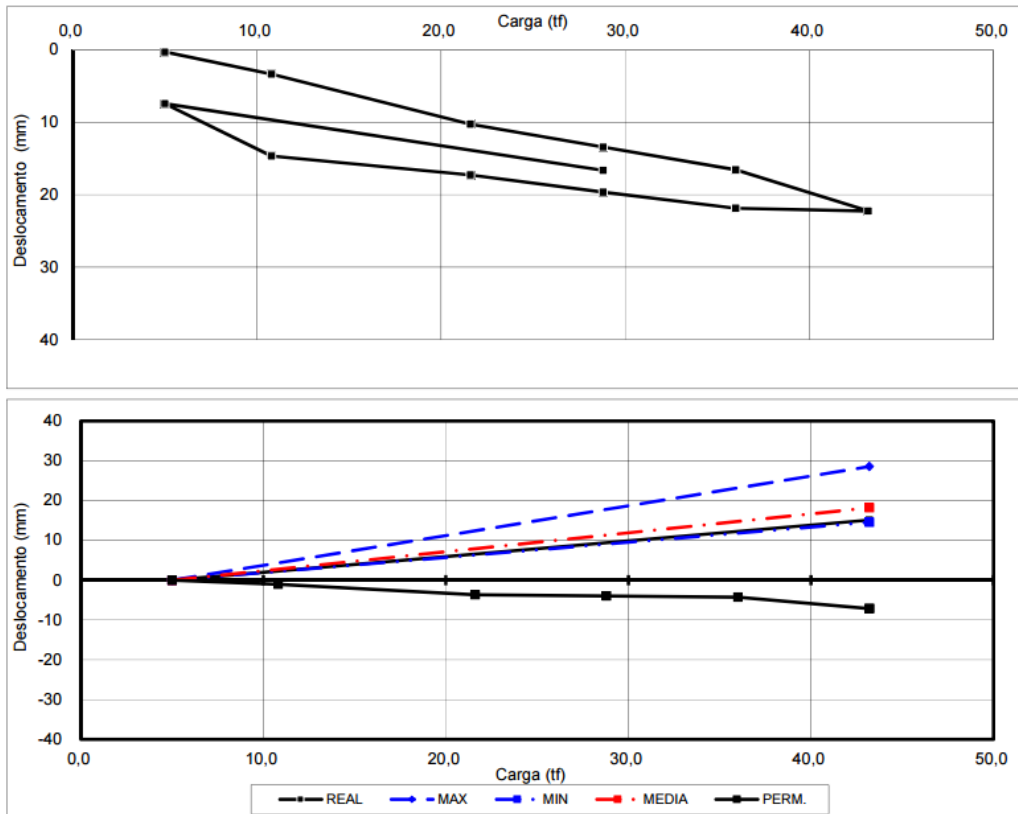


Figura 3.34. Curvas obtidas do ensaio de recebimento da obra.

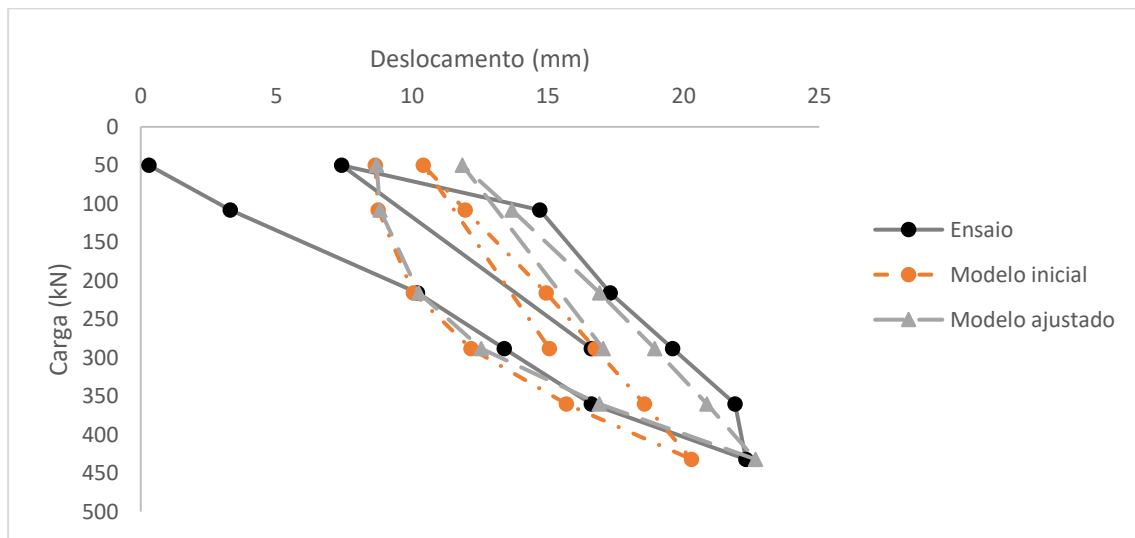


Figura 3.35. Comparação do modelo com o ensaio de recebimento da ancoragem.

Portanto, os parâmetros finais adotados para o modelo *Hardening Soil* são mostrados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8. Parâmetros de solo adotados para o modelo *Hardening Soil*.

Parâmetros	Camada 1	Camada 2	Camada 3
Profundidade (m)	0 - 4,5	4,5 - 7,5	7,5 - 20,0
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	10,93	12,26	13,82
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,97	16,16	16,7
$c'$ (kPa)	20,5	23,6	17,7
$\phi'$ (°)	34,5	26,2	31,7
$\psi$ (°)	0	0	0
$E_{50}^{ref}$ (MPa)	4,0	12,0	12,2
$E_{oed}^{ref}$ (MPa)	2,2	6,9	5,7
$E_{ur}^{ref}$ (MPa)	36,9	37,5	54,0
$m$	0,5	0,5	0,7
$\nu_{ur}$	0,2	0,2	0,2
$p^{ref}$ (kPa)	100	100	100
$R_f$	0,9	0,9	0,8
POP (kPa)	0,0	0,0	0,0
$R_{inter}$	0,7	0,7	0,7

Após a seleção dos parâmetros para o modelo *Hardening Soil* (HS), torna-se necessário compatibilizar os módulos de deformabilidade para viabilizar a modelagem utilizando o modelo Mohr-Coulomb (MC). Como os módulos adotados no modelo HS são associados a uma tensão de referência (padrão de 100 kPa), não é possível utilizar diretamente os mesmos valores no modelo MC, que se baseia em apenas um módulo de elasticidade constante para cada camada de solo.

Conforme discutido no capítulo 4, ao utilizar o modelo MC em situações de escavação, é mais apropriado adotar o módulo de carregamento-descarregamento ( $E_{ur}$ ), cuja definição no modelo HS é dada por meio da Equação 3.1:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos(\phi) - \sigma'_3 \sin(\phi)}{c \cos(\phi) + p^{ref} \sin(\phi)} \right)^m \quad (3.1)$$

Portanto, para representar adequadamente as seções pelo modelo MC, ajustou-se os valores de  $E_{ur}$  considerando os valores de  $\sigma'_3$  de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, representando as tensões confinantes utilizadas para as camadas de 3 m, 6 m, e 9 m, respectivamente. Com isso, foi possível ajustar os valores de  $E_{ur}$  do modelo HS e convertê-los para valores compatíveis com o modelo MC, permitindo comparações diretas entre os resultados dos dois modelos. Os parâmetros utilizados para o modelo Mohr-Coulomb são mostrados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9. Parâmetros de solo adotados para o modelo Mohr-Coulomb.

<b>Parâmetros</b>	<b>Camada 1</b>	<b>Camada 2</b>	<b>Camada 3</b>
Profundidade (m)	0 - 4,5	4,5 - 7,5	7,5 - 20,0
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	10,93	12,26	13,82
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,97	16,16	16,7
$c'$ (kPa)	20,5	23,6	17,7
$\phi'$ (°)	34,5	26,2	31,7
$\psi$ (°)	0	0	0
$E'$ (MPa)	24,0	30,5	54,0
$\nu$	0,3	0,3	0,3
$R_{inter}$	0,7	0,7	0,7

## CAPÍTULO 4

### RESULTADOS E DISCUSSÕES

---

#### 4.1. Monitoramento e Modelagem

As modelagens numéricas, desenvolvidas com os modelos constitutivos Mohr-Coulomb (MC) e *Hardening Soil* (HS), foram confrontadas com os dados obtidos por meio do monitoramento inclinométrico. Os resultados são apresentados na Figura 4.1, Figura 4.2, Figura 4.3 e Figura 4.4.

Nas modelagens, os deslocamentos anteriores à instalação das estacas foram considerados nulos, permitindo uma comparação direta com os deslocamentos medidos em campo. No entanto, é importante destacar que os resultados obtidos com a instrumentação não representam os deslocamentos integrais do sistema, pois a etapa inicial de escavação do talude não foi instrumentada. Soma-se a isso a própria limitação do inclinômetro, que, por si só, não detecta movimentos de translação, já que sua medição depende de variações angulares ao longo do tubo.

Com o objetivo de contornar essa limitação, foram instalados tubos complementares em solo, buscando alcançar uma base mais estável e estabelecer uma referência para detecção dos movimentos de translação na estaca. Contudo, devido a quebras de tubos durante a execução, essa condição só foi atendida de maneira satisfatória na seção 3-4, onde o comprimento do tubo no solo excedeu o da estaca em cerca de 4 m.

Para estimar o deslocamento integral do sistema, que foi acumulado a partir da situação inicial na profundidade 0, foram realizadas simulações numéricas complementares que incluíram a evolução das deformações sem zerar os deslocamentos na etapa de instalação das estacas. Essa abordagem permitiu uma visualização mais completa da resposta do solo e da estrutura durante todas as fases construtivas, mesmo quando ainda não havia a instrumentação.

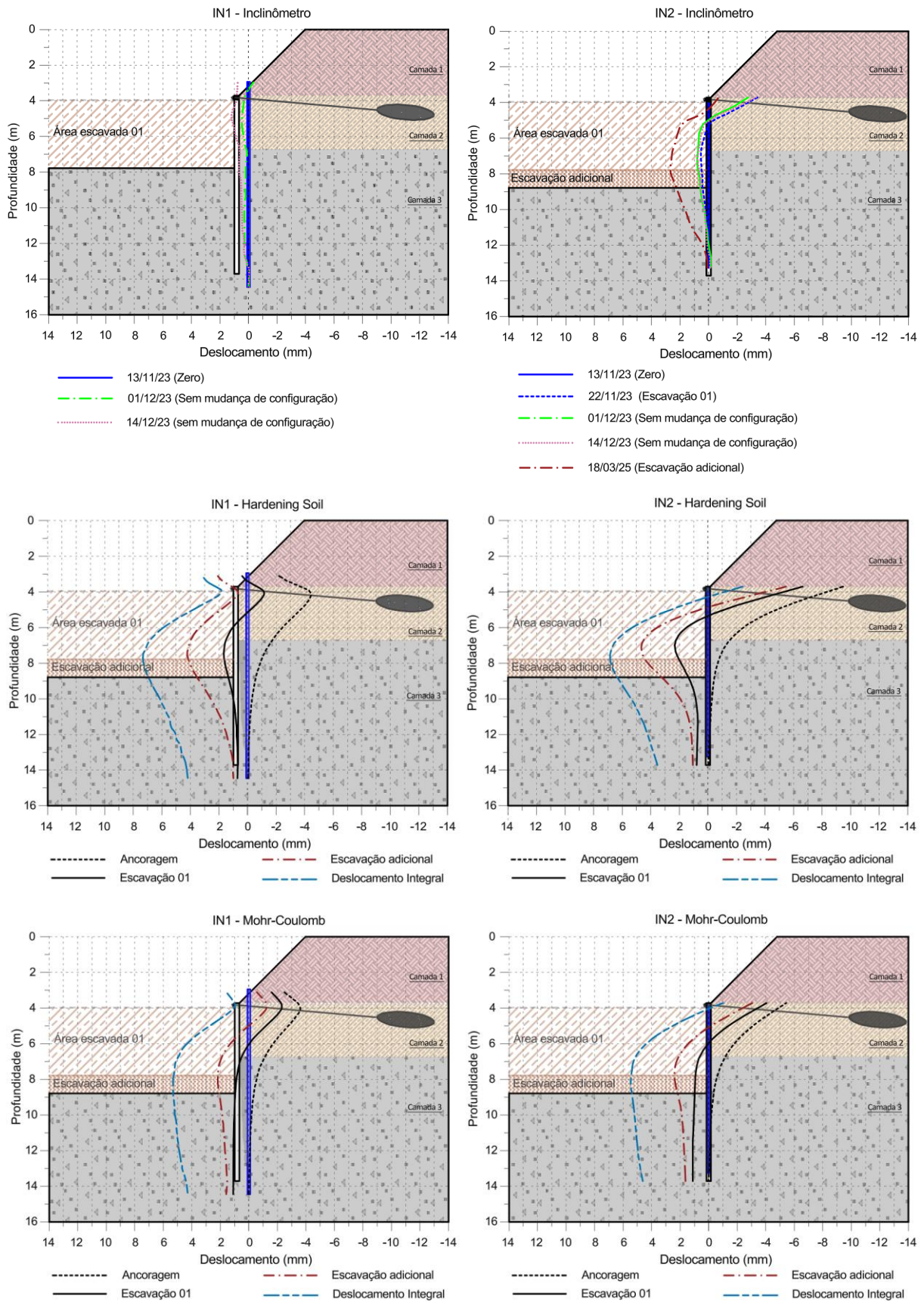


Figura 4.1. Comparação dos resultados de deslocamento para a seção 1-2.

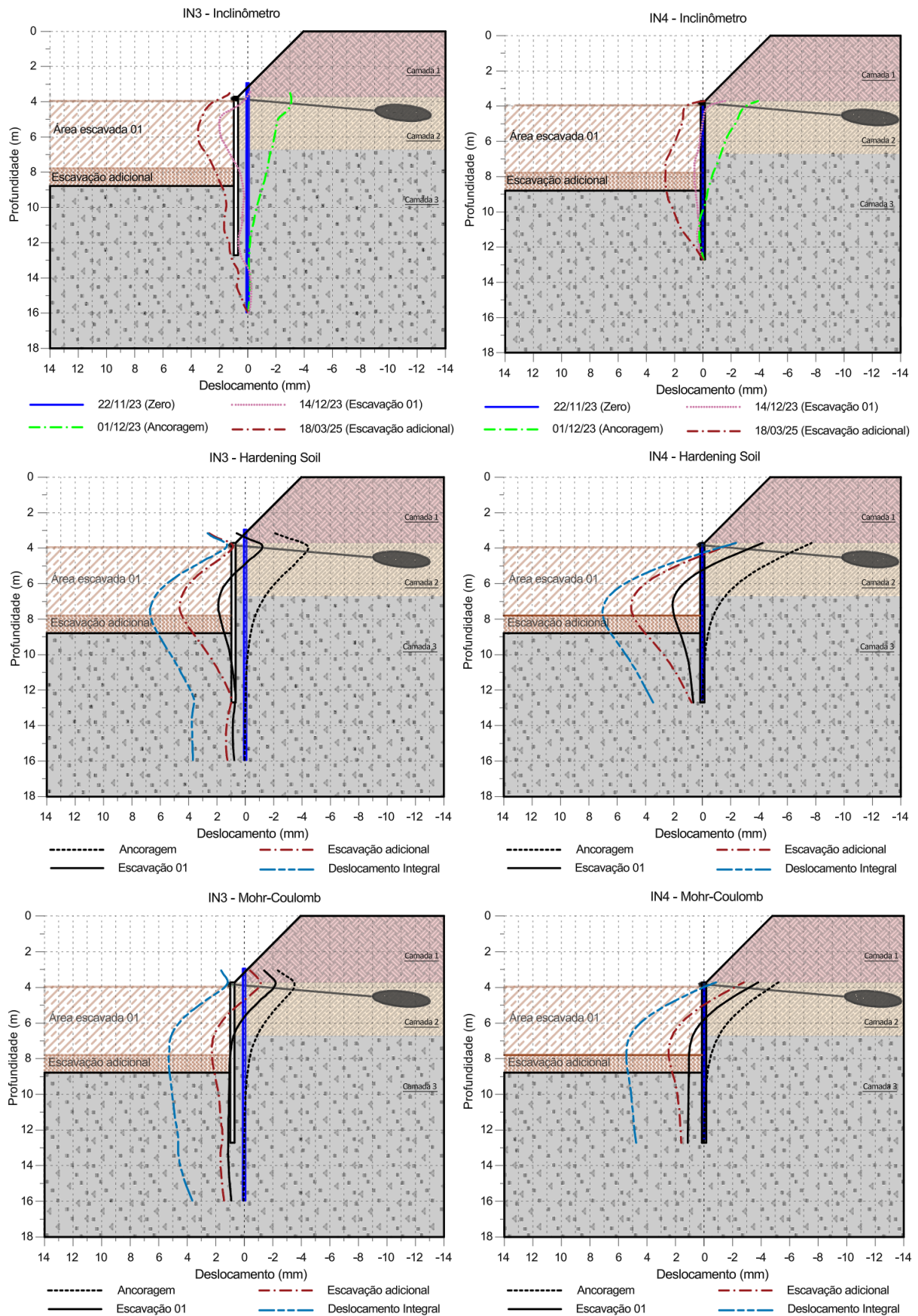


Figura 4.2. Comparação dos resultados de deslocamento para a seção 3-4.

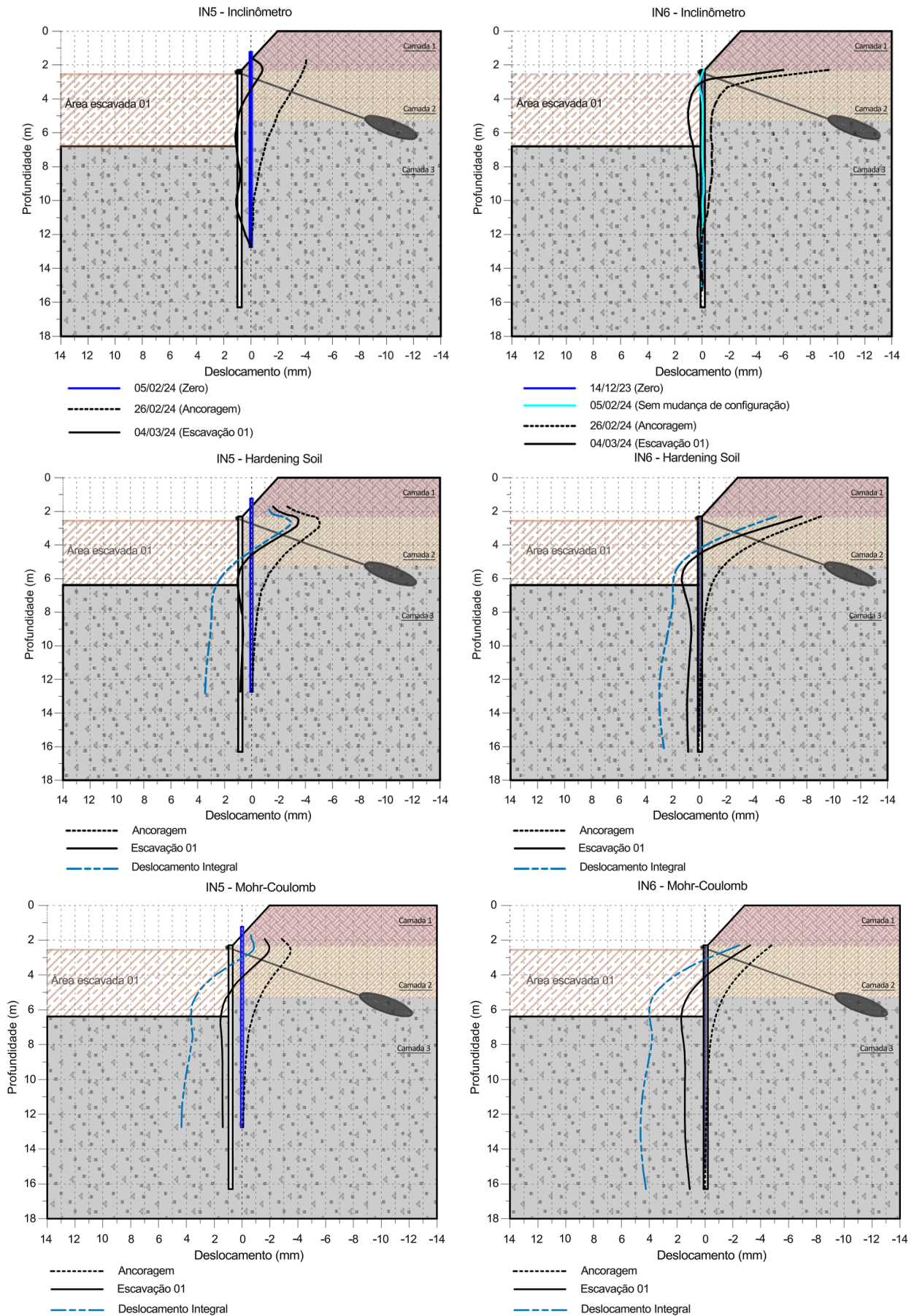


Figura 4.3. Comparação dos resultados de deslocamento para a seção 5-6.

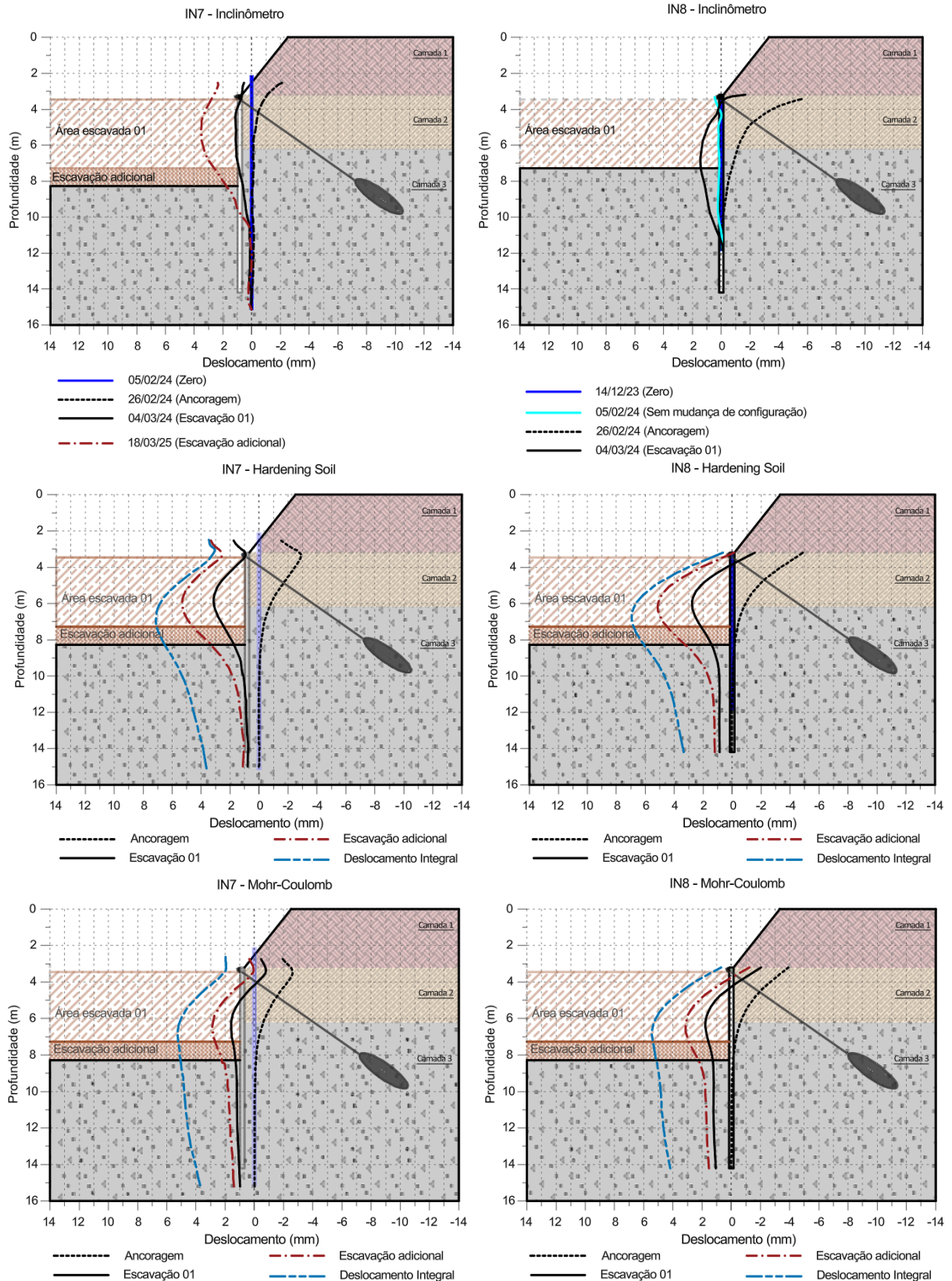


Figura 4.4. Comparação dos resultados de deslocamento para a seção 7-8.

Os gráficos apresentados mostram a comparação entre os deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros (IN1 a IN8) e os deslocamentos obtidos nas simulações numéricas. As curvas refletem a atuação das diferentes fases construtivas, com destaque para a

etapa da protensão das ancoragens e da sequência de escavação.

Algumas observações, entretanto, devem ser consideradas para a interpretação dos resultados: (i) no inclinômetro IN1, a ausência de leitura de referência anterior à escavação comprometeu a obtenção dos dados, pois os deslocamentos medidos não refletem mudanças no sistema, inviabilizando a comparação com os resultados calculados; (ii) nos inclinômetros IN5, IN6 e IN8, obstruções nos tubos impediram a realização de suas últimas leituras, correspondentes à etapa onde foi realizada a escavação adicional.

Os resultados do monitoramento indicaram deslocamentos horizontais de baixa magnitude, permanecendo abaixo de 4 mm após a última etapa de escavação. Com base na retroanálise realizada, que considerou o deslocamento acumulado desde a etapa inicial, os valores permaneceram inferiores a 8 mm. De acordo com Gerscovich *et al.* (2016), os deslocamentos horizontais aceitos em áreas urbanas com presença de edifícios próximos geralmente se restringem a até 0,2% da altura escavada (Tabela 2.6). Para as seções analisadas, com escavação total de aproximadamente 9 m, os deslocamentos verificados correspondem a 0,09% da profundidade escavada, dentro dos limites recomendados. Esses resultados atestam a eficácia do sistema de contenção adotado no controle dos movimentos do maciço.

Quanto às modelagens realizadas, o modelo *Hardening Soil* apresentou melhor capacidade de reproduzir os deslocamentos medidos, tanto na magnitude quanto na distribuição ao longo da profundidade, evidenciando uma representação mais adequada do comportamento não linear do solo. Por outro lado, o modelo Mohr-Coulomb tendeu a subestimar os deslocamentos e apresentar uma curva de deslocamentos mais distante do observado, especialmente na etapa de escavação, onde observa-se uma movimentação predominante de translação.

Isso ocorre pois o modelo Mohr-Coulomb assume um módulo de elasticidade constante, resultando em respostas mais lineares, típicos de corpo rígido. Por outro lado, o modelo *Hardening Soil* incorpora um módulo dependente da tensão confinante e da evolução das deformações, permitindo representar adequadamente a redução de rigidez promovida pela escavação e a redistribuição de tensões ao longo da profundidade. Isso se traduz em um perfil de deslocamentos horizontais mais próximo das observações de campo.

Já na fase de protensão das ancoragens, os modelos apresentaram resultados mais similares. As principais diferenças entre os modelos foram observadas na etapa de escavação, o que é esperado, considerando a trajetória de descarregamento que ocorre nessa etapa. Como o modelo MC não diferencia o módulo de elasticidade para essas condições, sua representatividade é comprometida.

As diferenças entre os resultados medidos e os resultados modelados podem ter várias causas distintas, incluindo simplificações numéricas consideradas e particularidades construtivas não previstas em um modelo que se trata de uma simplificação da realidade. Ainda assim, para o modelo HS, a magnitude e o perfil de deslocamentos em profundidade mostraram-se coerentes com o observado.

De modo geral, os deslocamentos observados na região abaixo do nível de ancoragem sugerem um movimento de flexão na estaca, enquanto que os deslocamentos no topo são sugestivos de rotação. Ambos os mecanismos são captados pelo inclinômetro, conforme ilustrado na Figura 4.5.

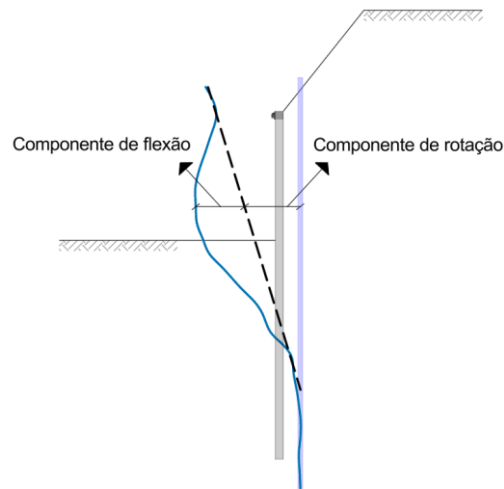


Figura 4.5. Composição dos deslocamentos observados pelo inclinômetro.

Entretanto, uma diferença importante observada entre os resultados medidos e os resultados modelados refere-se à ocorrência do movimento de translação na cortina. Esse tipo de deslocamento não é diretamente detectado pelo inclinômetro quando utilizado isoladamente, já que o equipamento mede variações angulares ao longo de seu eixo, não sendo sensível a deslocamentos da estrutura que não alterem esse eixo. Como destacado por Dunicliff (1988), a quantificação da translação exige a utilização de métodos complementares.

Na seção 3-4, a instalação do tubo em solo com comprimento maior ao da estaca permitiu a análise da translação ocorrida. Os resultados obtidos nessa seção indicaram a movimentação da base da estaca ( $\Delta x$ ), conforme ilustrado na Figura 4.6-a, onde são tomadas as últimas leituras realizadas no IN3 e no IN4. Ao corrigir o deslocamento da estaca pela componente de translação  $\Delta x$ , obtém-se a Figura 4.6-b, representando um deslocamento mais realista.

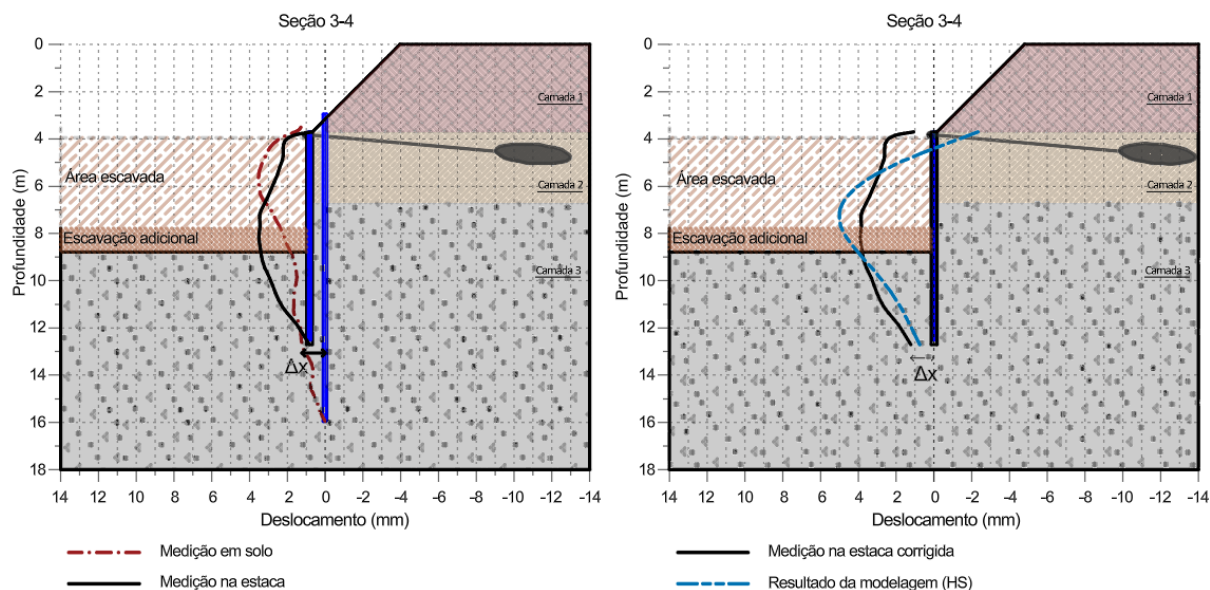


Figura 4.6. Correção do movimento de translação na seção 3-4.

Como não foi possível medir esse movimento nas demais seções, os resultados do modelo HS foram ajustados eliminando-se a componente translacional, de forma a possibilitar a comparação direta com os deslocamentos medidos. Ressalta-se que esses resultados, apresentados na Figura 4.7, têm caráter apenas comparativo entre as curvas, não refletindo os deslocamentos absolutos, uma vez que todos os perfis de inclinômetros foram ajustados a um mesmo ponto de origem. Nesta análise, o IN1 não foi representado, tendo em vista que não foram registradas suas mudanças de configuração.

Com base nos resultados, observa-se que as curvas geradas pelas simulações numéricas com o modelo HS foram capazes de reproduzir de forma satisfatória a tendência dos deslocamentos observados nos inclinômetros.

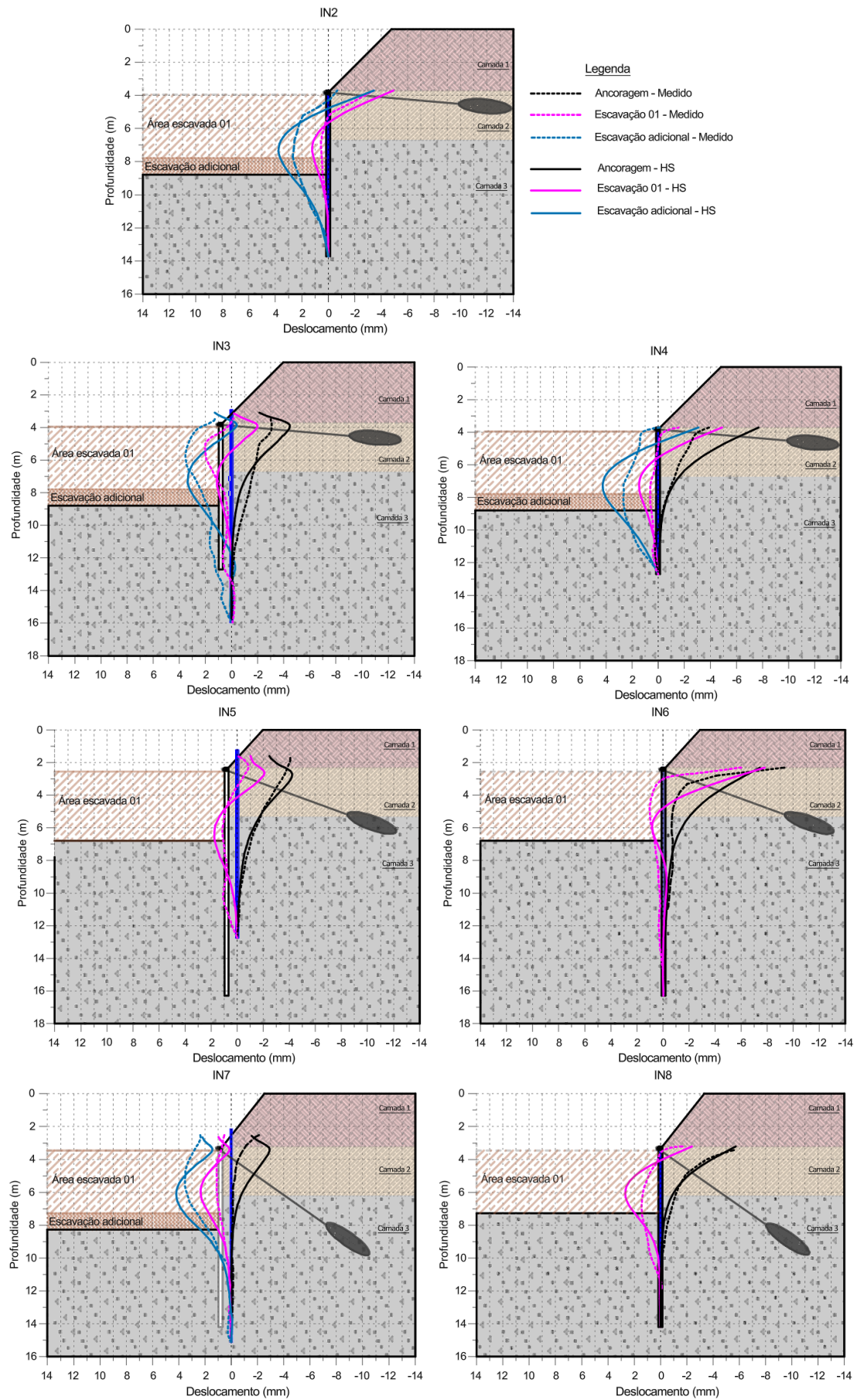
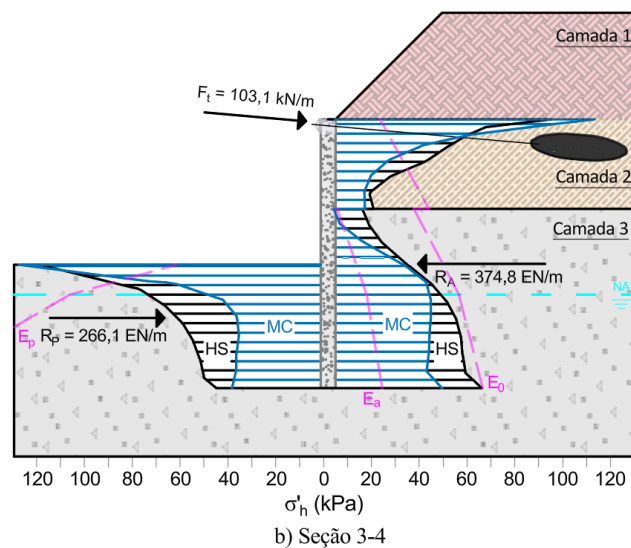
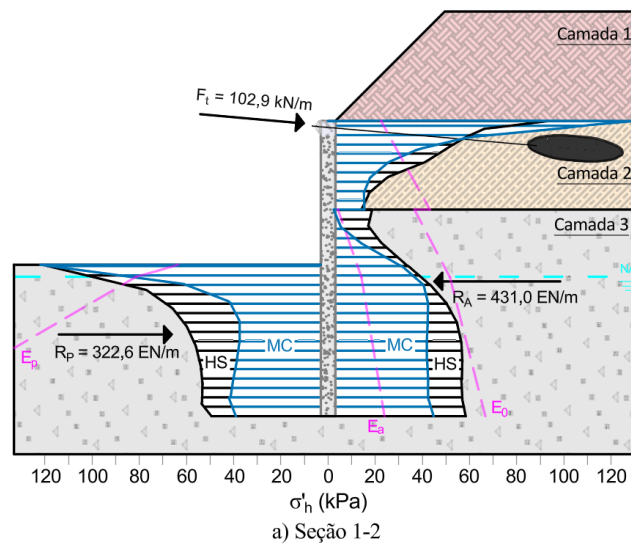


Figura 4.7. Comparativo entre os deslocamentos sem o movimento de translação.

## 4.2. Análises de Estabilidade

Realizar uma verificação de estabilidade de forma analítica para as condições analisadas apresenta alguns desafios. Como a escavação acima da cortina já havia sido executada previamente, a consideração direta da condição geostática não é mais aplicável. Além disso, a aplicação das cargas de protensão nas ancoragens altera o estado de tensões no maciço para níveis que não podem ser determinados com base apenas nas distribuições clássicas de empuxo ativo e passivo.

Dessa forma, uma representação mais realista da distribuição de tensões requer a consideração da interação solo-estrutura e da sequência das etapas construtivas. Nesse sentido, a Figura 4.8 apresenta as distribuições de tensões horizontais resultantes após a última etapa de escavação em cada seção analisada, considerando tanto o modelo MC quanto o modelo HS. Para este último, são indicadas também as forças resultantes.



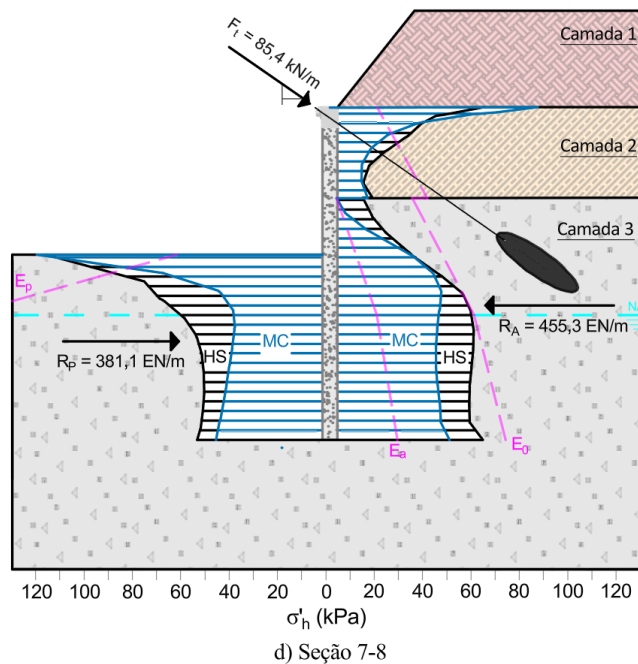
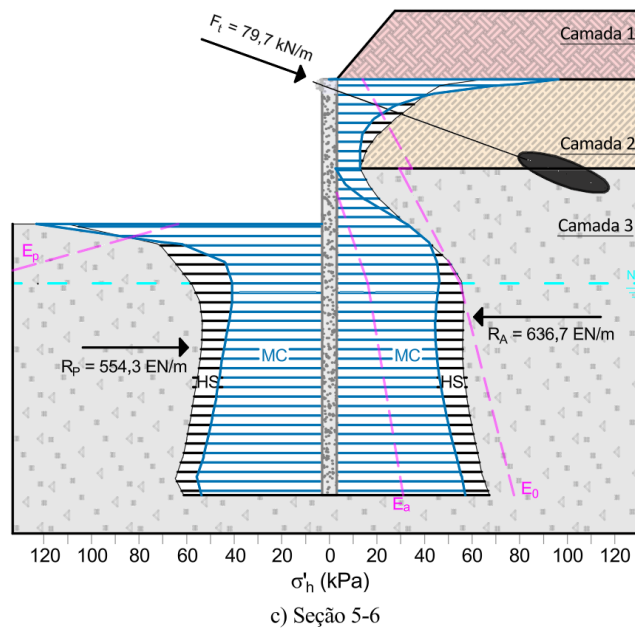


Figura 4.8. Distribuições de tensões horizontais.

Conforme discutido no Capítulo 3, a definição da distribuição dos empuxos é influenciada por vários fatores, como as condições iniciais de tensão, a rigidez do sistema, a relação solo-estrutura, o padrão de deslocamento e o modelo constitutivo adotado para o solo. Assim, para melhor visualizar como a distribuição de empuxos pode divergir das teorias clássicas, foram apresentados, juntamente com os resultados numéricos na Figura 4.8, os empuxos calculados com base no método de Rankine (Mazindrani & Ganjali, 1997), considerando as situações de empuxo ativo ( $E_a$ ), passivo ( $E_p$ ). Além disso, incluiu-se a condição de empuxo em repouso ( $E_0$ ), representativa do estado geostático inicial do sistema.

Embora a condição  $E_0$  já não seja mais aplicável em função dos procedimentos executivos, sua inclusão é relevante para fins comparativos, permitindo avaliar a magnitude das alterações provocadas pela escavação e pelas etapas construtivas subsequentes em relação ao estado inicial de equilíbrio.

A partir dos diagramas apresentados, observa-se que as distribuições de empuxos obtidas nas modelagens numéricas se distanciam da condição ativa. Isso ocorre devido à aplicação de carga na ancoragem, que induz uma movimentação da estrutura em direção ao maciço, gerando empuxos mais elevados na região superior das estacas no sentido passivo. Esse mecanismo contribui para o controle dos deslocamentos ao longo da escavação, onde foi possível observar uma tendência de aproximação do diagrama  $E_0$ . No lado escavado, por sua vez, nota-se a mobilização parcial do empuxo passivo disponível, suficiente para garantir o equilíbrio do sistema.

Quanto às diferenças entre os modelos constitutivos utilizados, verifica-se que o modelo MC resultou em tensões horizontais de menor magnitude, o que reflete diretamente nos esforços solicitantes desenvolvidos na cortina.

Na Tabela 4.1 são apresentados os esforços máximos obtidos para cada seção analisada. Observa-se que os esforços axiais estimados pelos modelos Mohr-Coulomb e *Hardening Soil* foram bastante semelhantes. Em contrapartida, os esforços cortantes previstos pelo modelo MC foram, em média, 17% inferiores aos obtidos com o modelo HS. A maior discrepância entre os modelos foi observada nos momentos fletores, com o modelo MC apresentando valores aproximadamente 37% inferiores quando comparado ao modelo HS.

Tabela 4.1. Esforços solicitantes obtidos.

Seção	Esforço Axial (kN/m)			Esforço Cortante (kN/m)			Momento Fletor (kN.m/m)		
	MC	HS	Discrepância	MC	HS	Discrepância	MC	HS	Discrepância
<b>1-2</b>	82,4	80,8	2%	71,5	85,6	16%	43,7	68,6	36%
<b>3-4</b>	81,7	79,4	3%	71,6	85,9	17%	43,7	69,6	37%
<b>5-6</b>	92,7	88,4	5%	52,6	63,1	17%	34,4	54,2	37%
<b>7-8</b>	114,6	116,8	2%	47,7	58,3	18%	33,1	50,8	35%

Com o conhecimento da distribuição de tensões, torna-se possível proceder às análises de estabilidade do sistema. No Plaxis, essa verificação pode ser realizada por meio do método de redução dos parâmetros de resistência (*phi/c reduction*), no qual os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo - ângulo de atrito ( $\phi$ ) e coesão ( $c$ ) - são progressivamente reduzidos até que o modelo atinja a condição de colapso. A cada passo de redução, o *software* verifica se o equilíbrio global do sistema ainda é mantido. O processo continua até que o modelo não consiga mais convergir para o equilíbrio numérico, indicando que a resistência do solo foi

completamente mobilizada e que o colapso foi atingido.

Assim, o FS obtido representa a relação entre a resistência disponível e a resistência na ruptura (Equação 4.1), indicando o quanto os parâmetros de resistência do solo ainda poderiam ser reduzidos antes que ocorra a falha.

$$FS = \frac{\text{Resistência disponível}}{\text{Resistência na ruptura}} \quad (4.1)$$

Essa abordagem permite identificar o mecanismo de ruptura com base na análise dos deslocamentos incrementais acumulados ao longo do processo de colapso. Dessa forma, não se faz necessário assumir previamente a forma da superfície de ruptura, como ocorre nos métodos de equilíbrio limite.

Nas análises, verificou-se que o mecanismo de ruptura se desenvolve por uma superfície potencial de deslizamento que intercepta a base da cortina e contorna a região da ancoragem, conforme ilustrado na Figura 4.9. Essa configuração se estendeu para todas as seções analisadas, sendo representativa de uma instabilidade global do conjunto solo-estrutura.

Adicionalmente, observaram-se resultados semelhantes de fator de segurança entre os modelos Mohr-Coulomb e *Hardening Soil*. Isso se deve ao fato de ambos utilizarem o mesmo critério de ruptura, de modo que as diferenças nos comportamentos de rigidez dependente da tensão e endurecimento do solo (características específicas do modelo HS) não influenciam na determinação do fator de segurança pelo método de redução de resistência aplicado.

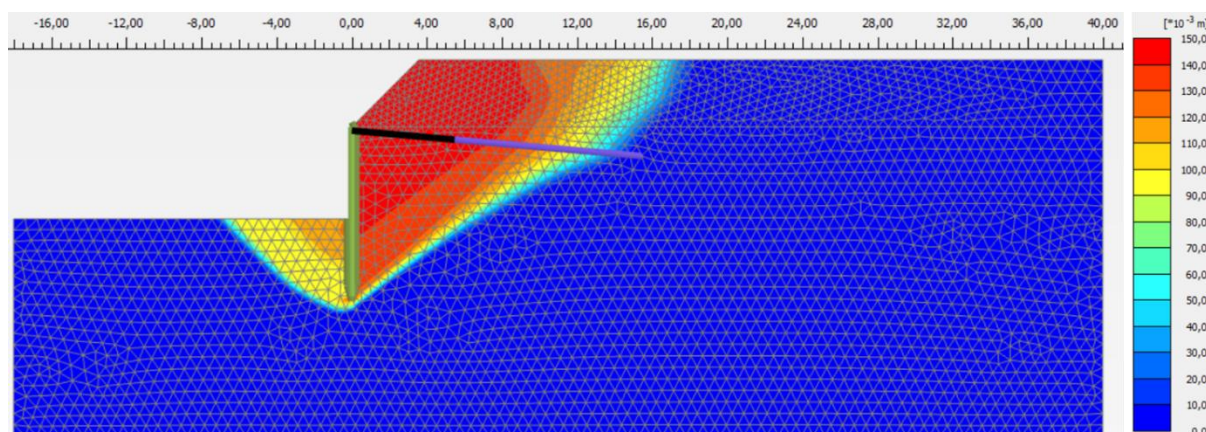


Figura 4.9. Superfície de ruptura observada nas modelagens.

Além das análises numéricas, foram realizados cálculos por meio de métodos de equilíbrio limite, com o objetivo de avaliar abordagens complementares de verificação de estabilidade. Para isso, aplicaram-se o método brasileiro (Nunes & Velloso, 1963) e o método alemão (Ranke & Ostermayer, 1968), ambos utilizando uma cunha pré-determinada partindo de uma posição intermediária entre a base da escavação e a extremidade inferior da estaca, conforme a recomendação de Ou (2006), expressa na Equação 2.21. Os cálculos foram

baseados em valores médios dos parâmetros de resistência das diferentes camadas do solo.

É importante destacar que os métodos adotados se baseiam em definições distintas para o fator de segurança, o que impede uma comparação direta entre seus resultados. Enquanto o método numérico determina o fator de segurança com base na razão entre a resistência total disponível e a resistência mobilizada no instante do colapso, o método alemão define o fator como a razão entre a capacidade de carga da ancoragem e a carga atuante. Por sua vez, o método brasileiro utiliza um equilíbrio de forças com a resistência mobilizada ao longo de uma superfície plana de ruptura.

Os resultados obtidos pelo método brasileiro são indicados na Tabela 4.2, enquanto os referentes ao método alemão estão dispostos na Tabela 4.3. A Tabela 4.4, por sua vez, reúne os fatores de segurança estimados por todas as metodologias aplicadas, incluindo os resultados numéricos. Destaca-se que, em todas as abordagens, os fatores de segurança se mantiveram acima do valor mínimo recomendado de 1,5, evidenciando as condições de estabilidade da obra.

Tabela 4.2. Análise pelo método brasileiro.

Parâmetros	Seção			
	1-2	3-4	5-6	7-8
Altura considerada (m)	7,1	6,8	9,8	7,8
Ângulo crítico (°)	60,4	60,4	60,4	60,4
Peso da cunha deslizante (kN/m)	319,5	294,8	508,3	373,8
Fator de segurança sem ancoragem	1,6	1,7	1,2	1,5
Força de ancoragem aplicada (kN/m)	96,0	96,0	72,0	72,0
Ângulo de inclinação da ancoragem (°)	5,0	5,0	20,0	35,0
<b>Fator de segurança da superfície crítica</b>	<b>3,3</b>	<b>3,8</b>	<b>1,5</b>	<b>1,8</b>

Tabela 4.3. Análise pelo método alemão.

Parâmetros	Seção			
	1-2	3-4	5-6	7-8
Peso da cunha deslizante (kN/m)	1088,7	1088,7	842,0	1215,4
Ângulo na base da cunha (°)	26,1	29,6	20,6	30,6
Ângulo de inclinação da ancoragem (°)	5,0	5,0	20,0	35,0
Componente de reação na base da cunha (kN/m)	235,4	201,8	247,8	146,9
Componente de reação ao empuxo (kN/m)	26,3	24,4	80,6	23,3
Força de ancoragem aplicada (kN/m)	96,0	96,0	72,0	72,0
Máxima carga da ancoragem (kN/m)	316,4	220,2	425,9	153,5
<b>Fator de segurança</b>	<b>3,3</b>	<b>2,3</b>	<b>5,9</b>	<b>2,1</b>

Tabela 4.4. Comparação entre Fatores de Segurança.

Seção	Fator de Segurança		
	Método numérico	Método brasileiro	Método alemão
1-2	2,7	3,3	3,3
3-4	2,6	3,8	2,3
5-6	4,5	1,5	5,9
7-8	2,9	1,8	2,1

As verificações realizadas por meio do método alemão podem ser interpretadas como uma avaliação da estabilidade interna do sistema, por relacionar diretamente a carga máxima admissível pela ancoragem com a carga efetivamente aplicada. Nesse contexto, destaca-se a importância da definição da posição de origem da superfície de ruptura: superfícies partindo da extremidade inferior da cortina tendem a resultar em estimativas mais conservadoras, enquanto superfícies iniciadas próximas à base da escavação tendem a produzir fatores menos conservadores. Indica-se, portanto, a determinação de um ponto intermediário determinado pela relação entre a resultante de empuxo passivo ( $R_p$ ) e a resultante de empuxo ativo ( $R_a$ ).

A verificação por meio de métodos numéricos é recomendada para a obtenção de fatores de segurança globais, uma vez que permite uma consideração mais realista das condições de contorno, das propriedades geotécnicas do solo e da interação solo-estrutura. No entanto, essa abordagem exige uma quantidade maior de parâmetros do solo, cuja qualidade influencia na confiabilidade dos resultados.

Nesse cenário, o uso do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb mostra-se apropriado para a estabilidade global, tendo em vista sua maior simplicidade e capacidade de fornecer resultados satisfatórios, desde que os parâmetros utilizados sejam consistentes com as condições do local analisado.

### **4.3. Análises Paramétricas**

O monitoramento dos deslocamentos revelou que o comportamento do sistema de contenção está condicionado não apenas às propriedades geotécnicas do solo, mas também à sequência executiva adotada.

Na situação analisada, a aplicação de cargas de protensão no topo das estacas induziu uma compressão do solo em direção ao interior do maciço, alterando as tensões para uma condição intermediária entre o repouso e o estado passivo. Caso as ancoragens fossem instaladas em profundidades maiores, seria possibilitado um alívio de tensões decorrentes da descompressão do solo, o que favoreceria a mobilização de condições mais próximas ao empuxo ativo.

Para investigar esse cenário, foram realizados ajustes na modelagem previamente apresentada, utilizando a seção 3-4 como referência. Avaliou-se a influência da profundidade de instalação da ancoragem no desempenho da contenção, simulando-se quatro configurações: ancoragem a 1,0 m, 1,5 m e 2,0 m abaixo do topo da cortina, além da condição sem ancoragem. Os resultados, obtidos com o modelo *Hardening Soil*, estão apresentados na Figura 4.10.

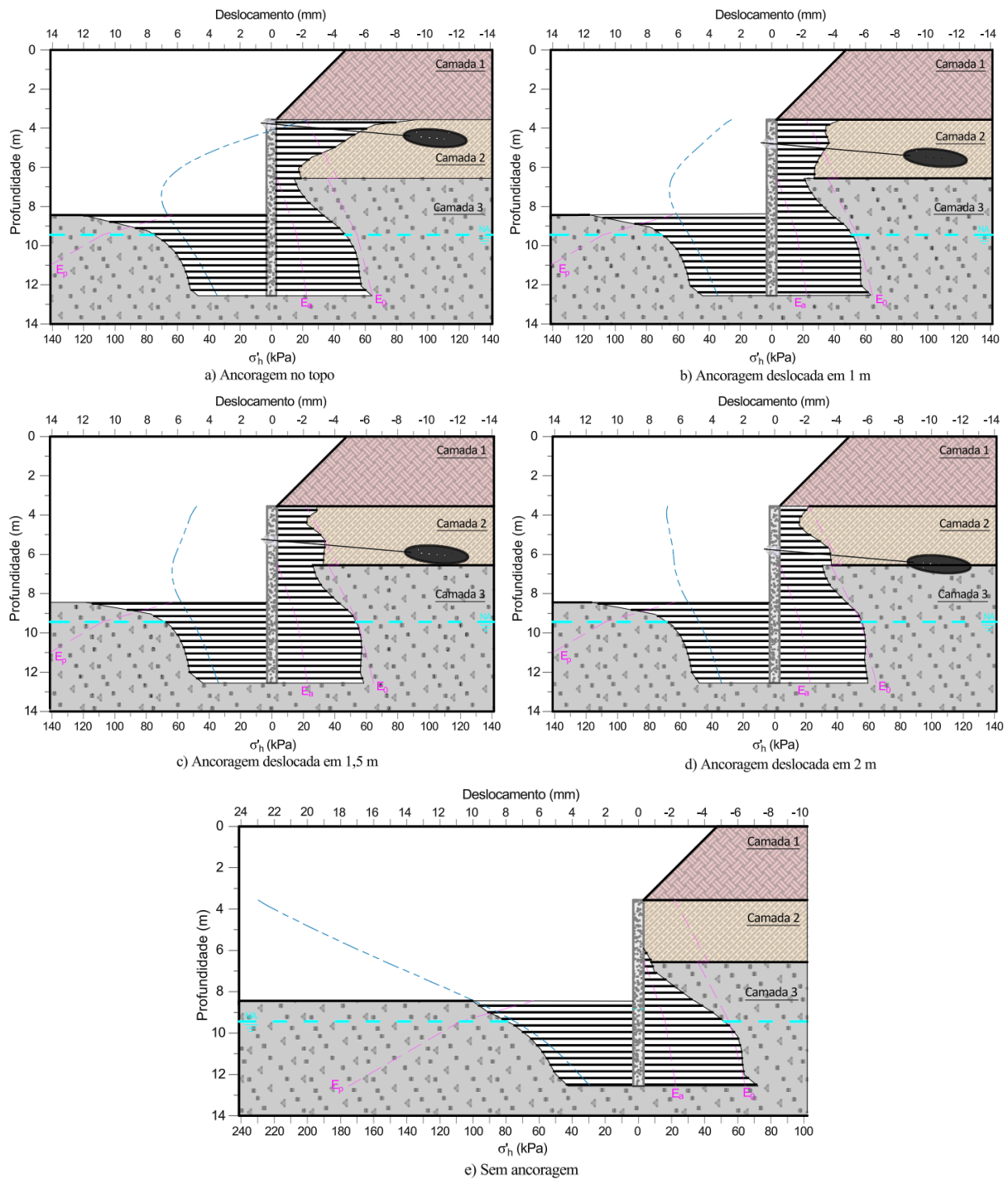


Figura 4.10. Avaliação da variação na posição da ancoragem.

Verificou-se que a posição da ancoragem tem impacto direto na distribuição de tensões e nos deslocamentos horizontais da estrutura. Quando instalada próxima ao topo, ocorreram deslocamentos no sentido contrário à escavação, ocasionando um acúmulo de tensões horizontais na região pretendida. Essa condição inibe a mobilização do empuxo ativo nas porções superiores, resultando em um estado de tensões que supera o estado  $K_0$ .

À medida que a ancoragem é posicionada em profundidades maiores, há maior liberdade para a estrutura deformar, o que favorece o alívio das tensões horizontais. Esse comportamento

contribui para a redução da concentração localizada de tensões na zona da ancoragem e promove uma distribuição de esforços mais próxima do triangular, resultando em um desempenho estrutural mais equilibrado.

Essa tendência pode ser confirmada pela Tabela 4.5, que indica os esforços solicitantes máximos obtidos na cortina para cada configuração analisada. Observa-se que o esforço axial apresenta pouca variação com o aumento da profundidade da ancoragem, enquanto o esforço cortante apresenta uma redução progressiva. O momento fletor, por sua vez, atinge seu valor mínimo com a ancoragem posicionada a 1,0 m abaixo do topo, voltando a se elevar em profundidades maiores.

Tabela 4.5. Esforços solicitantes máximos obtidos com a variação no posicionamento da ancoragem.

Posição da ancoragem	Esforço Axial (kN/m)	Esforço Cortante (kN/m)	Momento Fletor (kN.m/m)
<b>Topo</b>	79,4	85,9	69,6
<b>1,0m</b>	86,0	62,3	34,3
<b>1,5m</b>	90,0	61,9	35,6
<b>2,0m</b>	92,7	60,7	39,6
<b>Sem ancoragem</b>	92,5	40,1	50,2

Nesse contexto, identifica-se que uma configuração mais otimizada pode ser alcançada com a ancoragem a 1,0 m de profundidade, onde o momento fletor é reduzido em aproximadamente 51% em relação ao valor obtido com a ancoragem posicionada no topo da cortina. Além disso, os deslocamentos horizontais permanecem controlados com esse posicionamento, sem variações significativas, conforme ilustrado na Figura 4.10

Destaca-se, contudo, que a instalação da ancoragem próximo ao topo com um baixo ângulo de inclinação ( $5^\circ$ ) só foi possível nesse caso devido à existência de um confinamento existente pela sobrecarga do talude localizado a montante da cortina.

Com o objetivo de isolar a influência desse confinamento, avaliou-se um cenário hipotético com terreno horizontal a montante, eliminando-se, assim, a sobrecarga associada ao talude. Conforme ilustrado na Figura 4.11-a, a remoção dessa sobrecarga resultou em uma redução de aproximadamente 50% nos deslocamentos da cortina não ancorada, em comparação ao caso original com presença do talude, representado na Figura 4.10-e.

Entretanto, na ausência desse confinamento, verificou-se que a instalação da ancoragem com a mesma inclinação de  $5^\circ$  torna-se inviável, uma vez que os deslocamentos passam a ocorrer exageradamente no sentido oposto ao da escavação, comprometendo a estabilidade da estrutura (Figura 4.11-b).

No caso da obra analisada, foi adotado um confinamento mínimo de 5 m a partir do centro do trecho ancorado, valor compatível com o recomendado pela NBR 5626 (ABNT,

2018). Esse critério demonstrou ser essencial para viabilizar a geometria da ancoragem e controlar as deformações da estrutura.

Dessa forma, conclui-se que a manutenção de níveis adequados de confinamento, associada ao posicionamento estratégico das ancoragens, são fatores essenciais para o desempenho eficiente do sistema de contenção.

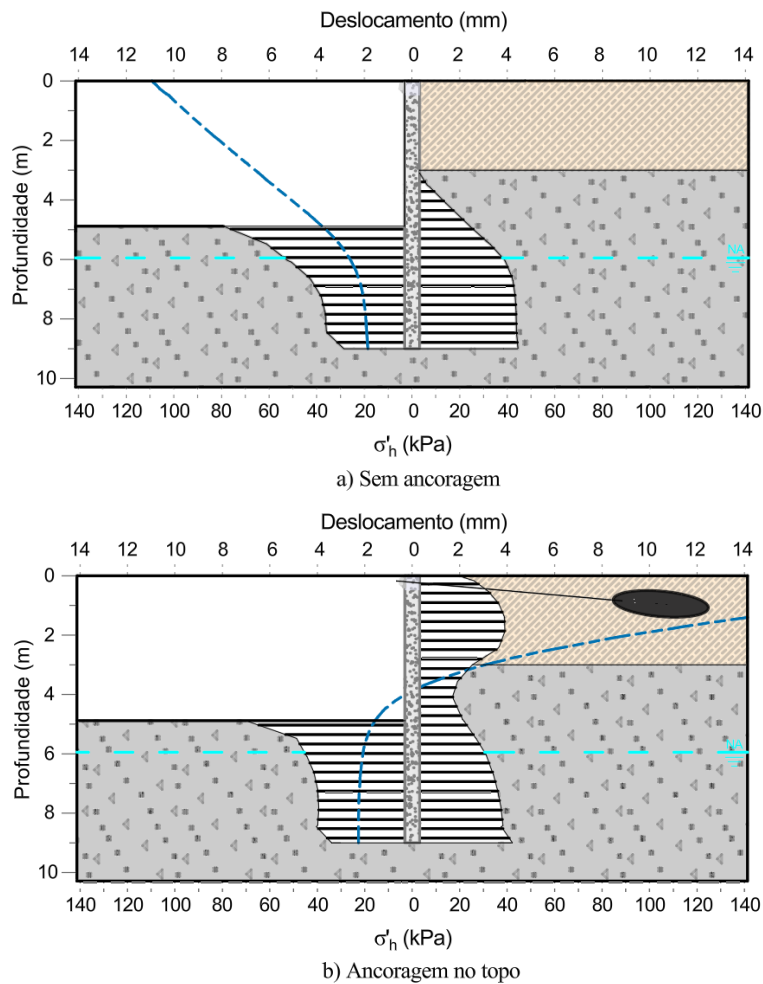


Figura 4.11. Situação hipotética sem o talude superior.

## CAPÍTULO 5

### CONCLUSÕES

---

Este estudo apresentou uma análise abrangente do comportamento de uma estrutura de contenção composta por estacas ancoradas, integrando dados de ensaios de campo e laboratório, instrumentação geotécnica e simulações numéricas baseadas no método dos elementos finitos.

As análises foram fundamentadas em resultados de monitoramento com inclinômetros, medidores de nível d'água e piezômetros de Casagrande, permitindo uma avaliação integrada da resposta do solo e da estrutura ao longo das fases construtivas.

A previsão adequada dos deslocamentos é essencial para minimizar os riscos associados à condição de serviço da obra e para manter a integridade das estruturas vizinhas, especialmente em zonas urbanas densamente ocupadas. Nesse cenário, a instrumentação com inclinômetros, tanto no solo quanto nas estacas, demonstrou-se uma estratégia eficaz para o monitoramento dos deslocamentos horizontais. Os registros de campo para o caso apresentado indicaram valores inferiores a 4 mm na direção da escavação. Após a retroanálise realizada, que considerou fases anteriores ao início do monitoramento, estimou-se que os deslocamentos acumulados permaneceram abaixo de 8 mm, o que representa aproximadamente 0,09% da profundidade escavada (cerca de 9 m) nas seções verificadas. Considerando os limites estabelecidos na literatura, que recomendam limites máximos da ordem de 0,2% da profundidade escavada em áreas urbanas, os resultados obtidos atestam o desempenho satisfatório do sistema de contenção adotado no controle dos movimentos do maciço.

Apesar dos resultados satisfatórios, o estudo evidenciou que o comportamento do sistema não é completamente previsível, principalmente quando há a combinação de vários elementos, como estacas, ancoragens e taludes. A previsão das movimentações depende do modelo adotado e da qualidade dos parâmetros utilizados. No caso analisado, a presença do talude a montante, associada à cortina com ancoragem em seu topo, alterou a distribuição de empuxos e a resposta da estrutura, exigindo abordagens de dimensionamento que considerem a interação solo-estrutura.

Nesse sentido, foram realizadas simulações numéricas com o uso do *software* Plaxis 2D, fundamentadas em dados da investigação geotécnica do local, com parâmetros de resistência obtidos por ensaios de cisalhamento direto. As modelagens foram capazes de reproduzir satisfatoriamente o comportamento da estrutura de contenção ao longo das diferentes fases executivas. Para as análises, foram adotados os modelos constitutivos de Mohr-

Coulomb (MC) e *Hardening Soil* (HS), sendo observado que o modelo HS apresentou uma maior proximidade à movimentação observada, tanto em relação à magnitude quanto ao perfil das curvas de deslocamento ao longo da profundidade.

Essa diferença se justifica pela própria formulação dos modelos: o modelo MC, baseado em um comportamento linear elástico-perfeitamente plástico e módulo de elasticidade constante, é adequado para análises de estabilidade global, mas possui limitações na representação do comportamento não linear dos solos. Já o modelo HS apresenta uma formulação hiperbólica com rigidez dependente do estado de tensões e da trajetória de carregamento-descarregamento, permitindo estimar com maior precisão o comportamento observado em obras de escavação.

Do ponto de vista construtivo, a estratégia de execução adotada, com instalação das ancoragens no topo da cortina, mostrou-se eficiente na limitação dos deslocamentos. No entanto, a análise da distribuição de tensões indicou que uma otimização do sistema poderia ter sido alcançada com a instalação das ancoragens 1 m abaixo da posição original, o que proporcionaria uma melhor distribuição dos esforços solicitantes sem comprometer os deslocamentos da estrutura.

Além disso, foi realizado também o monitoramento do lençol freático durante a execução do rebaixamento temporário, que foi adotado para permitir a execução do sistema de drenagem definitivo da obra. Nesse aspecto, a análise integrada dos dados dos Medidores de nível d'água e piezômetros de Casagrande possibilitou acompanhar o comportamento do fluxo subterrâneo durante essa etapa, identificando zonas com potencial de acúmulo de poropressão, caracterizadas pela elevação do nível piezométrico em relação ao nível d'água.

Dessa forma, os resultados obtidos neste estudo contribuem para o aprofundamento do conhecimento sobre o desempenho de estruturas de contenção no contexto geotécnico do Distrito Federal. Dentre os principais aspectos observados, destacam-se:

- As ancoragens com ponto de aplicação no topo da cortina foram eficazes no controle de deslocamentos horizontais. No entanto, as análises numéricas realizadas indicaram a mobilização de tensões horizontais no sentido do empuxo passivo na região superior das estacas após a protensão, comportamento que se afasta das previsões das teorias clássicas. Esse resultado evidencia a importância de métodos de cálculo que considerem explicitamente a interação solo-estrutura em projetos semelhantes;
- O monitoramento da obra por meio de inclinômetros tanto dentro das estacas quanto no solo permitiu distinguir os deslocamentos da estrutura em relação ao maciço, viabilizando

a identificação de movimentos de translação. Na seção 3-4, por exemplo, a instalação de um tubo-guia com extensão de cerca de 4 m além da base da estaca permitiu detectar diretamente o deslocamento de base da cortina ( $\Delta x$ ), contribuindo para a correção do perfil de deslocamento;

- As modelagens numéricas indicaram que os parâmetros calibrados por Rebolledo *et al.* (2019) para o modelo *Hardening Soil* representam uma boa estimativa preliminar para o solo típico do Distrito Federal. No presente estudo, os valores adotados foram validados tanto pelos ensaios de recebimento das ancoragens quanto pela comparação com os deslocamentos medidos, sugerindo a viabilidade de seu uso como referência, com ajustes pontuais conforme o contexto do projeto;
- A modelagem da situação correspondente ao ensaio de recebimento das ancoragens mostrou-se uma estratégia válida para a calibração prévia dos parâmetros do sistema de contenção. Tendo em vista que essa análise pode ser realizada antes da etapa de escavação da obra, trata-se de uma boa alternativa para ajuste de parâmetros em situações semelhantes, em que, caso necessário, ajustes podem ser feitos ao projeto antes de alguma situação crítica. Essa prática de pré-calibração por meio da simulação do ensaio de arrancamento conferiu maior segurança na definição dos parâmetros de rigidez e resistência do tirante antes da escavação, aumentando a confiabilidade das previsões numéricas subsequentes;
- A comparação entre os modelos *Hardening Soil* e Mohr-Coulomb evidenciou uma diferença em relação ao comportamento dos deslocamentos da cortina. Os módulos de elasticidade considerados para o MC foram compatibilizados com base nos módulos de descarregamento-carregamento ( $E_{ur}$ ) do modelo HS. Em termos quantitativos, o modelo MC foi apresentou deslocamentos ligeiramente menores e um formato de curva menos compatível com o medido, ao passo que o modelo HS reproduziu com maior precisão a magnitude e a forma dos deslocamentos observados nos inclinômetros;
- Para avaliação de fatores de segurança, ambos os modelos são adequados, fornecendo resultados semelhantes, indicando que a escolha do modelo constitutivo (MC ou HS) pouco influencia na estimativa do FS global, já que utilizam o mesmo critério de ruptura;
- O monitoramento do fluxo subterrâneo, realizado por meio da combinação de piezômetros de Casagrande com medidores de nível d'água, possibilitou identificar zonas com potencial de acúmulo de poropressão e avaliar a eficiência do sistema de rebaixamento temporário. Verificou-se a inversão do gradiente de fluxo e a ocorrência de

subpressões nas Ilhas 1 e 2 após o início do bombeamento, indicando a atuação efetiva do sistema de drenagem. Ainda assim, em todas as medições, os níveis piezométricos permaneceram abaixo da cota da laje, o que confirma o bom desempenho do sistema e a segurança frente a possíveis efeitos de subpressão na estrutura;

- As análises paramétricas apresentadas demonstraram a importância de considerar cuidadosamente as disposições construtivas, uma vez que elas impactam diretamente a distribuição de tensões e os deslocamentos da estrutura. A instalação da ancoragem em posições mais profundas favorece uma maior mobilização do empuxo ativo. No entanto, essa configuração também resulta em um aumento dos deslocamentos horizontais e dos momentos fletores na estrutura. No caso analisado, a comparação entre a ancoragem posicionada no topo e aquelas instaladas a 1,0 m, 1,5 m e 2,0 m abaixo indicou que a profundidade de 1,0 m proporcionou o melhor equilíbrio entre a redistribuição de esforços e a limitação dos deslocamentos.
- Os resultados paramétricos também comprovaram a necessidade de manter o trecho ancorado a um nível de confinamento mínimo de 5 m abaixo da superfície do terreno, de modo a não comprometer a estabilidade do sistema e evitar deslocamentos excessivos em sentido contrário à escavação.

## RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

---

- Instrumentar outras obras na região incluindo a instalação de células de carga nas ancoragens, a fim de avaliar o empuxo sobre a cortina e a possível perda de carga de protensão;
- Avaliar o efeito da instalação das ancoragens dentro da região colapsível, tanto por meio de instrumentação quanto por modelagens numéricas com modelos que consigam representar o fenômeno de colapsibilidade;
- Realizar as análises considerando modelos de solos não saturados;
- Analisar os resultados utilizando uma modelagem tridimensional, verificando se ocorre diferenças para os resultados bidimensionais, considerando a influência das etapas construtivas e a distância dos cantos da escavação;
- Verificar os deslocamentos por outros métodos de cálculo, como o método de molas discretas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- Abreu, P. S. B. (2013). *Execução de estacas em solos lateríticos*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 122 p.
- Ahmadi, A., & Ahmadi, M. M. (2019). Three-dimensional numerical analysis of corner effect of an excavation supported by ground anchors. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 16(7), 903–915.
- Alves, P. C. (2009). *Cartografia geotécnica para obras subterrâneas: Condições de construções de garagens subterrâneas e metrô no plano piloto de Brasília*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 168 p.
- Araki, M. S. (1997). *Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2006). *NBR 5629: Tirantes ancorados no terreno: Projeto e execução*, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2009). *NBR 11682: Estabilidade de encostas*, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016a). *NBR 6459: Solo: Determinação do limite de liquidez*, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016b). *NBR 7180: Solo: Determinação do limite de plasticidade*, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2018). *NBR 5629: Tirantes ancorados no terreno: Projeto e execução*, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2019). *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*, Rio de Janeiro.
- ASTM. (2011). *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. ASTM International.
- Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., & Engin, H. K. (2010). *Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands*. 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Rondheim, Norway.
- Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., & Swolfs, W. M. (2011). *Material models manual, Plaxis 2D*. Plaxis bv.
- Bustamante, M., & Doix, B. (1985). Une Methode Pour Le Calcul Des Tirants Et Des Micropieux Injectes. *Bull liaison lab ponts chauss*, p. 140.
- Camapum de Carvalho, J., Gitirana, G. D. F. N., Machado, S. L., Mascarenha, M. M. D. A., Silva, F. C. D., & Rodrigues, R. A. (2023). *Solos não saturados no contexto geotécnico*, 2º ed. ABMS, São Paulo, SP.
- Camapum de Carvalho, J., & Mortari, D. (1994). *Caracterização Geotécnica de Solos Porosos do Distrito Federal*. III Simpósio Brasileiro de Obras Subterrâneas. Brasília, DF, ABMS, p. 102-122.

- Campos, J. C. de. (2024). *Estruturas de contenção*. Apostila do curso de capacitação em estruturas de contenção.
- Canadian Geotechnical Society. (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual*. 4<sup>o</sup> ed., Toronto.
- Canadian Geotechnical Society. (2023). *Canadian Foundation Engineering Manual*. 5<sup>o</sup> ed., Toronto.
- Cárdenas, J. C. R. (2014). *Análise do comportamento de cortina de estacas executada em solo poroso metaestável mediante o uso de um modelo constitutivo hipoplástico considerando a resposta não saturada*. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192 p.
- Cardoso, F. B. F. (2002). *Propriedades e comportamento mecânico de solos do planalto central brasileiro*. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.
- Carter, J., Desai, C., Potts, D., Schweiger, H., & Sloan, S. (2000). *Computing and Computer Modelling in Geotechnical Engineering*. 2000 ISRM International Symposium, Melbourne, Australia, 1157–1252.
- Carter, J. P. (2023). Constitutive modelling in computational geomechanics. 61st Rankine lecture, *Géotechnique*, 74(13), 1511–1535.
- Chen, G., Zou, L., Wang, Q., & Zhang, G. (2020). Pile-Spacing Calculation of Anti-Slide Pile Based on Soil Arching Effect. *Advances in Civil Engineering*.
- Cintra, J. C. A. (1995). *Fundações em solos colapsíveis*. Tese de livre docência, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 124 p.
- Cintra, J. C. A., & Aoki, N. (2009). *Projeto de fundações em solos colapsíveis*, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP.
- Cintra, J. C. A., Aoki, N., Tsuha, C. H. C., & Giacheti, H. L. (2013). *Fundações: Ensaios estáticos e dinâmicos*, Oficina de textos, São Paulo, SP.
- Clayton, C. R. I., Milititsky, J., & Woods, R. I. (2014). *Earth pressure and earth-retaining structures*. 3rd ed., Taylor & Francis Group, LLC.
- Clough, G. W., Smith, E. M., & Sweeney, B. P. (1989). *Movement Control of Excavation Support Systems by Iterative Design*. ASCE, New York, 869–884.
- Cordao Neto, M. P., Hernandez, O., Lorenzo, R., Borges, C., & Caicedo, B. (2018). Study of the relationship between hydro-mechanical soil behavior and microstructure of a structured soil. *Earth Sciences Research Journal*, 22, 91–101.
- Corrales, L. A. G. (2018). *Análise comparativa da estabilidade interna de cortinas atirantadas utilizando métodos analíticos e simulações numéricas 2D*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149 p.
- Costa Nunes, A. J. (1987). *Ground Prestressing*. 1st Casagrande Lecture, Cartagena, Colômbia.
- Delgado, A. K. C. (2007). *Estudo do comportamento mecânico de solos tropicais característicos do Distrito Federal para uso na pavimentação rodoviária*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 392 p.
- Dell'Avanzi, E. (2014). *Introdução à Previsão em Engenharia Geotécnica*. Curitiba, Paraná.

- Dunnicliff, J. (1988). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. 1ª edição, John Wiley & Sons.
- EAB. (2013). *Recommendations on Excavations*. 3º ed., German Geotechnical Society.
- Elsaid, F. (2000). *Effect of Retaining Walls Deformation Modes on Numerically Calculated Earth Pressure*. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Denver, Colorado, 12–28.
- EN 1997-1. (2004). *Eurocode 7: Geotechnical design—Part 1: General rules*.
- EN 1997-2. (2007). *Eurocode 7: Geotechnical design—Part 2: Ground investigation and testing*.
- Finno, R. J. (2007). *Use of Monitoring Data to Update Performance Predictions of Supported Excavations*. Proceedings of the 7th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Boston, Massachusetts, 1-30.
- Finno, R. J., Blackburn, J. T., & Roboski, J. F. (2007). Three-Dimensional Effects for Supported Excavations in Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(1), 30–36.
- Finno, R. J., & Calvello, M. (2005). Supported Excavations: Observational Method and Inverse Modeling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(7), 826–836.
- Freitas-Silva, F.H. & Campos, J.E.G (1998) Geologia do Distrito Federal. Inventário Hidrogeológico do Distrito Federal, Freitas-Silva, F.H. & Campos, J.E.G (eds.), UnB/IEMA, Brasília, DF, Parte I, pp. 1-86.
- Gaba, A. R., Simpson, B., Powrie, W., & Beadman, D. R. (2002). *Embedded retaining walls: Guidance for economic design*. Construction Industry Research and Information Association - CIRIA, Technical Report No. FR/CP/96.
- GeoRio. (2014). *Manual Técnico de Encostas* (2º ed). Fundação Instituto de Geotécnica do Rio de Janeiro.
- Gerscovich, D., Danziger, B. R., & Saramago, R. (2016). *Contenções: Teoria e Aplicações em Obras*. Oficina de Textos, São Paulo, SP.
- Gerscovich, D. M. S. (2010). *Apostila Resistência ao Cisalhamento*. Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.
- Gouw, T. L. (2014). Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems. *International Journal of Applied Engineering Research*, 9(21), 8291–8311.
- Guimarães, R. C., Rodrigues, S. M., Camapum de Carvalho, J., & Cordão Neto, M. P. (2017). Avaliação dos Critérios de Identificação de Solos Colapsíveis no Centro-Oeste. 4º *Simpósio da Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste*, 704–709.
- Hachich, W. C., Falconi, F. F., Saes, J., Frota, R. G. Q., Carvalho, C. S., & Niyama, S. (1996). *Fundações: Teoria e prática*. 2ª edição, São Paulo: Pini.
- Hsiung, B. C. B., Yang, K. H., Aila, W., & Ge, L. (2018). Evaluation of the wall deflections of a deep excavation in Central Jakarta using three-dimensional modeling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 72, 84–96.
- Jáky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal for society of hungarian architects and engineers*, 355–358.

- Kourkoulis, R., Gelagoti, F., Anastasopoulos, I., & Gazetas, G. (2011). Slope Stabilizing Piles and Pile-Groups: Parametric Study and Design Insights. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(7), 663–677.
- Lade, P. V. (2005). Overview of Constitutive Models for Soils. *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration*. GeoFrontiers, Austin, Texas.
- Lambe, T. W. (1973). Predictions in soil engineering. *Géotechnique*, 23(2), 151–202.
- Li, Z., & Yang, X. (2020). Three-dimensional active earth pressure for retaining structures in soils subjected to steady unsaturated seepage effects. *Acta Geotechnica*, 15(7), 2017–2029.
- Lin, D., Chung, T., & Wej, N. P. (2003). Quantitative evaluation of corner effect on deformation behavior of multi-strutted deep excavation in Bangkok subsoil. *Geotechnical engineering*, 34(1), 41–57.
- Littlejohn, G. S. (1980). Design estimation of the ultimate load-holding capacity of ground anchors. *Ground Engineering*, 13(8), 25-39
- Medeiros, A. G. B. (2005). *Análise Numérica de Estruturas de Contenção em Balanço E Grampeadas do Tipo “Estaca Justaposta” Assentes em Solo Poroso do DF*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-135/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 135 p.
- Maleki, J., Pak, A., Yousefi, M., & Aghakhani, N. (2022). A comprehensive FE study for design of anchored wall systems for deep excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 122, 104340.
- Mayne, P. W., & Kulhawy, F. H. (1982).  $K_0$ -OCR Relationships in Soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 108(6), 851–872.
- Mazindrani, Z. H., & Ganjali, M. H. (1997). Lateral Earth Pressure Problem of Cohesive Backfill with Inclined Surface. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(2), 110–112.
- Mikkelsen, P. E. (2003). *Advances in inclinometer data analysis*. Symposium on Field Measurements in Geomechanics, FMGM, Oslo, Noruega.
- Navfac. (1982). *Design Manual 7.2: Foundations and Earth Structures*. Report N° DM 7.2, Department of the Navy Facilities Engineering Command.
- Ortigao, J. A. R., & Sayão, A. S. F. J. (2004). *Handbook of Slope Stabilisation*. Springer, Berlin.
- Otálvaro, I. F. (2013). *Comportamento hidromecânico de um solo tropical compactado*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 122 p.
- Ou, C.Y. (2006). *Deep Excavation: Theory and Practice*. Vol. 1, CRC Press.
- Padfield, C. J., & Mair, R. J. (1984). Design of Retaining Walls Embedded in Stiff Clay. *Publication of: Construction Industry Research & Information Assoc*, 104.
- Paik, K. H., & Salgado, R. (2003). Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects. *Géotechnique*, 53(7), 643–653.
- Palmeira, E. M. (1996). *Instrumentação geotécnica*. Publicação No. GAP 005A/96, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Porto, T. B. (2015). *Ancoragem em solos: Comportamento geotécnico e metodologia via web*

- para previsão e controle*. Tese de Doutorado, Núcleo de Tecnologia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 482 p.
- Potts, D. M., & Fourie, A. B. (1984). The behaviour of a propped retaining wall: Results of a numerical experiment. *Géotechnique*, 34(3), 383–404.
- Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory*. Thomas Telford, London.
- Poulos, H., Carter, J., & Small, J. (2001). *Foundations and retaining structures—Research and practice*. 15th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, Turkey, 2527–2606.
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. John Wiley & Sons Inc.
- Rebolledo, J. F. R., León, R. F. P., & Carvalho, J. C. (2019). Obtaining the Mechanical Parameters for the Hardening Soil Model of Tropical Soils in the City of Brasília., *Soils and Rocks, São Paulo*, 42(1): 61-74.
- Sabatini, P. J., Pass, D. G., & Bachus, R. C. (1999). *Ground anchors and anchored systems*. Report FHWA-IF-99-015, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, 1<sup>o</sup> ed, 281–296. Routledge.
- Seequent. (2022). *Stability Modeling with GeoStudio: User Manual for SLOPE/W*. Seequent, The Bentley Subsurface Company.
- Silva, A. R. C., Rodrigues, S. M., Guimarães, R. C., Camapum de Carvalho, J., & Cordão Neto, M. P. (2017). *Avaliação dos Critérios de Identificação de Solos Colapsíveis no Centro-Oeste*. IV Simpósio de prática de engenharia geotécnica na região Centro-Oeste, Goiânia, Go.
- Silva, J. D. da. (2006). *Estudo da colapsibilidade da argila porosa de Brasília pelo fluxo de contaminantes*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141 p.
- Slope Indicator. (2011). *Digitilt inclinometer probe manual*. 11<sup>a</sup> ed. Washington, DC.
- Solotrat. (2023). *Manual de serviços geotécnicos*. 7<sup>a</sup> ed. São Paulo, SP.
- Souza, R. N. (2001). *Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solo: Previsão do comportamento e controle de execução*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Strom, R. W., & Ebeling, R. M. (2001). *State of the Practice in the Design of Tall, Stiff, and Flexible Tieback Retaining Walls*. U.S. Army Engineer Research and Development Center.
- Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E., & Guan, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations*, 52(4), 682–697.
- Teo, P. I., & Wong, K. s. (2012). Application of the Hardening Soil model in deep excavation analysis. *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 5(3), 152–165.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2<sup>o</sup> ed., John Wiley

& Sons.

- Van der Veen, C. (1953). The bearing capacity of a pile. *3rd International conference on soil mechanics and foundation engineering*, Zurich, Switzerland, v.2, 84-90.
- Velloso, D. A. (1958). *Considerações sobre o cálculo de cortinas com ficha descontínua*. Relatório T16-58, Estacas Franki LTDA.
- Vermeer, P. A., Punlor, A., & Ruse, N. (2001). Arching effects behind a soldier pile wall. *Computers and Geotechnics*, 28(6), 379–396.
- Weatherby, D. E. (1982). *Tiebacks*. Report FHWA-RD-82-047, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Weatherby, D. E. (1998). *Design Manual for Permanent Ground Anchor Walls*. Report FHWA-RD-97-130. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.
- Woods, R. I. (2003). *The Application of Finite Element Analysis to the Design of Embedded Retaining Walls*. University of Surrey.
- Xanthakos, P. P. (1991). *Ground Anchors and Anchored Structures*. 1<sup>st</sup> ed., Wiley-Interscience.
- Zdravkovic, L., Potts, D. M., & St John, H. D. (2005). Modelling of a 3D excavation in finite element analysis. *Géotechnique*, 55(7), 497–513.

## APÊNDICE A: LEITURAS INCLINOMÉTRICAS

### IN - 1

Tubo:	IN1	Obra:	SGAS 613		Eixo A	Eixo B
Data:	22/11/2023	Rotação:	34°	Média:	17,4	47,7
Referência:	00	Const. Equip.	25000	Desv. Padrão:	21,9	32,1
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	1297	-1330	-33	934	-822	112
1	1241	-1258	-17	854	-771	83
1,5	1181	-1207	-26	843	-700	143
2	1120	-1142	-22	744	-652	92
2,5	1108	-1123	-15	671	-613	58
3	1083	-1054	29	496	-459	37
3,5	1073	-1043	30	441	-424	17
4	1036	-1011	25	381	-350	31
4,5	1029	-996	33	261	-211	50
5	956	-930	26	188	-156	32
5,5	973	-947	26	160	-136	24
6	1077	-1043	34	157	-94	63
6,5	1109	-1081	28	99	-75	24
7	1140	-1114	26	101	-77	24
7,5	1101	-1073	28	113	-64	49
8	1043	-1013	30	59	-25	34
8,5	994	-968	26	65	-37	28
9	954	-926	28	188	-162	26
9,5	884	-855	29	203	-181	22
10	837	-809	28	221	-186	35
10,5	817	-788	29	320	-265	55
11	807	-779	28	306	-279	27
11,5	800	-770	30	311	-280	31

<b>Tubo:</b>	IN1	<b>Obra:</b>		SGAS 613	<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b>	01/12/2023	<b>Rotação:</b>	34°	<b>Média:</b>	12,3	47,5
<b>Referência:</b>	01	<b>Const. Equip.</b>	25000	<b>Desv. Padrão:</b>	26,8	35,3
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>		
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>
<b>0,5</b>	1266	-1329	-63	936	-804	132
<b>1</b>	1220	-1259	-39	873	-761	112
<b>1,5</b>	1175	-1203	-28	832	-699	133
<b>2</b>	1117	-1146	-29	740	-649	91
<b>2,5</b>	1106	-1124	-18	672	-621	51
<b>3</b>	1082	-1054	28	493	-473	20
<b>3,5</b>	1070	-1042	28	454	-434	20
<b>4</b>	1033	-1013	20	369	-340	29
<b>4,5</b>	1025	-995	30	258	-211	47
<b>5</b>	953	-928	25	187	-153	34
<b>5,5</b>	969	-948	21	157	-134	23
<b>6</b>	1071	-1040	31	153	-103	50
<b>6,5</b>	1103	-1078	25	91	-70	21
<b>7</b>	1138	-1115	23	92	-78	14
<b>7,5</b>	1099	-1072	27	107	-65	42
<b>8</b>	1039	-1013	26	54	-31	23
<b>8,5</b>	993	-970	23	54	-36	18
<b>9</b>	953	-925	28	192	-142	50
<b>9,5</b>	883	-858	25	218	-185	33
<b>10</b>	836	-811	25	227	-196	31
<b>10,5</b>	814	-791	23	317	-267	50
<b>11</b>	804	-778	26	303	-273	30
<b>11,5</b>	797	-771	26	315	-276	39

Tubo: IN1		Obra: SGAS 613		Eixo A	Eixo B	
Data: 14/12/2023		Rotação: 34°		Média:	14,7	35,3
Referência: 02		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão:	19,7	28,5
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	1302	-1333	-31	906	-816	90
1	1239	-1253	-14	844	-750	94
1,5	1195	-1201	-6	794	-706	88
2	1131	-1146	-15	747	-656	91
2,5	1089	-1124	-35	682	-636	46
3	1089	-1056	33	489	-485	4
3,5	1068	-1044	24	449	-435	14
4	1030	-1011	19	377	-344	33
4,5	1022	-995	27	257	-218	39
5	953	-929	24	198	-171	27
5,5	969	-948	21	150	-145	5
6	1070	-1042	28	146	-114	32
6,5	1104	-1079	25	98	-79	19
7	1137	-1116	21	94	-89	5
7,5	1097	-1071	26	100	-74	26
8	1038	-1012	26	62	-38	24
8,5	992	-970	22	59	-53	6
9	951	-926	25	191	-152	39
9,5	882	-857	25	212	-191	21
10	834	-811	23	229	-208	21
10,5	812	-790	22	311	-270	41
11	802	-778	24	304	-281	23
11,5	795	-771	24	308	-285	23

**IN - 2**

<b>Tubo:</b>	IN2	<b>Obra:</b>			SGAS 613	<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b>	13/11/2023	<b>Rotação:</b>	14°	<b>Média:</b>		31,4	46,2
<b>Referência:</b>	00	<b>Const. Equip.</b>	25000	<b>Desv. Padrão:</b>		5,3	8,9
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>			
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	
<b>0,5</b>	-282	324	42	76	-1	75	
<b>1</b>	-272	308	36	51	-1	50	
<b>1,5</b>	-441	457	16	242	-193	49	
<b>2</b>	-602	639	37	211	-170	41	
<b>2,5</b>	-487	520	33	110	-69	41	
<b>3</b>	-343	376	33	14	21	35	
<b>3,5</b>	-94	123	29	-18	58	40	
<b>4</b>	158	-127	31	67	-20	47	
<b>4,5</b>	368	-333	35	292	-256	36	
<b>5</b>	160	-127	33	125	-67	58	
<b>5,5</b>	100	-72	28	175	-121	54	
<b>6</b>	74	-39	35	271	-224	47	
<b>6,5</b>	-32	65	33	266	-221	45	
<b>7</b>	-45	76	31	190	-149	41	
<b>7,5</b>	-2	35	33	200	-153	47	
<b>8</b>	-238	264	26	-75	115	40	
<b>8,5</b>	-305	337	32	-199	247	48	
<b>9</b>	-160	187	27	-195	234	39	
<b>9,5</b>	324	-294	30	-261	307	46	
<b>10</b>	920	-893	27	-292	337	45	

Tubo: IN2		Obra: SGAS 613			Eixo A	Eixo B
Data: 22/11/2023		Rotação: 14°		Média:	30,1	32,8
Referência: 01		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão:	7,3	10,7
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	-368	389	21	131	-81	50
1	-350	383	33	93	-77	16
1,5	-493	530	37	279	-235	44
2	-619	655	36	222	-173	49
2,5	-491	533	42	97	-76	21
3	-354	377	23	5	18	23
3,5	-93	117	24	-36	68	32
4	164	-129	35	46	-21	25
4,5	375	-333	42	286	-262	24
5	163	-125	38	116	-74	42
5,5	107	-83	24	152	-110	42
6	80	-42	38	258	-230	28
6,5	-31	54	23	259	-219	40
7	-48	68	20	185	-155	30
7,5	2	29	31	192	-162	30
8	-240	263	23	-85	102	17
8,5	-312	336	24	-198	237	39
9	-157	185	28	-199	228	29
9,5	323	-289	34	-255	282	27
10	917	-892	25	-286	334	48

<b>Tubo:</b> IN2		<b>Obra:</b> SGAS 613			<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b> 01/12/2023		<b>Rotação:</b> 14°		<b>Média:</b> 33,6 38,1		
<b>Referência:</b> 02		<b>Const. Equip.</b> 25000		<b>Desv. Padrão:</b> 5,9 8,6		
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>		
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>
<b>0,5</b>	-362	404	42	171	-152	19
<b>1</b>	-360	397	37	129	-86	43
<b>1,5</b>	-487	517	30	271	-227	44
<b>2</b>	-623	657	34	238	-189	49
<b>2,5</b>	-488	520	32	104	-65	39
<b>3</b>	-342	381	39	17	28	45
<b>3,5</b>	-94	133	39	-18	46	28
<b>4</b>	166	-130	36	56	-11	45
<b>4,5</b>	380	-339	41	284	-253	31
<b>5</b>	159	-123	36	133	-84	49
<b>5,5</b>	105	-76	29	160	-128	32
<b>6</b>	76	-46	30	272	-228	44
<b>6,5</b>	-20	55	35	257	-217	40
<b>7</b>	-52	71	19	200	-162	38
<b>7,5</b>	-2	25	23	196	-165	31
<b>8</b>	-236	267	31	-73	93	20
<b>8,5</b>	-299	336	37	-197	238	41
<b>9</b>	-148	186	38	-197	240	43
<b>9,5</b>	325	-289	36	-261	299	38
<b>10</b>	913	-885	28	-291	334	43

<b>Tubo:</b> IN2		<b>Obra:</b> SGAS 613			<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b> 14/12/2023		<b>Rotação:</b> 14°		<b>Média:</b> 24,4		29,4
<b>Referência:</b> 03		<b>Const. Equip.</b> 25000		<b>Desv. Padrão:</b> 6,8		10,4
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>		
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>
<b>0,5</b>	-366	385	19	108	-60	48
<b>1</b>	-370	398	28	114	-80	34
<b>1,5</b>	-492	517	25	261	-230	31
<b>2</b>	-625	644	19	221	-177	44
<b>2,5</b>	-490	519	29	94	-68	26
<b>3</b>	-352	381	29	13	9	22
<b>3,5</b>	-99	127	28	-20	52	32
<b>4</b>	162	-139	23	39	-21	18
<b>4,5</b>	370	-350	20	270	-257	13
<b>5</b>	150	-128	22	119	-97	22
<b>5,5</b>	114	-75	39	150	-128	22
<b>6</b>	78	-42	36	269	-232	37
<b>6,5</b>	-25	59	34	263	-222	41
<b>7</b>	-51	73	22	197	-164	33
<b>7,5</b>	-8	20	12	191	-167	24
<b>8</b>	-243	265	22	-76	88	12
<b>8,5</b>	-307	332	25	-200	229	29
<b>9</b>	-155	174	19	-205	230	25
<b>9,5</b>	316	-300	16	-266	293	27
<b>10</b>	908	-887	21	-276	324	48

Tubo: IN2		Obra: SGAS 613			Eixo A	Eixo B
Data: 18/03/2025		Rotação: 14°		Média:	28,1	47,1
Referência: 04		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão:	6,2	9,2
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	-346	380	34	196	-149	47
1	-344	376	32	137	-104	33
1,5	-509	536	27	299	-246	53
2	-622	643	21	210	-158	52
2,5	-497	522	25	104	-52	52
3	-355	381	26	17	33	50
3,5	-101	122	21	-18	66	48
4	151	-122	29	75	-30	45
4,5	381	-337	44	297	-249	48
5	174	-138	36	116	-84	32
5,5	111	-83	28	176	-126	50
6	84	-50	34	284	-233	51
6,5	-20	52	32	271	-217	54
7	-41	61	20	210	-145	65
7,5	12	19	31	211	-149	62
8	-215	239	24	-75	125	50
8,5	-299	321	22	-196	227	31
9	-152	180	28	-189	225	36
9,5	320	-293	27	-249	287	38
10	918	-898	20	-281	326	45

**IN – 3**

<b>Tubo:</b>	IN3	<b>Obra:</b>			SGAS 613	<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b>	22/11/2023	<b>Rotação:</b>	32°	<b>Média:</b>		25,2	34,1
<b>Referência:</b>	00	<b>Const. Equip.</b>	25000	<b>Desv. Padrão:</b>		3,3	10,3
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>			
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	
<b>0,5</b>	-167	202	35	773	-722	51	
<b>1</b>	-162	191	29	758	-734	24	
<b>1,5</b>	-258	279	21	754	-711	43	
<b>2</b>	-342	371	29	651	-621	30	
<b>2,5</b>	-360	383	23	621	-598	23	
<b>3</b>	-368	391	23	593	-552	41	
<b>3,5</b>	-352	379	27	574	-538	36	
<b>4</b>	-319	346	27	556	-536	20	
<b>4,5</b>	-289	313	24	488	-452	36	
<b>5</b>	-214	236	22	426	-397	29	
<b>5,5</b>	-150	177	27	415	-385	30	
<b>6</b>	-119	138	19	298	-253	45	
<b>6,5</b>	-65	91	26	26	11	37	
<b>7</b>	-43	71	28	-11	29	18	
<b>7,5</b>	-22	44	22	-30	71	41	
<b>8</b>	7	19	26	-79	113	34	
<b>8,5</b>	18	6	24	-112	137	25	
<b>9</b>	-28	54	26	-255	300	45	
<b>9,5</b>	-79	105	26	-647	682	35	
<b>10</b>	-15	36	21	-825	870	45	
<b>10,5</b>	83	-56	27	-957	1008	51	
<b>11</b>	194	-167	27	-1078	1110	32	
<b>11,5</b>	266	-240	26	-1096	1114	18	
<b>12</b>	311	-290	21	-1087	1132	45	
<b>12,5</b>	386	-361	25	-1139	1176	37	
<b>13</b>	416	-391	25	-1165	1181	16	

Tubo: IN3		Obra: SGAS 613			Eixo A	Eixo B
Data: 01/12/2023		Rotação: 32°		Média:	22,7	29,2
Referência: 01		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão:	7,1	13,9
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	-169	201	32	773	-739	34
1	-185	207	22	754	-740	14
1,5	-286	309	23	735	-704	31
2	-348	380	32	653	-620	33
2,5	-368	396	28	619	-610	9
3	-380	398	18	592	-560	32
3,5	-368	382	14	569	-540	29
4	-332	349	17	550	-543	7
4,5	-300	318	18	495	-447	48
5	-221	249	28	425	-402	23
5,5	-168	180	12	406	-391	15
6	-125	150	25	294	-256	38
6,5	-79	94	15	16	11	27
7	-56	73	17	-15	23	8
7,5	-36	48	12	-24	72	48
8	-8	21	13	-87	111	24
8,5	10	12	22	-108	127	19
9	-35	53	18	-258	299	41
9,5	-74	108	34	-651	690	39
10	-12	39	27	-820	869	49
10,5	90	-55	35	-955	1005	50
11	197	-165	32	-1076	1113	37
11,5	266	-238	28	-1101	1115	14
12	311	-288	23	-1087	1134	47
12,5	382	-358	24	-1142	1174	32
13	413	-393	20	-1171	1181	10

Tubo: IN3		Obra: SGAS 613			Eixo A	Eixo B
Data: 14/12/2023		Rotação: 32°		Média:	22,0	33,8
Referência: 02		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão:	6,1	12,6
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	-103	130	27	619	-575	44
1	-174	199	25	694	-660	34
1,5	-286	314	28	734	-682	52
2	-347	368	21	649	-622	27
2,5	-356	381	25	621	-602	19
3	-351	370	19	589	-557	32
3,5	-343	358	15	571	-553	18
4	-307	325	18	565	-541	24
4,5	-275	303	28	503	-464	39
5	-208	229	21	429	-402	27
5,5	-152	168	16	416	-395	21
6	-121	135	14	302	-254	48
6,5	-69	95	26	25	7	32
7	-48	79	31	-4	27	23
7,5	-28	48	20	-20	69	49
8	-3	34	31	-77	106	29
8,5	14	23	37	-103	128	25
9	-26	50	24	-244	307	63
9,5	-80	94	14	-637	669	32
10	-8	23	15	-804	846	42
10,5	83	-58	25	-939	997	58
11	188	-166	22	-1068	1099	31
11,5	259	-245	14	-1096	1115	19
12	307	-285	22	-1084	1127	43
12,5	363	-346	17	-1139	1168	29
13	415	-397	18	-1159	1179	20

Tubo: IN3		Obra: SGAS 613			Eixo A	Eixo B
Data: 18/03/2025		Rotação: 32°		Média:	28,4	32,0
Referência: 03		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão:	5,7	14,0
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	-268	300	32	817	-804	13
1	-199	233	34	754	-734	20
1,5	-261	295	34	740	-698	42
2	-353	380	27	655	-610	45
2,5	-364	388	24	627	-604	23
3	-367	386	19	601	-559	42
3,5	-333	358	25	587	-546	41
4	-311	339	28	585	-547	38
4,5	-282	308	26	513	-467	46
5	-206	238	32	443	-415	28
5,5	-134	167	33	426	-390	36
6	-120	141	21	319	-268	51
6,5	-62	97	35	34	-1	33
7	-53	89	36	-9	12	3
7,5	-21	51	30	-37	57	20
8	13	25	38	-87	103	16
8,5	35	-2	33	-106	124	18
9	-37	70	33	-227	279	52
9,5	-77	102	25	-636	669	33
10	-3	38	35	-796	849	53
10,5	80	-60	20	-948	996	48
11	177	-157	20	-1076	1095	19
11,5	285	-262	23	-1109	1121	12
12	330	-301	29	-1091	1134	43
12,5	404	-381	23	-1145	1172	27
13	413	-390	23	-1154	1185	31

IN – 4

<b>Tubo:</b> IN4		<b>Obra:</b> SGAS 613			<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b> 22/11/2023		<b>Rotação:</b> 23°	<b>Média:</b> 25,2		48,0	
<b>Referência:</b> 00		<b>Const. Equip.</b> 25000	<b>Desv. Padrão:</b> 3,7		10,1	
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>		
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>
<b>0,5</b>	-1294	1316	22	-574	613	39
<b>1</b>	-578	603	25	-409	477	68
<b>1,5</b>	-409	433	24	-347	393	46
<b>2</b>	-399	425	26	-322	374	52
<b>2,5</b>	-334	362	28	-266	315	49
<b>3</b>	-250	275	25	-186	236	50
<b>3,5</b>	-282	304	22	-157	193	36
<b>4</b>	-229	256	27	-52	115	63
<b>4,5</b>	-248	277	29	-2	56	54
<b>5</b>	-345	371	26	56	-8	48
<b>5,5</b>	-372	394	22	158	-104	54
<b>6</b>	-386	409	23	209	-154	55
<b>6,5</b>	-380	415	35	169	-114	55
<b>7</b>	-384	405	21	154	-122	32
<b>7,5</b>	-412	439	27	306	-272	34
<b>8</b>	-165	188	23	487	-443	44
<b>8,5</b>	243	-214	29	544	-493	51
<b>9</b>	639	-619	20	442	-408	34

<b>Tubo:</b> IN4		<b>Obra:</b> SGAS 613			<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b> 01/12/2023		<b>Rotação:</b> 23°		<b>Média:</b> 25,4 49,4		
<b>Referência:</b> 01		<b>Const. Equip.</b> 25000		<b>Desv. Padrão:</b> 4,6 11,8		
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>		
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>
<b>0,5</b>	-1246	1273	27	-537	574	37
<b>1</b>	-572	593	21	-396	453	57
<b>1,5</b>	-389	418	29	-338	393	55
<b>2</b>	-380	407	27	-312	377	65
<b>2,5</b>	-326	350	24	-248	310	62
<b>3</b>	-246	267	21	-173	226	53
<b>3,5</b>	-267	295	28	-153	189	36
<b>4</b>	-214	244	30	-60	105	45
<b>4,5</b>	-233	269	36	-2	56	54
<b>5</b>	-336	362	26	59	-10	49
<b>5,5</b>	-363	393	30	164	-102	62
<b>6</b>	-375	402	27	212	-155	57
<b>6,5</b>	-374	394	20	163	-110	53
<b>7</b>	-375	402	27	156	-123	33
<b>7,5</b>	-417	440	23	308	-285	23
<b>8</b>	-172	189	17	491	-449	42
<b>8,5</b>	233	-210	23	539	-496	43
<b>9</b>	635	-614	21	457	-393	64

<b>Tubo:</b>	IN4	<b>Obra:</b> SGAS 613			<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b>	14/12/2023	<b>Rotação:</b>	23°	<b>Média:</b>	23,8	31,1
<b>Referência:</b>	02	<b>Const. Equip.</b>	25000	<b>Desv. Padrão:</b>	3,1	6,6
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>		
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>
<b>0,5</b>	-1235	1257	22	-541	571	30
<b>1</b>	-576	600	24	-416	443	27
<b>1,5</b>	-403	432	29	-347	382	35
<b>2</b>	-395	418	23	-327	368	41
<b>2,5</b>	-330	356	26	-280	308	28
<b>3</b>	-244	266	22	-187	228	41
<b>3,5</b>	-274	299	25	-152	183	31
<b>4</b>	-229	252	23	-77	102	25
<b>4,5</b>	-249	273	24	-12	48	36
<b>5</b>	-344	372	28	41	-2	39
<b>5,5</b>	-369	394	25	131	-106	25
<b>6</b>	-387	413	26	194	-163	31
<b>6,5</b>	-385	413	28	161	-125	36
<b>7</b>	-386	408	22	144	-122	22
<b>7,5</b>	-411	430	19	305	-288	17
<b>8</b>	-169	187	18	470	-442	28
<b>8,5</b>	231	-211	20	542	-507	35
<b>9</b>	626	-601	25	447	-415	32

<b>Tubo:</b> IN4		<b>Obra:</b> SGAS 613			<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b> 18/03/2025		<b>Rotação:</b> 23°		<b>Média:</b> 27,1 44,4		
<b>Referência:</b> 03		<b>Const. Equip.</b> 25000		<b>Desv. Padrão:</b> 3,6 14,1		
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>		
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>
<b>0,5</b>	-1224	1246	22	-538	597	59
<b>1</b>	-572	600	28	-436	460	24
<b>1,5</b>	-393	422	29	-360	397	37
<b>2</b>	-380	412	32	-336	381	45
<b>2,5</b>	-315	342	27	-278	323	45
<b>3</b>	-236	256	20	-187	241	54
<b>3,5</b>	-265	296	31	-148	189	41
<b>4</b>	-226	249	23	-85	109	24
<b>4,5</b>	-247	271	24	-8	53	45
<b>5</b>	-343	371	28	50	14	64
<b>5,5</b>	-374	396	22	151	-92	59
<b>6</b>	-396	421	25	193	-153	40
<b>6,5</b>	-395	423	28	155	-113	42
<b>7</b>	-388	420	32	153	-106	47
<b>7,5</b>	-428	456	28	309	-255	54
<b>8</b>	-191	219	28	500	-433	67
<b>8,5</b>	210	-181	29	552	-513	39
<b>9</b>	614	-583	31	462	-448	14

**IN – 5**

<b>Tubo:</b>	IN5	<b>Obra:</b>		SGAS 613	<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b>	05/02/2024	<b>Rotação:</b>	-13°	<b>Média:</b>	23,7	19,1
<b>Referência:</b>	00	<b>Const. Equip.</b>	25000	<b>Desv. Padrão:</b>	8,2	10,3
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>		
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>
<b>0,5</b>	-538	550	12	440	-423	17
<b>1</b>	-489	521	32	445	-444	1
<b>1,5</b>	-495	519	24	385	-366	19
<b>2</b>	-510	528	18	318	-309	9
<b>2,5</b>	-561	588	27	383	-360	23
<b>3</b>	-615	645	30	480	-447	33
<b>3,5</b>	-615	638	23	554	-536	18
<b>4</b>	-634	664	30	529	-518	11
<b>4,5</b>	-693	718	25	562	-534	28
<b>5</b>	-704	728	24	575	-567	8
<b>5,5</b>	-718	742	24	564	-562	2
<b>6</b>	-716	743	27	611	-581	30
<b>6,5</b>	-682	704	22	642	-633	9
<b>7</b>	-656	684	28	623	-613	10
<b>7,5</b>	-558	550	-8	625	-599	26
<b>8</b>	-413	440	27	590	-567	23
<b>8,5</b>	-396	427	31	569	-556	13
<b>9</b>	-430	460	30	570	-547	23
<b>9,5</b>	-360	382	22	701	-675	26
<b>10</b>	-308	335	27	787	-759	28
<b>10,5</b>	-303	324	21	766	-750	16
<b>11</b>	-251	275	24	708	-684	24
<b>11,5</b>	-264	289	25	759	-716	43

<b>Tubo:</b> IN5		<b>Obra:</b> SGAS 613			<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b> 26/02/2024		<b>Rotação:</b> -13°		<b>Média:</b> 24,7 22,6		
<b>Referência:</b> 01		<b>Const. Equip.</b> 25000		<b>Desv. Padrão:</b> 5,9 14,0		
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>		
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>
<b>0,5</b>	-523	541	18	508	-455	53
<b>1</b>	-497	524	27	479	-440	39
<b>1,5</b>	-511	534	23	369	-367	2
<b>2</b>	-528	551	23	324	-297	27
<b>2,5</b>	-585	607	22	384	-349	35
<b>3</b>	-639	656	17	471	-458	13
<b>3,5</b>	-640	661	21	553	-519	34
<b>4</b>	-649	674	25	546	-503	43
<b>4,5</b>	-710	732	22	532	-532	0
<b>5</b>	-720	748	28	581	-546	35
<b>5,5</b>	-723	755	32	580	-558	22
<b>6</b>	-715	754	39	611	-599	12
<b>6,5</b>	-692	716	24	648	-620	28
<b>7</b>	-668	690	22	623	-597	26
<b>7,5</b>	-554	569	15	632	-604	28
<b>8</b>	-417	442	25	586	-567	19
<b>8,5</b>	-408	431	23	565	-549	16
<b>9</b>	-431	465	34	569	-552	17
<b>9,5</b>	-359	384	25	697	-686	11
<b>10</b>	-309	327	18	797	-767	30
<b>10,5</b>	-304	339	35	751	-735	16
<b>11</b>	-253	279	26	702	-685	17
<b>11,5</b>	-268	293	25	729	-733	-4

Tubo: IN5		Obra: SGAS 613		Eixo A	Eixo B	
Data: 04/03/2024		Rotação: -13°		Média:	27,3	17,8
Referência: 02		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão:	5,2	7,0
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	-515	535	20	471	-443	28
1	-461	497	36	456	-444	12
1,5	-506	536	30	386	-365	21
2	-528	554	26	310	-307	3
2,5	-583	611	28	375	-353	22
3	-636	660	24	469	-453	16
3,5	-630	656	26	547	-525	22
4	-641	670	29	535	-510	25
4,5	-693	726	33	560	-537	23
5	-707	731	24	594	-569	25
5,5	-704	741	37	579	-577	2
6	-710	739	29	615	-592	23
6,5	-672	705	33	647	-629	18
7	-653	674	21	624	-612	12
7,5	-538	566	28	628	-609	19
8	-421	443	22	591	-570	21
8,5	-403	436	33	562	-547	15
9	-433	466	33	562	-546	16
9,5	-350	378	28	695	-680	15
10	-299	319	20	782	-766	16
10,5	-293	316	23	761	-741	20
11	-242	262	20	699	-691	8
11,5	-251	276	25	744	-716	28

**IN – 6**

<b>Tubo:</b>	IN6	<b>Obra:</b>			SGAS 613	<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b>	14/12/2023	<b>Rotação:</b>	-5°	<b>Média:</b>		23,8	22,1
<b>Referência:</b>	00	<b>Const. Equip.</b>	25000	<b>Desv. Padrão:</b>		4,4	11,1
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>			
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	
<b>0,5</b>	73	-46	27	-698	717	19	
<b>1</b>	102	-75	27	-647	658	11	
<b>1,5</b>	180	-150	30	-634	663	29	
<b>2</b>	236	-211	25	-504	534	30	
<b>2,5</b>	-79	106	27	-47	87	40	
<b>3</b>	-64	89	25	53	-44	9	
<b>3,5</b>	1	20	21	15	4	19	
<b>4</b>	4	21	25	87	-57	30	
<b>4,5</b>	-38	71	33	131	-108	23	
<b>5</b>	-256	272	16	169	-138	31	
<b>5,5</b>	-278	303	25	108	-96	12	
<b>6</b>	-465	487	22	90	-65	25	
<b>6,5</b>	-497	522	25	-10	54	44	
<b>7</b>	-310	332	22	-186	210	24	
<b>7,5</b>	-182	193	11	-213	248	35	
<b>8</b>	-89	117	28	240	-219	21	
<b>8,5</b>	63	-43	20	-53	89	36	
<b>9</b>	53	-29	24	-221	235	14	
<b>9,5</b>	-77	102	25	-95	103	8	
<b>10</b>	-182	207	25	69	-60	9	
<b>10,5</b>	-237	261	24	128	-129	-1	
<b>11</b>	-615	640	25	496	-472	24	
<b>11,5</b>	-677	698	21	521	-510	11	
<b>12</b>	-677	703	26	524	-490	34	
<b>12,5</b>	-739	758	19	569	-549	20	
<b>13</b>	-518	539	21	502	-484	18	

Tubo: IN6		Obra: SGAS 613			Eixo A	Eixo B
Data: 05/02/2024		Rotação: -5°		Média:	27,2	29,8
Referência: 01		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão:	6,2	15,2
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	69	-49	20	-627	654	27
1	101	-61	40	-611	635	24
1,5	187	-153	34	-632	666	34
2	235	-220	15	-517	551	34
2,5	-75	105	30	-35	94	59
3	-65	87	22	56	-50	6
3,5	5	27	32	13	14	27
4	5	22	27	87	-54	33
4,5	-36	74	38	135	-104	31
5	-254	275	21	164	-121	43
5,5	-276	307	31	116	-62	54
6	-459	489	30	102	-47	55
6,5	-496	520	24	-17	60	43
7	-311	331	20	-185	226	41
7,5	-179	199	20	-210	247	37
8	-92	123	31	228	-215	13
8,5	66	-41	25	-59	82	23
9	53	-33	20	-218	232	14
9,5	-76	103	27	-76	99	23
10	-178	215	37	81	-65	16
10,5	-235	263	28	135	-132	3
11	-614	641	27	501	-469	32
11,5	-677	701	24	534	-494	40
12	-674	706	32	524	-488	36
12,5	-735	762	27	571	-546	25
13	-515	540	25	485	-484	1

Tubo: IN6		Obra: SGAS 613			Eixo A	Eixo B
Data: 26/02/2024		Rotação: -5°		Média: 29,8		18,0
Referência: 02		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão: 5,5		15,0
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	-185	205	20	-637	669	32
1	-155	185	30	-620	639	19
1,5	65	-40	25	-637	664	27
2	210	-184	26	-503	494	-9
2,5	-89	125	36	-21	60	39
3	-69	107	38	46	-21	25
3,5	3	29	32	31	1	32
4	5	22	27	89	-70	19
4,5	-36	71	35	142	-116	26
5	-251	271	20	157	-127	30
5,5	-276	311	35	105	-67	38
6	-460	492	32	89	-48	41
6,5	-495	524	29	-29	51	22
7	-312	337	25	-196	220	24
7,5	-181	204	23	-222	223	1
8	-89	124	35	214	-219	-5
8,5	66	-33	33	-81	70	-11
9	53	-24	29	-208	227	19
9,5	-85	111	26	-69	89	20
10	-180	220	40	81	-74	7
10,5	-235	273	38	127	-137	-10
11	-614	642	28	497	-480	17
11,5	-672	706	34	526	-506	20
12	-673	703	30	521	-497	24
12,5	-733	757	24	574	-561	13
13	-516	542	26	499	-492	7

Tubo: IN6		Obra: SGAS 613			Eixo A	Eixo B
Data: 04/03/2024		Rotação: -5°		Média: 27,0 12,3		
Referência: 03		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão: 5,1 7,6		
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	-141	161	20	-636	654	18
1	3	28	31	-621	630	9
1,5	158	-134	24	-639	650	11
2	228	-200	28	-516	538	22
2,5	-81	112	31	-57	51	-6
3	-62	91	29	48	-38	10
3,5	7	19	26	9	4	13
4	10	17	27	78	-65	13
4,5	-25	66	41	125	-114	11
5	-248	276	28	155	-139	16
5,5	-272	299	27	109	-98	11
6	-455	485	30	99	-79	20
6,5	-493	520	27	-28	32	4
7	-309	334	25	-193	218	25
7,5	-174	191	17	-219	226	7
8	-85	122	37	217	-211	6
8,5	64	-43	21	-76	83	7
9	52	-24	28	-210	229	19
9,5	-76	103	27	-83	94	11
10	-180	208	28	85	-64	21
10,5	-231	261	30	134	-134	0
11	-616	637	21	489	-472	17
11,5	-671	696	25	523	-510	13
12	-671	701	30	520	-495	25
12,5	-733	755	22	570	-556	14
13	-519	540	21	483	-481	2

IN – 7

<b>Tubo:</b> IN7		<b>Obra:</b> SGAS 613			<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b> 05/02/2024		<b>Rotação:</b> 37°		<b>Média:</b> 26,7 20,2		
<b>Referência:</b> 00		<b>Const. Equip.</b> 25000		<b>Desv. Padrão:</b> 3,4 6,0		
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>		
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>
<b>0,5</b>	-227	265	38	648	-630	18
<b>1</b>	-212	246	34	641	-628	13
<b>1,5</b>	-246	275	29	655	-647	8
<b>2</b>	-265	291	26	596	-576	20
<b>2,5</b>	-255	278	23	571	-563	8
<b>3</b>	-221	247	26	607	-581	26
<b>3,5</b>	-160	189	29	496	-475	21
<b>4</b>	-129	154	25	417	-403	14
<b>4,5</b>	-154	176	22	447	-430	17
<b>5</b>	-187	212	25	536	-515	21
<b>5,5</b>	-175	202	27	523	-498	25
<b>6</b>	-172	197	25	469	-442	27
<b>6,5</b>	-160	186	26	409	-395	14
<b>7</b>	-153	179	26	360	-336	24
<b>7,5</b>	-163	189	26	397	-375	22
<b>8</b>	-181	204	23	473	-455	18
<b>8,5</b>	-193	218	25	525	-502	23
<b>9</b>	-184	210	26	522	-495	27
<b>9,5</b>	-180	206	26	494	-469	25
<b>10</b>	-191	222	31	523	-511	12
<b>10,5</b>	-242	271	29	564	-547	17
<b>11</b>	-284	309	25	586	-564	22
<b>11,5</b>	-270	296	26	565	-541	24
<b>12</b>	-279	302	23	622	-591	31
<b>12,5</b>	-302	328	26	661	-634	27
<b>13</b>	-335	362	27	660	-639	21

Tubo: IN7		Obra: SGAS 613			Eixo A	Eixo B
Data: 26/02/2024		Rotação: 37°		Média:	36,1	15,3
Referência: 01		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão:	3,9	9,8
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	-193	217	24	575	-550	25
1	-234	269	35	620	-592	28
1,5	-250	282	32	646	-606	40
2	-272	305	33	587	-564	23
2,5	-255	291	36	572	-561	11
3	-220	260	40	600	-591	9
3,5	-161	197	36	481	-480	1
4	-126	166	40	421	-411	10
4,5	-151	186	35	444	-438	6
5	-182	222	40	541	-524	17
5,5	-171	212	41	519	-502	17
6	-166	206	40	464	-449	15
6,5	-155	196	41	402	-399	3
7	-150	189	39	356	-354	2
7,5	-161	197	36	392	-383	9
8	-180	213	33	483	-466	17
8,5	-194	227	33	536	-511	25
9	-180	210	30	516	-499	17
9,5	-177	213	36	492	-474	18
10	-192	231	39	524	-519	5
10,5	-239	279	40	562	-553	9
11	-281	318	37	585	-571	14
11,5	-268	302	34	567	-543	24
12	-277	312	35	619	-596	23
12,5	-299	337	38	663	-635	28
13	-337	373	36	660	-657	3

Tubo: IN7		Obra: SGAS 613			Eixo A	Eixo B
Data: 04/03/2024		Rotação: 37°		Média:	25,7	18,8
Referência: 02		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão:	3,2	8,8
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	-219	253	34	635	-608	27
1	-228	252	24	656	-628	28
1,5	-253	281	28	651	-640	11
2	-269	300	31	590	-557	33
2,5	-257	280	23	576	-559	17
3	-220	251	31	605	-593	12
3,5	-160	189	29	490	-475	15
4	-129	151	22	413	-411	2
4,5	-153	172	19	439	-436	3
5	-182	207	25	542	-521	21
5,5	-171	199	28	521	-506	15
6	-167	191	24	466	-458	8
6,5	-153	179	26	409	-387	22
7	-151	173	22	366	-339	27
7,5	-162	186	24	397	-380	17
8	-177	200	23	479	-461	18
8,5	-191	216	25	532	-510	22
9	-183	207	24	520	-488	32
9,5	-179	205	26	497	-473	24
10	-197	223	26	525	-514	11
10,5	-244	271	27	562	-551	11
11	-284	309	25	586	-561	25
11,5	-269	294	25	561	-536	25
12	-273	298	25	629	-594	35
12,5	-300	327	27	649	-636	13
13	-330	355	25	656	-640	16

Tubo: IN7		Obra: SGAS 613			Eixo A	Eixo B
Data: 18/03/2025		Rotação: 37°		Média:	30,9	45,6
Referência: 03		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão:	3,5	10,1
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	-220	250	30	666	-585	81
1	-240	260	20	666	-615	51
1,5	-255	282	27	653	-613	40
2	-276	309	33	598	-558	40
2,5	-259	292	33	582	-543	39
3	-223	256	33	622	-575	47
3,5	-162	198	36	516	-467	49
4	-123	153	30	439	-400	39
4,5	-137	165	28	452	-421	31
5	-169	198	29	561	-519	42
5,5	-156	188	32	545	-502	43
6	-149	181	32	490	-441	49
6,5	-135	168	33	432	-390	42
7	-140	171	31	379	-336	43
7,5	-144	178	34	405	-360	45
8	-164	189	25	506	-454	52
8,5	-179	209	30	556	-497	59
9	-176	204	28	531	-472	59
9,5	-173	202	29	507	-454	53
10	-184	219	35	536	-489	47
10,5	-236	271	35	571	-535	36
11	-283	315	32	593	-552	41
11,5	-265	299	34	563	-518	45
12	-270	300	30	620	-577	43
12,5	-295	329	34	660	-620	40
13	-324	355	31	674	-644	30

**IN – 8**

<b>Tubo:</b>	IN8	<b>Obra:</b>			SGAS 613	<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b>	14/12/2023	<b>Rotação:</b>	-1°	<b>Média:</b>		23,4	28,9
<b>Referência:</b>	00	<b>Const. Equip.</b>	25000	<b>Desv. Padrão:</b>		2,9	15,5
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>			
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	
<b>0,5</b>	18	7	25	181	-132	49	
<b>1</b>	51	-28	23	136	-96	40	
<b>1,5</b>	81	-53	28	190	-146	44	
<b>2</b>	94	-71	23	230	-186	44	
<b>2,5</b>	38	-15	23	332	-285	47	
<b>3</b>	44	-20	24	475	-437	38	
<b>3,5</b>	-80	95	15	497	-474	23	
<b>4</b>	-152	176	24	370	-358	12	
<b>4,5</b>	-254	279	25	208	-201	7	
<b>5</b>	-362	385	23	104	-70	34	
<b>5,5</b>	-306	332	26	45	-8	37	
<b>6</b>	-220	242	22	11	5	16	
<b>6,5</b>	-365	390	25	116	-104	12	
<b>7</b>	-452	475	23	245	-217	28	
<b>7,5</b>	-517	543	26	391	-349	42	
<b>8</b>	-556	576	20	384	-363	21	
<b>8,5</b>	-286	306	20	173	-177	-4	
<b>9</b>	272	-246	26	-24	55	31	

<b>Tubo:</b>	IN8	<b>Obra:</b> SGAS 613			<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b>	05/02/2024	<b>Rotação:</b>	-1°	<b>Média:</b>	21,7	24,3
<b>Referência:</b>	01	<b>Const. Equip.</b>	25000	<b>Desv. Padrão:</b>	6,9	8,8
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>		
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>
<b>0,5</b>	30	-20	10	546	-524	22
<b>1</b>	70	-47	23	555	-527	28
<b>1,5</b>	72	-52	20	436	-413	23
<b>2</b>	98	-63	35	204	-166	38
<b>2,5</b>	42	-10	32	313	-266	47
<b>3</b>	48	-17	31	449	-427	22
<b>3,5</b>	-79	91	12	491	-468	23
<b>4</b>	-155	175	20	378	-354	24
<b>4,5</b>	-256	278	22	203	-187	16
<b>5</b>	-364	386	22	92	-63	29
<b>5,5</b>	-310	334	24	40	-15	25
<b>6</b>	-221	241	20	15	5	20
<b>6,5</b>	-368	383	15	122	-106	16
<b>7</b>	-452	468	16	227	-220	7
<b>7,5</b>	-509	537	28	378	-357	21
<b>8</b>	-551	576	25	397	-375	22
<b>8,5</b>	-285	306	21	206	-172	34
<b>9</b>	263	-249	14	-33	54	21

<b>Tubo:</b>	IN8	<b>Obra:</b> SGAS 613			<b>Eixo A</b>	<b>Eixo B</b>
<b>Data:</b>	26/02/2024	<b>Rotação:</b>	-1°	<b>Média:</b>	24,7	17,8
<b>Referência:</b>	02	<b>Const. Equip.</b>	25000	<b>Desv. Padrão:</b>	4,7	9,9
<b>Profundidade (m)</b>	<b>Eixo A</b>			<b>Eixo B</b>		
	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>	<b>0°</b>	<b>180°</b>	<b>Check</b>
<b>0,5</b>	-100	128	28	616	-600	16
<b>1</b>	32	-6	26	570	-545	25
<b>1,5</b>	57	-26	31	445	-410	35
<b>2</b>	78	-57	21	208	-176	32
<b>2,5</b>	18	-3	15	307	-286	21
<b>3</b>	31	-14	17	467	-437	30
<b>3,5</b>	-84	110	26	486	-477	9
<b>4</b>	-158	185	27	355	-347	8
<b>4,5</b>	-262	290	28	203	-189	14
<b>5</b>	-366	393	27	89	-69	20
<b>5,5</b>	-308	339	31	33	-11	22
<b>6</b>	-223	247	24	9	6	15
<b>6,5</b>	-370	396	26	112	-109	3
<b>7</b>	-453	481	28	225	-226	-1
<b>7,5</b>	-520	545	25	374	-357	17
<b>8</b>	-559	579	20	386	-364	22
<b>8,5</b>	-278	305	27	193	-185	8
<b>9</b>	265	-247	18	-27	51	24

Tubo: IN8		Obra: SGAS 613			Eixo A	Eixo B
Data: 04/03/2024		Rotação: -1°		Média: 22,4 16,1		
Referência: 03		Const. Equip. 25000		Desv. Padrão: 5,2 9,7		
Profundidade (m)	Eixo A			Eixo B		
	0°	180°	Check	0°	180°	Check
0,5	-71	77	6	601	-572	29
1	48	-27	21	570	-562	8
1,5	58	-39	19	424	-404	20
2	81	-55	26	208	-178	30
2,5	28	-1	27	316	-282	34
3	39	-12	27	453	-440	13
3,5	-79	102	23	490	-477	13
4	-151	176	25	369	-356	13
4,5	-253	270	17	215	-196	19
5	-356	375	19	90	-68	22
5,5	-300	324	24	34	-10	24
6	-212	240	28	10	5	15
6,5	-361	382	21	112	-108	4
7	-440	467	27	224	-225	-1
7,5	-505	531	26	363	-359	4
8	-540	565	25	389	-368	21
8,5	-276	297	21	197	-190	7
9	265	-243	22	-36	50	14