

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

**COMPORTAMENTO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO COMPOSTA
POR GRAMPOS E ANCORAGENS**

EMERSON BATISTA SILVA

ORIENTADOR: RAFAEL CERQUEIRA SILVA, DSc

COORIENTADOR: GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, DSc

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-344/22

BRASÍLIA / DF: MARÇO/2022

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

**COMPORTAMENTO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO COMPOSTA
POR GRAMPOS E ANCORAGENS**

EMERSON BATISTA SILVA

**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, DSc (UnB)
(ORIENTADOR)

GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, DSc (UnB)
(COORIENTADOR)

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

MAURICIO EHRLICH, PhD (COPPE/UFRJ)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 25 DE MARÇO DE 2022.

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, EMERSON BATISTA

Comportamento de Estrutura de Contenção Composta por Grampos e Ancoragens. [Distrito Federal] 2022.

xxi, 145 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2022).

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Palavras chaves:

- | | |
|--------------------|-----------------------|
| 1. Solo Grampeado | 2. Cortina Ancorada |
| 3. Estrutura Mista | 4. Modelagem Numérica |
| I. ENC/FT/UnB | II. Mestre |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, E.B. (2022). Comportamento de Estrutura de Contenção Composta por Grampos e Ancoragens. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-344/2022, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 145 p.

CESSÃO DE CRÉDITOS

NOME DO AUTOR: Emerson Batista Silva

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Comportamento de Estrutura de Contenção Composta por Grampos e Ancoragens

GRAU/ANO: Mestre/2022

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

Emerson Batista Silva

Universidade de Brasília, Secretaria da Coordenação de Pós-Graduação em Geotecnia Campus Darcy Ribeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Prédio SG-12, Universidade de Brasília. CEP 70910-900 - Brasília, DF – Brasil

emersonbs.engcivil@gmail.com

DEDICATÓRIA

A minha família por todo amor, especialmente a meus pais e meus avôs, por sempre acreditarem em mim.

AGRADECIMENTOS

A Deus pelo dom da vida. E por me permitir vivenciar cada momento ao longo deste caminho.

A meus pais, Edson e Eunice, meus irmãos Emile e Édson Gabriel, meus avós, Umbelino e Maria Lourdes, meu tio Enilton e minha tia Liandra pelo simples fato de me amarem e apoiarem incondicionalmente em todas as etapas de minha vida, sem vocês esse sonho não seria possível.

A minha segunda família que conquistei ao longo do mestrado, Wanderson, Andréa e Gabriela, pelo amor e companhia, bem como por todos os momentos de apoio durante toda minha estadia em Brasília.

A Bruna Cotrim pelo simples fato de me apoiar e amar. Nenhuma palavra será suficiente para agradecer tudo o que fez, faz e dedica a mim.

Aos meus amigos de toda a vida, em especial Lucas, Jefferson e Victor, por todos os momentos que me incentivaram.

Aos professores de toda a vida, em especial aqueles da graduação, que sempre foram fonte de inspiração e conhecimento, especialmente a Humberto Laranjeira pela amizade, ensinamento e apoio em todos os momentos.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, por todos os ensinamentos e orientações procedidas ao longo do mestrado.

A meu professor e orientador Rafael Cerqueira Silva por todo o apoio, orientação e paciência a mim desprendidos ao longo do desenvolvimento desta pesquisa. Ao meu professor e coorientador Gregório Luís Silva Araújo pelo imenso suporte e conhecimento compartilhado ao longo desta pesquisa.

Aos amigos conquistados ao longo do mestrado, por todo o apoio dedicado durante o período das disciplinas e da elaboração deste trabalho, com carinho especial à Bárbara Mourão, Matheus Viana, Pedro Mesquita e Thamara Barbosa.

Ao professor José Otávio Serrão Eleutério pelo apoio dado em todas as etapas da elaboração desta dissertação, sem o qual não seria possível sua realização.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro disponibilizado.

Por fim, agradeço à Universidade de Brasília (UnB) e ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia por terem me proporcionado esta experiência ímpar em minha vida.

COMPORTAMENTO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO COMPOSTA POR GRAMPOS E ANCORAGENS

RESUMO

Estabilização de escavações profundas representam um desafio para a engenharia geotécnica, principalmente quando se associa elementos com distintos mecanismos de funcionamento. Neste contexto, foi avaliado o desempenho de uma estrutura de contenção composta por grampos e de sua associação com ancoragens, por meio de análises analíticas e numéricas. A simulação numérica foi realizada a partir da validação do modelo capaz de reproduzir as tensões e deformações observadas em monitoração de uma escavação grampeada, em solo sobreadensado. Com o modelo validado, foi proposto um solo grampeado e seu posterior reforço com ancoragens. A priori, avaliou-se a influência do histórico de tensões do solo no estado de tensões e deformações do solo grampeado idealizado. Em seguida, considerando o solo normalmente adensado, ao final da escavação grampeada foram instaladas ancoragens com diferentes configurações. Foram adotadas cargas de trabalho capazes de contrapor os deslocamentos da escavação grampeada e outras com valor baixo para alterá-los minimamente. Outras configurações das estruturas de contenção mista foram analisadas, tais como, diferentes posições dos bulbos de ancoragem em relação à massa grampeada e inclinações das ancoragens e do faceamento. Ademais, foram realizadas análises analíticas integradas, para verificar os fatores de segurança, obtidos por análises de estabilidade convencionais, considerando valores de trações dos grampos obtidos utilizando os métodos clássicos de Rankine e Coulomb. Os resultados mostraram que, independentemente das configurações do sistema de contenção, seu comportamento é controlado pela redistribuição das tensões promovidas pelas ancoragens. Entretanto, há influência de outros aspectos, tais como processo executivo e características dos materiais e do maciço escavado. Assim, recomendasse que esse tipo de estrutura não seja analisado de maneira simples por métodos de equilíbrio limite. A depender das tensões e deformações promovidas pelas ancoragens, as trações mobilizadas nos grampos podem ser mantidas ou anuladas, levando à sub ou superestimativa da condição de estabilidade da escavação.

BEHAVIOR OF RETAINING STRUCTURE COMPOSED OF NAILS AND ANCHORS

ABSTRACT

Stabilization of deep excavations represents a challenge for geotechnical engineering, especially when elements with different functioning mechanisms are associated. In this context, the performance of a retaining structure composed of nails and their association with anchors was evaluated through analytical and numerical analyses. The numerical simulation was performed from the validation of the model capable of reproducing the stresses and strains observed in the monitoring of a nailed excavation in an over consolidated soil. With the model validated, a soil nailed and its subsequent reinforcement with anchors was proposed. At first, the influence of the soil stress history on the stress and strain state of the idealized soil nailed was evaluated. Then, considering the normally consolidated soil, anchors with different configurations were installed at the end of the nailed excavation. Working loads were adopted to counteract the displacements of the nailed excavation and others with low value to alter them minimally. Other configurations of the mixed retaining structures were analyzed, such as different positions of the anchor bulb in relation to the nailed mass and inclinations of the anchors and facing. In addition, integrated analytical analyses were performed to verify the safety factors, obtained by conventional stability analyses, considering values of the nails tension loads obtained using the Rankine and Coulomb methods. The results showed that, regardless of the retaining system configurations, its behavior is controlled by the stress redistribution promoted by the anchors. However, there is the influence of other aspects, such as the construction process and the characteristics of the materials and the excavated massive. Thus, it is recommended that this type of structure should not be analyzed in a simple way by limit equilibrium methods. Depending on the stresses and strains caused by the anchors, mobilized tensions in the nails can be maintained or annulled, leading to under or overestimation of the stability condition of the excavation.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVOS.....	3
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS GRAMPEADOS	5
2.1.1 ORIGEM E DESENVOLVIMENTO	5
2.1.2 DESCRIÇÃO E COMPORTAMENTO DOS SOLOS GRAMPEADOS	7
2.1.3 METODOLOGIA EXECUTIVA.....	19
2.1.3.1 GRAMPOS	21
2.1.3.2 FACEAMENTO	22
2.1.3.3 DRENAGEM.....	22
2.1.4 MODOS DE RUPTURA EM SOLOS GRAMPEADOS.....	23
2.2 ASPECTOS GERAIS DAS CORTINAS ANCORADAS.....	25
2.2.1 ORIGEM E DESENVOLVIMENTO	25
2.2.2 DESCRIÇÃO E COMPORTAMENTO DAS CORTINAS ANCORADAS.....	26
2.2.3 METODOLOGIA EXECUTIVA E COMPONENTES.....	30
2.2.4 ASPECTOS DE DIMENSIONAMENTO DAS CORTINAS ANCORADAS	32
2.2.5 MODOS DE RUPTURA EM CORTINAS ANCORADAS	37
2.3 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO MISTA	39
2.4 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	46
2.5 MODELOS CONSTITUTIVOS	52
2.5.1 MODELO LINEAR ELÁSTICO PERFEITAMENTE PLÁSTICO.....	52
2.5.2 MODELO HIPERBÓLICO	53
CAPÍTULO 3 METODOLOGIA	58
3.1 CARACTERÍSTICAS DO ESTUDO DE CASO (THOMPSON & MILLER, 1990) ...	59
3.1.1 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS LOCAL	59
3.1.2 DESCRIÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DA OBRA	61
3.2 ESTUDO NUMÉRICO: VALIDAÇÃO	64
3.2.1 PARÂMETROS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	67
3.2.2 PARÂMETROS DOS SOLOS.....	71
3.3 ANÁLISES PARAMÉTRICAS	77

CAPÍTULO 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	84
4.1 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	84
4.2 ANÁLISES PARAMÉTRICAS	91
4.2.1 INFLUÊNCIA DO HISTÓRICO DE TENSÕES DO SOLO	91
4.2.2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE REFERÊNCIA	97
4.2.3 INFLUÊNCIA DA INSTALAÇÃO E CARGA DAS ANCORAGENS	100
4.2.4 INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO BULBO DE ANCORAGEM.....	108
4.2.5 INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DAS ANCORAGENS	114
4.2.6 INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DO FACEAMENTO.....	120
CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	129
5.1 CONCLUSÕES	129
5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	133
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	134

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Técnicas de execução de túneis; (a) método convencional e (b) NATM (adaptado de Ortigão <i>et al.</i> , 1995).....	6
Figura 2.2 - Mecanismo de Estabilização do Solo Grampeado (adaptado de Juran & Elias, 1991).....	8
Figura 2.3 - Distribuição das tensões mobilizadas ao longo de um grampo; (a) cisalhantes e (b) esforços axiais de tração (adaptado de Lazarte <i>et al.</i> , 2015).....	11
Figura 2.4 - Estado de tensões no solo de uma estrutura grampeada, comparação entre as condições de repouso (K_0) e ativa (K_a); (a) e (b) obras em escala real; (c) modelos em escala reduzida e (d) modelagem numérica (adaptado de Clouterre, 1991).	12
Figura 2.5 - Distribuição das forças axiais e deslocamentos horizontais de uma escavação grampeada (adaptado de Lazarte <i>et al.</i> , 2003).	13
Figura 2.6 - Resultados da monitoração do esforço axial junto à face do grampo 3 ao decorrer da escavação (adaptado de Clouterre, 1991).	14
Figura 2.7 - Influência da rigidez do grampo nas deformações e tensões mobilizadas (Ehrlich, 2003).....	16
Figura 2.8 - Deformações de estruturas grampeadas definidas por deslocamentos horizontais e verticais (Clouterre, 1991).....	17
Figura 2.9 - Etapas típicas de execução de escavações grampeadas (adaptado de Clouterre, 1991).....	20
Figura 2.10 - Escavação em solo grampeado em nichos alternados (adaptado de Lazarte <i>et al.</i> , 2003).....	20
Figura 2.11 - Modos de rupturas que podem ocorrer nas estruturas de solo grampeado; (a) externa, (b) mista e (c) interna (Clouterre, 1991).....	23
Figura 2.12 – Estados limites últimos em estruturas de solo grampeado (ABNT, 2021).....	24
Figura 2.13 - Mecanismo de transferência de carga em ancoragens (adaptado de Juran & Elias, 1991).....	26
Figura 2.14 - Mobilização da resistência no bulbo para ancoragens protendidas (adaptado de Sabatini <i>et al.</i> , 1999).	27

Figura 2.15 - Sistema idealizado de forças sobre cortinas ancoradas (adaptado de Hanna, 1982).	29
Figura 2.16 - Esquema típico de ancoragem permanente (GeoRio, 2014).	31
Figura 2.17 - Recomendações para espaçamentos de ancoragens (GeoRio, 2014).	34
Figura 2.18 - Correlações empíricas para o atrito lateral unitário em areia (Bustamante & Doix, 1985).	36
Figura 2.19 - Correlações empíricas para o atrito lateral unitário em argilas e siltes (Bustamante & Doix, 1985).	36
Figura 2.20 - Resultados de ensaios de arrancamento no Brasil (Ehrlich & Silva, 2012).	37
Figura 2.21 - Modos de ruptura de uma cortina ancorada (GeoRio, 2014).	38
Figura 2.22 - Tipos de ruptura global de uma cortina ancorada (GeoRio, 2014).	38
Figura 2.23 - Estrutura composta por grampos e ancoragens (adaptado de Mun & Oh, 2016).	41
Figura 2.24 - Estrutura mista, composta por grampos e ancoragens intercalados no mesmo talude (adaptado de Mirlatifi, 2013).	42
Figura 2.25 – Estrutura de contenção: (a) projeto original (<i>P0</i>); (b) medidas emergências e Projeto <i>P1</i> (adaptado de Ehrlich & Silva, 2015).	43
Figura 2.26 - Seção transversal típica da estrutura de contenção projetada para estabilização da escavação (Projeto <i>P2</i>) (adaptado de Ehrlich & Silva, 2015).	43
Figura 2.27 - Deslocamentos horizontais máximos (inclinômetros I-3 e I-4) e nível da escavação, para diferentes estágios da construção (adaptado de Ehrlich & Silva, 2015).	44
Figura 2.28 - Secção típica da estrutura de contenção mista (adaptado de Wang <i>et al.</i> , 2016).	45
Figura 2.29 - Deslocamentos horizontais de diferentes estruturas de contenção (adaptado de Wang <i>et al.</i> , 2016).	46
Figura 2.30 - Diferentes superfícies de ruptura; (a) externa; (b) interna (adaptado de Clouterre, 1991).	47
Figura 2.31 - Equilíbrios externos (Ehrlich, 2003).	47

Figura 2.32 - Análise de estabilidade global fundamentada na teoria de Coulomb (Lazarte <i>et al.</i> , 2003).	49
Figura 2.33 - Modelo linear elástico perfeitamente plástico.	53
Figura 2.34 - Curva hiperbólica (Gerscovich, 2010).	54
Figura 2.35 - Representação hiperbólica da curva tensão - deformação (Gerscovich, 2010)..	55
Figura 2.36 - Variação da tensão de ruptura com a tensão confinante (Gerscovich, 2010)....	56
Figura 2.37 - Comportamento tensão-deformação não linear (Duncan <i>et al.</i> , 1980).....	57
Figura 3.1 - Localização de Seattle, Puget Lowland, no Estado de Washington (Troost & Booth, 2008).....	60
Figura 3.2 - Seção típica analisada (adaptado de Thompson & Miller, 1990).....	62
Figura 3.3 - Instrumentação da seção analisada (adaptado de Thompson & Miller, 1990)....	63
Figura 3.4 - Perfis de deslocamentos horizontais (adaptado de Thompson & Miller, 1990)...	63
Figura 3.5 - Distribuição das cargas ao longo dos grampos (adaptado de Thompson & Miller, 1990).....	64
Figura 3.6 – Geometria e condições de contorno do modelo numérico.....	66
Figura 3.7 – Detalhe da seção transversal típica do modelo numérico.	67
Figura 3.8 - Deformação ao longo do tempo no grampo 6 (adaptado de Thompson & Miller, 1990).....	69
Figura 3.9 - OCR obtidos para solos do centro de Seattle (adaptado de Hoopes & Hughes, 2014).	73
Figura 3.10 – Síntese das etapas da simulação numérica da validação; (a) geração das tensões <i>in situ</i> ; (b) aplicação da carga de sobreadensamento; (c) remoção da carga; (d) ativação da camada de aterro; (e) instalação da primeira linha de grampos e face; (f) conclusão do solo grampeado.	74
Figura 3.11 - Curva tensão-deformação do Glacial Till obtida mediante simulação.....	77
Figura 3.12 - Seção típica do solo grampeado hipotético para análises paramétricas.	78
Figura 3.13 - Seção típica da cortina ancorada hipotética para análises paramétricas.....	79
Figura 3.14 - Seção típica da estrutura mista hipotética para análises paramétricas.	81

Figura 4.1 - Deslocamentos horizontais da vertical inclinométrica durante a escavação em solo grampeado.	85
Figura 4.2 - Distribuição dos esforços de tração ao longo dos grampos, final da escavação. .	86
Figura 4.3 - Esforços máximos de tração dos grampos com a profundidade.....	87
Figura 4.4 - Evolução dos esforços de tração do grampo 1, ao decorrer da escavação.	88
Figura 4.5 - Evolução dos esforços de tração do grampo 2, ao decorrer da escavação.	88
Figura 4.6 - Evolução dos esforços de tração do grampo 3, ao decorrer da escavação.	88
Figura 4.7 - Evolução dos esforços de tração do grampo 4, ao decorrer da escavação.	89
Figura 4.8 - Evolução dos esforços de tração do grampo 5, ao decorrer da escavação.	89
Figura 4.9 - Evolução dos esforços de tração do grampo 6, ao decorrer da escavação.	89
Figura 4.10 - Evolução dos esforços de tração do grampo 7, ao decorrer da escavação.	90
Figura 4.11 - Evolução dos esforços de tração do grampo 8, ao decorrer da escavação.	90
Figura 4.12 - Evolução dos esforços de tração do grampo 9, ao decorrer da escavação.	90
Figura 4.13 - Variação de K_0 em profundidade obtida do modelo numérico, quando da aplicação das diferentes técnicas para consideração do sobreandamento do solo.	92
Figura 4.14 - Variação de OCR em profundidade obtida do modelo numérico, quando da aplicação das diferentes técnicas para consideração do sobreandamento do solo.....	93
Figura 4.15 - Deslocamento horizontal em função da profundidade normalizados, considerando os dois métodos de modelagem de sobreandamento do solo.....	94
Figura 4.16 - Deslocamento horizontal em função do OCR e da profundidade.	95
Figura 4.17 - Somatório das trações máximas nos grampos mobilizadas ao final da escavação em função do OCR.....	96
Figura 4.18 - Deslocamento vertical em função do OCR e da profundidade.	97
Figura 4.19 - Deslocamento horizontal em função da profundidade normalizados, considerando as execuções do solo grampeado e da cortina ancorada.....	98
Figura 4.20 - Deslocamentos verticais mobilizados no terrapleno, pelo solo grampeado e cortina ancorada.	98
Figura 4.21 - Tensões de tração ao longo dos grampos ao final da escavação grampeada.....	99

Figura 4.22 – Perfil dos deslocamentos horizontais em profundidade mobilizados nas fases finais da escavação grampeada e das aplicações de cargas nas ancoragens (100 kN e 350 kN).	101
Figura 4.23 – Tensões mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e das aplicações de carga nas ancoragens (100 kN e 350 kN).	102
Figura 4.24 - Deslocamentos verticais mobilizados no terrapleno, pelo solo grampeado e pela associação com ancoragens (100 kN e 350 kN).....	103
Figura 4.25 – Estado de tensões obtido pelas trações nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e das aplicações de carga nas ancoragens (100 kN e 350 kN).....	106
Figura 4.26 – Tensões máximas (T_{max}) mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e das aplicações de carga nas ancoragens (100 kN e 350 kN), com indicação da superfície potencial de ruptura e posição dos pontos de T_{max} nos grampos.....	107
Figura 4.27 - Perfil dos deslocamentos horizontais em profundidade mobilizados nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens (15 m; 20 m e 25 m).	108
Figura 4.28 - Deslocamentos verticais mobilizados no terrapleno, pelo solo grampeado e pela associação com ancoragens (15 m; 20 m e 25 m).	109
Figura 4.29 – Tensões mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e com a inserção das ancoragens (15 m; 20 m e 25 m).....	110
Figura 4.30 – Massa reforçada movimentada como um bloco entre a face e início do bulbo de ancoragem com a instalação e tensionamento das ancoragens.	111
Figura 4.31 – Tensões de tração máximas (T_{max}) mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens (15 m; 20 m e 25 m), com indicação da superfície potencial de ruptura e posição dos pontos de T_{max} nos grampos.....	112
Figura 4.32 – Estado de tensões obtido pelas trações nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e com a inserção das ancoragens (15 m; 20 m e 25 m).	113
Figura 4.33 - Perfil dos deslocamentos horizontais em profundidade mobilizados nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens (15°; 30° e 45°).	115
Figura 4.34 - Deslocamentos verticais mobilizados no terrapleno, pelo solo grampeado e pela associação com ancoragens (15°; 30° e 45°).....	116

Figura 4.35 – Acréscimo de tensões horizontais com inserção das ancoragens (15°; 30° e 45°).	116
Figura 4.36 – Tensões mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e com a inserção das ancoragens (15°; 30° e 45°).	117
Figura 4.37 – Tensões de tração máximas (T_{max}) mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens (15°; 30° e 45°), com indicação da superfície potencial de ruptura e posição dos pontos de T_{max} nos grampos.....	118
Figura 4.38 – Estado de tensões obtido pelas trações nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e com a inserção das ancoragens (15°; 30° e 45°).	119
Figura 4.39 - Deslocamento horizontal em função da profundidade normalizados, considerando diferentes inclinações da face.....	121
Figura 4.40 - Deslocamento horizontal máximo em função de diferentes inclinações da face.	122
Figura 4.41 - Deslocamento vertical do terrapleno em função de diferentes inclinações da face.	122
Figura 4.42 - Somatório dos esforços de tração máximos dos grampos em função de diferentes inclinações da face.	123
Figura 4.43 – Tensões de tração máximas (T_{max}) mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens, com indicação da superfície potencial de ruptura e posição dos pontos de T_{max} nos grampos para face inclinada 90° com a horizontal.	125
Figura 4.44 – Tensões de tração máximas (T_{max}) mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens, com indicação da superfície potencial de ruptura e posição dos pontos de T_{max} nos grampos para face inclinada 85° com a horizontal.	125
Figura 4.45 – Tensões de tração máximas (T_{max}) mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens, com indicação da superfície potencial de ruptura e posição dos pontos de T_{max} nos grampos para face inclinada 75° com a horizontal.	126

Figura 4.46 – Estado de tensões obtido pelas trações nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e com a inserção das ancoragens em função de diferentes inclinações da face... 127

Figura 4.47 - Fatores de Segurança em função de diferentes inclinações da face. 128

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Parâmetros dos Elementos Estruturais para validação.....	71
Tabela 3.2 - Funções dos módulos de elasticidade estimadas por meio do SIGMA/W	76
Tabela 3.3 - Parâmetros dos Solos utilizados no modelo Hiperbólico.....	76
Tabela 3.4 - Valores de K_0 e $\Delta\sigma'v$ aplicados para análises do OCR.....	78
Tabela 3.5 – Variações adotadas nas análises paramétricas da estrutura associada.....	81
Tabela 3.6 - Parâmetros do Solo para análises paramétricas	82
Tabela 3.7 - Parâmetros dos Elementos Estruturais para análises paramétricas.....	83
Tabela 4.1 – Esforços máximos ao longo dos Grampos.	104
Tabela 4.2 - Fatores de Segurança em relação das aplicações de carga nas ancoragens.	104
Tabela 4.3 - Fatores de Segurança em relação da posição dos bulbos de ancoragem.	113
Tabela 4.4 - Fatores de Segurança em relação das inclinações das ancoragens.	120
Tabela 4.5 – Esforços máximos de tração dos grampos (kN) em função de diferentes inclinações da face.	124

LISTA DE NOMENCLATURA, SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

$2D$	Duas dimensões
$3D$	Três dimensões
a	Inclinação inicial da hipérbole
A	Área transversal
$ABNT$	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AT	Aterro
b	Constante assintótico da hipérbole
B_e	Largura da superfície do terreno no topo da escavação
c'	Coesão efetiva do solo
c'_m	Coesão efetiva mobilizada do solo
CA	Cortina Ancorada
D	Espessura da camada abaixo da base de escavação
DHP	Dreno Horizontal Profundo
DL	Depósito Lacustre
D_p	Diâmetro de perfuração
EA	Rigidez axial
EI	Rigidez à flexão
E_{eq}	Módulo equivalente
ELU	Estado Limite Último
E_i	Módulo de elasticidade inicial
E_{pond}	Módulo ponderado
E_t	Módulo Tangente
E_{ur}	Módulo de descarregamento-recarregamento
$FHWA$	<i>Federal Highway Administration</i>
FS	Fator de Segurança

f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f_y	Tensão de escoamento do aço
<i>GEORIO</i>	Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro
<i>GT</i>	Glacial Till
<i>H</i>	Altura da Escavação
<i>h</i>	Profundidade do grampo
<i>I</i>	Momento de inércia
<i>i</i>	Ângulo do talude com a horizontal
<i>L</i>	Comprimento do grampo
L_b	Comprimento do bulbo de ancoragem
L_F	Comprimento da superfície potencial de ruptura
L_p	Comprimento ancorado do grampo
<i>K</i>	Coefficiente do estado de tensões do solo
K_0	Coefficiente de empuxo em repouso
K_a	Coefficiente de empuxo da condição ativa
<i>K</i>	Constante do modelo Hiperbólico de Duncan
K_{ur}	Constante do modelo Hiperbólico de Duncan para descarregamento-recarregamento
<i>MEF</i>	Método dos Elementos Finitos
<i>MEL</i>	Método de Equilíbrio Limite
<i>M&P</i>	Morgenstern & Price
<i>NA</i>	Normalmente Adensado
<i>NATM</i>	<i>New Austrian Tunneling Method</i>
<i>NB</i>	Norma Brasileira
<i>NBR</i>	Norma Brasileira Regulamentadora
<i>n</i>	Módulo expoente do modelo Hiperbólico de Duncan
N_F	Força normal à superfície potencial de ruptura

N_{SPT}	Resistência a penetração do solo
OCR	<i>Over Consolidation Ratio</i>
p_a	Pressão atmosférica
P_I	Pressiômetro Ménard
q_s	Resistência ao arranchamento na interface solo-reforço
Q_T	Sobrecarga no terrapleno
R_c	Componente de coesão da resistência ao cisalhamento
R_f	Razão de ruptura
R_ϕ	Componente de atrito da resistência ao cisalhamento
SG	Solo Grampeado
SPR	Superfície Potencial de Ruptura
SPT	<i>Standart Penetration Test</i>
S_F	Resistência ao cisalhamento mobilizada na superfície de ruptura
S_h	Espaçamento horizontal
S_i	Índice de rigidez relativa solo-grampo
S_v	Espaçamento vertical
T_0	Tração junto à face
T_{ensaio}	Carga máxima de ensaio da ancoragem
T_{max}	Tração máxima de ensaio do grampo
T_{max}	Tração máxima ao longo do grampo
$T_{trabalho}$	Carga máxima de trabalho da ancoragem
W	Peso da cunha ativa
W_e	Largura da base da escavação
z	Profundidade da camada
β	Ângulo do terrapleno com a horizontal
$\Delta\sigma'_v$	Acréscimo de tensão vertical

δ_o	Deslocamento horizontal da superfície atrás da massa reforçada
δ_h	Deslocamento horizontal da face no topo da escavação
δ_v	Deslocamento vertical da no topo da escavação
ε_a	Deformação axial
γ	Peso Específico do Solo
ν	Coefficiente de Poisson
ψ	Ângulo da superfície potencial de ruptura com horizontal
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
ϕ'_m	Ângulo de atrito efetivo mobilizado do solo
σ'_1	Tensão principal maior efetiva
σ'_3	Tensão principal menor efetiva
σ'_h	Tensão efetiva horizontal
σ'_v	Tensão efetiva vertical
σ'_{v0}	Tensão efetiva vertical atual
σ'_{vm}	Tensão vertical efetiva máxima que o solo foi submetido
θ	Ângulo de instalação dos reforços com a horizontal

1 INTRODUÇÃO

A prática de engenharia dispõe de diferentes soluções para estabilização de escavações, sendo as técnicas de cortina ancorada e solo grampeado muito utilizadas no Brasil e no mundo para estabilização do maciço escavado. Os grampos são elementos passivos, logo, necessitam de deformações no maciço reforçado para que sejam mobilizados. As ancoragens sempre trabalham contrapondo o empuxo do talude, desempenhando uma força contrária à movimentação do solo, ou seja, elementos ativos. Para os casos de obras civis que não permitam deformações, é indicado a utilização de ancoragens, tendo em vista que são pré-tensionadas com cargas elevadas, para evitar deslocamentos da estrutura de contenção. As ancoragens podem ser associadas a grampos de forma opcional. Nesse caso, tem-se uma estrutura mista composta por elementos com diferentes mecanismos de funcionamento.

Em termos práticos, pode-se citar alguns casos de obra de contenção associando grampos e ancoragens. Um exemplo sobre esse assunto, é advindo de um caso de obra em que, devida a urgência em se estabilizar uma contenção em processo de colapso, optou-se em executar grampos, por conta da velocidade de construção, para conter a ruptura em andamento e obter tempo para execução de ancoragens, que garantiria o Fator de Segurança (FS) de projeto, não obtido pelos grampos. Tendo em vista que as cargas nas ancoragens seriam aplicadas, duas condições seriam possíveis na elaboração das análises de estabilidade por método de equilíbrio limite – considerar ou não as cargas mobilizadas os grampos. Outro exemplo, seria um caso de solo grampeado que, devido à particularidade geotécnica do solo escavado, houve movimentação excessiva, necessitando reforçar a obra, sendo optado por a instalação de ancoragens. Outros casos podem ser encontrados na literatura. Entretanto, não existem discussões até o momento sobre o estado de tensão e deformações resultantes da associação de grampos e ancoragens.

Em vista disso, nesta pesquisa foi analisado o comportamento de uma estrutura de contenção composta por solo grampeado e de sua associação com cortina ancorada. Para tanto, foi projetado um solo grampeado com fator de segurança baixo, próximo da unidade ($FS \sim 1,1$), que apesar das maiores deformações no maciço, garantisse a estabilização da escavação. Nessas condições, ao final da execução da escavação grampeada, foram instaladas ancoragens entre os grampos, no alinhamento vertical. Mantendo essa configuração, dois níveis de carregamento

nas ancoragens foram analisados. Aplicou-se cargas em todas as ancoragens com valor baixo para alterar minimamente os deslocamentos da face. Na segunda simulação, foram aplicadas cargas mais elevadas em todas as ancoragens, cujo valor obtido por meio de análise de equilíbrio limite, considerando ou não as trações mobilizadas nos grampos, promovesse um FS superior a 1,5 e, por consequência, retrocedesse os deslocamentos da face.

Visto que as tensões nos grampos são dependentes das deformações no maciço, a segunda simulação afetaria as tensões mobilizadas nos grampos pela escavação. Assim, por meio de método numérico foram analisadas as tensões e deformações do sistema de contenção das duas simulações, buscando mostrar que a associação de grampos e ancoragens, elementos de estabilização com princípios distintos de funcionamento, não podem ser analisados de maneira simples por métodos de equilíbrio limite. Outras configurações das estruturas de contenção mista foram analisadas, tais como diferentes posições dos bulbos de ancoragem em relação à massa grampeada e inclinações das ancoragens e do faceamento. Além das análises numéricas foram realizados estudos analíticos integrados incluindo a relação tensão-deformação determinada pela modelagem numérica na análise de estabilidade, visando apurar os FS obtidos por análises de estabilidade convencionais, considerando as cargas dos grampos e ancoragens obtidas mediante os métodos clássicos de Rankine e Coulomb.

Antes das análises paramétricas, o modelo numérico utilizado foi validado, tendo como referência uma escavação em solo grampeado, cujos deslocamentos do maciço e as tensões nos grampos foram monitorados, respectivamente, com uso de inclinômetro e strain gages. A modelagem numérica representou um desafio por envolver particularidade geotécnica referente à evolução geológica da cidade onde foi executada a obra, Seattle, Washington, EUA. A região foi impactada por ciclos repetitivos de deposições glaciais, erosões e atividades tectônicas, resultando em solos depositados glacialmente e/ou sobreadensados glacialmente, sendo o último, o solo do maciço objeto de estudo. Portanto, na validação da modelagem numérica foi considerado o sobreadensamento do solo. Visando compreender a influência do histórico de tensões do solo no comportamento do solo grampeado, realizaram-se análises paramétricas no modelo hipotético variando o OCR do solo, mediante duas técnicas. Já acerca das análises paramétricas da estrutura mista, foi desconsiderado o sobreadensamento, entretanto, mantidos o modelo constitutivo e parâmetros de resistência e de deformabilidade dos materiais.

Nas análises para fins de projeto, comumente, considera-se a contribuição dos grampos e ancoragens. A prática corrente consiste em considerar o solo como um material rígido-perfeitamente-plástico e submeter o problema a uma análise por equilíbrio limite. Entretanto,

deve-se levar em consideração as tensões e deformações, para compreender o comportamento de estruturas de contenção compostas por elementos passivos e ativos.

Nas análises por equilíbrio limite, no caso das ancoragens, pode-se garantir que a carga definida será aplicada em campo. Em relação aos grampos, não se pode ter certeza dos esforços de tração que serão mobilizados e, por vezes, o projetista adota um percentual da força máxima de tração da barra de aço. Entretanto, os esforços de tração nos grampos dependerão das deformações do maciço. Tal incerteza, das trações mobilizadas nos grampos, pode conduzir a fatores de segurança não representativos. Assim, a análise do comportamento de estruturas de contenção mistas apresentada nesta dissertação, permite um melhor embasamento conceitual para elaboração de análises. Nesse tipo de estrutura, quando da aplicação de cargas em ancoragens, considerar ou não as tensões nos grampos, que resultantes das deformações, podem sub ou superestimar a condição de estabilidade da obra.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral da pesquisa é avaliar o comportamento de uma estrutura de contenção composta por elementos passivos (grampos) e de sua associação a elementos ativos (ancoragens) por meio de análises analíticas e numéricas, mediante os métodos de Equilíbrio Limite (MEL) e Elementos Finitos (MEF). Os objetivos específicos são apresentados a seguir.

- Validar a modelagem numérica com fundamento na monitoração das tensões e deformações de uma escavação estabilizada com solo grampeado;
- Propor estruturas de contenção, sendo um solo grampeado, com fator de segurança baixo, que resulte em maiores deformações ao final da escavação, e uma cortina ancorada para posterior reforço do solo grampeado;
- Realizar estudo paramétrico acerca da influência do histórico de tensões do solo em escavações em solo grampeado, por meio de métodos numéricos; e
- Elaborar análises paramétricas, com uso de métodos analíticos e numéricos, da estrutura de contenção mista, com diferentes configurações e cargas nas ancoragens.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está dividida em cinco capítulos, sendo este, o Capítulo 1, relativo à introdução, na qual é contextualizado o problema de engenharia, que motivou e justificou o

desenvolvimento da pesquisa. Apresenta-se também os objetivos da dissertação e a estrutura dos capítulos subsequentes.

No Capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica que abrange a temática necessária ao entendimento dos métodos e práticas de engenharia das duas técnicas de contenção de maciços escavados, solo grampeado e cortina ancorada, bem como da associação das mesmas. Abordaram-se análises de estabilidade por meio de métodos analíticos, aplicando desde as teorias clássicas de equilíbrio limite, até numéricos. Nos métodos de elementos finitos apresentam-se os modelos constitutivos Linear Elástico Perfeitamente Plástico e Hiperbólico, destacando este último, por ser mais representativo do comportamento de maciços escavados, sujeito a descompressão e recarregamento. Além disso, por meio do levantamento bibliográfico, foi possível observa-se a contribuição e relevância desta pesquisa para os meios acadêmico e técnico, constatando ineditismo de boa parte dos aspectos analisados.

No Capítulo 3, apresenta-se o estudo de caso escolhido para análise nesta dissertação, cujo critério de seleção foi a existência de dados de monitoração das tensões e deformações mobilizadas durante a construção da obra, com condições de contorno simples – faceamento vertical e terrapleno horizontal. Ainda, apresenta-se as metodologias utilizadas para o desenvolvimento do modelo numérico da validação do estudo de caso, e dos modelos hipotéticos empregados nas análises paramétricas. Consta também a discretização do procedimento realizado para obtenção dos parâmetros dos materiais empregados na simulação numérica do solo grampeado e para as análises paramétricas efetuadas, bem como a elucidação dos métodos de estabilidade de taludes aplicados nos estudos analíticos.

No Capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados alcançados para validação do solo grampeado. Em seguida, é discorrido acerca dos resultados das obras idealizadas para elaboração das análises paramétricas, contemplando a influência do histórico de tensões do solo para uma escavação em solo grampeado e diferentes configurações possíveis para a associação entre grampos e ancoragens para fins de estabilização de escavações.

Por fim, no Capítulo 5, são apresentadas as conclusões fundamentadas nos resultados das análises. Buscando a continuidade da linha de pesquisa, são feitas sugestões para pesquisas futuras sobre a associação das duas técnicas de contenção com princípios distintos de funcionamento.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Visando à compreensão das atividades desenvolvidas para a realização do presente trabalho, foi primordial definir os fundamentos teóricos que foram levados em consideração. Neste capítulo são apresentados os principais conceitos a respeito do comportamento das técnicas de contenção em solo grampeado, cortinas ancoradas e estruturas mistas (compostas pela associação de grampos e ancoragens). Ademais, discorre-se em relação aos métodos de análises clássicos de estabilidade e modelos constitutivos utilizados para simularem tais estruturas. Destaca-se que durante a elaboração da revisão verificou-se que há uma carência do assunto na literatura que aborda a associação de grampos e ancoragens na mesma estrutura de contenção, principalmente casos de obras monitoradas.

2.1 CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS GRAMPEADOS

Tendo como finalidade apresentar brevemente os solos grampeados, este tópico expõe em linhas gerais: a descrição da tecnologia de solo grampeado, incluindo sua origem, aspectos de aplicação e construção, comportamento geomecânico, além dos modos de ruptura.

2.1.1 ORIGEM E DESENVOLVIMENTO

De acordo Mitchell & Villet (1987), o solo grampeado originou-se de um projeto de mineração na Europa, desenvolvido na década de 50, a qual corresponde a uma tecnologia para estabilização de escavação em maciço rochoso, cujo objetivo era reduzir a possibilidade de deslocamento de lascas e da propagação de descontinuidades pré-existentes no maciço rochoso, o qual passava a se comportar como um bloco único.

Rabcewicz (1964) desenvolveu um dos sistemas de estabilização para escavação subterrânea de rochas, que corresponde à tecnologia de construção de túneis denominado NATM (*New Austrian Tunneling Method*). A técnica envolve a estabilização do maciço mediante a aplicação de um revestimento flexível de concreto projetado, tela metálica e chumbadores radiais curtos na zona plástica para controlar a deformação da cavidade, imediatamente após a escavação (Zirlis & Pitta, 1992).

Esse método é geralmente empregado substituindo o método de túnel tradicional, em vista que o método NATM permite que o bloco de massa se movimente durante a fase de construção, promovendo assim um alívio de tensões e, como resultado, menores tensões atingem a superfície de trabalho. Comparado com o método tradicional de construção de túneis, que impede os deslocamentos do terreno por meio de revestimentos rígidos, tem-se a espessura dos painéis significativamente reduzida (Ortigão & Palmeira, 1992). A Figura 2.1 apresenta as principais diferenças entre o método convencional e o NATM.

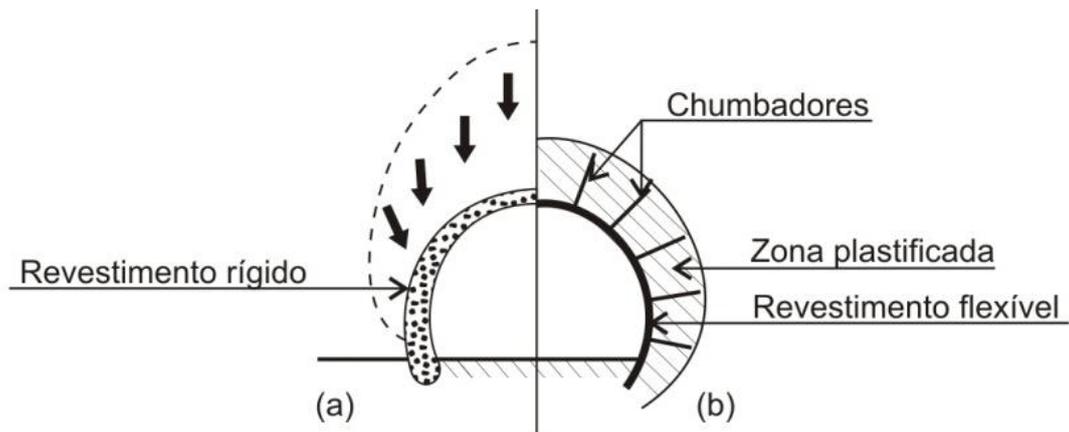


Figura 2.1 - Técnicas de execução de túneis; (a) método convencional e (b) NATM (adaptado de Ortigão *et al.*, 1995).

Em suma, o método NATM combina componentes passivos com um sistema de suporte flexível para promover uma escavação estável. Essa tecnologia permite mobilizar as tensões no reforço promovendo assim menores deformações adjacentes ao maciço. A combinação do reforço com revestimento superficial, quando aplicada ao solo, é denominada de solo grampeado.

Com o desenvolvimento da tecnologia NATM, no início dos anos 70, surgiram as primeiras obras de estabilização em solo grampeado. Em 1972, o trabalho pioneiro em solo grampeado foi realizado na França para estabilizar temporariamente um talude da ferrovia localizado próxima da cidade de Versalhes. O sucesso dessa obra possibilitou a utilização dessa técnica em outros projetos de estabilização temporária e permanente de taludes naturais e escavados.

Stocker *et al.* (1979) aduz, que os primeiros estudos referentes a estruturas grampeadas em solos foram realizados na Alemanha Ocidental, em 1975, por intermédio, de oito estruturas em tamanho real de solos grampeados que foram rompidas pela aplicação de uma sobrecarga no topo da estrutura. Nos Estados Unidos, o sistema foi utilizado em uma escavação no Hospital *Good Samaritan* em Portland de forma inovadora em 1976. De acordo com Shen *et al.* (1981), a Universidade da Califórnia lançou um projeto de pesquisa, além de utilizar o método dos

elementos finitos para simulação numérica, também testou modelos físicos (reduzidos e em escala real).

Em 1979, foi realizado em Paris o primeiro simpósio sobre solos grampeados, por meio, do qual permitiu-se trocar ideias, promovendo assim um grande avanço da tecnologia. Em 1986, a França lançou um projeto de pesquisa denominado *Clouterre*, visando promover o uso do solo grampeado mediante sugestões para aprimorar o conhecimento comportamental e desenvolver padrões de projeto por meio desse tipo de estrutura. O projeto *Clouterre* abrange pesquisas relacionadas à construção, inspeção e monitoramento de estruturas de solo grampeados. Os resultados dessa pesquisa são apresentados no manual *Recommandations Clouterre 1991*.

No Brasil, há evidências de que, com base na experiência adquirida com o método NATM o solo grampeado passou a ser utilizado desde a década de 70. Entretanto, as obras em solo grampeado tomaram impulso a partir da década de 80.

2.1.2 DESCRIÇÃO E COMPORTAMENTO DOS SOLOS GRAMPEADOS

Conforme a NBR 11682 (ABNT, 2009), o grampo é um elemento de reforço do terreno, formado por uma perfuração preenchida com calda de cimento, argamassa, compósito ou outro aglutinante, a qual é introduzida um elemento resistente à tração e cisalhamento. Já a NBR 16920-2 (ABNT, 2021), define grampo como um elemento linear de reforço instalado no maciço, que mobiliza resistência com o solo ao longo de todo o seu comprimento.

Os grampos são elementos estruturais de natureza passiva, ou seja, faz se necessário que ocorra movimentações da massa de solo para que a resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo seja mobilizada e, conseqüentemente, a mobilização dos esforços axiais de tração ao longo dos grampos. De acordo com Ehrlich (2003), os grampos operam como uma espécie de costura no maciço de solo reforçado, solidarizando a zona ativa (zona potencialmente instável) com a zona resistente. As tensões na zona ativa do maciço de solo são transferidas por aderência aos grampos, reduzindo assim as cargas que chegam ao faceamento sendo relativamente baixas.

O esforço axial mobilizado na extensão dos grampos ocorre em decorrência das descompressões laterais ocasionadas pelo avanço da escavação, ou no caso de taludes artificiais e naturais pela movimentação do maciço.

Assim sendo, o comportamento geomecânico dos solos grampeados fundamenta-se no princípio de que o maciço contido seja dividido em duas zonas, como pode ser observado na Figura 2.2. A zona ativa está localizada entre a face da contenção e a superfície potencial de ruptura. Nessa zona o grampo atua para assegurar a estabilidade do conjunto. Na zona passiva, posicionada atrás da superfície potencial de ruptura, consta o comprimento do grampo que resiste ao arrancamento, resultante da movimentação da zona ativa. Dessa forma as forças de aderência direcionam-se da zona ativa para a zona passiva.

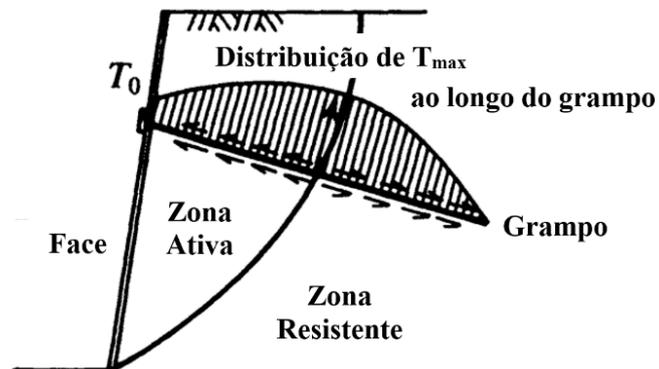


Figura 2.2 - Mecanismo de Estabilização do Solo Grampeado (adaptado de Juran & Elias, 1991).

Logo, a estrutura de solo grampeado pode ser compreendida como um muro de gravidade onde a região reforçada estabiliza a não reforçada (Ehrlich, 2003). O projeto deve ser desenvolvido de forma que garanta o equilíbrio externo e interno. Ademais, é preciso garantir densidade e comprimento suficiente de elementos de reforço para que não ocorra tanto a ruptura dos grampos, quanto o arrancamento desses da zona resistente. Além disso, as análises internas devem contemplar a verificação da estabilidade do faceamento.

A técnica de solo grampeado tem seu comportamento influenciado pelas forças de aderência no contato solo - grampo. Conforme descrito no projeto Clouterre (1991), em estruturas grampeadas pode se desenvolver duas formas de interação entre o elemento de reforço e o maciço de solo. A principal interação é a resistência ao cisalhamento da interface entre o grampo e o solo, a qual, está relacionada com as tensões ao longo do grampo (em geral esforços de tração), as quais não devem ultrapassar o valor de resistência ao arrancamento (q_s). A outra forma de interação, considerada menos importante, refere-se à resistência à tensão passiva do solo, distribuída em todo comprimento do grampo, a qual, diferente da interação solo - grampo, está possibilita que esforços cisalhantes e de flexão sejam mobilizados, para isso, é necessário o desenvolvimento de uma zona de cisalhamento no interior do maciço grampeado, além de uma rigidez dos grampos suficiente para contrapor esses esforços.

A resistência ao cisalhamento na interface solo – grampo é influenciada por inúmeros fatores, dentre eles, teor de umidade, deslocamento da estrutura, estratigrafia do solo, dilatância, a metodologia empregada no processo executivo, geometria dos grampos, (inclinação, densidade), rigidez dos grampos, propriedades da calda de cimento e o emprego de aditivos, dentre outros.

Em decorrência desses diversos fatores, torna-se complexo estimar um valor de ângulo de atrito e das tensões referente a interface solo - grampo, logo, quantificar a resistência ao arrancamento envolve inúmeras incertezas. Em virtude disso, na prática, durante a fase preliminar de projeto são utilizados resultados de ensaios de arrancamento executados em solos com propriedades geomecânicas semelhantes, ou na ausência desses ensaios, é usual a utilização de correlações empíricas. No entanto, Ehrlich & Silva (2012) demonstraram que, independentemente do processo executivo, não há relação entre os resultados de ensaios de arrancamento e N_{SPT} , obtidos por sondagens à percussão. Assim, recomenda-se que sejam executados os ensaios de arrancamento, preferencialmente na fase de projeto, ou pelo menos na fase de construção do solo grampeado, para quantificar o valor real de resistência e se necessário reavaliar o projeto.

Na Norma de solos grampeados NBR 16920-2 (ABNT, 2021) é previsto que a resistência da interface solo-grampo (q_s) para fins de projeto possa ser obtida a partir de ensaios prévios de arrancamento executados na área geotecnicamente representativa da obra ou por correlações semiempíricas. Ademais, é obrigatório a verificação da eficácia do processo executivo e da coerência dos parâmetros de projeto por meio do ensaio de desempenho que devem ser executados em grampos de sacrifício que não pertençam ao conjunto da obra, em um mínimo de 1% da totalidade de grampos da obra, ou um mínimo de três ensaios, em região representativa.

Referente ao ensaio de arrancamento, dois pontos são importantes, primeiro tendo como finalidade do ensaio determinar a resistência da interface solo – grampo, para isso, a ruptura deve ocorrer no trecho injetado, para tal, existem duas técnicas para realização do ensaio: (i) ensaios em barras com grande comprimento, a barra de aço deve ser superdimensionada; (ii) reduzir o comprimento da zona sujeita ao arrancamento, essa técnica promove uma maior homogeneidade de deformações e tensões mobilizadas ao longo do trecho analisado (Feijó & Ehrlich, 2001). Além disso, a metodologia executiva dos grampos ensaiados deve ser igual a empregada nos grampos da estrutura.

A resistência ao arrancamento do grampo (aderência entre a calda e solo) é definida por:

$$T_{max} = \pi \cdot D_p \cdot q_s \cdot L_p \quad (2.1)$$

Onde,

T_{max} = consiste na força de tração máxima aplicada ao grampo no ensaio;

D_p = é o diâmetro da perfuração.

q_s = consiste na resistência ao arrancamento ou atrito unitário na interface solo-grampo;

L_p = é o comprimento do grampo.

Ressalta-se que deve ser verificada a ruptura ao longo da aderência entre a barra de aço e a calda, para isso substituí o diâmetro da perfuração na Eq. 2.1 pelo diâmetro da barra de aço. A carga máxima de ensaio (T_{max}) obtida pela Eq. 2.1 em decorrência de um possível acidente devido à provável ruptura brusca do aço, não deve ultrapassar ao limite dado por:

$$T_{max} = 0,9 \cdot f_y \cdot A_s \quad (2.2)$$

Onde,

f_y = consiste na tensão de escoamento do aço; e

A_s = corresponde a área transversal útil da barra de aço.

Em relação a distribuição das tensões ao longo dos grampos têm-se que o ponto cujo esforço de tração é máximo (T_{max}) e coincidente com ponto no qual as tensões cisalhantes na interface são nulas (Figura 2.3), isso ocorre na interseção da superfície potencial de ruptura com o grampo, da qual divide a massa do solo em duas zonas: zona ativa situada logo após o faceamento, onde as forças de aderência mobilizadas nos grampos são direcionadas para fora e a zona passiva na qual as forças de aderência são direcionadas para interior do maciço de solo, isto é, na direção oposta aos deslocamentos laterais da zona ativa (Ehrlich, 2003).

O ponto de máxima tração no grampo depende de diversos fatores: da profundidade que se encontra dentro do solo, da ligação com o faceamento e da rigidez e inclinação da face em relação a superfície potencial de ruptura. Em geral, o ponto cujo o esforço de tração é máximo, se aproxima da face quanto mais próximo ao pé da escavação está situado o grampo.

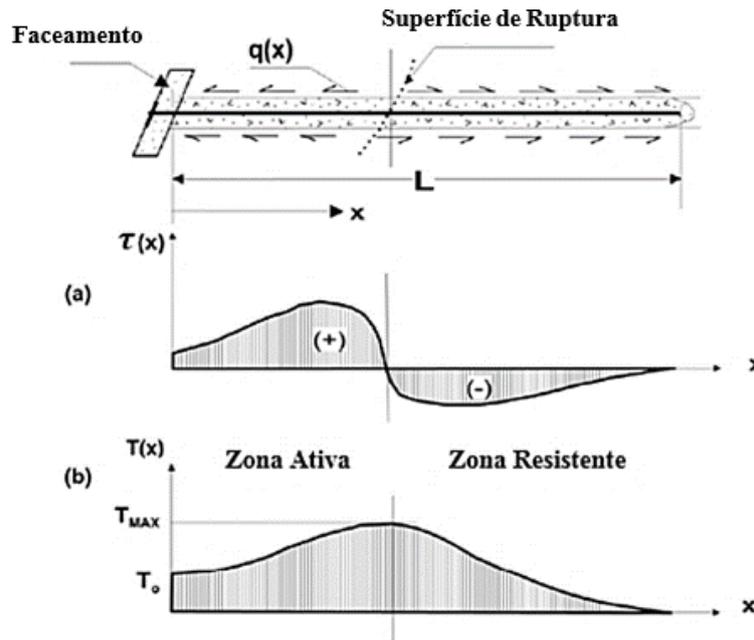


Figura 2.3 - Distribuição das tensões mobilizadas ao longo de um grampo; (a) cisalhantes e (b) esforços axiais de tração (adaptado de Lazarte *et al.*, 2015).

Conforme Clouterre (1991), mediante a definição dos esforços axiais máximos em cada linha de uma estrutura grampeada é possível estimar o estado de tensões no maciço de solo reforçado, para isso, considera-se a razão K definida por:

$$K = \frac{T_{max} \cdot \cos\theta}{\gamma \cdot z \cdot S_v \cdot S_h} \quad (2.3)$$

Onde,

θ = é o ângulo de instalação dos grampos em relação à horizontal;

$\gamma \cdot z$ = é tensão vertical no ponto de tração máxima; e

S_v e S_h = são os espaçamentos vertical e horizontal entre os grampos, respectivamente.

Por meio de inúmeros estudos realizados em estruturas em escala real, modelos reduzidos e análises numéricas, observou-se que o coeficiente K sofre uma redução gradativa com a profundidade, como pode ser observado na Figura 2.4, o estado de tensões no solo em comparação aos empuxos normalizados dos estados de repouso e ativo.

Na parte superior das estruturas os valores de K são superiores ao estado de repouso do solo (K_0), já em relação a região próxima à base da escavação os valores de K se encontra em uma faixa inferior da condição ativa do solo (K_a), essa redução é atribuída ao efeito de arqueamento da estrutura e ao método executivo de escavação.

Desse modo, fundamentados por diversos resultados de monitorações em estruturas grampeadas (Plumelle *et al.*, 1990; Briaud & Lim, 1997; Byrne *et al.*, 1998; Larzarte *et al.*, 2003; Holman & Tuozzolo, 2009; e Larzarte *et al.*, 2015), têm-se que nos dois terços superiores do maciço de solo reforçado, a tração normalizada uniforme varia entre 1,1 e 0,5. Esses autores sugerem a consideração da média igual 0,75. Dessa forma, o esforço máximo de trabalho nos grampos dessa região é dada por:

$$T_{max} = 0,75 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h \cdot S_v \cdot S_h \quad (2.4)$$

Além do mais, em decorrência da redução gradual das tensões na estrutura grampeada como supracitado, no terço inferior, os autores sugerem valores em torno da metade da tração considerada da parte superior.

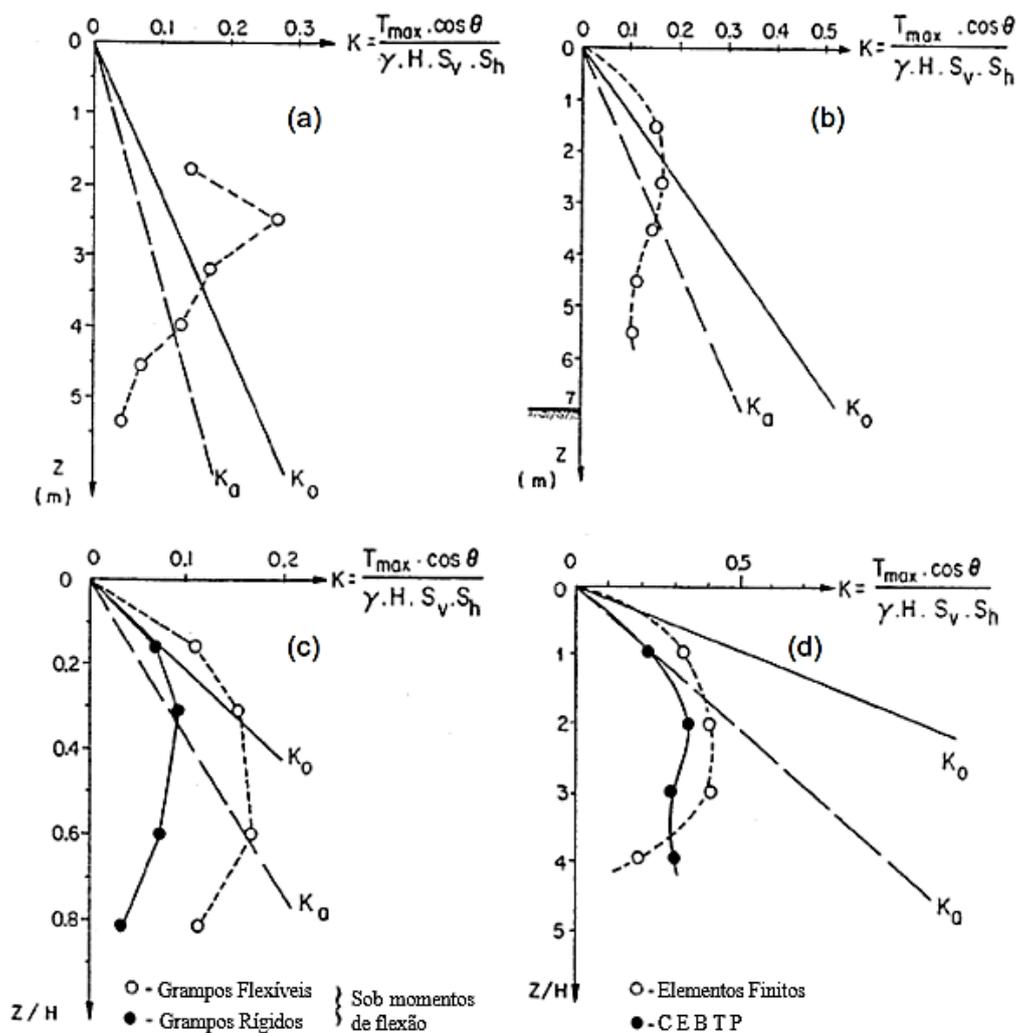


Figura 2.4 - Estado de tensões no solo de uma estrutura grampeada, comparação entre as condições de repouso (K_o) e ativa (K_a); (a) e (b) obras em escala real; (c) modelos em escala reduzida e (d) modelagem numérica (adaptado de Clouterre, 1991).

Como mencionado, os esforços axiais mobilizados ao longo dos grampos ocorrem devidos aos alívios de tensões decorrentes das descompressões laterais que ocorrem devido ao avanço da escavação e ou por deformações internas da estrutura grampeada, tendo como principal motivo a redução da sua resistência do solo. Em escavações com solo grampeado a descompressão horizontal da massa durante as etapas sucessivas resultam em acréscimos de tensões e na modificação da distribuição dos esforços ao longo dos grampos (Figura 2.5). Ademais, ao decorrer das escavações subsequentes verifica-se um aumento progressivo dos esforços de tração em níveis de grampos superiores.

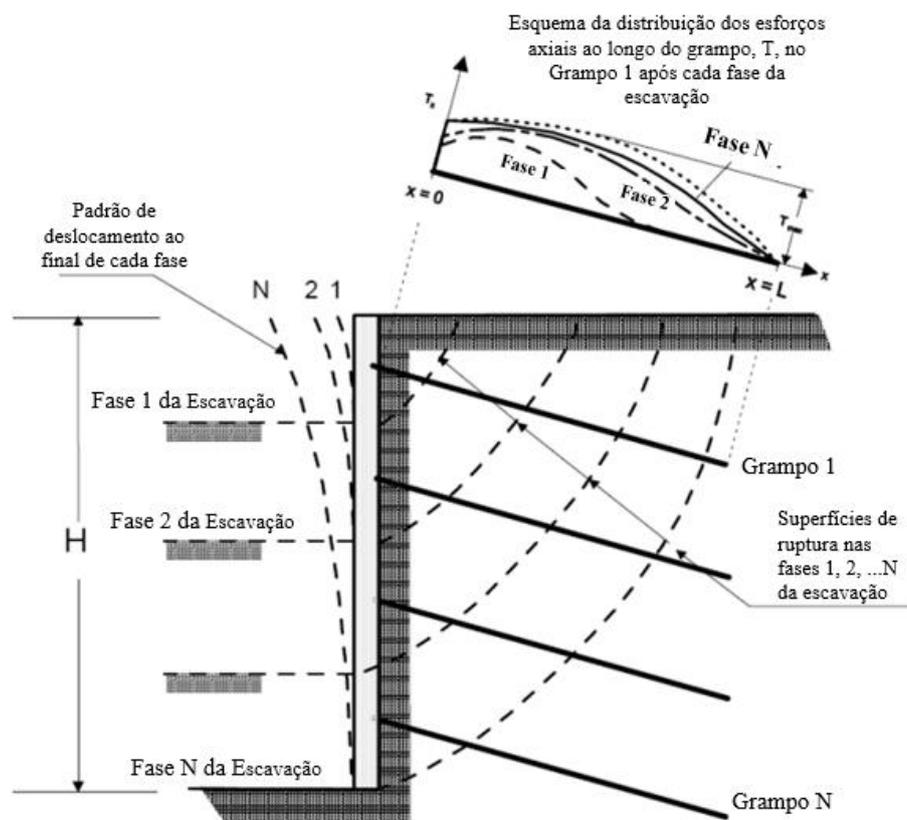


Figura 2.5 - Distribuição das forças axiais e deslocamentos horizontais de uma escavação grampeada (adaptado de Lazarte *et al.*, 2003).

Clouterre (1991) verificou ao decorrer da escavação grampeada que considerando um nível de grampos os esforços de tração nesses são mobilizados durante três ou quatro etapas subsequentes da escavação, tendendo assim a se estabilizarem nos demais patamares de escavação. A mobilização dessa tensão ao decorrer da progressão da escavação está relacionada principalmente com o desenvolvimento do efeito de arqueamento da estrutura e com a sucessiva descompressão lateral do maciço de solo.

A evolução do esforço axial ao longo dos grampos está associada, principalmente, às descompressões laterais promovidas durante o processo da escavação. No entanto, outro

aspecto referente aos esforços mobilizados nos grampos ao decorrer da escavação, constatado no projeto Clouterre (1991), consiste na associação desse com o fenômeno da fluência *creep*. A Figura 2.6 apresenta a evolução dos esforços de tração na extremidade junto à face de um grampo submetida a sucessivas etapas de escavação até, aproximadamente, 100 dias do término da obra. Observa-se que o grampo analisado, no período de paralisação da escavação, sofre um acréscimo significativo de esforço axial devido às deformações relacionadas com a fluência. Após a finalização da escavação, ocorre uma pequena redução desses esforços os quais tendem a se estabilizarem.

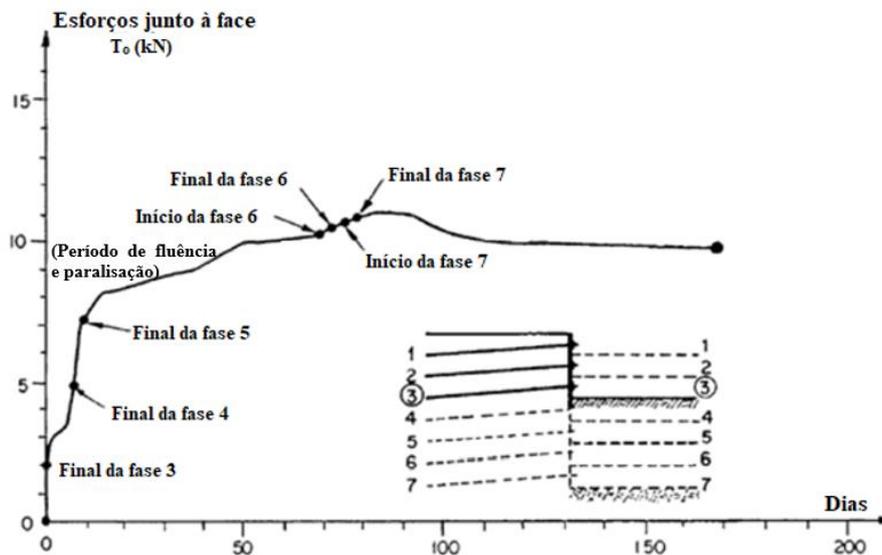


Figura 2.6 - Resultados da monitoração do esforço axial junto à face do grampo 3 ao decorrer da escavação (adaptado de Clouterre, 1991).

Clouterre (1991) ressalta que os acréscimos dos esforços axiais nos grampos devido à fluência do solo estão associados a uma evolução dos deslocamentos, principalmente próximo ao topo da escavação. Lazarte *et al.* (2015) por meio dos estudos apresentados em Plumelle *et al.* (1990) e Holman & Tuozzolo (2009) aduz que após a conclusão da estrutura e para condições de longo prazo esses acréscimos podem atingir a aproximadamente 15% dos valores dos esforços axiais. Entretanto, enfatiza-se que esses acréscimos em decorrência da fluência dependem do tipo de solo, nível de tensões, histórico de tensões (sobreadensamento) e da geometria da estrutura. Promovendo valores inferiores ou até mesmo superiores ao mencionado.

Além dos esforços axiais nos grampos, tensões de cisalhamento e momentos fletores podem ser desenvolvidos ao decorrer da escavação ou ao longo da vida útil da estrutura. Esses esforços, são mobilizados em função da geometria e condições ao qual a estrutura grampeada é submetida, além dos parâmetros dos materiais que compõe os elementos de reforço. Inúmeros estudos no meio técnico discutem em relação a relevância desses esforços na estabilização da

estrutura de contenção. No entanto, comumente nas análises convencionais de solos grampeados são negligenciadas as contribuições providas da resistência ao cisalhamento e à flexão do grampo (Ehrlich, 2003).

Conforme Mitchel & Villet (1987), o principal fator que influencia nos esforços cisalhantes e fletores é a rigidez dos grampos, ou seja, a rigidez transversal dos grampos promove o desenvolvimento da pressão lateral no grampo provida do maciço de solo, em vista disso, em estruturas onde são empregados grampos relativamente flexíveis, esses se deformam até a condição de equilíbrio ser estabelecida. Nesse caso, somente a resistência à tração dos mesmos favorece a estabilização. Contudo, em estruturas compostas por grampos com rigidez relativamente elevada, esses tendem a resistir às deformações transversais, promovendo assim a mobilização de tensões de cisalhamento e momentos fletores, além dos esforços axiais.

Em geral os elementos de reforço empregados nas estruturas grampeadas possuem dimensões e rigidez suficientes para resistir as tensões de cisalhamento e momentos fletores. Um dos aspectos que influencia nos esforços mobilizados ao longo dos grampos, corresponde a inclinação do elemento em relação com a horizontal, a depender desse parâmetro os grampos podem ser solicitados à flexão e ao cisalhamento, além dos esforços axiais de tração. Desse modo, o posicionamento mais adequado dos elementos de reforço consiste na inclinação que permite os grampos trabalharem essencialmente à tração, para isso, a inclinação dos elementos deve coincidir com a direção principal maior de deformação do maciço de solo.

Ehrlich (2003) apresentou um modelo de tensão – deformação para uma estrutura de solo grampeado, como pode ser observado na Figura 2.7. Nota-se que o solo é considerado na condição de repouso, enquanto a deformação lateral é nula. Quando as deformações ocorrem, verifica-se uma redução nas tensões no solo, tendendo assim ao denominado estado ativo. Em relação aos elementos de reforço, constata-se que as tensões crescem com o desenvolvimento das deformações, até que a condição de equilíbrio é alcançada, isto é, as deformações cessam.

Desse modo, em estruturas compostas por grampos mais rígidos (S_i)₂, os deslocamentos são menores, tendendo assim as tensões no solo e nos grampos a se aproximar da condição equivalente ao repouso. Já em relação a estruturas com grampos mais flexíveis (S_i)₁, os deslocamentos são suficientes para que a zona ativa atinja o estado de plastificação, tendo assim o solo nessa zona em um estado de tensões próximo ao ativo. Nessas condições, em comparação a anterior as tensões nos elementos de reforço são menores.

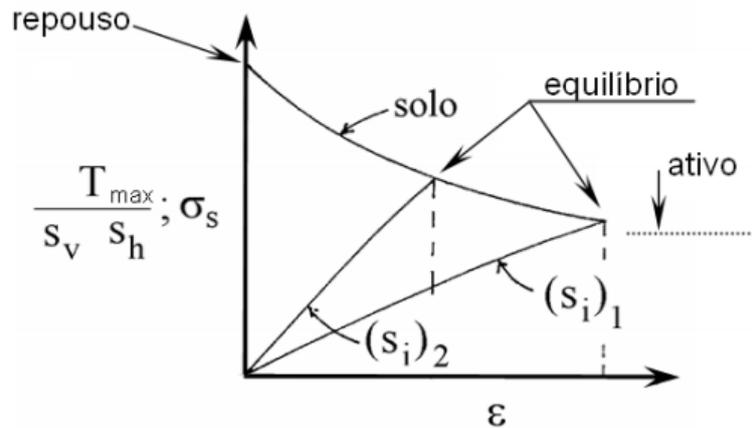


Figura 2.7 - Influência da rigidez do grampo nas deformações e tensões mobilizadas (Ehrlich, 2003).

De acordo descrito por Ehrlich & Mitchell (1994), S_i é o índice de rigidez relativa solo grampo, o qual é expresso por:

$$S_i = \frac{A_r \cdot E_r}{K \cdot p_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad (2.5)$$

Onde,

A_r = consiste na área transversal dos grampos;

E_r = corresponde ao módulo de deformabilidade dos grampos;

K = é o módulo tangente inicial do modelo hiperbólico apresentado por Duncan *et al.* (1980);

p_a = consiste na pressão atmosférica; e

S_v e S_h = são os espaçamentos vertical e horizontal entre os grampos, respectivamente.

Outro aspecto importante observado no comportamento de estruturas grampeadas, refere-se as movimentações relativas entre o maciço e os elementos de reforço, as quais podem ser consideradas nulas em condições de trabalho (Jewell, 1980). Ou seja, as deformações no maciço e nos grampos são coincidentes na interface, tendo em vista, que na interface solo – grampo não ocorre deslocamentos relativos. Conseqüentemente, a deformabilidade dos grampos em condições de trabalho controla as deformações do maciço reforçado (Ehrlich, 2003).

Em decorrência da natureza passiva da técnica de solos grampeados um aspecto geotécnico essencial para a compreensão do comportamento das estruturas são os deslocamentos e deformações dessas. Monitorações em obras instrumentadas indicam que os deslocamentos apresentam magnitude máxima junto ao topo das estruturas, reduzindo com a profundidade.

De acordo Clouterre (1991) os resultados de várias instrumentações em estruturas grampeadas mostraram que é possível estimar as deformações médias de uma estrutura em solo grampeado

de face vertical e terrapleno horizontal considerando os valores de três parâmetros de deslocamento; deslocamento vertical da no topo da escavação (δ_v) e o deslocamento horizontal da face no topo da escavação (δ_h), os quais sob condição de trabalho e próximo à ruptura possuem valores compreendidos na mesma ordem de grandeza, sendo esses entre 0,1% e 0,4%, da altura da escavação, e o deslocamento horizontal da superfície atrás da massa reforçada (δ_o), o qual, normalmente possui valores compreendidos entre 0,4% e 0,5% da altura da escavação (Figura 2.8).

No entanto, monitorações de obras em escala real, em modelos reduzidos e estudos numéricos demonstram que os deslocamentos horizontais junto ao topo da estrutura grampeada promovidos ao decorrer da escavação não possuem a mesma ordem de grandeza dos valores obtidos para os deslocamentos verticais da superfície do terrapleno junto ao faceamento como indicado pelo projeto Clouterre (1991).

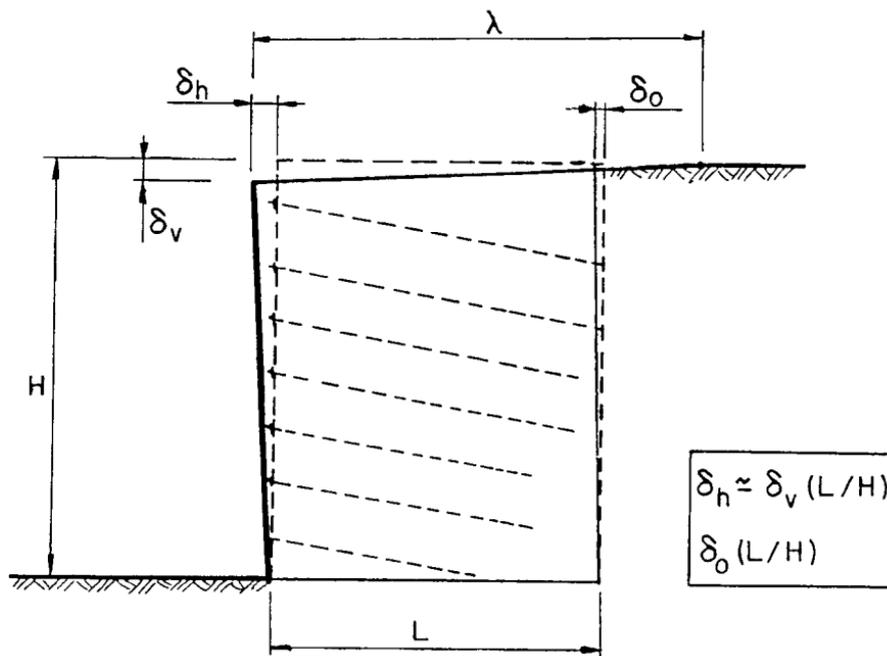


Figura 2.8 - Deformações de estruturas grampeadas definidas por deslocamentos horizontais e verticais (Clouterre, 1991).

Ademais, considerando a importância dos deslocamentos para melhor compreensão do comportamento de estruturas grampeadas diversos estudos analisam distintos fatores que podem influenciar na magnitude e forma dos deslocamentos. Logo, de acordo Lima (1996), Ehrlich *et al.* (1996) e Ehrlich *et al.*, (2021) mediante de análises paramétricas, a rigidez dos grampos varia inversamente com os deslocamentos da face, em razão das maiores mobilizações do esforço axial e momentos fletores no grampo. No que se refere a variação da inclinação em

relação a horizontal do elemento de reforço de zero a 30° não foi possível observar um fator relevante em relação a movimentação, entretanto, altera as tensões atuantes nos grampos.

Outro parâmetro, conforme os autores, que pouco influencia os deslocamentos da face e nas forças axiais mobilizadas nos grampos, é a rigidez do faceamento. Contudo, Ehrlich *et al.* (1996), ao analisar a estrutura grampeada sem faceamento observou-se que em virtude das deformações situadas nas regiões entre os grampos ocorre um leve aumento nos deslocamentos.

Os deslocamentos da face variam inversamente à relação entre o comprimento do grampo e altura da escavação (L/H), aumentando conforme a relação L/H diminui. Essa relação pode ser notada ao monitorar os deslocamentos no decorrer da escavação. Onde, os deslocamentos do topo da face são pequenos no começo da construção, aumentando rapidamente com a profundidade, em razão da influência da relação L/H, que reduz ao decorrer da execução da escavação em solo grampeado (Clouterre, 1991).

Como aduz Clouterre (1991), os deslocamentos no solo reforçado afetam os esforços mobilizados nos grampos, tal como as tensões atuantes influenciam a forma e magnitude dos deslocamentos. O deslocamento horizontal está relacionado com os esforços axiais de tração, enquanto, o deslocamento vertical tende a mobilizar as tensões de cisalhamento e momentos fletores, nessa condição o comportamento da estrutura se assemelha ao de uma estaca com carregamento lateral na cabeça.

Diversos estudos presentes na literatura, expõem alguns fatores que podem influenciar nos deslocamentos em estruturas de solo grampeado, como algumas supracitadas. Resumidamente, de acordo com Clouterre (1991) e outros autores, os deslocamentos junto ao topo da face é influenciada pelos parâmetros relacionados a seguir:

- Velocidade de avanço da construção;
- Altura dos níveis de escavação e espaçamento entre grampos;
- Fator de segurança global da estrutura grampeada;
- Relação entre comprimento dos grampos e altura da escavação (L/H);
- Rigidez do grampo;
- Inclinação dos grampos;
- Rigidez da face (Lima, 1996 e Ehrlich *et al.*, 1996);
- Inclinação de face;
- Capacidade de carga do solo de fundação;
- Sucção do solo (Feijó & Ehrlich, 2005);

- Coeficiente de empuxo em repouso – K_0 (Briaud & Lim, 1997 e Jiménez, 2008);
- Tipo de ligação da cabeça do grampo (Springer, 2001).

Grande parte dos estudos e trabalhos referentes ao solo grampeado foram limitados a solos homogêneos. Entretanto, como aduz Ehrlich & Silva (2012), a densidade e geometria (inclinação, espaçamentos e comprimento) podem ser dimensionados para as características do solo em questão. Além disso, em perfis heterogêneos, o processo executivo não possui restrições em relação a camadas abruptas de pedregulhos, logo, se torna uma técnica apropriada a esses tipos de solos.

Contudo, no caso de escavações em argila mole não é conveniente o emprego de estruturas grampeadas, pois, devido à baixa resistência demandaria uma densidade elevada de grampos com grandes dimensões (Zirlis & Pitta, 1992). Outro fator, que impossibilita a aplicação do solo grampeado nesse tipo de solo, é a variação do teor de umidade (saturação do maciço) e o fenômeno de fluência, que podem ocorrer após a conclusão da escavação, essas condições podem prejudicar o desempenho a longo prazo dessas estruturas em razão do aumento dos deslocamentos.

Ademais, outra ressalva da aplicação do solo grampeado refere-se ao uso em areias puras (sem coesão real), devido ao risco da perda da coesão aparente (relacionada com sucção) em decorrência da saturação do material, a qual promove o surgimento de poropressões positivas que podem acarretar no rompimento do talude.

No entanto, a principal desvantagem da técnica de solo grampeado está relacionada com os deslocamentos decorrentes da natureza passiva da própria técnica, que constitui uma limitação particularmente significativa nas áreas urbanas, cujo movimento pode afetar as estruturas dos edifícios junto à escavação. Nessas condições, é necessário garantir que as instalações e / ou edifícios adjacentes à escavação possam tolerar deslocamentos de curto e longo prazo sem danos.

2.1.3 METODOLOGIA EXECUTIVA

Em virtude de sua versatilidade existem distintos procedimentos executivos e cada um dependerá das condições locais e tecnologia disponível. Para fins de apresentação da técnica, relatou-se, de forma sucinta, a sequência típica para a aplicação da técnica de solo grampeado em taludes escavados. Conforme ilustrado na Figura 2.9, a construção de talude escavado com parede de solo grampeado é executada em fases sucessivas, sendo essas: escavação com altura

limitada (depende dos parâmetros de resistência do maciço escavado, normalmente, entre 1 e 2 metros); instalação da linha de grampo; proteção da face do talude e repete-se a sequência até se atingir a cota de projeto. Simultaneamente, executa-se o sistema de drenagem (Clouterre, 1991).

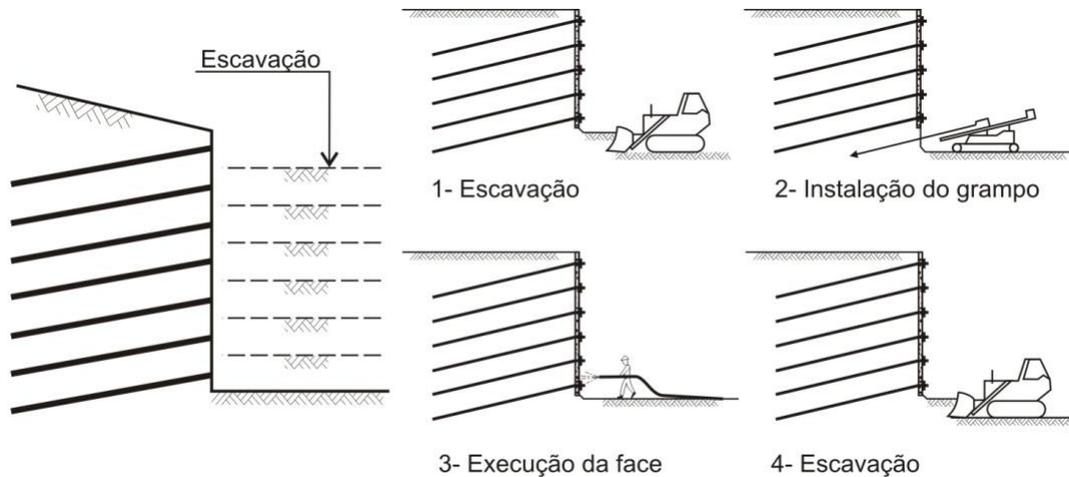


Figura 2.9 - Etapas típicas de execução de escavações grampeadas (adaptado de Clouterre, 1991).

Ao decorrer das fases de escavação, o solo deve permanecer estável, quando as condições do solo escavado são desfavoráveis, a escavação das bermas de equilíbrio pode ser executada em nichos alternados, como ilustrado na Figura 2.10.

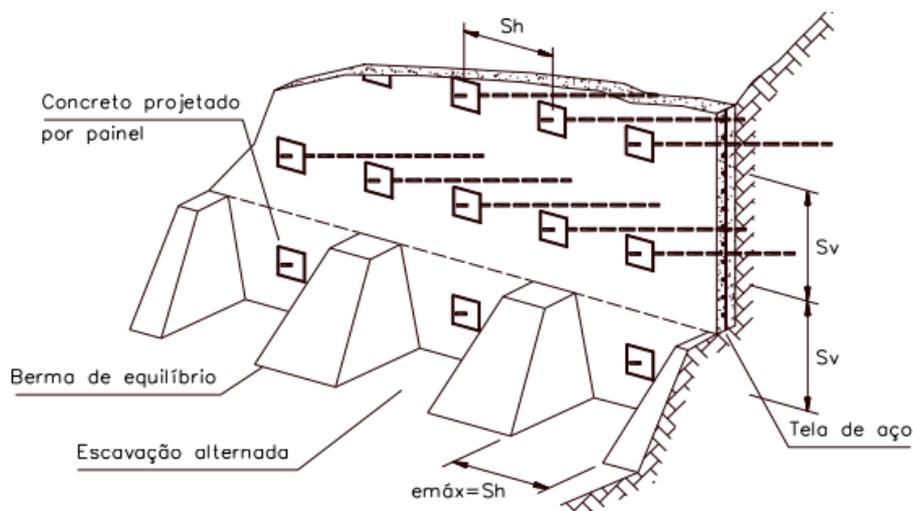


Figura 2.10 - Escavação em solo grampeado em nichos alternados (adaptado de Lazarte *et al.*, 2003).

Nessa situação os grampos são executados e sucessivamente são dispostos os painéis que formam a face do talude. Na prática esse processo executivo não é muito utilizado, em decorrência da perda da agilidade na escavação do solo grampeado, que é uma das vantagens

dessa técnica. No entanto, a escavação em nichos promove uma redução das deformações das estruturas devido a mobilização mais rápida dos grampos, esse aspecto pode ser relevante em alguns casos.

2.1.3.1 GRAMPOS

Como supracitado, os grampos são elementos passivos que atuam como elementos de reforço em uma estrutura de solo grampeado, ou seja, esses elementos necessitam que ocorra movimentações do maciço para que sejam mobilizados, a instalação dos grampos no solo é realizada imediatamente após a escavação, objetivando a minimização dos deslocamentos.

Em suma, existem duas metodologias executivas do solo grampeado, na prática o método comumente empregado consiste na perfuração sub-horizontal do solo, seguida do preenchimento do furo com a injeção de algum tipo de aglutinante, e simultaneamente a inserção da barra de aço, as quais possuem resistência à tração e ao cisalhamento. Comumente, são empregadas barras com diâmetros nominais entre 16 e 32 mm, do tipo CA 50 aços de elevada resistência ou (normalmente utilizadas em ancoragens). Na NBR 16920-2 (ABNT, 2021), recomenda-se que caso seja necessária a emenda de barras de aço na obra, ela deve ser realizada com a utilização de luvas apropriadas ou solda. A emenda por solda não pode ser utilizada em barras galvanizadas. Entretanto, não é dado detalhes da solda.

Em geral, no Brasil as perfurações são executadas com diâmetros de 75 ou 100 mm, visando o recobrimento mínimo da barra de aço e a locação dos tubos de injeção. Ressalta-se que deve ser realizado um tratamento anticorrosivo eficaz, objetivando assegurar a resistência da barra de aço, e conseqüentemente o desempenho a longo prazo da estrutura.

A injeção do aglutinante (execução da bainha) é realizada mediante tubulação, partindo do fundo do furo, até o preenchimento total da perfuração. Em algumas situações posteriormente a execução da bainha pode ser realizada uma fase de reinjeção, por meio de tubo perdido inserido em conjunto com a barra de aço, esse processo, é realizado quando almeja-se aumentar a eficiência da aderência lateral do elemento de reforço.

O método alternativo para execução dos grampos é por meio da cravação de barras, cantoneiras ou tubo de aço, para isso, o método faz uso de martelotes pneumáticos, os quais, promovem a execução da estrutura grampeada em curto prazo. Contudo, essa metodologia normalmente é empregada em estruturas provisórias, em virtude que os elementos de reforço são expostos

livremente à corrosão, além de demandar de uma densidade maior de elementos de reforço (Ehrlich & Silva, 1992).

2.1.3.2 FACEAMENTO

O faceamento de estruturas grampeadas não possui uma função relevante no que se refere a estabilidade global da obra. Sua função consiste em impedir possíveis rupturas localizadas entre os elementos de reforço, e proteger o talude de processos erosivos (Ehrlich, 2003). Em vista disso, na prática a execução da face é realizada com aplicação de revestimentos que satisfazem os critérios de projeto, executivos e aspectos estéticos da obra, dentre os revestimentos destacam-se o uso de blocos pré-moldados, concreto projetado em tela de aço ou fibras de aço, painéis de concreto, bio-mantas ou simplesmente vegetação.

2.1.3.3 DRENAGEM

Um dos fatores que influenciam a execução e desempenho do solo grampeado é a presença de água, a qual interfere diretamente nas pressões no faceamento, modifica as tensões efetivas do maciço de solo, podendo assim tornar a estrutura instável. Em decorrência disso, recomenda-se a implantação de um sistema de drenagem superficial e subterrâneo apropriado.

Dentre os dispositivos que podem ser empregados destacam-se: drenos pontuais (barbacãs) e/ou geodrenos (drenos verticais de contato, com núcleo de PVC revestido com filtro de geotêxtil) são implantados no faceamento objetivando drenar para fora da estrutura toda água infiltrada nas proximidades. Já os drenos sub-horizontais (DHP's) são empregados para situações onde almeja-se realizar a drenagem profunda em situações onde tenha fluxos hidráulicos internos. Dispositivos de drenagem superficial, tais como canaletas e descidas d'água, tem como finalidade proteger a estrutura grampeada, direcionando a água superficial até dispositivos denominados como dissipadores de energia, que visam evitar processos erosivos.

Processos de perfuração por meio de injeção de água também podem afetar as deformações no maciço, devida redução da resistência ao cisalhamento do solo em função da alteração na tensão efetiva. Em monitoramento de cortina ancorada, Ehrlich (2004) observou que aumento das nas cargas das ancoragens em função do processo executivo dessas, cujo avanço da perfuração era realizado por injeção de água.

2.1.4 MODOS DE RUPTURA EM SOLOS GRAMPEADOS

Considerando que o maciço de solo reforçado se comporta como um bloco monolítico é possível distinguir os tipos de ruptura em uma estrutura grampeada. A classificação dos modos de rupturas ocorre em função da posição da superfície de ruptura em referência à zona grampeada. Com isso, os modos de ruptura em uma estrutura de solo grampeado são divididos em ruptura externa, ruptura interna e a associação desses dois tipos denominada ruptura mista (Figura 2.11).

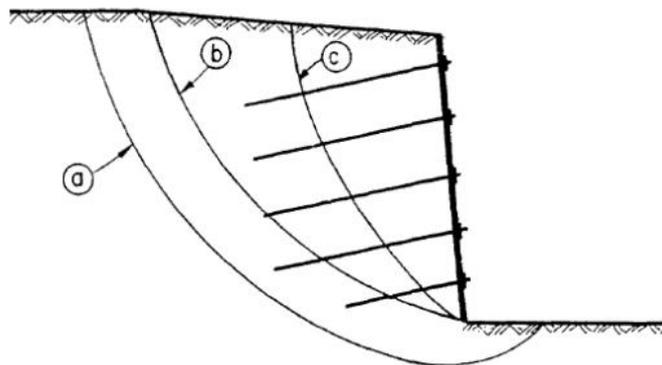


Figura 2.11 - Modos de rupturas que podem ocorrer nas estruturas de solo grampeado; (a) externa, (b) mista e (c) interna (Clouterre, 1991).

A ruptura externa consiste em uma superfície de ruptura que se desenvolve, fora da massa de solo reforçado e abaixo da fundação da estrutura de contenção. Os principais fatores relacionados a esse tipo de ruptura é a ineficiência da capacidade de suporte do solo de fundação e/ou comprimento dos grampos inadequados, esses fatores podem promover uma ruptura global, caracterizada pela forma de deslizamento, cuja é muito comum em estruturas de contenção.

A ruptura interna pode apresentar diversas formas, visto que sua forma varia em função das condicionantes geológicas, características e parâmetros mecânicos do solo e do reforço. Esse tipo de ruptura, ocorre dentro da massa de solo reforçado, podendo se desenvolver na zona ativa, zona passiva ou nas duas zonas do solo grampeado, com isso, a superfície de ruptura característica desse modo intercepta todos os grampos da estrutura.

Esse mecanismo de ruptura está relacionando principalmente a três fatores: a ruptura dos grampos que pode ser ocasionada por diversos fatores relacionados aos elementos de reforço, dentre esses, destacam-se a seção inadequada do grampo; perda de resistência devido a corrosão das barras de aço dos grampos; erro de análises devido desconsideração de sobrecargas e elevação do teor de umidade do maciço reforçado. Outro fator que pode propiciar uma ruptura

interna na estrutura corresponde ao arrancamento dos grampos que decorre da baixa resistência ao cisalhamento de interface solo-grampo na zona passiva em relação ao empuxo e/ou de erros executivos da obra. Além disso, a instabilidade interna pode ocorrer devido ao efeito de arqueamento.

Já em relação a ruptura mista consiste em uma superfície da ruptura, que se desenvolve tanto na parte interna, quanto na parte externa do solo grampeado, associando a instabilidade interna e externa. De acordo com Clouterre (1991) esse modo de instabilidade ocorre normalmente em decorrência, do comprimento inadequado dos grampos na zona passiva, combinado a uma deficiência na resistência dos grampos ou na resistência ao cisalhamento da interface solo-grampo. Em relação a isso, a NBR 16920-2 (ABNT, 2021), determina que em projeto deve-se considerar os estados limites últimos apresentados na Figura 2.12.

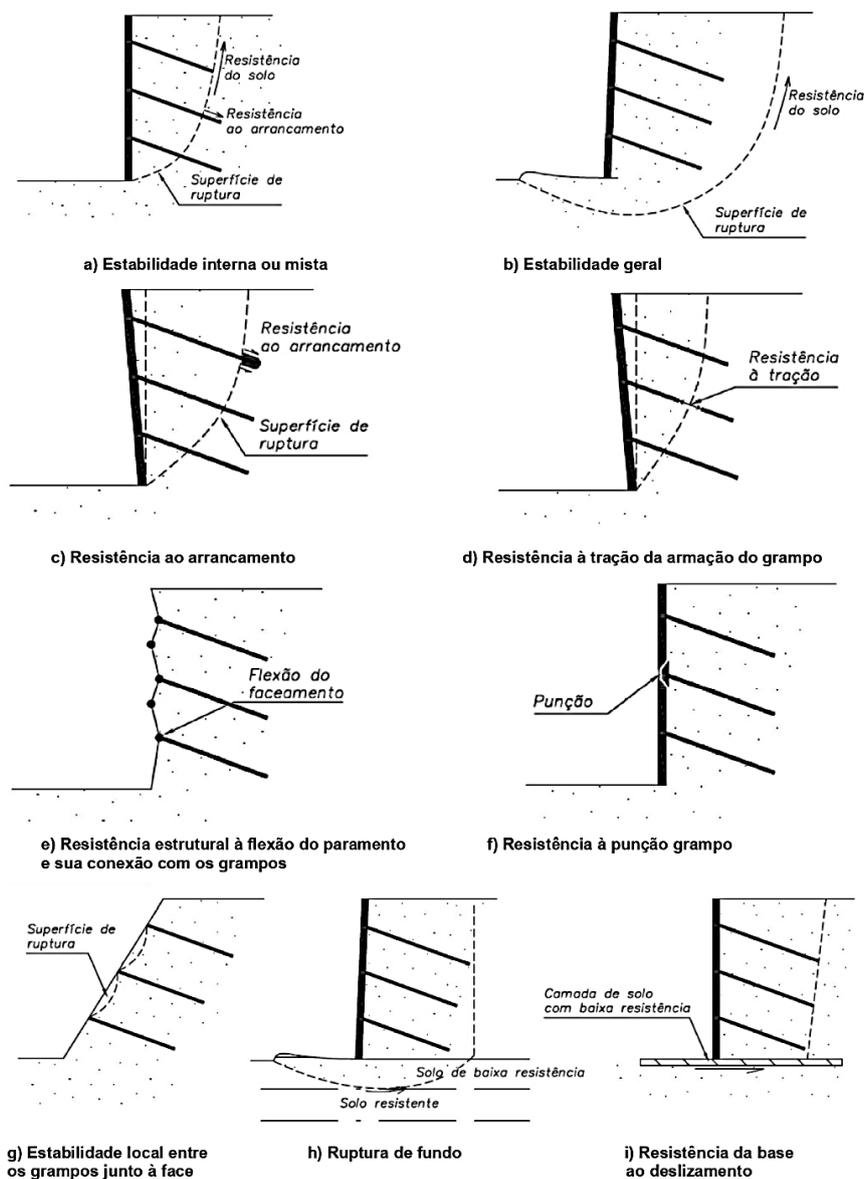


Figura 2.12 – Estados limites últimos em estruturas de solo grampeado (ABNT, 2021).

2.2 ASPECTOS GERAIS DAS CORTINAS ANCORADAS

Objetivando apresentar brevemente a técnica de contenção em cortinas ancoradas, este tópico expõe em linhas gerais: a descrição da técnica, incluindo sua origem, comportamento geomecânico, modos de ruptura e aspectos de aplicação e dimensionamento.

2.2.1 ORIGEM E DESENVOLVIMENTO

A técnica de ancoragem surgiu como uma aplicação em maciços rochosos, tendo como primeira aplicação de grande relevância a solução de reforço da barragem de Cheurfas na Argélia em 1934. Além do mais, em meados da década de 1950 esse método foi utilizado para obras em solo sendo implementado pioneiramente em países da Europa, como Alemanha, Itália e França. Nesse período a técnica era constituída por uma única barra de aço, inserida dentro de uma perfuração previamente realizada, preenchida por calda de cimento, tendo valores de resistência entre 100 e 200 kN (Porto, 2015).

Em relação ao Brasil, há indícios de que os primeiros projetos de contenção mediante cortinas ancoradas em solos foram realizados nas rodovias Rio-Teresópolis e Grajaú-Jacarepaguá no Rio de Janeiro em 1957 (Costa Nunes, 1978). Subsequentemente, a principal aplicação dessa tecnologia limitou-se à estabilidade de taludes, com carga máxima de 250 kN. Pois, conforme relatado por Ostermayer (1975), a viabilidade do uso de ancoragens para estruturas definitivas era questionada tecnicamente em decorrência da falta de conhecimento do comportamento da estrutura a longo prazo.

Depois de fortes chuvas no Rio de Janeiro em 1966 e 1967, a tecnologia de ancoragem do Brasil passou por grande avanço no fim da década de 60. Devido a necessidade de obras de contenção para estabilização de taludes, a tecnologia foi empregada em inúmeras obras na cidade e em taludes rodoviários. O desenvolvimento da técnica no Brasil continuou na década seguinte, em decorrência do emprego da tecnologia no projeto do metrô de São Paulo, o qual fez uso da técnica de ancoragens reinjetáveis (More, 2003).

Desde então, no Brasil foram realizadas uma série de outras aplicações envolvendo a ancoragem de solo, levando à elaboração da NB-565 (atual NBR-5629), que estabelece definições e especificações técnicas sobre a execução de ancoragens de estruturas em solo para obras temporárias e definitivas.

2.2.2 DESCRIÇÃO E COMPORTAMENTO DAS CORTINAS ANCORADAS

O método de estabilidade de taludes comumente denominado como cortina atirantada ou ancorada consiste em uma parede de concreto armado, a qual é fixada no terreno por meio de ancoragens pré-tensionadas, obtendo assim, uma estrutura com rigidez suficiente para minimizar deslocamentos do terreno (GeoRio, 2014).

Essa técnica compreende em uma estrutura composta basicamente por dois elementos, sendo o paramento de face, que consiste na cortina propriamente dita, que pode ser formada por placas pré-moldadas, estacas ou até grelhas de concreto armado, que tem como função conter o maciço de solo ou de rocha, sendo dimensionada em função das cargas nas ancoragens e das solicitações atuantes (em geral a espessura varia entre 20 e 40 cm), e o segundo elemento trata-se da ancoragem, a qual conforme a NBR 5629 (ABNT, 2018) fundamenta-se em um dispositivo com capacidade de transmitir os esforços ativos distribuídos de tração a uma região estável do terreno, esse dispositivo é constituído basicamente por três componentes (serão detalhados em tópico específico).

O comportamento de uma ancoragem em solo baseia-se no mecanismo de transferência da carga mobilizada pela ancoragem para o maciço de solo mediante as interações na interface solo-bulbo, como pode ser observado na Figura 2.13. Esse mecanismo de interação proporciona um acréscimo das tensões normais efetivas do solo e, conseqüentemente, o aumento da resistência ao cisalhamento e do fator de segurança da estrutura.

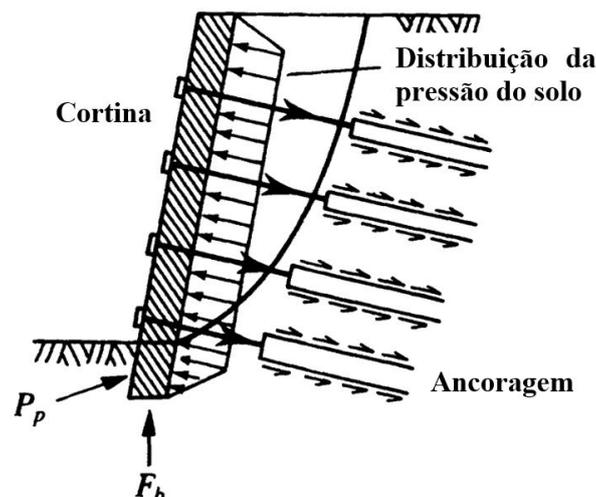


Figura 2.13 - Mecanismo de transferência de carga em ancoragens (adaptado de Juran & Elias, 1991).

No dimensionamento dessas estruturas, por simplificação assume-se que a resultante horizontal dos esforços é contraposta pelas ancoragens. Isto é, para fins práticos, alguns autores desconsideram a resultante vertical dos esforços no dimensionamento das ancoragens. Entretanto, a análise mais coerente é o equilíbrio dos esforços na inclinação executada, ou seja, o bulbo de ancoragem está no mesmo alinhamento da aplicação da carga. Logo deve ser realizada uma análise global do sistema (equilíbrio total do sistema), considerando a inclinação das ancoragens. Outro aspecto refere-se às cargas verticais oriundas das ancoragens e o peso próprio do paramento. Caso não se possa garantir que as cargas verticais sejam suportadas pelas forças de aderência entre o solo e o tarso do paramento, a fundação da cortina é fundamental.

Os deslocamentos relativos entre o bulbo de ancoragem e o maciço promovem a mobilização da resistência lateral das ancoragens mediante as forças de aderência, sendo essa considerada como a capacidade de carga da ancoragem. Ou seja, a resistência frontal do bulbo é normalmente desconsiderada na prática, logo, a capacidade de carga da ancoragem e o comprimento do trecho ancorado são diretamente proporcionais, desse modo, para efeitos de projeto comumente são utilizados valores médios para a resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo.

Em relação a isso, Mecsi (1997) discorre que com a continuidade do deslocamento do bulbo a tensão cisalhante promove um valor constante máximo, resultando, portanto, em uma distribuição uniforme das tensões cisalhantes ao longo do bulbo no final do carregamento. Entretanto, Barley (1997) e Woods & Barkhordari (1997) admitem que para grandes deslocamentos do bulbo a tensão cisalhante decresce gradualmente para um valor residual, não sendo uniforme ao longo do bulbo (Figura 2.14).

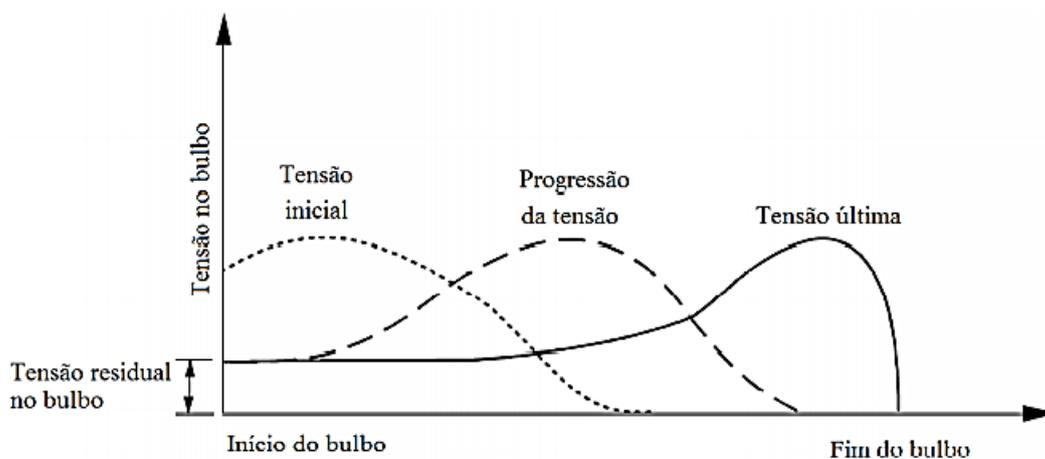


Figura 2.14 - Mobilização da resistência no bulbo para ancoragens protendidas (adaptado de Sabatini *et al.*, 1999).

De modo geral os métodos utilizados para determinar a capacidade de carga de ancoragens em solo levam em consideração que a resistência da ancoragem se dar em razão exclusivamente à resistência ao cisalhamento formada na interface solo bulbo, sem considerar os efeitos do processo construtivo, e incluindo a influência do procedimento de injeção apenas de forma qualitativamente (More, 2003).

Contudo, a estabilidade de uma contenção ancorada é projetada considerando o estado limite último (ELU). Diante disso, um parâmetro muito importante e responsável pelo mecanismo de transferência de carga e restrição do movimento do maciço de solo, durante e após a sua escavação, é a capacidade de carga das ancoragens, essa que pode ser estimada a partir de formulações teóricas e empíricas, ou, ainda, a forma mais apropriada de se aferir esse parâmetro, visto não ser teoricamente possível incorporar em métodos de cálculo a influência de vários fatores determinantes, são por meio dos ensaios de recebimento, qualificação e/ou básico estabelecidos pela normativa vigente NBR 5629 (ABNT, 2018), sendo os valores devidamente extrapolados.

Conforme More (2003) as cortinas ancoradas tendem a se mover para o interior da escavação, promovendo assim, um deslocamento do maciço junto à superfície do terreno. Logo, no processo executivo de uma escavação ancorada, a aplicação da força na primeira linha de ancoragem pressiona a cortina contra o solo, criando assim um ponto de fixação. Com a execução das etapas subsequentes da escavação, a estrutura tende a girar em torno desse ponto de fixação, gerando deslocamentos horizontais referentes a esse nível de escavação, os quais, serão restringidos mediante a inserção e protensão da linha de ancoragens. Em vista disso, em suma o comportamento de uma estrutura de cortina ancorada empregada em uma escavação (Figura 2.15), baseia-se em uma associação de movimentos de rotação e translação.

O comportamento geotécnico da ancoragem está sujeito a influência de uma série de variáveis interdependentes, logo, o dimensionamento dessa técnica de contenção não é trivial, o que dificulta uma estimativa de capacidade de carga mais realista. Sucintamente, Porto (2015) aduz que os principais fatores que influenciam no comportamento das ancoragens são:

- Processo executivo (perfuração e injeção);
- Propriedades do meio geotécnico;
- Protensão e Fluência (perdas de carga);
- Nível de tensão confinante no bulbo;
- Intensidade e velocidade do carregamento aplicado à ancoragem.

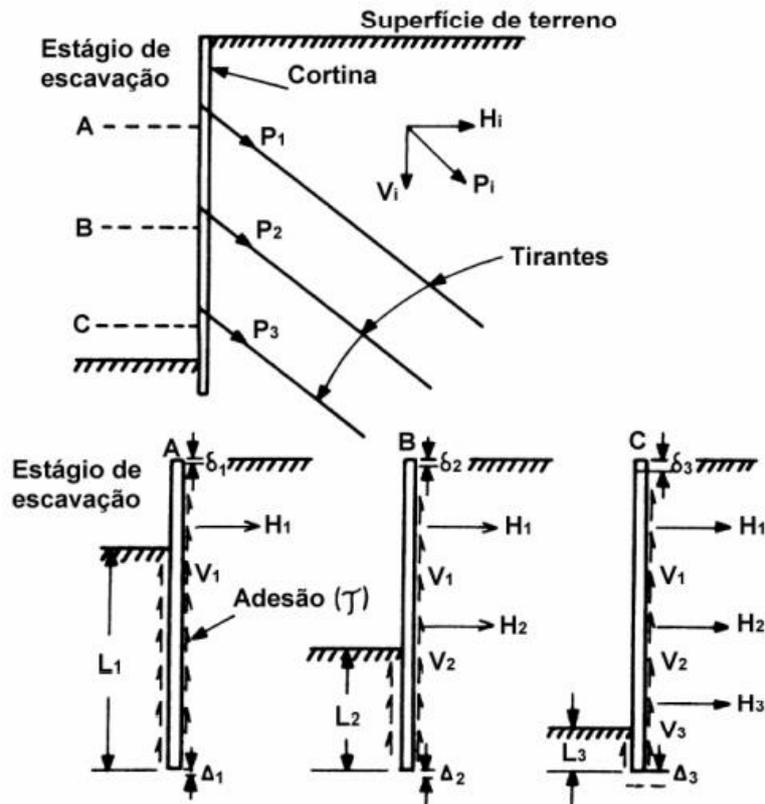


Figura 2.15 - Sistema idealizado de forças sobre cortinas ancoradas (adaptado de Hanna, 1982).

Como as cortinas ancoradas são uma das principais técnicas de contenção há diversos estudos na literatura que analisaram o comportamento de cortinas ancoradas por meio de monitorações e/ou simulações numéricas (Vale, 2002; Reffatti, 2002; More, 2003; Abraham, 2007; Rody, 2010; Mendes, 2010; Gurgel, 2012; Santos, 2013; Torres, 2014; Alan & Siddiquee, 2014; Oliveira, 2015; Garzon, 2015; Porto, 2015; Yajnheswaran *et al.*, 2015; Magalhães, 2015; Mota, 2017; Han *et al.*, 2017; Tan *et al.*, 2018; Corrales, 2018; Figueiredo, 2018; Ruggeri *et al.*, 2020). Nesses estudos ressaltam-se características da cortina ancorada, dentre elas: os deslocamentos laterais das cortinas diminuem ao longo da profundidade; os momentos fletores atuantes na estaca-prancha e nas estacas de suporte têm uma distribuição em forma de *S* ao longo da sua altura; aplicando o processo executivo descendente das cortinas, os maiores deslocamentos e momentos fletores na estrutura ocorrem em um estágio intermediário de escavação e não ao final da escavação; os momentos fletores e os deslocamentos na parede são menores nas simulações 3D, em comparação com os valores obtidos pela simulação 2D; os métodos convencionais e as simulações 2D subestimam a capacidade de carga das ancoragens; a aplicação do métodos dos elementos finitos é essencial para compreender o comportamento de estruturas complexas, com a implementação adequada desse métodos é possível obter bons

resultados na análise das deformações de estruturas ancoradas e dos recalques do solo, em comparação com os valores medidos na obra.

No caso de escavações relativamente grandes, as quais proporcionam elevados esforços horizontais, e que possuam alguma restrição em relação aos deslocamentos (devido condições das estruturas adjacentes), tem-se que o emprego de estrutura de cortina ancorada corresponde a técnica de contenção mais eficaz (More, 2003). Todavia, como em qualquer técnica a cortina ancoradas possui vantagens e limitações, as quais devem ser analisadas para utilizar essa técnica em um processo de estabilização.

Desse modo, More (2003) e Silva & Gomes (2016), destacam como vantagens: a capacidade elevada de cargas de tração; simplicidade construtiva; pequenos deslocamentos, pois, as ancoragens são elementos ativos devido à protensão, o que implica que podem suportar esforços com um mínimo de deslocamentos da estrutura; e a garantia da qualidade da execução da obra devido as verificações da capacidade de carga das ancoragens e segurança das obras pois todas as ancoragens são ensaiadas individualmente.

Em relação as limitações os mesmos autores citam, a impossibilidade de reutilização; possíveis problemas na vizinhança devido a elevadas pressões de injeção que induzem a deformações do solo, além das perfurações que penetram no terreno vizinho, podendo se tornar um inconveniente; tempo e custo da instalação os quais tendem a serem elevados; riscos do desenvolvimento de atrito no trecho livre em ancoragens muito longas em consequência de algum desvio; e por fim, a possibilidade de corrosão das ancoragens, a qual pode afetar o desempenho do dispositivo, não podendo assim assegurar a eficácia da técnica, entretanto, a maioria dos problemas de corrosão ocorrem no trecho livre, na região da cabeça ou até 1 m abaixo. No bulbo, o desenvolvimento de corrosão é fenômeno muito raro que caso ocorra é consequência de injeções realizadas de forma inadequada.

2.2.3 METODOLOGIA EXECUTIVA E COMPONENTES

A metodologia executiva da técnica de ancoragem é descrita pela NBR 5629 (ABNT, 2018), a qual, se resume em seis etapas:

- Montagem das ancoragens no que se refere as especificações de projeto como número de fios, cordoalhas ou barras, comprimento do trecho livre e do bulbo de ancoragem, proteção contra corrosão e espaçadores;

- Locação e perfuração do maciço, com a profundidade, diâmetro e inclinação de projeto, seja manual ou mecânica, com uso de fluido estabilizante (água, lama sintética ou ar pressurizado) ou revestimento dependendo das características do terreno;
- Instalação da ancoragem e preenchimento da perfuração com calda de cimento ou outro aglutinante (bainha) e proteção com tubo plástico no trecho livre;
- Injeção do bulbo de ancoragem realizada por gravidade ou pressão por meio de uma mangueira até o bico de injeção com perfurações laterais após a cura parcial da bainha. A injeção pode ser realizada em apenas um estágio ou por múltiplos estágios;
- Ensaios de qualificação e recebimento a partir do momento que o bulbo atingiu a resistência de projeto são realizados os ensaios para verificação do desempenho das ancoragens. Após a aceitação nos ensaios, as ancoragens são submetidas a protensão que alinhada ao travamento da placa de ancoragem (por confinamento) incorpora todos os esforços da estrutura da cortina à ancoragem;
- Estrutura de contenção e preparo da cabeça é realizada em ancoragens definitivas com a concretagem do bloco de ancoragem, após a concretagem é injetada calda de cimento no bloco de ancoragem para preencher eventuais vazios.

Uma ancoragem é formada por três componentes básicos: a cabeça; o trecho livre e o trecho ancorado. Na Figura 2.16 é apresentada um esquema típico de uma ancoragem.

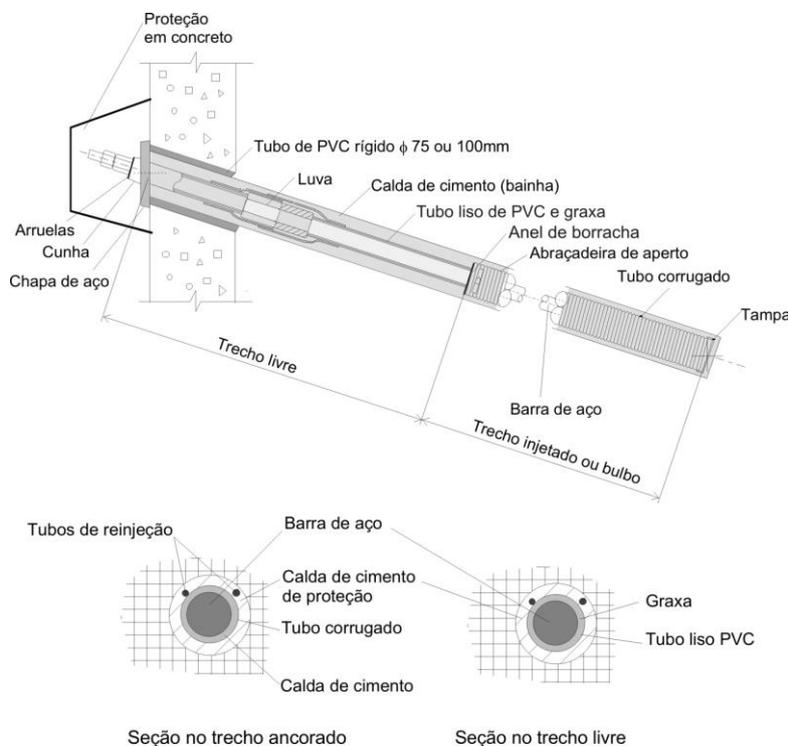


Figura 2.16 - Esquema típico de ancoragem permanente (GeoRio, 2014).

A parte da ancoragem que suporta a estrutura, permite a aplicação da protensão e a distribuição das tensões ao elemento ancorado é denominada como cabeça. Essa é composta basicamente por três elementos: bloco de ancoragem, cunha de grau e pela placa de apoio. O bloco de ancoragem consiste nas peças que mantêm a ancoragem fixa na cortina, em geral são utilizadas porcas, cunhas ou botões. Já a placa de apoio tem como finalidade distribuir a carga de protensão aplicada na ancoragem, sendo essa composta por chapas metálicas. As dimensões dessas chapas devem ser suficientes para a distribuição adequada das tensões sobre a estrutura de contenção. Ademais, a cunha de grau consiste no elemento cuja função é alinhar a barra de aço tendo como referência à sua cabeça, na prática esse elemento é formado por um cilindro ou chapas de aço paralelas. No caso, de ancoragens com cargas de trabalho relativamente baixas, comumente a cunha de grau e a chapa de apoio compõem uma única peça.

Já trecho livre corresponde à parte da ancoragem que permite a transferência da carga de protensão aplicada na cabeça ao trecho ancorado, não possuindo qualquer ligação mecânica com o maciço. Geralmente, constituído por barras, fios ou cordoalhas em geral engraxadas, e envolvidas por um tubo plástico. Além disso, em determinadas situações é empregado um tubo adicional objetivando uma proteção extra. Na transição entre o trecho livre e o bulbo de ancoragem é preenchida por massa plástica para impedir o contato do trecho livre com a calda de cimento que compõe o bulbo de ancoragem.

O trecho ancorado ou bulbo de ancoragem consiste no componente cuja função é transferir ao maciço os esforços suportados pelo trecho livre, composto basicamente pela calda de cimento e a barra de aço. O comprimento desse trecho deve ser estabelecido em projeto, tendo seu desempenho verificado mediante ensaios e se necessários corrigidos. Podendo esse ser dimensionado por meio de métodos teóricos ou semi-empíricos (ABNT, 2018). Ademais, o comprimento do trecho ancorado é função dos parâmetros do maciço de solo e da carga de protensão das ancoragens. Alguns aspectos para projeto e execução das ancoragens serão detalhados no item dimensionamento.

2.2.4 ASPECTOS DE DIMENSIONAMENTO DAS CORTINAS ANCORADAS

Inúmeros fatores influenciam no dimensionamento de ancoragens no que se diz respeito a diâmetro, ângulo de inclinação, comprimento dos trechos livre e ancorado, e espaçamento vertical e horizontal. Dentre esses fatores destacam-se, as propriedades geotécnicas do maciço escavado e a presença de estruturas de fundações e/ou tubulações nos terrenos adjacentes.

Em relação a inclinação das ancoragens, o cenário ideal seria a instalação na horizontal, visto que, a componente efetiva de protensão nesse sistema é a horizontal. Contudo, devido inconvenientes relacionados a perfuração e injeção a inclinação com a horizontal é restringida a valores mínimos de 10° a 15°. Esse valor pode ser elevado em decorrência da existência de sistemas ou estruturas na vizinhança, em outros casos, uma vez que a profundidade do solo ancorado pode ser muito menor do que uma profundidade fornecida para a cabeça da ancoragem, resultando em duas hipóteses, aumentar o comprimento de ancoragem ou aumentar o ângulo de inclinação, podendo atingir valores entre 20 e 45° (Matos Fernandes *et al.*, 1993).

Ademais, relacionado com comprimento e espaçamentos das ancoragens a NBR 5629 (ABNT, 2018) define que o comprimento mínimo do trecho livre deve permitir que o alongamento assegure a fixação da cabeça quando da aplicação da carga de protensão, sendo de 3,0 m (no caso de fixação por rosca), ou de 5,0 m (no caso de fixação por clavetes). Littlejohn *et al.* (1972), Ostermayer (1975) e Pinelo (1980) sugerem que os bulbos necessariamente estejam fora da zona instável (com distância mínima entre o bulbo e a cunha de empuxo ativo de 15% da altura do talude), visando além de minimizar o aumento da tensão de contato sobre a cortina devido as tensões transferidas do bulbo para o maciço. Destacar-se que o comprimento livre das ancoragens é função da altura da estrutura. Esses autores ainda definem que bulbo de ancoragem deve possuir comprimento mínimo de 3 m, e o espaçamento mínimo entre os bulbos deve ser de 1 m, objetivando reduzir interferências entre ancoragens, que podem promover eventuais reduções da capacidade de carga do sistema de ancoragens. Em síntese, sugerem que os bulbos devem estar situados a uma profundidade mínima de 5 a 6 m abaixo do nível do terreno, ou 3 m abaixo, no caso de fundações vizinhas. Essas sugestões estão ilustradas na Figura 2.17.

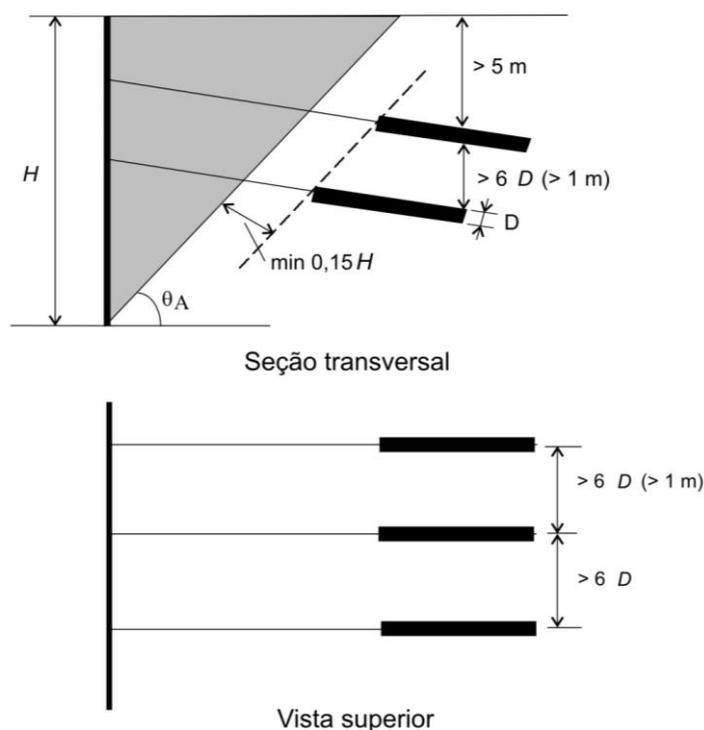


Figura 2.17 - Recomendações para espaçamentos de ancoragens (GeoRio, 2014).

A norma brasileira vigente que estabelece critérios de projeto e execução de ancoragens, estabelecem algumas restrições, sendo estas (ABNT, 2018):

- Resistência mínima à compressão da calda para injeção de 15 MPa aos 28 dias;
- Fator água/cimento da calda igual a 0,5 para o preenchimento da execução da bainha e entre 0,5 e 0,7 para execução de reinjeção;
- Recobrimento de solo sobre o centro trecho ancorado deve ser ≥ 5 m;
- Cobrimento mínimo do aglutinante sobre o elemento de aço deve ser de 1,0 cm;
- Comprimento do trecho ancorado deve ser dimensionado para resistir a uma carga correspondente à carga de trabalho multiplicada por fator de segurança de: 1,75 para ancoragens permanentes; ou 1,50 para ancoragens provisórias.

Por fim, conforme GeoRio (2014), as cargas de ensaio e de trabalho em ancoragens são definidas respectivamente por:

$$T_{ensaio} = 0,9 \cdot f_y \cdot A_s \quad (2.6)$$

$$T_{trabalho} = \frac{T_{ensaio}}{1,75} \quad (2.7)$$

Onde,

f_y = representa a tensão de escoamento do aço; e

A_s = é a área da seção transversal da ancoragem, descontada a parcela perdida pela confecção de rosca no caso de seção reduzida.

As constantes 0,9 e 1,75, correspondem aos fatores de segurança prescritos pela NBR 5629 (ABNT, 2018).

Além de tudo, o manual ainda define que o dimensionamento do trecho ancorado deve ser realizado mediante dados obtidos por meio de ensaios de arrancamento para obtenção do parâmetro de resistência (aderência entre bulbo e solo), com isso, o comprimento mínimo do bulbo é determinado por:

$$T_{max} = \pi \cdot D_p \cdot q_s \cdot L_b \quad (2.8)$$

Onde,

T_{max} = é a uma força de tração maior que a carga de ensaio;

q_s = é o atrito unitário na interface solo-bulbo ou resistência ao arrancamento;

L_b = é o comprimento do bulbo de ancoragem; e

D_p = é o diâmetro da perfuração.

Ressalta-se que também deve ser verificada a ruptura ao longo do contato barra de aço e calda, isto é, a aderência entre os dois materiais. Para isso, substitui o valor do diâmetro da perfuração na Eq. 2.8 pelo diâmetro da barra de aço.

No pré-dimensionamento das ancoragens da mesma maneira que nos solos grampeados, caso não haja informações em relação a ensaios de arrancamento no solo em questão, pode-se basear em correlações empíricas, por exemplo as apresentadas nos trabalhos de Bustamante & Doix (1985), os quais resultados constam nas Figura 2.18 e Figura 2.19.

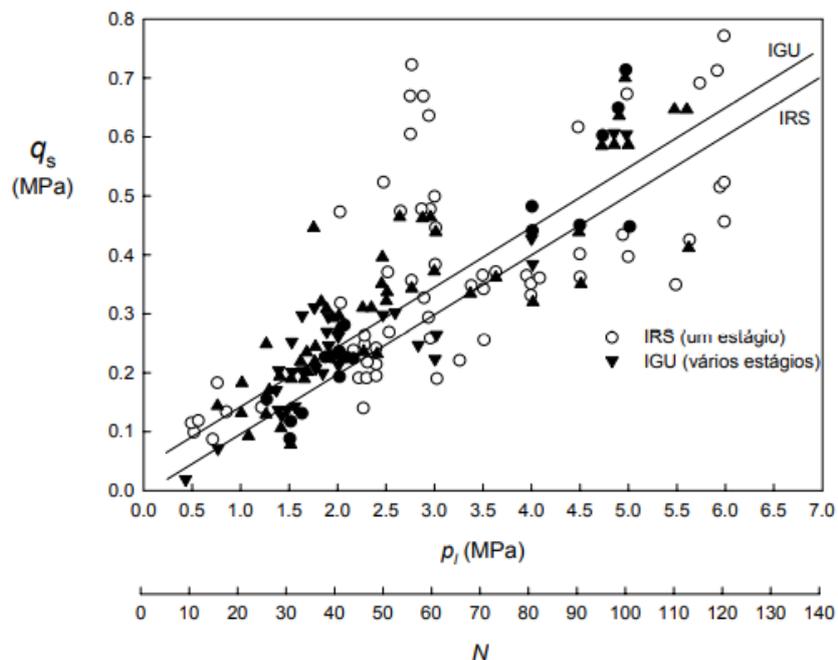


Figura 2.18 - Correlações empíricas para o atrito lateral unitário em areia (Bustamante & Doix, 1985).

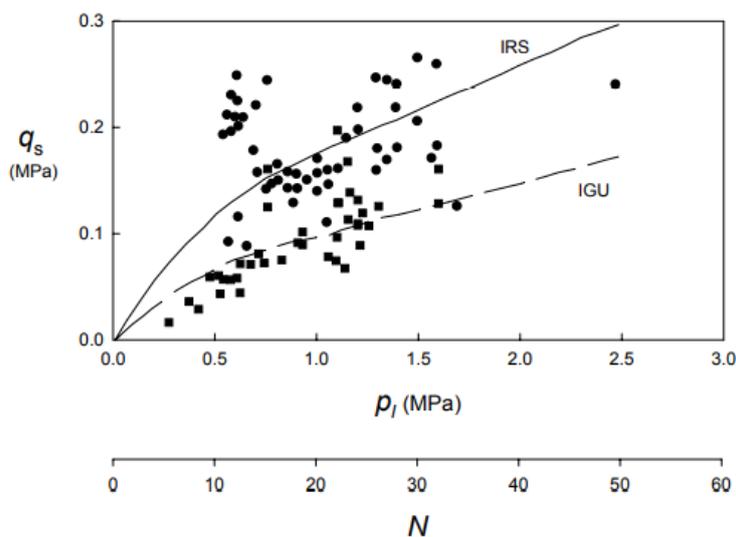


Figura 2.19 - Correlações empíricas para o atrito lateral unitário em argilas e siltes (Bustamante & Doix, 1985).

As figuras apresentam resultados de ensaios de arrancamento para solos granulares e finos respectivamente. Esses dados estão em função da pressão limite obtida mediante ensaios com o pressiômetro Ménard (P_l). É fornecida também uma correlação entre os valores de P_l e a resistência a penetração (N_{SPT}). Os dados obtidos pelos autores incluem ensaios de arrancamento realizados em ancoragens com somente um estágio de injeção e as de múltiplo estágio.

Ressalta-se que esses valores devem ser empregados apenas para pré-dimensionamento, uma vez que, a forma correta de determinar o valor de q_s é por meio do ensaio específico. De acordo com Ehrlich & Silva (2012), o Brasil apresenta grande diversidade de solos e diferentes condições climáticas, consequentemente, verificaram que não é possível estabelecer uma correlação simples entre q_s e N_{SPT} , mesmo considerando regiões geograficamente próximas (Figura 2.20).

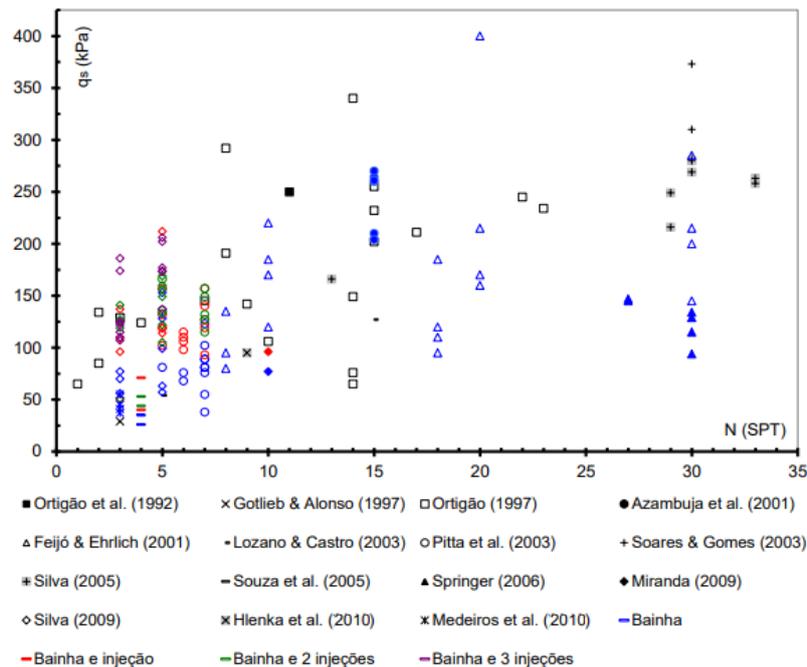


Figura 2.20 - Resultados de ensaios de arrancamento no Brasil (Ehrlich & Silva, 2012).

2.2.5 MODOS DE RUPTURA EM CORTINAS ANCORADAS

Conforme GeoRio (2014), o mecanismo de ruptura de uma cortina ancorada pode ocorrer por diversas razões (Figura 2.21), são elas:

- Puncionamento da base: ocorre principalmente quando o solo da base da cortina apresenta baixa capacidade de suporte. Ou seja, material com capacidade de carga inferior a 20 kPa, ou índice N_{SPT} de resistência a penetração, inferior a 10.
- Ruptura de fundo da escavação: geralmente estar relacionada com a presença de uma camada de solo mole abaixo da base da escavação.

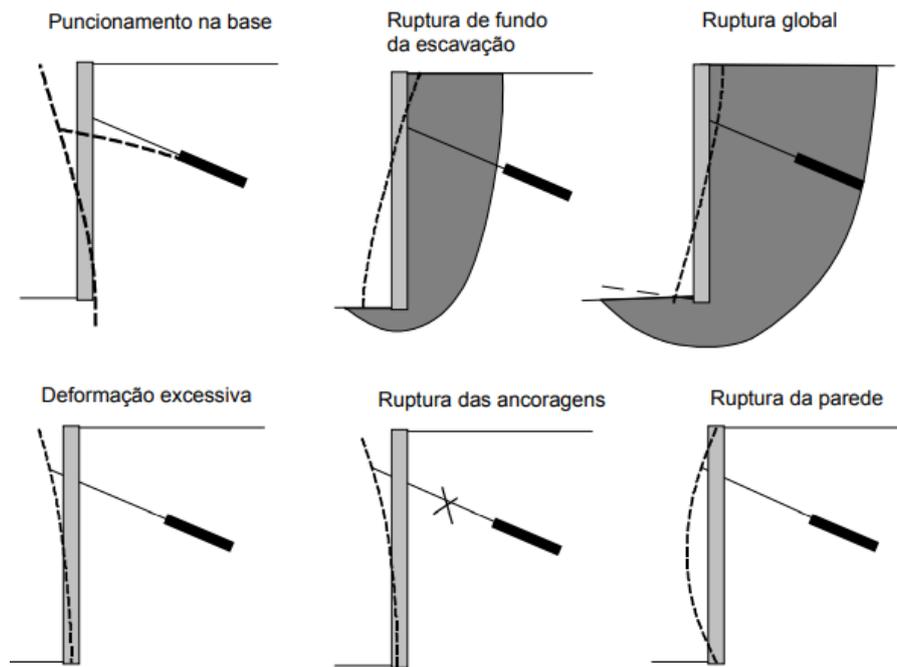


Figura 2.21 - Modos de ruptura de uma cortina ancorada (GeoRio, 2014).

- Ruptura global: possui dois casos (Figura 2.22), ruptura em cunha, comumente analisado mediante os métodos de cunha, ou ruptura generalizada e profunda, o qual é analisado pelo método de equilíbrio limite com superfície circular ou poligonal. Esse tipo de ruptura em geral ocorre durante o processo de escavação, situação que pode ser evitada por meio da escavação em nichos.

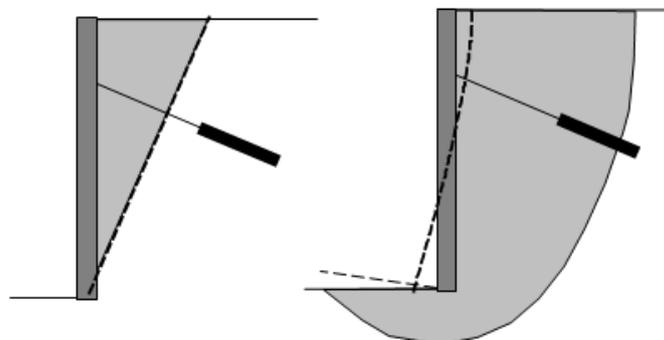


Figura 2.22 - Tipos de ruptura global de uma cortina ancorada (GeoRio, 2014).

- Deformação excessiva: via de regra ocorre durante a construção da estrutura, antes da protensão de um determinado nível de ancoragens. Pois, devido a alta rigidez da estrutura ancorada, dificilmente ocorre esse mecanismo de ruptura após a obra finalizada.
- Ruptura das ancoragens: comumente relacionada a insuficiência da capacidade de carga das ancoragens ou durante a execução quando outros níveis de ancoragem ainda não foram instalados. Nesse mecanismo, advém uma instabilização do talude e deslocamentos da massa de solo, com isso, as ancoragens podem se romper.

- Ruptura da parede: é subdividida em dois tipos, sendo a ruptura por flexão que ocorre devido a falta de armadura e a ruptura por puncionamento das ancoragens.

Em síntese, são consideradas como rupturas internas, as por deformação excessiva, das ancoragens ou da cortina, e os demais modos de ruptura supracitados são denominados como rupturas externas.

2.3 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO MISTA

Estrutura mista corresponde na associação de técnicas de contenção objetivando a estabilização de um mesmo maciço. Esse termo caracteriza qualquer associação entre técnicas de contenção, entretanto, neste tópico discorre-se especificamente a respeito de estruturas composta pela associação da técnica de solo grampeado e de cortina ancorada.

As duas técnicas de estabilidade de taludes mencionadas anteriormente, apesar de certas semelhanças, particularmente visuais, possuem comportamentos distintos. No caso do solo grampeado por compreender uma estrutura de natureza passiva, essa necessita do deslocamento do maciço para mobilizar a aderência entre o maciço e os grampos. Entretanto, em algumas situações esses deslocamentos horizontais e verticais se tornam uma limitação da técnica.

Dessa forma, em certas aplicações é primordial a execução de alguma solução para que os deslocamentos mobilizados pela escavação não afetem o desempenho da obra situada no terrapleno contido. A estabilidade pode ser melhorada por meio de suavização do faceamento, com ou sem grampos, entretanto, ainda assim podem ocorrer deslocamentos não toleráveis. Escavações que fazem uso de elementos passivos, tais como solo grampeado, apresentam determinados inconvenientes, principalmente em relação aos deslocamentos inerentes à própria natureza da técnica, que constituem uma limitação, particularmente importante, em áreas urbanas, cuja movimentação pode afetar estruturas de obras próximas à escavação (Ehrlich *et al.*, 2017).

Quando é importante minimizar os deslocamentos, a melhor alternativa seria a execução de cortina ancorada. Em áreas urbanas, cujas estruturas existentes são incapazes de tolerar deformações, ancoragens são mais indicadas, pois são fortemente pré-tensionados com cargas elevadas, para prevenir deslocamentos da estrutura de contenção (Ehrlich *et al.*, 2017). Opcionalmente, ancoragens podem ser associadas a elementos passivos, tais como grampos e estacas escavadas justapostas ou secantes.

Quando há uma escavação em solo grampeado e se pretende executar alguma obra no terrapleno, próxima à crista do faceamento, cujos deslocamentos admissíveis devem ser baixos, pode-se fazer uma estrutura de contenção mista, instalando também ancoragens. Ainda que menos comum, em alguns casos a estrutura de contenção mista é concebida ainda na fase de elaboração de projeto, condicionada por alguns aspectos particulares.

Portanto, relativo à associação de grampos e ancoragens, existem alguns aspectos a serem analisados, principalmente na forma como os esforços de cada um desses elementos, passivo e ativo, devem ser considerados nas análises, tendo em vista o processo executivo. Ancoragens podem ser empregadas em uma estrutura de solo grampeado quando as deformações se tornam excessivas e mobilizam tensões próximas à resistência à tração das barras de aço dos grampos (Ehrlich & Silva, 2015). Por vezes, em situações de ruptura ocorrida que precisa ser contida rapidamente, a solução de solo grampeado, por ser mais ágil de executar, torna-se uma solução provisória, que garante uma condição de estabilidade mínima para executar a solução definitiva em cortina ancorada. Nessas situações, quando da aplicação da carga nas ancoragens os esforços no grampo, que contribuiriam para um maior fator de segurança (FS), podem ser anulados ou mantidos a depender dos deslocamentos mobilizados pela execução da cortina ancorada (Silva *et al.*, 2021).

A técnica de estrutura mista pode ser aplicada em situações as quais demandam de uma solução rápida (solo grampeado) para estabilizar o talude de forma temporária, pois, a utilização de técnicas como cortinas ancoradas requerem um tempo maior para sua instalação, podendo assim não ser adequada para alguns casos. Logo, após a estabilização temporária do talude, pode ser realizada a complementação do projeto com emprego de ancoragens, aumentando o FS, atingindo valores adequados para estrutura. Entretanto, modelagens numéricas realizadas por Silva *et al.* (2021) revelam que esse aumento do FS, que é devido aos esforços no grampos e ancoragens, pode não ter a contribuição dos grampos, caso o deslocamento imposto pela cortina ancorada anule as tensões de tração mobilizadas nos grampos.

Em relação as deformações de estruturas mistas compostas por elementos ativos e passivos Lima & Lima (2018) expõe que em geral essas ocorrem ao decorrer da escavação ou logo após. Entretanto, em decorrência de alguns fatores podem surgir deformações após conclusão da escavação dentre os fatores destacam-se: o alívio de tensões, deformações devido a fluência, o desconfinamento lateral em virtude de escavações adjacentes e a perda de resistência ao cisalhamento do solo em função da saturação do maciço. A monitoração dessas deformações pós conclusão é muito relevante, pois, essas podem influenciar nos valores dos esforços

mobilizados nos grampos e ancoragens. A seguir são descritos alguns caso de associação de grampos com ancoragens.

Em relação a estruturas de contenção com associação de grampos e ancoragens, são encontrados poucos estudos na literatura. Alguns desses estudos apresentam dados de monitoração e/ou análises numéricas de estruturas composta pela associação de grampos e ancoragens, no entanto em níveis distintos (Tschuchnigg *et al.*, 2015; Mun & Oh, 2016; Zhou *et al.*, 2016; Zhao *et al.*, 2019; Li *et al.*, 2020; Rezvani & Tutunchian 2021; Liu *et al.*, 2021), como pode ser observado na Figura 2.23. Nesses casos, não ocorre interação entre os elementos estruturais. Logo, a natureza ativa das ancoragens não influenciam no comportamento do solo grampeado.

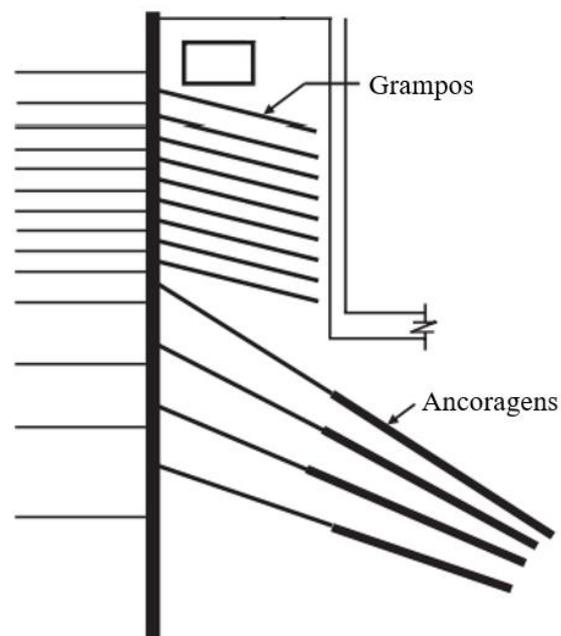


Figura 2.23 - Estrutura composta por grampos e ancoragens (adaptado de Mun & Oh, 2016).

Entretanto, quando se associa grampos e ancoragens intercalados no mesmo talude (Figura 2.24) ocorre a interação de elementos com comportamento geomecânicos distintos. Nesses casos, estudos numéricos e dados de monitorações (Zhang & Liu, 2002; Chang, 2009; Li *et al.*, 2011; Mirlatifi, 2013; Wang & Zhu, 2013; Wang & Gu, 2014; Ehrlich & Silva, 2015; Feng, 2015; Wang *et al.*, 2016; Silva, 2017; Wang *et al.*, 2021; Silva *et al.*, 2021), em síntese, indicaram duas possibilidades: (i) as ancoragens estabilizaram as movimentações e as tensões nos grampos, mas, não ocorreram redução dessas; e (ii) as ancoragens foram capazes de reduzir as deformações do maciço e as tensões nos grampos.



Figura 2.24 - Estrutura mista, composta por grampos e ancoragens intercalados no mesmo talude (adaptado de Mirlatifi, 2013).

Ehrlich & Silva (2015) relatam o caso de um solo grampeado que apresentou deformações e tensões importantes decorrentes de uma particularidade geotécnica existente no maciço escavado. O projeto original (*P0*) dessa obra previa dois lances de escavação em cortina ancorada totalizando um desnível da ordem de 35 m (Figura 2.25(a)). Durante a execução do primeiro lance de escavação, houve uma não conformidade da obra, revelada por uma trinca mobilizada no terrapleno. Assim, foram implantadas medidas emergências, visando a estabilização e elaboração de estudos adicionais. Os estudos constataram uma particularidade geotécnica não detectável na investigação geotécnica realizada por meio de sondagem à percussão. Verificou-se o solo residual jovem com camadas reliquiares de diferentes propriedades, destacando-se a presença de planos de fraqueza. As camadas de menor resistência, entremeadas por outras mais resistentes, controlaram o comportamento da escavação. As superfícies de ruptura são planares seguindo as orientações das camadas reliquiares que variam ao longo da face da escavação, devido processo de formação do solo, sendo originado de rocha metassedimentar. O projeto original foi revisado, definindo assim a continuidade a execução do lance inferior em solo grampeado (Projeto *PI*), após o reforço da cortina ancorada por meio da instalação de duas linhas adicionais de ancoragens, como pode ser observado na Figura 2.25(b).

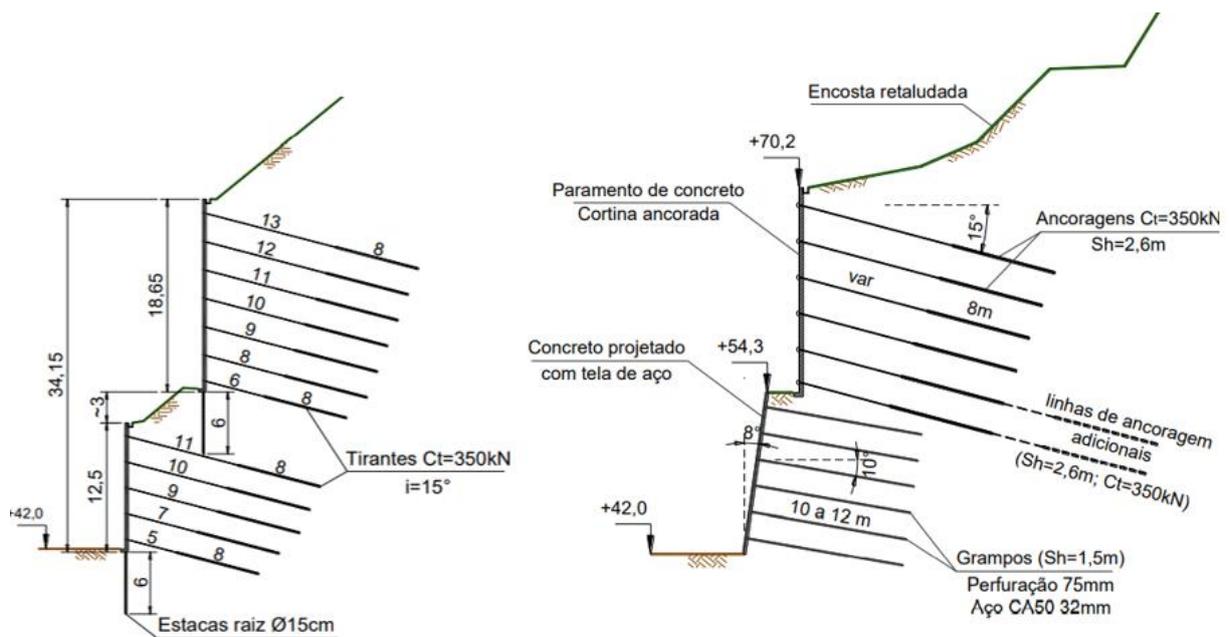


Figura 2.25 – Estrutura de contenção: (a) projeto original (*P0*); (b) medidas emergências e Projeto *P1* (adaptado de Ehrlich & Silva, 2015).

No entanto, por meio da monitoração das movimentações e dos esforços nas ancoragens e grampos foi observado que as deformações não cessaram, e que os grampos apresentaram esforços superiores aos previstos, principalmente quando da execução das escavações adicionais projetadas para execução da fundação do empreendimento. Dessa forma, foi elaborado o Projeto *P2*, o qual teve como finalidade reforçar a estrutura existente (Figura 2.26).

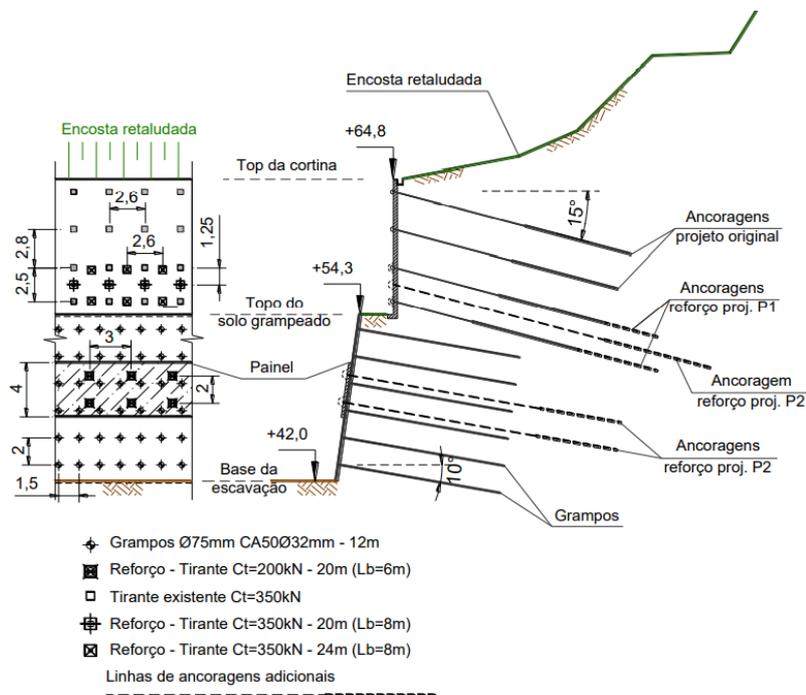


Figura 2.26 - Seção transversal típica da estrutura de contenção projetada para estabilização da escavação (Projeto *P2*) (adaptado de Ehrlich & Silva, 2015).

O reforço da estrutura consistiu no emprego de ancoragens adicionais. No lance superior, as ancoragens de reforço foram distribuídas na parte inferior entre as duas linhas de ancoragens adicionais executadas após reavaliação do projeto original. No solo grampeado, objetivando restringir as deformações e conseqüentemente os esforços nos grampos, foi implantada uma placa de concreto armado com duas linhas de ancoragem, com carga de trabalho de 200 kN, na região com maiores movimentações.

Após as intervenções realizadas na estrutura de contenção, os resultados da monitoração indicaram que as cargas nas ancoragens estabilizaram a movimentação e as tensões nos grampos, mas não houve redução dessas. Isso, pode ser observado na Figura 2.27 que apresenta os resultados das monitorações dos deslocamentos horizontais, medidos em inclinômetros, e das tensões de trações máximas, medidas nos grampos, por meio de *strain gages* instalados ao longo do comprimento dos mesmos.

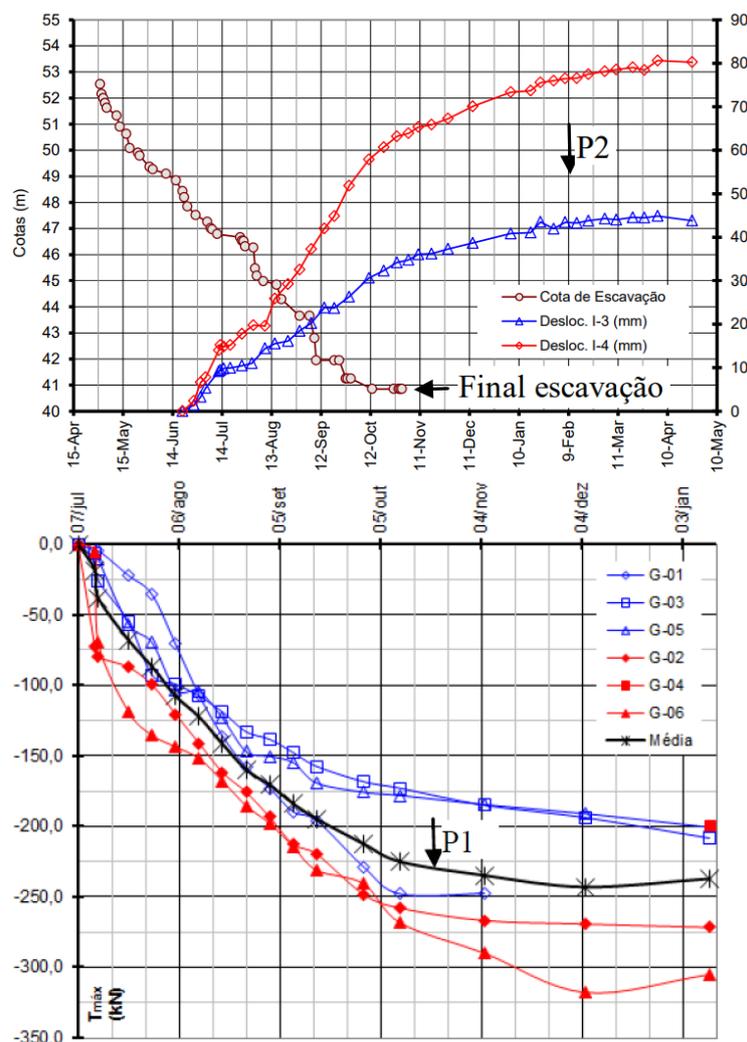


Figura 2.27 - Deslocamentos horizontais máximos (inclinômetros I-3 e I-4) e nível da escavação, para diferentes estágios da construção (adaptado de Ehrlich & Silva, 2015).

Wang *et al.* (2016), apresentaram um estudo numérico validado por meio dos dados de monitoração da escavação do poço de fundação do Shenzhen Holiday Plaza, a estrutura analisada possui 14,35 m de profundidade, sendo composta por grampos e ancoragens, como pode ser observado na Figura 2.28. Os autores analisaram a influência da inserção das ancoragens e da carga de trabalho (100, 200 e 300 kN) em relação ao deslocamento horizontal, a carga máxima dos grampos, a posição da superfície potencial de ruptura definida pela posição das cargas máximas dos grampos, além da zona de plastificação da estrutura. Com isso, observou-se que a inserção das ancoragens reduz os deslocamentos, as cargas máximas nos grampos e a zona de plastificação, esse comportamento é ilustrado pela Figura 2.29 que apresenta os deslocamentos da estrutura grampeada e da estrutura mista. Em relação da posição das cargas máximas dos grampos as análises mostraram que as ancoragens não interferem. Além disso, nota-se que quanto maior a carga de trabalho das ancoragens, maior a redução dos parâmetros supracitados.

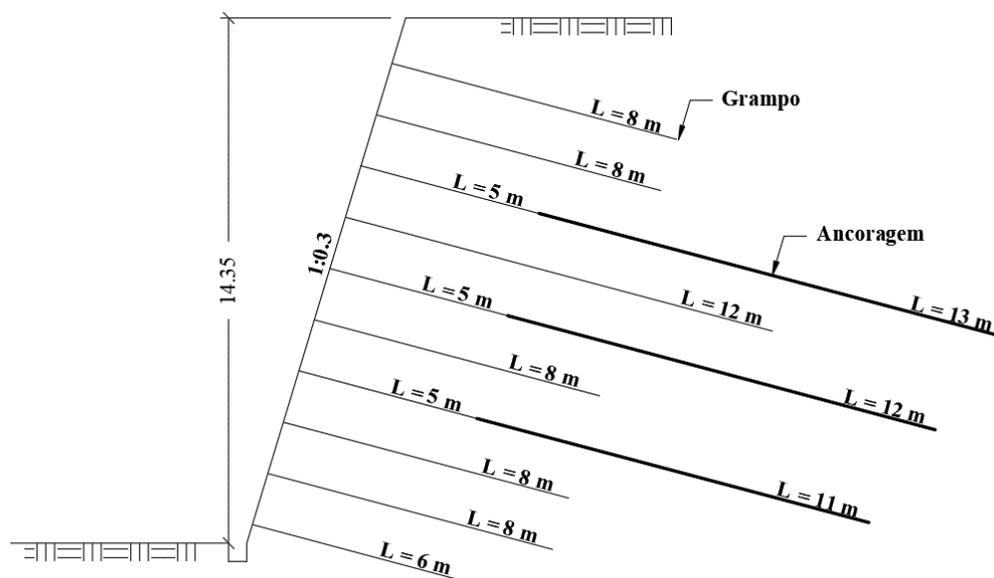


Figura 2.28 - Seção típica da estrutura de contenção mista (adaptado de Wang *et al.*, 2016).

Conforme Wang *et al.* (2016) devido a região comprimida mediante a protensão das ancoragens reduzir a deformações da estrutura, consequentemente a eficácia dos grampos será restrita, pois, em decorrência de sua natureza passiva os grampos necessitam que ocorram deformações para que sejam mobilizados. No entanto, quando a estrutura é submetida a certas situações (por exemplo sobrecargas ou alteração nas poropressões por variação no nível freático e/ou infiltração) que proporcionem movimentações na estrutura, essas poderão mobilizar maiores esforços nos grampos.

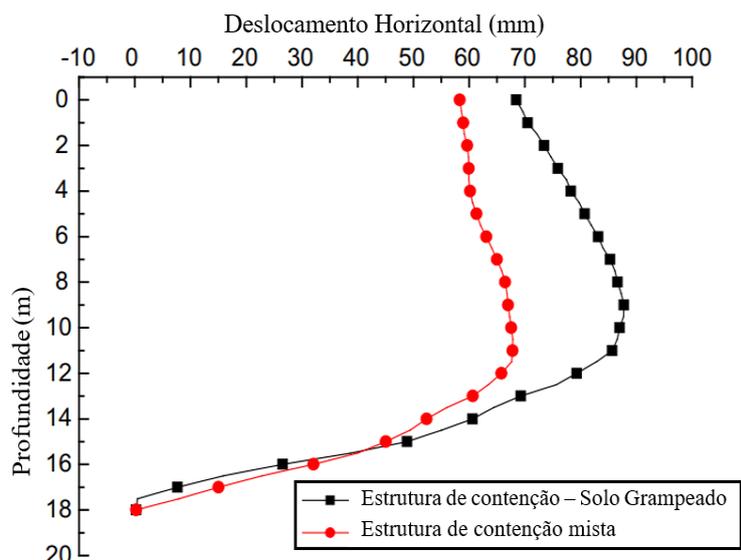


Figura 2.29 - Deslocamentos horizontais de diferentes estruturas de contenção (adaptado de Wang *et al.*, 2016).

2.4 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

A análise da estabilidade de taludes escavados, artificiais ou naturais com inclusão de elementos de reforço (ancoragens e/ou grampos), pode ser realizada por meio de vários métodos de análise que se baseiam na teoria do equilíbrio limite, que calculam o fator de segurança de uma superfície potencial de ruptura, ou métodos baseados no comportamento tensão deformação do maciço reforçado, muitas vezes mediante programas de modelagem numérica com o emprego de elementos finitos (Silva & Gomes, 2016).

O dimensionamento geotécnico dessas estruturas constitui basicamente na verificação da segurança realizada mediante análise da estabilidade do conjunto (elementos de reforço e maciço), sendo necessário analisar a estrutura em duas situações, como pode ser observada na Figura 2.30.

Diante disso, é fundamental determinar a superfície potencial de ruptura, para isso deve ser considerado todas as peculiaridades geológicas, climáticas e sobrecargas atuantes, tanto nas fases de execução quanto na de utilização (ABNT, 2018).

A princípio, deve-se analisar a estabilidade externa (ruptura global generalizada), utilizando os métodos convencionais de estabilidade de taludes aplicados na mecânica de solos (Bishop, Jambu, Fellenius, Taylor, Morgenstern-Price, dentre outros), para determinar os casos onde os elementos de reforço se encontram completamente dentro da superfície de deslizamento e por

tanto os elementos não possuem nenhuma influência na estabilidade do maciço (Corrales, 2018).

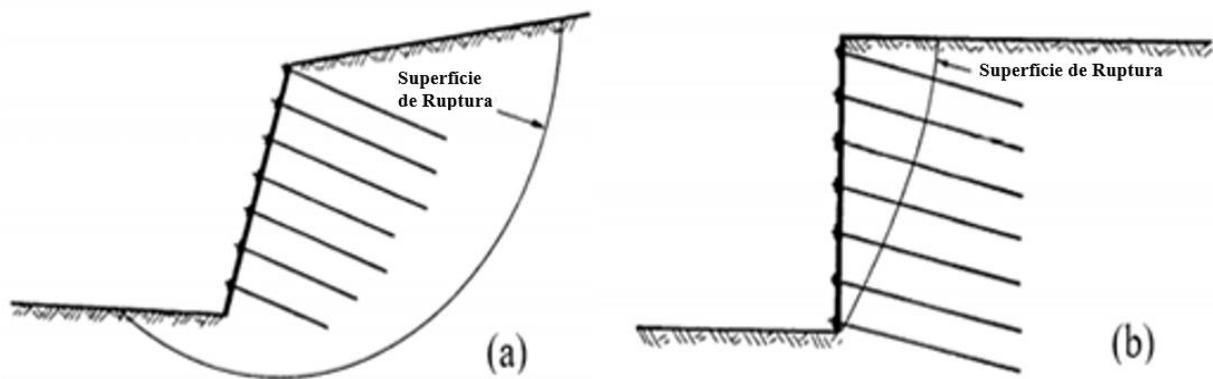


Figura 2.30 - Diferentes superfícies de ruptura; (a) externa; (b) interna (adaptado de Clouterre, 1991).

Além disso, relacionado a estabilidade externa de estruturas de solo grampeado, Ehrlich (2003) aduz que o grampeamento do solo pode ser compreendido como sendo um muro de gravidade em que a massa reforçada estabiliza a zona não reforçada. Desse modo, os procedimentos habituais de análise de estabilidade externa para muros convencionais podem ser adotados nessa fase de projeto. Nesse viés, sob ação do empuxo promovido pela massa não reforçada, deve se dar garantia a estabilidade externa da massa de solo reforçada.

Através disso, é recomendado que o projeto seja desenvolvido de maneira que a largura da zona reforçada (o comprimento dos grampos) garanta o equilíbrio externo contra deslizamentos, tombamentos, capacidade de carga da fundação e ruptura global (Figura 2.31), que compreende uma superfície de colapso passando bem abaixo da base da massa reforçada (Ehrlich, 2003).

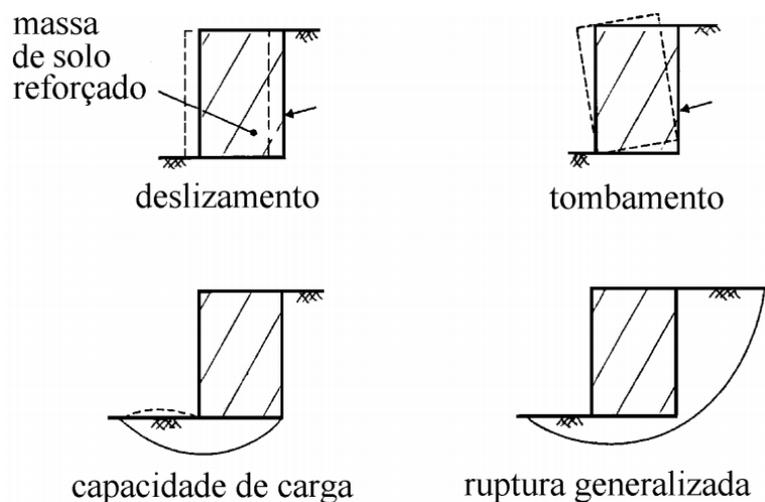


Figura 2.31 - Equilíbrios externos (Ehrlich, 2003).

Ressalta-se que a NBR 5629 (ABNT, 1996) define que para estabilidade global de cortinas ancoradas o centro das ancoragens em solo deve ser colocado sobre ou além da superfície de deslizamento com fator de segurança mínimo de 1,5, desconsiderando as protensões das ancoragens. No entanto, esse critério não consta na norma vigente, NBR 5629 (ABNT, 2018).

Posteriormente, deve ser analisada a estabilidade interna e os mecanismos de ruptura que podem se desenvolver em consequência da obra de contenção, para isso, pode se utilizar, os métodos de análise de estabilidade, esses em grande parte baseiam-se na análise de equilíbrio limite, onde a superfície potencial de ruptura é examinada (Feijó, 2007). Entretanto, esses métodos envolvem diferentes considerações quanto à forma da superfície de ruptura, ao método de cálculo do equilíbrio das forças atuantes e à natureza dessas forças (Ortigão & Palmeira, 1992).

Dessa forma é essencial utilizar métodos desenvolvidos especificamente para cada tipo de obra de contenção, tais como para cortinas ancoradas dentre os principais métodos destacam-se: Método de Kranz (1953), Método Brasileiro (Nunes & Velloso, 1963), Método Alemão (Ranke & Ostermayer, 1968) e o Método Hoek & Bray (1981). Em relação aos solos grampeados, destacam-se: Método Alemão (Stocker *et al.*, 1979), Método de Davis (Shen *et al.*, 1981), Método do Multicritério ou Francês (Schlosser, 1983) e o Método Cinemático (Juran *et al.*, 1988).

Os métodos clássicos de Rankine e Coulomb podem ser empregados nos cálculos de análise interna de estruturas grampeadas e/ou ancoradas. Para isso, certas condições devem ser atendidas, ambos os métodos são válidos para solos homogêneos e que possuam fundo estável, sendo assim coerente a consideração da condição de colapso representada por uma superfície de ruptura plana, passando pelo pé da escavação.

Esses métodos, consideram coesão dos solos nas análises internas dessas estruturas, essa consideração é essencial quando se refere a solos finos de origem residual. Visto que, esses solos comumente apresentam uma parcela de resistência denominada como coesão aparente, a qual, pode ser concedida devido o estado normalmente não saturado desses solos, que promove uma elevada sucção. Entretanto, para conceituar essa condição favorável em projeto, a estrutura deve dispor de um sistema de drenagem eficaz, para que manutenção da não saturação seja mantida (Ehrlich, 2003).

As equações clássicas de Rankine são válidas apenas para escavações com faceamentos verticais e terraplenos horizontais, o que difere do método de Coulomb, o qual, permite, a consideração taludes inclinados irregulares, além de cargas externas e propensões.

Conforme Lazarte *et al.* (2003) e Lazarte *et al.* (2015), o método de Coulomb pode ser modificado com intuito de ser empregado para análises dessas estruturas de contenção. Para esse fim, apenas a resistência a tração dos elementos de reforço é considerada. A Figura 2.32 consiste em um esquema da superfície de potencial de ruptura geometricamente e os esforços atuantes na cunha ativa.

Onde,

W = é o peso da cunha ativa;

Q_T = é a sobrecarga;

T = é a força de tração dos elementos de reforço;

N_F = é a força normal à superfície de ruptura;

S_F = é a resistência ao cisalhamento mobilizada na superfície de ruptura;

R_c = é a componente de coesão da resistência ao cisalhamento; e

R_ϕ = é a componente de atrito da resistência ao cisalhamento.

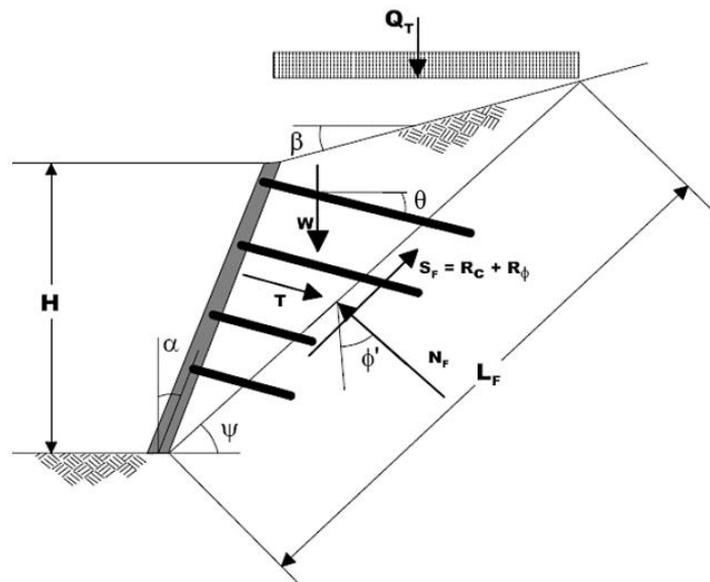


Figura 2.32 - Análise de estabilidade global fundamentada na teoria de Coulomb (Lazarte *et al.*, 2003).

O colapso presumível ao longo da superfície de ruptura é contraposto pelas forças resistentes, compostas pela resistência ao cisalhamento do solo (S_F) e pelo somatório das forças de tração dos grampos ($\sum T$). Já em referência aos esforços solicitantes, esses consistem nas componentes dos vetores de peso (W) e sobrecarga (Q_T) na direção tangencial a superfície de ruptura. O fator

de segurança global (FS) é obtido mediante relação entre as forças resistentes e solicitantes que atuam tangentes a superfície potencial de ruptura, dada por:

$$FS = \frac{\Sigma \text{Forças Resistentes}}{\Sigma \text{Forças Solicitantes}} \quad (2.9)$$

Por meio da resolução do equilíbrio de forças nas direções normal e tangencial ao plano de ruptura, têm-se os somatórios de forças normais e tangenciais dados respectivamente por:

$$\Sigma \text{Forças Normais} = (W + Q_T) \cdot \cos \psi + T \cdot \cos(\psi - \theta) - N_F = 0 \quad (2.10)$$

$$\Sigma \text{Forças Tangenciais} = (W + Q_T) \cdot \sin \psi - T \cdot \sin(\psi - \theta) - S_F = 0 \quad (2.11)$$

Nesse método, aplica-se um fator de segurança nos parâmetros referente aos esforços resistentes, sendo esses os parâmetros mobilizados do solo, ângulo de atrito (ϕ') e o intercepto coesivo (c') dados respectivamente por:

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (2.12)$$

$$c_m = \frac{c'}{FS} \quad (2.13)$$

Desse modo, a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura é definida por:

$$S_F = R_c + R_\phi = c_m \cdot L_F + N_F \cdot \tan \phi_m \quad (2.14)$$

Acerca dos métodos baseados no comportamento tensão-deformação tem-se que a modelagem computacional de um fenômeno físico constitui-se primeiramente em identificar os fatores que influenciam o problema. Assim sendo, é necessário escolher de forma adequada os princípios físicos e as variáveis, dependentes e independentes, que retratem o impasse, dando resultado a um modelo matemático formado por um conjunto de equações diferenciais. A solução dessas equações é atribuída aos métodos numéricos, como por exemplo, o método dos elementos finitos (MEF).

O MEF parte do princípio de que as infinitas variáveis desconhecidas de um sistema podem ser estimadas pela interpolação dos valores calculados num número finito de pontos discretos, com comportamento bem definido.

A utilização do MEF tem se destacado por permitir uma boa representação geométrica de problemas geotécnicos e por ser aplicável a inúmeros fenômenos, inclusive não lineares e

dependentes do tempo. Em vista disso, esse método é bastante aplicado na engenharia geotécnica por conseguir simular problemas com diferentes geometrias e materiais. Para isso, o método envolve as etapas de discretização do domínio, aproximação da variável primária, equações dos elementos, resolução das equações globais, condições de contorno, resolução das equações globais.

Em decorrência disso, o MEF é frequentemente utilizado em análises de tensões - deformações, sendo pouco empregado na prática em análises da estabilidade global de estruturas de contenção, ainda que esse método promove uma facilidade de manejo e versatilidade em incorporar os efeitos da execução de escavações, inclusão de relações tensão-deformação não lineares, modelagem de interfaces, etc., que não são considerados nos métodos baseados em equilíbrio limite.

Desse modo, uma aplicação direta do MEF em análises de estabilidade é a determinação do fator de segurança global. A estimativa do fator de segurança por meio de análise de tensão-deformação utilizando o MEF pode ser avaliada em termos de parâmetros de resistência do solo, nesse caso, o fator de segurança pode ser estimado simulando o colapso do solo, caracterizado pelo surgimento de uma zona de plastificação bem definida ou até mesmo com o formato de uma cunha de ruptura.

Em termos da redução dos parâmetros de resistência tem-se a divisão desses (coesão e ângulo de atrito) progressivamente por um parâmetro de redução até obter a mobilização total da resistência do solo, ou seja, até a plastificação do solo. Portanto, o fator de segurança global é igual ao valor pelo qual os parâmetros devem ser reduzidos até que a solução não mais apresente convergência numérica ou exiba grandes deformações no maciço de solo.

Outra possibilidade são análises integradas, nas quais é possível incluir uma relação tensão-deformação em uma análise convencional de estabilidade, para isso estabelece a distribuição das tensões no solo usando uma análise de elementos finitos, a qual é importada para uma análise convencional de equilíbrio limite para obtenção dos fatores de segurança.

O procedimento consiste que com base nas tensões calculadas por elementos finitos as tensões normais e cisalhantes mobilizadas podem ser computadas no ponto médio na base de cada fatia na análise de equilíbrio limite. Com base nisso calcula-se a resistência ao cisalhamento conforme a teoria do círculo de Mohr. Uma vez que as forças cisalhantes mobilizadas e resistentes são conhecidas para cada fatia, essas são integradas ao longo do comprimento da superfície de deslizamento para determinar um fator de segurança.

2.5 MODELOS CONSTITUTIVOS

O modelo constitutivo ou modelo de comportamento é a formulação utilizada para representar e prever, matematicamente, o comportamento dos materiais submetidos à variações nos estados de tensão e deformação. Seria ideal a adoção de um modelo que considerasse os aspectos mais relevantes, associados ao comportamento dos materiais, no entanto, isso gera uma complexidade matemática, atualmente, impossível de ser resolvida.

Nesse caso, a solução necessita de algumas simplificações que normalmente são fundamentadas por onze teorias, tais como: elasticidade, elastoplasticidade (com e sem endurecimento), hipoplásticidade, etc. Assim, a acurácia de cada modelo dependerá da compatibilidade entre a teoria e o problema analisado, devendo considerar as características do solo, do carregamento e da estrutura.

A utilização de modelos constitutivos mais complexos representam melhor o comportamento do maciço reforçado. Contudo, o aumento do número de parâmetros constitutivos pode ocasionar a perda da acurácia dos cálculos, em razão das incertezas na determinação dos parâmetros dos materiais. Dentre os modelos aplicados para solos, pode-se destacar os modelos linear elástico, hiperbólico, linear elástico perfeitamente plástico e o *Hardening Soil*. Neste trabalho serão discutidos os modelos linear elástico perfeitamente plástico e hiperbólico.

2.5.1 MODELO LINEAR ELÁSTICO PERFEITAMENTE PLÁSTICO

O modelo linear elástico perfeitamente plástico em síntese corresponde a um modelo elasto-plástico. Nesse modelo, todas deformações impostas ao material são recuperadas até um determinado nível de tensão, o qual o comportamento do material é considerado linear e elástico, esse trecho da curva é baseado na lei de Hooke. Referente a parte perfeitamente plástica, após, ultrapassar esse determinado nível de tensão, o material é submetido a deformações as quais esse não consegue se recuperar completamente, tais deformações irreversíveis são denominadas plásticas, esse trecho está associado ao critério de resistência de Mohr Coulomb (Figura 2.33).

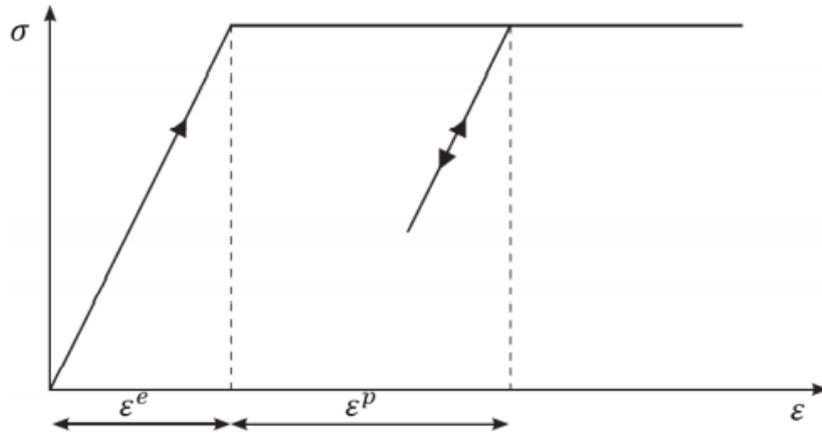


Figura 2.33 - Modelo linear elástico perfeitamente plástico.

O modelo linear elástico perfeitamente plástico é definido por meio do conhecimento de cinco parâmetros: módulo de Young (E), e coeficiente de Poisson (ν), para a elasticidade do solo. E para plasticidade do solo têm-se os parâmetros: coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), e ângulo de dilatância (ψ).

2.5.2 MODELO HIPERBÓLICO

O modelo hiperbólico em síntese corresponde a um modelo de comportamento elástico e não linear, o qual é capaz de retratar o comportamento do solo sob condições drenada e não drenada. Em geral, a forma mais habitual desse modelo foi descrita por Duncan & Chang (1970), que conceitua que o módulo tangente (E_t) é função do nível de tensão, mantendo constante o coeficiente de Poisson. O critério de ruptura utilizado pelo modelo é o mesmo do modelo Mohr Coulomb.

Em suma, o modelo hiperbólico considera que o módulo de deformabilidade varia em função do nível de tensão cisalhante e com o nível de tensão confinante, ressalta-se que o valor do módulo deve ser nulo quando a condição atingir a resistência do material. Entretanto, o modelo como supracitado consta apenas formulações da teoria da elasticidade. Logo, os princípios da plasticidade não estão incorporados no modelo, conseqüentemente, o modelo não é capaz de simular a dilatância do material, isto é, não é possível retratar a variação volumétrica em função do nível de tensão cisalhante. Kondner (1963), apresentou para diversos solos submetidos a acréscimo de tensões, que as curvas de tensão – deformação se assemelham a um hipébole (Figura 2.34).

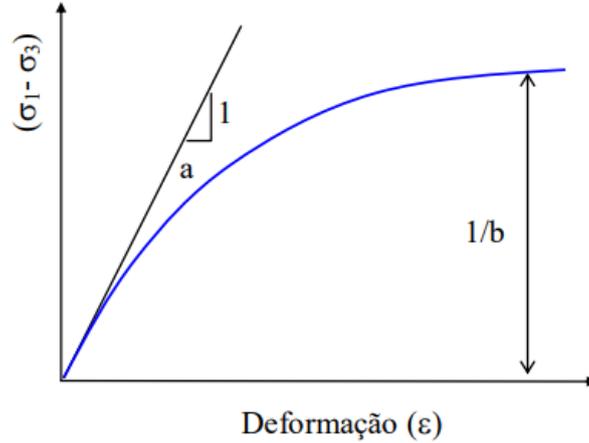


Figura 2.34 - Curva hiperbólica (Gerscovich, 2010).

Desse modo, fica evidente a dependência do nível de tensão cisalhante, e é plausível estabelecer a relação entre a tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$), e a deformação axial (ε_a), dada por:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \quad (2.15)$$

Onde,

a = é a inclinação inicial da hipérbole; e

b = consiste no valor assintótico.

Duncan & Chang (1970), com base na equação da hipérbole de Kondner (1963), formularam o módulo tangente à hipérbole (E_t), dado por:

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_a} = \frac{a}{(a + b\varepsilon_a)^2} \quad (2.16)$$

Para $\varepsilon = 0$, tem-se:

$$\left[\frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_a} \right]_{\varepsilon=0} = \frac{1}{a} = E_i$$

Por outro lado, quando $\varepsilon = \infty$, considerando nesse caso $a \approx 0$

$$\lim_{\varepsilon \rightarrow \infty} (\sigma_1 - \sigma_3) = \lim_{\varepsilon \rightarrow \infty} \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} = \frac{1}{b} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

Logo, a hipérbole (Figura 2.35a) pode ser matematicamente descrita por:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (2.17)$$

Onde,

E_i = corresponde ao módulo de Young inicial; e

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ = é a assíntota da curva, associada à resistência do solo.

Se a equação da hipérbole é transformada (Figura 2.35b), obtem-se uma relação linear. Rearranjando a equação acima tem-se a equação de uma reta, dada por:

$$\frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (2.18)$$

Com base no traçado da curva transformada (Figura 2.35b), obtêm-se os valores dos parâmetros a e b .

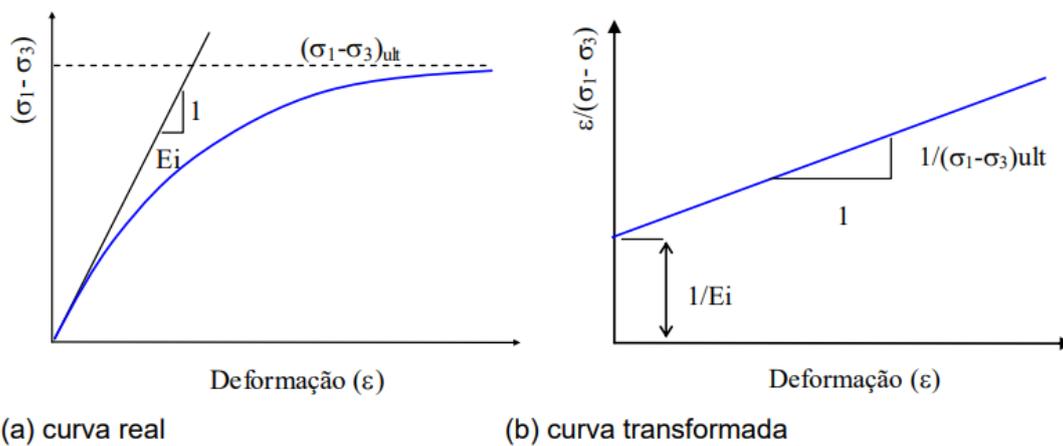


Figura 2.35 - Representação hiperbólica da curva tensão - deformação (Gerscovich, 2010).

Com isso, dada a deformação axial em função da tensão desviadora na Eq. 2.15 e substituindo essa na Eq. 2.16, tem-se o módulo tangente à hipérbole dado por:

$$E_t = \frac{1}{a} [1 - b(\sigma_1 - \sigma_3)]^2 \quad (2.19)$$

Substituindo os valores de a e b apresentados na Figura 2.35, o módulo tangente à hipérbole é expresso por:

$$E_t = E_i \left[1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \right]^2 \quad (2.20)$$

Em geral, é notório um aumento da resistência dos solos quando esses são submetidos a um acréscimo de tensão confinante (exceto sob condições não adensadas e não drenadas - UU). Em vista disso, a curva tensão – deformação se torna mais acentuada, isto é, há um aumento nos valores de módulo de Young inicial e na tensão cisalhante última $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

Visando, caracterizar essa relação do comportamento do solo com a tensão confinante (σ_3), Duncan & Chang (1970) aplicaram a expressão de Janbu (1963), cuja apresenta o de módulo de Young inicial em função da tensão confinante, sendo expressa por:

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (2.21)$$

Onde,

E_i = é módulo de elasticidade inicial;

K e n = são parâmetros adimensionais determinados experimentalmente; e

p_a = é a pressão atmosférica ($p_a = 101,3kPa$), cuja função é possibilitar a transformação de unidades.

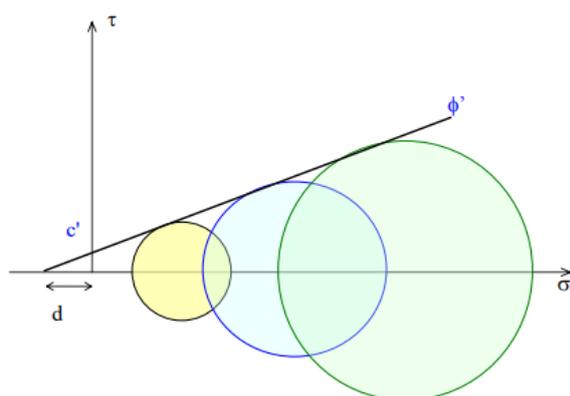
A variação da tensão cisalhante última com a tensão confinante é realizada relacionando a tensão desvio última com a tensão de ruptura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, dada por:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (2.22)$$

Onde,

R_f - consiste na razão de ruptura.

Em relação a variação de tensão de ruptura com a tensão confinante é realizada relacionando a tensão de ruptura ao critério de ruptura de Mohr Coulomb, como pode ser observado na Figura 2.36.



$$\begin{aligned} \tan \phi' &= \frac{c'}{d} \dots \therefore d \operatorname{sen} \phi' = c' \cos \phi' \\ \operatorname{sen} \phi' &= \frac{\sigma_1' - \sigma_3' / 2}{d + (\sigma_1' + \sigma_3' / 2)} \therefore \operatorname{sen} \phi' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2d + (\sigma_1' - \sigma_3')} \\ 2c' \cos \phi' + \operatorname{sen} \phi' (\sigma_1' - \sigma_3') &= \sigma_1' - \sigma_3' \\ (\sigma_1 - \sigma_3)_f &= \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \end{aligned}$$

Figura 2.36 - Variação da tensão de ruptura com a tensão confinante (Gerscovich, 2010).

Já a relação entre a variação do módulo tangente com a tensão confinante e a tensão desviadora é obtida substituindo a expressão apresentada na Figura 2.36 e as Eq. 2.21 e 2.22, na Eq. 2.20.

Com isso, em suma obtêm-se:

$$E_t = E_i \left[1 - R_f \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2 \quad (2.23)$$

No caso, de uma amostra submetida ao descarregamento seguido de um recarregamento (Figura 2.37), o solo apresentará um comportamento inelástico, ou seja, apenas um percentual das deformações que ocorreram durante o carregamento será recuperado no descarregamento. O comportamento do solo nessa situação é representado pelo módulo de descarregamento-recarregamento (E_{ur}), comumente maior que o módulo de carregamento, sendo, sua ordem de grandeza de duas a três vezes superior.

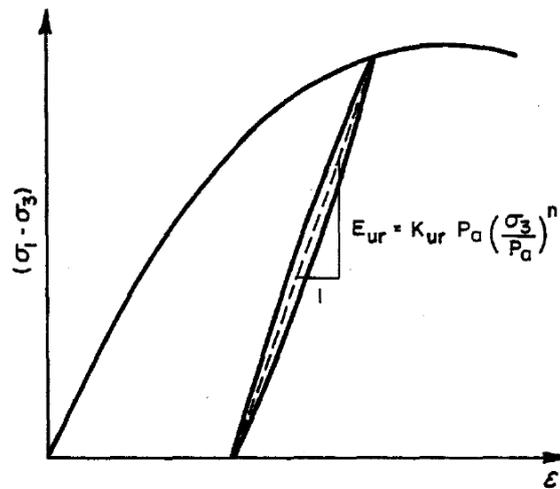


Figura 2.37 - Comportamento tensão-deformação não linear (Duncan *et al.*, 1980).

Com isso, no recarregamento é evidenciada a propriedade do material denominada como histerese, a qual pode ser desconsiderada, caso o comportamento nesse processo se aproxime do elástico e linear, ou seja, mantendo o mesmo módulo, nas duas etapas (Duncan *et al.*, 1980).

Com isso, considerando o comportamento puramente elástico no descarregamento e recarregamento a formulação proposta é dada por:

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (2.24)$$

Onde,

σ_3 = nesse caso consiste na tensão confinante durante o descarregamento;

K_{ur} = é o fator K , entretanto, obtido em descarregamento-recarregamento.

3 METODOLOGIA

O presente trabalho tem como objetivo analisar o comportamento de uma escavação grampeada e da associação dessa com ancoragens, mediante estudos analíticos e numéricos, utilizando dos métodos de Equilíbrio Limite (MEL) e Elementos Finitos (MEF). Nesse contexto, cabe salientar que estudos de estruturas mistas compostas por grampos e ancoragens raramente são encontradas na literatura. O limitado número de casos encontrados na literatura apresenta diversos fatores geológicos e/ou geotécnicos que interferem no comportamento das estruturas, além de condições de contorno complexas, dificultando assim as análises da interação entre os elementos passivos e ativos.

O comportamento geomecânico dos solos grampeados geralmente é analisado por meio de análises de monitoração de obras (Clouterre, 1991; Bridle & Davies, 1997; Feijó & Ehrlich, 2005; Nunes *et al.*, 2006; Feijó, 2007; Yang, 2007; Silva & Ehrlich, 2010; Silva, 2010; Rotte & Viswanadham, 2013; Bridges & Gudgin, 2014; Davis & Drake, 2014; Chmoulian, 2015; Ehrlich & Silva, 2015; Silva, 2015a; Mickovski *et al.*, 2016; Seo *et al.*, 2017; Lin & Liu, 2017; Ye *et al.*, 2017; Ehrlich *et al.*, 2017; Moura, 2018; Eleutério *et al.*, 2018) e modelos físicos (Unterreiner *et al.*, 1995; Raju *et al.*, 1997; Silva, 2010; Eleutério, 2013), bem como por meio de análises numéricas (Lima, 1996; Ehrlich *et al.*, 1996; Benhamida *et al.*, 1997; Unterreiner *et al.*, 1997; Springer *et al.*, 2001; Sivakumar Babu *et al.*, 2002; Lima, 2002; Lima *et al.*, 2003; Tan *et al.*, 2005; Gerscovich *et al.*, 2005; Sivakumar Babu *et al.*, 2007; Fan & Luo, 2008; Sivakumar Babu *et al.*, 2009; Zhou *et al.*, 2009; Wei & Cheng, 2010; Franco, 2010; Singh & Sivakumar Babu, 2010; Zhou *et al.*, 2011; Zhou *et al.*, 2013; Cheuk *et al.*, 2013; Bridges & Gudgin, 2014; Eleutério *et al.*, 2014; Silva, 2015b; Ghareh, 2015; Rawat & Gupta, 2016; Ye *et al.*, 2017; Godayal *et al.*, 2019; Santos, 2019; Ehrlich *et al.*, 2021; Kalehsar *et al.*, 2021; Villalobos & Villalobos, 2021; Silva *et al.*, 2021).

Visto o exposto e visando redução das incógnitas nas análises, bem como possibilidade de aplicação dos modelos clássicos de Rankine e Coulomb, o presente trabalho utilizou como base para validação dos estudos numéricos os resultados da monitoração de uma escavação vertical em solo grampeado com terrapleno horizontal. Após a validação, o modelo numérico, que simulou as tensões e deformações do solo grampeado monitorado, foi utilizado para a elaboração de análises numéricas e analíticas de uma escavação hipotética vertical com

terrapleno horizontal contida por grampos e ancoragens com diferentes configurações geométricas e executiva.

3.1 CARACTERÍSTICAS DO ESTUDO DE CASO (THOMPSON & MILLER, 1990)

O estudo de caso em questão foi apresentado por Thompson & Miller, no ano de 1990, e corresponde ao primeiro projeto de solo grampeado na área de Seattle, Washington – EUA a ser projetado e construído por empresas locais em 1987. O projeto consistia em um sistema de escoramento temporário para uma escavação de um edifício situado ao leste do centro da cidade. Sendo composto por duas paredes grampeadas, com alturas de 10,7 m e 16,8 m adjacentes às ruas da cidade, e duas cortinas ancoradas com estacas justapostas adjacentes a edifícios existentes. Esse estudo de caso foi publicado no livro “*Design and Performance of Earth Retaining Structures*”, Geotechnical Special Publication n. 25, American Society of Civil Engineers, com o título “*Design and Performance of Earth Retaining Structures*”.

O estudo de caso, vai além dos aspectos geomecânicos da escavação estabilizada com solo grampeado, pois também envolveu particularidade geotécnica referente à evolução geológica de Seattle. O local foi impactado por ciclos repetitivos de deposições glaciais, erosões e atividades tectônicas, resultando em solos depositados glacialmente e/ou sobreadensados glacialmente, sendo o último o solo do maciço objeto de estudo. Portanto, na modelagem numérica foi considerado o sobreadensamento do solo.

3.1.1 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS LOCAL

A obra de referência, objeto de validação de modelagem numérica, situa-se ao leste do centro da cidade de Seattle, no Estado de Washington – EUA, a cidade está dentro da planície de Puget Sound (Figura 3.1), uma alongada bacia estrutural e topográfica entre a Cordilheira da Cascata e as Montanhas Olímpicas. A área foi impactada por repetidas glaciações e deformação da crosta relacionada à zona de subducção de Cascadia. A paisagem atual resulta em grande parte de ciclos repetidos de erosão e deposição glacial e atividade tectônica, posteriormente modificados por deslizamentos de terra, erosão e deposição fluvial e atividade humana (Troost & Booth, 2008).

A área de Seattle está situada acima de uma sucessão complexa e incompleta de depósitos glaciais e não glaciais que se estendem abaixo do nível do mar e se sobrepõem a uma superfície irregular do leito rochoso. Esses materiais apresentam variabilidade litológica espacial, são

truncados por muitas inconformidades e são deformados por dobras e falhas suaves. Os sedimentos que antecedem o último ciclo glacial-interglacial estão expostos onde a erosão se expande até atingir o planalto, notadamente ao longo das margens do Puget Sound e do Lago Washington, ao longo do vale do Rio Duwamish e ao longo de riachos holocênicos (Laprade & Thompson, 1989).

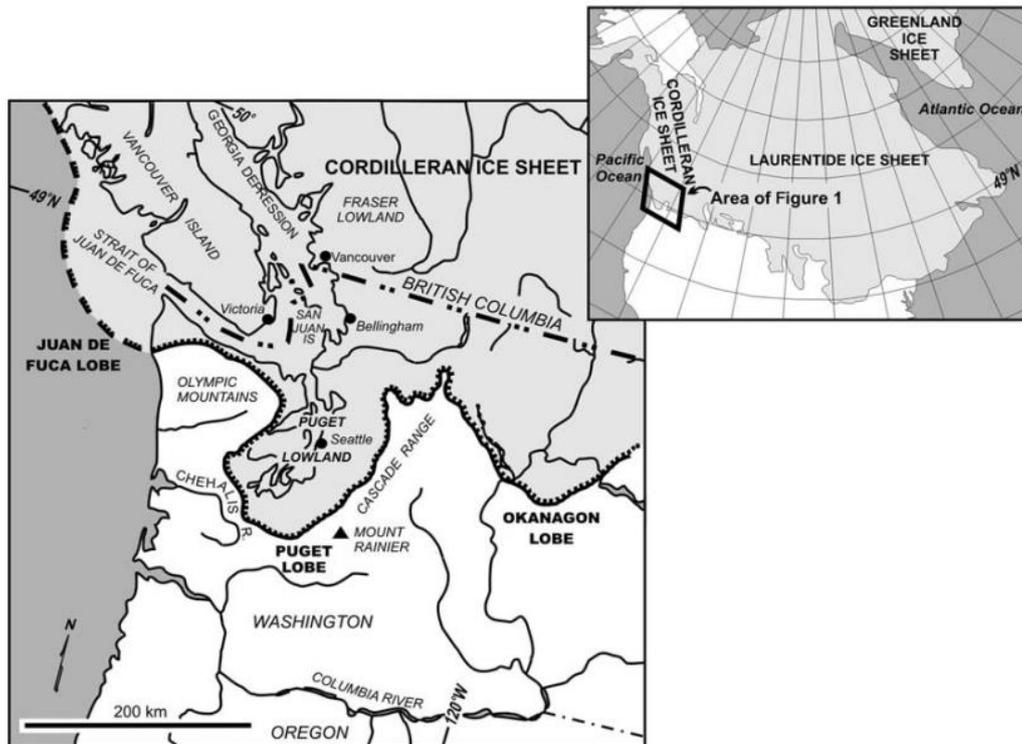


Figura 3.1 - Localização de Seattle, Puget Lowland, no Estado de Washington (Troost & Booth, 2008).

A cidade de Seattle está localizada sobre a elevação de Seattle, a zona de falha de Seattle e a bacia de Seattle, três grandes estruturas de base que refletem o encurtamento da crosta norte-sul na planície de Puget. O leito rochoso terciário está exposto em locais isolados no sul de Seattle na zona de elevação de Seattle, e depois cai para 550 m abaixo do solo sob a metade norte da cidade na bacia de Seattle. A zona de falha de Seattle, com 6 km de largura, corre de oeste para leste, atravessando a parte sul da cidade. Seattle também foi abalada por terremotos na zona de subducção de Cascadia e terremotos profundos dentro da placa de subducção. Certos depósitos pós-glaciais em Seattle são propensos à liquefação por terremotos de determinados tamanho e duração (Gurtowski & Boirum, 1989).

Os aterros e depósitos próximos à superfície que cobrem grande parte da área de Seattle registram um breve período na história geológica da região. Planícies de *till* em muitas áreas são cortadas por canais recessivos de águas de degelo e canais de rios modernos. As planícies

de *till* exibem *drumlins* norte-sul com longos eixos orientados na direção do fluxo de gelo. Depósitos sobreadensados por geleiras são encontrados por baixo dos *drumlins* e na maioria dos planaltos, enquanto depósitos pós-glaciais pouco consolidados enchem vales profundos e canais recessivos de águas de degelo. Os depósitos glacio-fluviais são encontrados em locais isolados nos planaltos e ao longo das margens dos planaltos, e as fronteiras do depósito glaciais excedem os canais recessivos dos planaltos. Depósitos e aterros ricos em matéria orgânica enchem antigos lagos e pântanos (Troost & Booth, 2008).

Os depósitos superficiais de Seattle podem ser agrupados nas seguintes categorias para exemplificar a distribuição de materiais geológicos pela cidade: depósitos pós-glaciais 16%, depósitos glaciais tardios 12%, depósitos glaciais de Vashon 60%, depósitos pré-Vashon 9%, e maciço rochoso 3%. Desses, 49% são considerados depósitos de grãos finos, 19% são considerados depósitos intermediários ou intercalados, e 32% são considerados depósitos de grãos grosseiros. Essas porcentagens incluem apenas as unidades geológicas primárias e não os depósitos coluviais e aterro. Todas as estruturas no centro de Seattle são construídas sobre solos que foram depositados glacialmente e/ou sobreadensados glacialmente. Os estratos de solo na área central de Seattle incluem: aterro (colocado em partes do centro de Seattle durante os esforços de recapeamento no início da história da cidade, a maioria desses aterros são compostos de solos glaciais de elevações mais altas) depósitos glacio-lacustres e interglaciais, e areias e cascalhos glaciais, comumente denominados como “*Glacial Till*” (Gurtowski & Boirum, 1989).

3.1.2 DESCRIÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DA OBRA

Delimitou-se neste estudo a análise da escavação vertical em solo grampeado com 16,8 m de profundidade. Na Figura 3.2 apresenta-se a seção transversal da escavação grampeada, tendo os espaçamentos horizontais (S_h) e verticais (S_v) iguais a 1,8 m, totalizando nove grampos, sendo os grampos superior e inferior afastados 1,2 m da crista e do pé da escavação. Os grampos sub-horizontais, com inclinação de 15° e comprimento de 10,7 m, executados em perfurações com 203 mm, possuem como elemento resistente à tração uma barra de aço Grade 150 Dywidag com 25 mm de diâmetro. Exceto o grampo superior, o qual, foi executado com inclinação de 20° (devido a possíveis interferências em utilidades urbanas), e possui barra de aço com diâmetro de 32 mm e 9,8 m de comprimento. O faceamento da escavação é em concreto projetado com 100 mm de espessura.

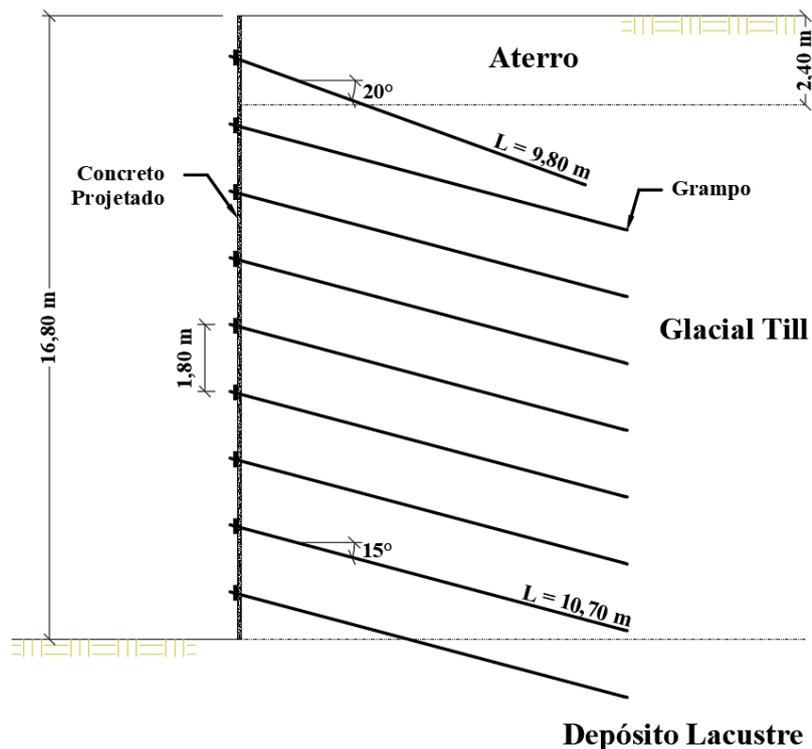


Figura 3.2 - Seção típica analisada (adaptado de Thompson & Miller, 1990).

O perfil do terreno escavado é composto por aterro com 2,4 m de espessura, subjacente por uma camada muito densa de areia e cascalho glacial (*Glacial Till*). Na camada inferior ao nível da escavação, o terreno de fundação, refere-se a um depósito lacustre muito denso de silte e areia fina. Assim, o contato entre o solo glacial e o lacustre se encontra na base da escavação. As características de resistência ao cisalhamento do solo apresentados no trabalho de Thompson & Miller (1990), são referentes a camada intermediária, que influencia de maneira significativa no comportamento do solo grampeado, visto que contempla 14,4 m dos 16,8 m de escavação. O restante da escavação (2,4 m) refere-se aterro do recapeamento realizado em Seattle.

O programa de instrumentação, apresentado na Figura 3.3, consistiu na instalação de quatro a seis *strain gages* em cada barra de aço dos grampos, com finalidade de monitorar as distribuições das tensões de tração em cinco dos nove grampos. Todos *strain gages* eram lidos diariamente durante a construção do solo grampeado, e mensalmente após a conclusão da estrutura de contenção.

Além das medições das tensões de tração nos grampos, com objetivo de medir os deslocamentos horizontais no maciço de solo e acompanhar o progresso desses ao longo do tempo e em profundidade foi instalada uma vertical inclinométrica, afastada aproximadamente 0,9 m da face de escavação. As leituras do inclinômetro foram realizadas semanalmente durante a escavação e mensalmente após a conclusão da estrutura de contenção.

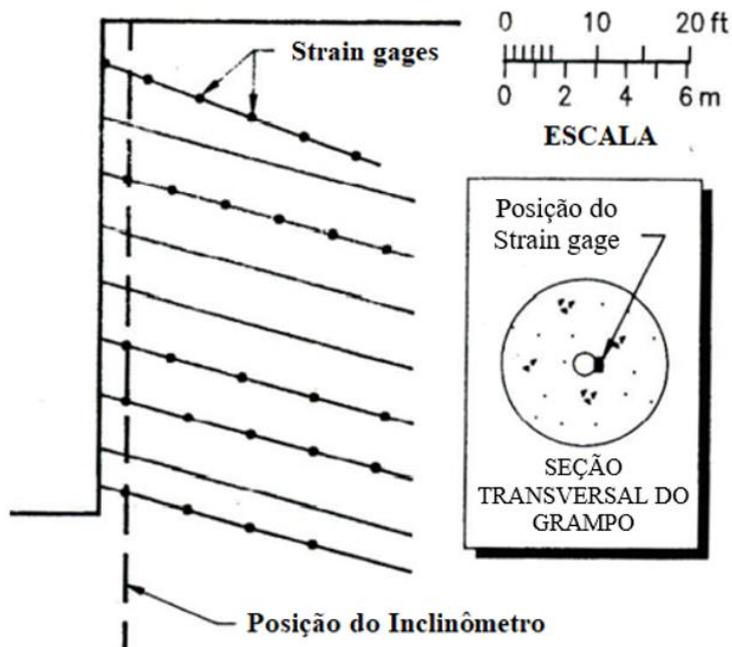


Figura 3.3 - Instrumentação da seção analisada (adaptado de Thompson & Miller, 1990).

Os deslocamentos horizontais medidos na estrutura são mostrados na Figura 3.4. O deslocamento no topo do solo grampeado logo após a conclusão das escavações (14/06/88) foi de 15 mm. Uma semana após a instalação dos grampos e da face de concreto projetado no último nível (21/06/88) o deslocamento atingiu 18 mm. O monitoramento da vertical inclinométrica continuou por dez semanas, e nenhum movimento adicional, dentro da precisão do instrumento, foi medido durante esse período.

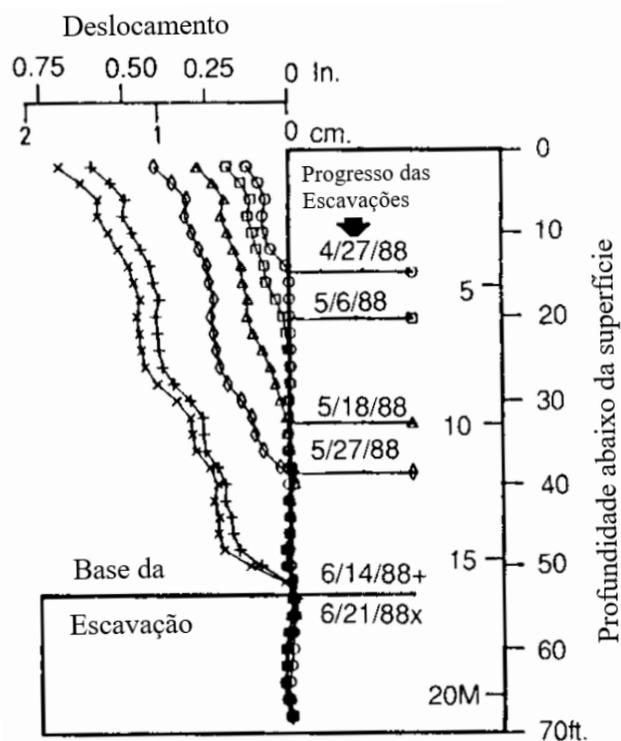


Figura 3.4 - Perfis de deslocamentos horizontais (adaptado de Thompson & Miller, 1990).

A distribuição da carga ao longo do comprimento de cada grampo é mostrada na Figura 3.5. Como pode ser observado, em alguns grampos aparecem dois pontos máximos. Conforme os autores, o pico na extremidade do grampo pode estar relacionado às forças de flexão mobilizadas nos grampos promovidas pelo peso do concreto projetado durante a escavação dos níveis subjacentes. Em relação aos picos mais distantes da face esses mapeiam o local de máxima tensão na massa do solo. Teoricamente, esses pontos devem coincidir com a superfície crítica de ruptura prevista pela análise de equilíbrio limite (Método de Davis). Ademais, como pode ser observada a linha de força de tração máxima tipicamente usada em projetos de paredes de solos reforçados, se aproxima melhor dos resultados das monitorações do que a previsão mediante equilíbrio limite.

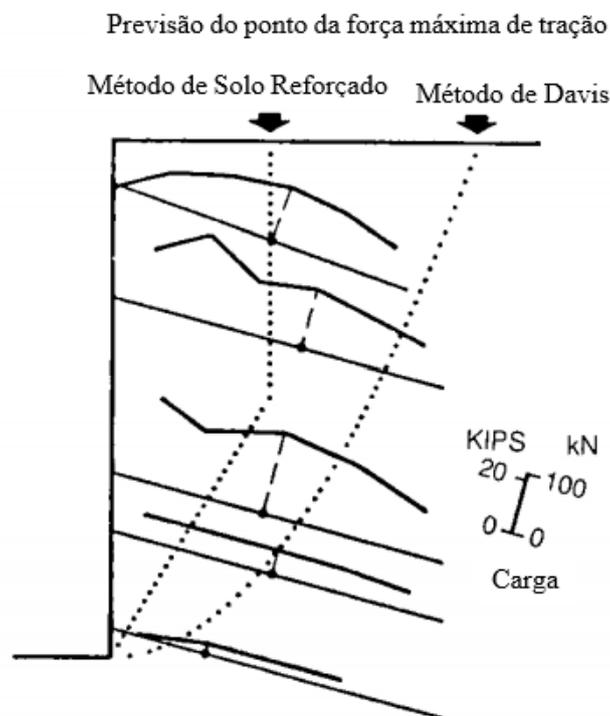


Figura 3.5 - Distribuição das cargas ao longo dos grampos (adaptado de Thompson & Miller, 1990).

3.2 ESTUDO NUMÉRICO: VALIDAÇÃO

Os estudos presentes na literatura que realizaram análises numéricas com base na obra empregada para validação deste estudo (Thompson & Miller, 1990; Alhabshi, 2006; Zolqadr & Yasrobi, 2014), utilizaram o modelo constitutivo linear elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura Mohr Coulomb. No entanto, o modelo hiperbólico apresentado por Duncan & Chang (1970), em decorrência da consideração da dependência do confinamento, apresenta resultados mais consistentes com o comportamento observado em escavações (Silva, 2017).

Em vista disso, utilizou-se o modelo hiperbólico para simular o comportamento da estrutura. Outro aspecto não mencionado nas modelagens numéricas de Alhabshi (2006) e Zolqadr & Yasrobi (2014) foi o sobreadensamento do solo de Seattle, resultante do processo de formação geológica do local.

A complexidade referente a simulação numérica da interação entre o maciço de solo e os elementos de reforço é frequentemente relacionada: ao emprego de modelo constitutivo inadequado; as diferenças entre o modelo numérico e as condições em campo, principalmente fatores relacionados ao processo executivo, e as simplificações dos modelos (por exemplo análises bidimensionais). Entretanto, devido as peculiaridades da estrutura de contenção, esta pode ser simulada mediante uma análise em estado plano de deformações para uma seção típica. Além disso, diversos estudos demonstraram a influência das condições de contorno (geometria da malha) nos resultados das análises, portanto, é primordial determinar condições de contorno adequadas para que não interfiram nos resultados das simulações numéricas.

Em vista disso, como recomendado por Potts & Zdravkovic (2001), considerou-se que os contornos laterais do modelo constituem em planos verticais de simetria, os quais restringem os deslocamentos horizontais. Por sua vez, o contorno inferior está associado à presença de uma camada resistente, logo, os deslocamentos horizontais e verticais são restringidos na base do modelo. Ademais, outro fator que influencia nos resultados das análises numéricas consiste nas distâncias do contorno do modelo (Figura 3.6). Em relação a isso, seguiram-se as recomendações de Potts & Zdravkovic (2001), os quais aduzem as seguintes relações:

- A espessura da camada abaixo da base (D), deve ser maior que quatro vezes a altura da escavação ($D > 4H$);
- A largura da base da escavação (W_e) pode ser considerada igual altura da escavação ($W_e = H$) para problemas simétricos; e
- A largura da superfície do terreno no topo da escavação (B_e) deve ser superior a quatro vezes a altura da escavação ($B_e > 4H$).

Além disso, o modelo numérico, consta com a locação de uma linha vertical com 20 m de comprimento, a uma distância de 0,9 m da face de escavação, tendo como finalidade, simular a vertical inclinométrica instalada na obra. Os parâmetros utilizados na validação do modelo numérico foram divididos em dois grupos: (i) os elementos estruturais (grampos e face de concreto projetado) e (ii) os solos. Com base nas informações de Thompson & Miller (1990),

no perfil geotécnico as camadas de solo são horizontais, sendo considerado razoável para um ambiente geológico formado por eventos cíclicos de deposições e erosões de solos.

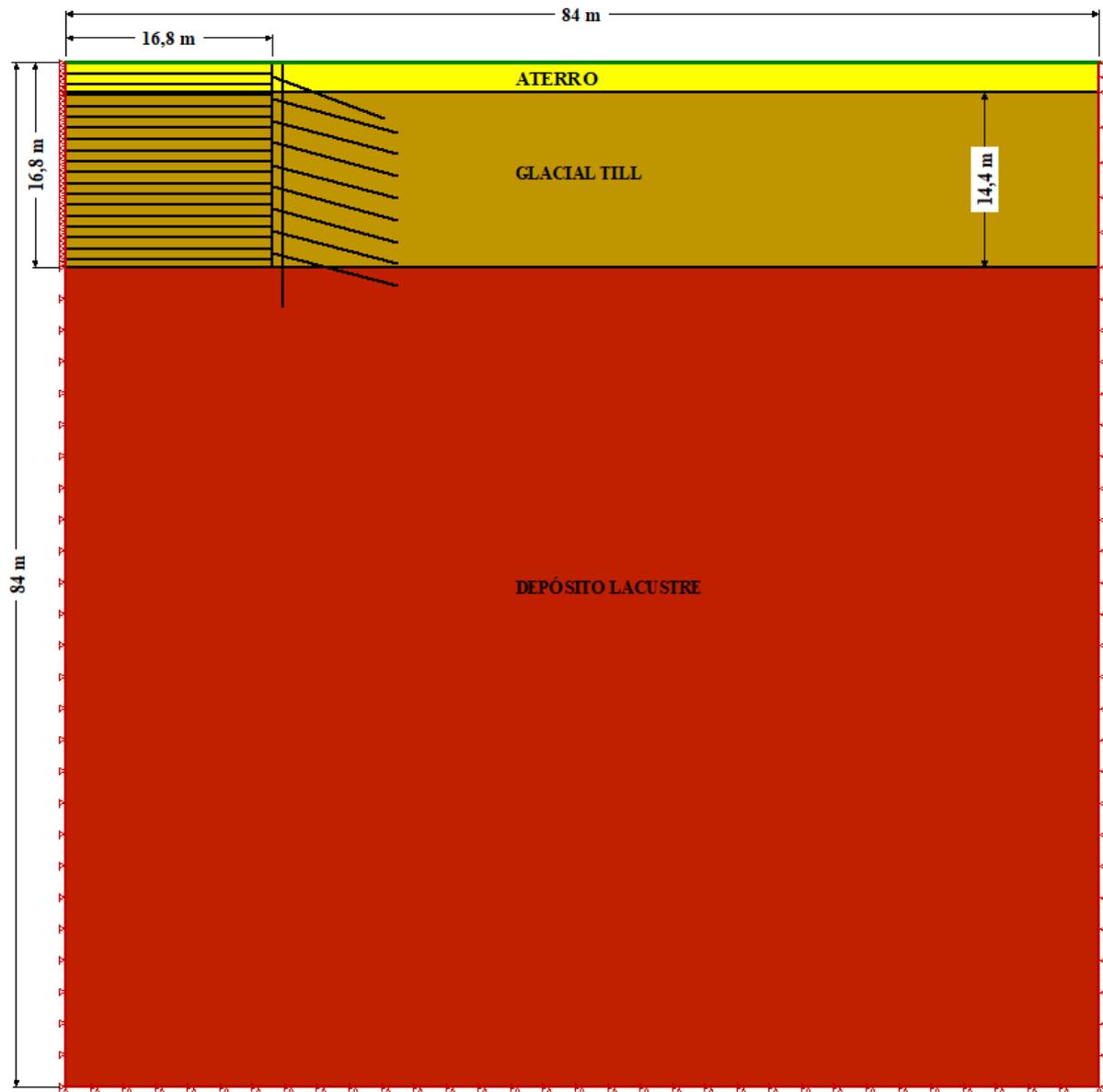


Figura 3.6 – Geometria e condições de contorno do modelo numérico.

Realizou-se um estudo prévio da malha, objetivando definir uma malha que não influencie nos resultados das análises, com isso obteve-se uma malha de 0,5 x 0,5 m, com refinamento nos elementos estruturais, utilizando uma razão do comprimento padrão igual a 0,5. Portanto, a malha (Figura 3.7) é formada por 28.025 nós e 27.839 elementos (quadriláteros e triângulos).

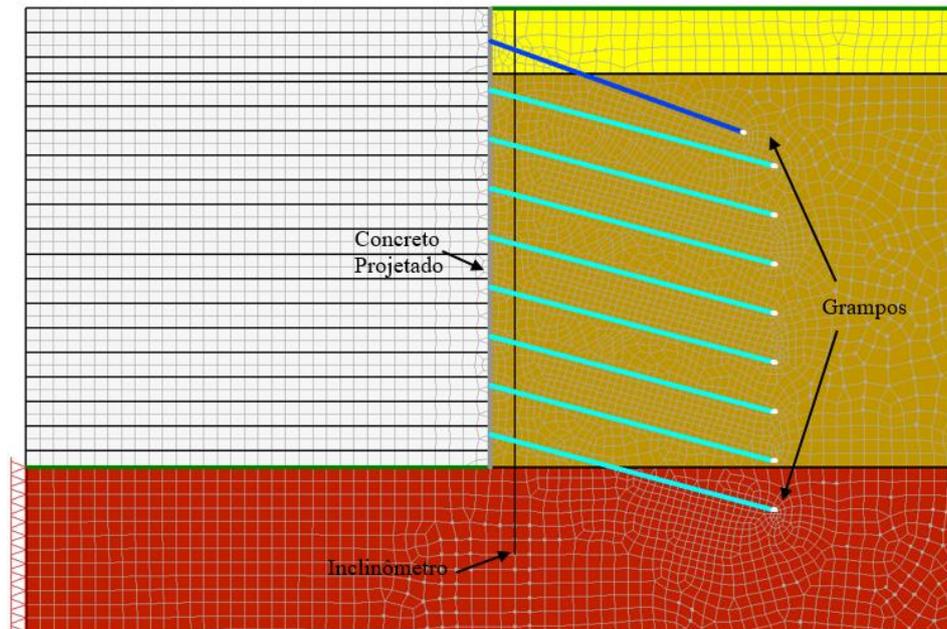


Figura 3.7 – Detalhe da seção transversal típica do modelo numérico.

3.2.1 PARÂMETROS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Neste tópico são apresentados os parâmetros utilizados para modelagem dos elementos estruturais aplicados na validação do modelo numérico. O *software* utilizado nas análises numéricas de tensão e deformação foi o SIGMA/W, da GeoStudio, o qual não dispõe de um elemento específico para representar os elementos estruturais. Nesse, um elemento estrutural pode ser simulado mediante um elemento de barra, capaz de resistir apenas à esforços axiais, ou um elemento de viga, capaz de resistir tanto à flexão quanto ao cisalhamento, além, dos esforços axiais.

Para modelagem dos grampos e da face em concreto projetado, utilizou-se o elemento de viga, o qual é formulado com base na teoria da viga de Timoshenko, que considera a distorção por cisalhamento na seção transversal, além dos efeitos de flexão. Com isso, a simulação do elemento estrutural torna-se mais precisa do ponto de vista físico, se aproximando do comportamento real do elemento, ou seja, reduz efetivamente a rigidez da viga, o que resulta numa deflexão maior sob uma carga estática, quando comparada com um elemento formulado com base na teoria convencional de viga de Bernoulli (GEOSLOPE, 2020). Esse elemento possui como dados de entrada: a área transversal (A_r), momento de inércia (I) e o módulo de elasticidade (E).

Ademais, em condições de trabalho as movimentações relativas entre o solo e os elementos de reforço podem ser consideradas nulas (Jewell, 1980; Dyer & Milligan, 1984). Ou seja, as

deformações no maciço e nos grampos são coincidentes na interface, tendo em vista, que na interface solo – grampo não ocorrem deslocamentos relativos. Em vista disso, admitiu-se a aderência perfeita entre solo e os elementos de reforço, não sendo utilizados elementos de interface. Outra consideração realizada para simulação dos grampos consiste no uso de um elemento de pequeno comprimento e baixa rigidez no final do grampo, visando assegurar a condição de tração nula nessa extremidade. Tal consideração não influencia os esforços máximos no grampo, modificando apenas a distribuição de tensões na região próxima a extremidade final (Dantas & Ehrlich, 2001).

A face em concreto projetado do solo grampeado foi modelada considerando os critérios do elemento de viga. Para isso, considerou-se um concreto com f_{ck} de 20 MPa, com isso o módulo de elasticidade para o concreto projetado (E_{face}) é dado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), expressa por:

$$E_{face} = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (3.1)$$

Os demais parâmetros de entrada para o faceamento do solo grampeado, correspondem, ao momento de inércia e a área transversal, os quais são definidos respectivamente por:

$$I_{face} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (3.2)$$

$$A_{face} = b \cdot h \quad (3.3)$$

Onde,

b = consiste na largura da face, sendo considerada na simulação igual a 1 m.

h = consiste na espessura da face, sendo considerada na simulação igual a 0,1 m.

Objetivando, demonstrar a ordem de grandeza referente à rigidez axial (EA) e a rigidez à flexão (EI) do faceamento, essas foram definidas respectivamente por:

$$EA_{face} = E_{face} \cdot A_{face} \quad (3.4)$$

$$EI_{face} = E_{face} \cdot I_{face} \quad (3.5)$$

Na modelagem do faceamento da mesma maneira que nos grampos, não se utilizou elemento de interface. Na prática o processo executivo do concreto projetado ocorre sob alta pressão, o que pode conferir uma boa aderência entre o solo e o faceamento. Essa técnica foi aplicada

modelagens numéricas que foram validadas pela comparação dos resultados com as observações de obras monitoradas (Silva, 2017; Santos, 2019; Ehrlich *et al.*, 2021).

Além disso, referente aos grampos, os quais consistem em elementos compostos por dois materiais (barra de aço e calda de cimento), as propriedades referentes à rigidez axial (EA) e rigidez à flexão (EI) comumente são calculadas de duas formas distintas.

A primeira forma consiste na consideração da ocorrência de trincas na calda de cimento quando submetida a pequenas deformações, ou seja, com surgimento das trincas a rigidez do grampo é reduzida. Conseqüentemente, grampos menos rígidos estão relacionados a menores esforços mobilizados ao longo dos elementos de reforço e a maiores deslocamentos da estrutura. Nesse caso considera-se apenas a contribuição da barra de aço, desconsiderando a área de calda. Esse conceito tem se apresentado eficaz em casos onde o diâmetro de perfuração é relativamente pequeno, diâmetros de 75 mm e 100 mm, valores os quais são normalmente aplicados em estruturas no Brasil (Santos, 2019 e Ehrlich *et al.*, 2021). Na Figura 3.8, a qual apresenta os dados de deformação obtidos pela monitoração referente ao grampo 6 da estrutura analisada, ao longo do tempo, como pode ser observado ocorreram “saltos” significativos e incharacterísticos entre duas leituras sucessivas. Esses saltos podem estar relacionados ao surgimento de trincas da calda, que está associada a um aumento praticamente instantâneo da deformação do aço.

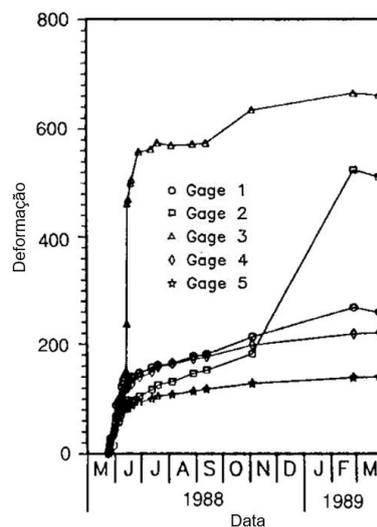


Figura 3.8 - Deformação ao longo do tempo no grampo 6 (adaptado de Thompson & Miller, 1990).

O segundo método consiste na consideração que os parâmetros da calda de cimento influenciam no comportamento da estrutura. Esse método pode ser representativo em situações em que a relação entre a área de calda e a área de aço for relativamente grande. Logo, são adotados

parâmetros ponderados, isto é, calcula-se um módulo de elasticidade por meio de uma média ponderada, onde, considera-se as características geométricas e propriedades elásticas de cada material, essa técnica foi comprovada por diversos estudos numéricos validados mediante instrumentação (Saré, 2007; Durand, 2008; Sivakumar & Singh, 2009; Singh & Babu, 2010; Eleutério, 2013; Eleutério *et al.*, 2014; Silva, 2015b; Silva, 2017; Moura, 2018; Pereira Filho, 2020). Em vista disso, mesmo com a ocorrência de trincas observadas mediante monitoração como mostra a Figura 3.8, considerou-se que a calda de cimento contribuiu com o comportamento da estrutura. Essa consideração foi constatada por meio de análises prévias neste trabalho que demonstraram que a metodologia de parâmetros ponderados neste caso promoveu resultados mais coerentes com os observados em campo. Isso pode ser relacionado com o diâmetro de perfuração relativamente grande (203 mm) dos grampos da obra de referência, ou seja, a área de calda é equivalente a sessenta e cinco vezes a área de aço na seção do grampo. A seguir são apresentadas as expressões empregadas neste trabalho.

O momento de inércia e a área transversal dos grampos são dados respectivamente por:

$$I_{grampo} = \frac{\pi \cdot D_p^4}{64} \quad (3.6)$$

$$A_{grampo} = \frac{\pi \cdot D_p^2}{4} \quad (3.7)$$

Onde,

D_p = consiste no diâmetro de perfuração dos grampos.

Em relação ao módulo de elasticidade dos grampos, como supracitado é definido um módulo ponderado, considerando, os módulos e áreas transversais tanto da barra de aço quanto da calda de cimento. As áreas referentes a barra de aço (A_{barra}) e a calda de cimento (A_{calda}), são definidas respectivamente por:

$$A_{grampo} = \frac{\pi \cdot D_{barra}^2}{4} \quad (3.8)$$

$$A_{calda} = A_{grampo} - A_{barra} \quad (3.9)$$

Com isso o módulo ponderado referente aos grampos é dado por:

$$E_{pond} = \frac{E_{barra} \cdot A_{barra} + E_{calda} \cdot A_{calda}}{A_{grampo}} \quad (3.10)$$

Onde,

E_{barra} = consiste no módulo de elasticidade da barra de aço (210.000.000 kPa); e

E_{calda} = consiste no módulo de elasticidade da calda de cimento (25.043.961 kPa).

Em virtude de as análises serem realizadas em um ambiente bidimensional (2D), tendo como finalidade simular adequadamente a influência dos grampos nas tensões e deformações mobilizadas na estrutura, dividiu-se o módulo de elasticidade desses elementos pelo seu espaçamento horizontal ($S_h = 1,8$ m). Logo, o módulo equivalente dos grampos é definido por:

$$E_{eq} = \frac{E_{pond}}{S_h} \quad (3.11)$$

Objetivando, demonstrar a ordem de grandeza referente à rigidez axial (EA) e a rigidez à flexão (EI), essas foram definidas respectivamente por:

$$EA_{grampo} = E_{eq} \cdot A_{grampo} \quad (3.12)$$

$$EI_{grampo} = E_{eq} \cdot I_{grampo} \quad (3.13)$$

A Tabela 3.1 apresenta os parâmetros obtidos para os elementos estruturais utilizados na validação do modelo numérico, considerando parâmetros ponderados para os grampos.

Tabela 3.1 - Parâmetros dos Elementos Estruturais para validação.

Parâmetros	Elementos Estruturais		
	Grampos (perf./barra)		Face em concreto projetado
	203/25 mm	203/32 mm	
I (m ⁴)	8,336E-05	8,336E-05	8,333E-05
A (m ²)	0,0324	0,0324	0,1
E (kPa)	15.447.677	16.442.807	25.043.961
EI (kN.m ² /m)	1.288	1.371	2.083
EA (kN/m)	5,00E+05	5,32E+05	2,50E+06

3.2.2 PARÂMETROS DOS SOLOS

Foram considerados três solos para a modelagem: Aterro - AT, Glacial Till – GT e o Depósito lacustre - DL. Como descrito acima, a camada de AT possui 2,4 m de espessura, subjacente a camada de GT, a qual se prolonga até a base da escavação tendo assim 14,4 m de espessura e

logo abaixo, situa-se a camada correspondente ao DL, a qual considerou-se que abrange toda região abaixo do nível de escavação.

A obtenção dos parâmetros dos solos em decorrência do déficit de resultados de ensaios na literatura referentes aos solos da área de estudo, baseou-se nos dados recomendados em estudos e relatórios técnicos (divulgados eletronicamente) realizados por empresas privadas da região. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ'), e o peso específico (γ) referentes a camada de GT foram apresentados no trabalho de Thompson & Miller (1990). Já em relação a camada de AT foram utilizados os valores descritos por Bridle & Davies (1997). Além disso, esses dados estão coerentes com os encontrados em relatórios geotécnicos referentes a diversas obras executadas na região de Seattle. Em vista disso, com base nesses relatórios foram determinados os parâmetros de resistência ao cisalhamento e peso específico para camada referente ao DL.

Outro fator essencial para simulação dessa obra é o histórico de tensões do solo em decorrência das camadas de gelo que sobrepuseram o solo nos períodos de glaciação. Isto é, devido o degelo dessas camadas a tensão efetiva atual do solo (σ'_{v0}) não corresponde a tensão efetiva máxima (σ'_{vm}) que esse solo foi submetido. A razão entre essas tensões é representada pelo OCR – *Over Consolidation Ratio*, o qual é dado por:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (3.14)$$

Em relação a essa peculiaridade geológica da região, Thompson & Miller (1990) relatam o sobreadensamento em termos do coeficiente de empuxo em repouso (K_0) tendo valor unitário ou até mesmo valores superiores comumente obtidos em medições *in situ* nos solos da região de Seattle, esses elevados valores de K_0 estão relacionados com OCR de solos sobreadensados ($OCR > 1$). Isso, pode ser observado aplicando a correlação empírica de Schmidt (1966) e Mayne e Kulhawy (1982) que apresentaram uma equação empírica para calcular K_0 em função de OCR e ângulo de atrito para solos sobreadensados, dada por:

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi'). (OCR)^{\text{sen } \phi'} \quad (3.15)$$

Além disso Hoopes & Hughes (2014) apresentaram resultados de diversos ensaios realizados para elaboração do projeto de uma escavação subterrânea para implantar um túnel situado no centro de Seattle (Figura 3.9).

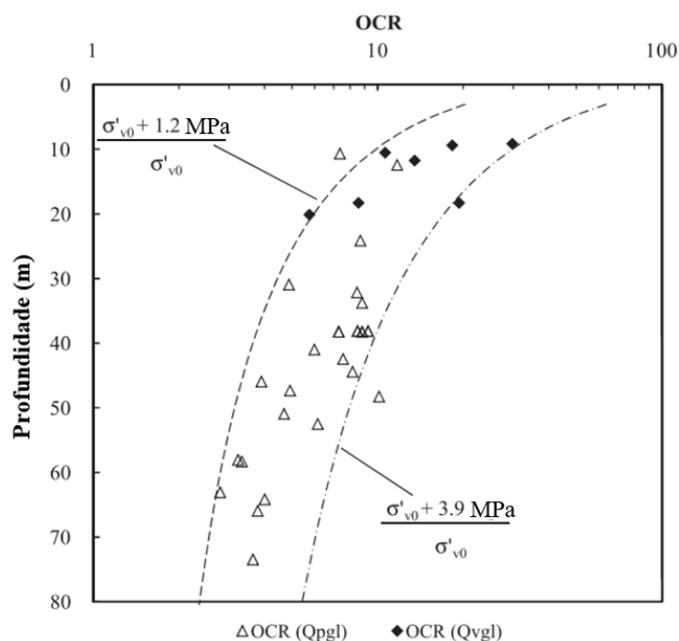


Figura 3.9 - OCR obtidos para solos do centro de Seattle (adaptado de Hoopes & Hughes, 2014).

Com base nesses resultados e aplicando o valor unitário de K_0 como apresentado por Thompson & Miller (1990) na Eq. 3.15, considerou-se o OCR igual a 10 para o centro da camada de GT. Com isso, a sequência da simulação numérica (Figura 3.10) consistiu inicialmente na geração das tensões *in situ*, considerando as camadas de GT e do DL como normalmente adensadas (NA), isto é, OCR com valor unitário. Em seguida aplicou-se uma tensão vertical em todo terrapleno dada por:

$$\Delta\sigma'_v = (OCR - 1) * \frac{\gamma z}{2} \quad (3.16)$$

Onde,

$\Delta\sigma'_v$ – acréscimo de tensão vertical;

γ – corresponde ao peso específico do solo;

z – espessura da camada, neste caso corresponde a 14,4 m.

Todos parâmetros aplicados na Eq. 3.16 para validação correspondem a camada de GT. Com isso, a uma profundidade equivalente à metade da camada de GT após remoção dessa tensão, o OCR corresponde ao valor em questão (OCR= 10). Na etapa seguinte retirou-se essa tensão e foi acrescida a camada de aterro (AT). Utilizou-se essa metodologia visando que o OCR e consequentemente o K_0 variam com a profundidade, como pode ser observado na Figura 3.9. Logo, ao aplicar um valor de K_0 constante para camada de solo essa simplificação pode afetar no comportamento do modelo. Com isso, ao submeter o solo a um alívio de tensões (remoção

da camada de gelo, simulada pela remoção da carga), as tensões verticais são reduzidas do valor correspondente, entretanto, as tensões horizontais não sofrem a mesma redução, isso ocorre devido a mobilização do atrito entre as partículas no sentido contrário ao da formação do solo. Isto é, como a relação entre as tensões horizontais e verticais mudaram, o K_0 também é alterado representando assim o comportamento de solo sobreadensado.

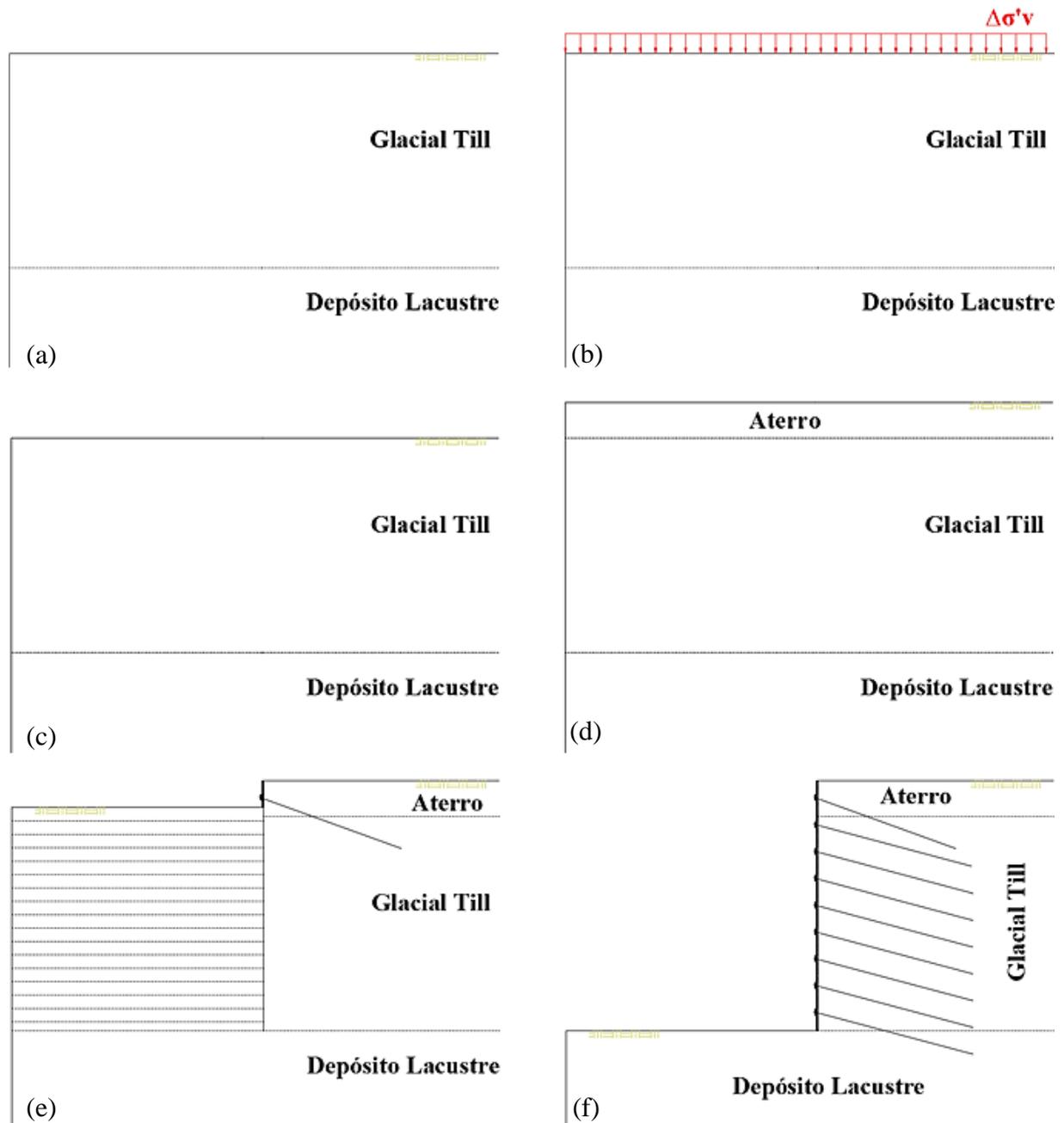


Figura 3.10 – Síntese das etapas da simulação numérica da validação; (a) geração das tensões *in situ*; (b) aplicação da carga de sobreadensamento; (c) remoção da carga; (d) ativação da camada de aterro; (e) instalação da primeira linha de grampos e face; (f) conclusão do solo grampeado.

Ressalta-se, que não se submeteu o AT a simulação do sobreadensamento, pois, os períodos de glaciação antecedem a construção desse, logo, considerou-se como normalmente adensado. Posteriormente, simulou-se uma escavação bidimensional descendente (escavação em bancadas contínuas), executada em etapas de altura inferior ao espaçamento vertical dos grampos (S_v). Na profundidade correspondente instalaram-se os grampos e seguindo a etapa construtiva, aplicou-se o concreto projetado na face. Essa sequência se manteve até a profundidade final da escavação.

Em relação aos parâmetros de deformabilidade dos solos, têm-se que os coeficientes de Poisson (ν), foram determinados com base nos dados apresentados nos trabalhos que simularam numericamente a obra em questão (Alhabshi, 2006 e Zolqadr & Yasrobi, 2014).

Referente aos módulos de elasticidade dos solos, objetivando o ajuste da modelagem ao observado na monitoração das tensões e deformações, foram elaboradas previamente análises paramétricas de variabilidade desse parâmetro. Com isso, as curvas de módulos de elasticidade (E) em relação as tensões verticais efetivas (σ'_v) foram estimadas por meio da ferramenta do SIGMA/W. Essa ferramenta faz uso da expressão apresentada por:

$$E = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3.17)$$

Para isso, são necessários quatro parâmetros de entrada: a espessura da camada de solo (z); o coeficiente de empuxo em repouso (K_0), a constante do modelo Hiperbólico de Duncan (K) e no módulo expoente (n). Com isso, foram realizadas as análises paramétricas variando os valores de K e n dentro dos intervalos de valores para cada tipo de solo encontrados na literatura, determinando assim quais valores reproduzem melhor o comportamento observado no maciço escavado. Os parâmetros z e K_0 foram mantidos constantes. Ressalta-se que os valores de K_0 correspondem ao solo normalmente adensado, aplicando-se a correlação de Jaky (1944) para sua obtenção. O sobreadensamento do solo foi promovido mediante o método de carga e descarga como mencionado anteriormente. Os parâmetros de módulos de elasticidade obtidos mediante estimativas são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Funções dos módulos de elasticidade estimadas por meio do SIGMA/W

Aterro		Glacial Till		Depósito Lacustre	
σ'_v (kPa)	E (kPa)	σ'_v (kPa)	E (kPa)	σ'_v (kPa)	E (kPa)
2,20	3.880	13,18	8.693	46,86	50.846
4,65	6.085	27,91	15.845	99,24	92.678
7,44	8.063	44,62	23.059	158,62	134.874
10,65	10.002	63,89	30.735	227,17	179.772
14,45	12.012	86,70	39.236	308,25	229.491
19,10	14.201	114,61	49.052	407,49	286.904
25,10	16.730	150,59	61.027	535,43	356.948
33,55	19.913	201,30	76.976	715,75	450.248
48,00	24.686	288,00	102.517	1024,00	599.629

Além desses parâmetros para aplicação do modelo hiperbólico são necessários: a razão de ruptura (R_f), a qual relaciona a tensão desvio última com a resistência do solo, sendo utilizado tipicamente entre 0,7 e 0,95; e a relação entre as constantes da equação de Janbu (1963), comumente obtida experimentalmente mediante ensaios triaxiais de carregamento, descarregamento-recarregamento (K_{ur}/K), a qual possui valor tipicamente entre 2 e 3. Os parâmetros dos solos utilizados na modelagem estão resumidos na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Parâmetros dos Solos utilizados no modelo Hiperbólico.

Parâmetros	Aterro	Glacial Till	Depósito Lacustre
γ (kN/m ³)	18,8	21,6	20,6
c' (kPa)	0,0	9,6	19,2
ϕ' (°)	30	40	38
K_0	0,470	0,357	0,384
ν	0,34	0,32	0,30
z (m)	2,4	14,4	67,2
K	600	1000	2000
n	0,6	0,8	0,8
R_f	0,8	0,8	0,8
K_{ur}/K	2,0	2,0	2,0

Ademais, tendo como finalidade a validação do comportamento constitutivo do material no *software*, foi simulado um ensaio triaxial por meio de um modelo 2D axissimétrico utilizando os dados do GT. O ensaio consistiu nas fases de confinamento (100 kPa) e cisalhamento, onde foi realizado um ciclo de descarga e recarga, para representar a simulação numérica. Com isso, obteve-se a curva tensão-deformação apresentada na Figura 3.11, como pode ser observado apresentou o comportamento coerente ao modelo Hiperbólico, tanto na fase de carregamento tendo comportamento elástico e não linear quanto para fases de descarregamento e recarregamento o qual observa-se o comportamento puramente elástico e linear. Portanto, o

resultado calculado mostrou-se condizente com a teoria permitindo assim a validação do modelo constitutivo.

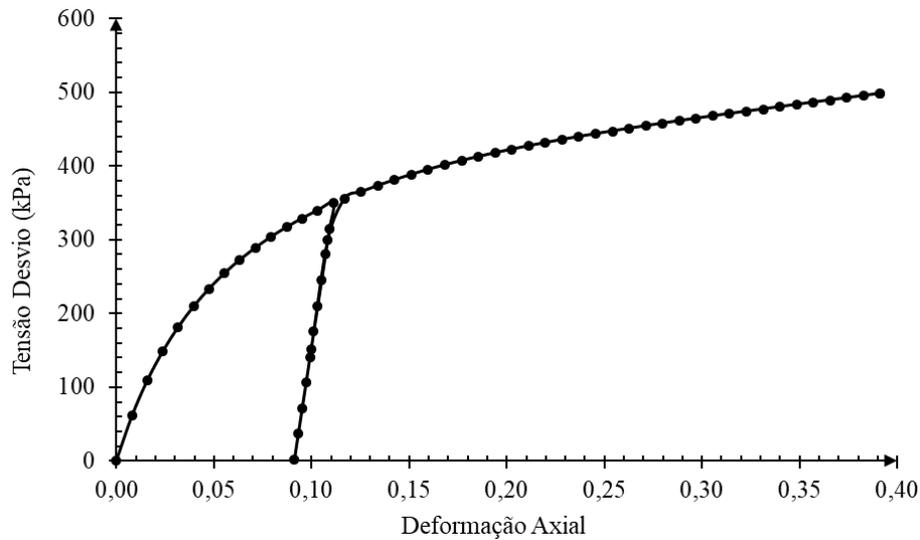


Figura 3.11 - Curva tensão-deformação do Glacial Till obtida mediante simulação.

3.3 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Nas análises paramétricas, primeiramente dimensionou-se mediante as teorias clássicas de Rankine e Coulomb uma escavação vertical em solo grampeado hipotética com 16,8 m de profundidade, com Fator de Segurança (FS) próximo a 1,0. Na Figura 3.12 apresenta-se a seção transversal da escavação grampeada, tendo os espaçamentos horizontais (S_h) e verticais (S_v) iguais a 2,0 m e 1,7 m, respectivamente. Ao longo da profundidade (H) da escavação tem-se dez grampos, sendo os grampos superior e inferior afastados 0,75 m da crista e do pé da escavação. Os grampos sub-horizontais, com inclinação de 15° e comprimento (L) de 12 m (relação $L/H \sim 0,7$), executados em perfurações com 75 mm, possuem como elemento resistente à tração uma barra de aço CA50 com 20 mm de diâmetro. Considerou-se o faceamento da escavação em concreto projetado com 100 mm de espessura. Além disso, objetivando simular a existência de um inclinômetro, o modelo numérico, consta com a locação de uma linha vertical com 20 m de comprimento a uma distância de 0,50 m da face de escavação.

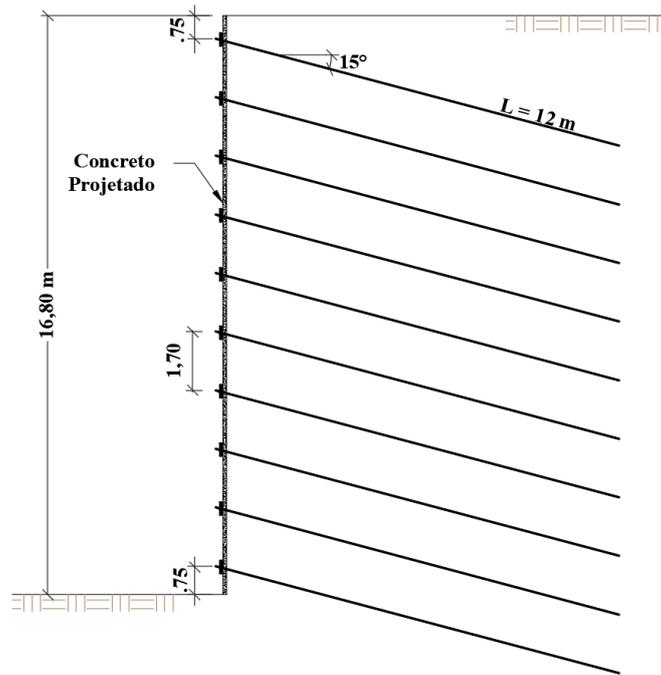


Figura 3.12 - Seção típica do solo grampeado hipotético para análises paramétricas.

A primeira análise paramétrica consistiu em avaliar a influência do histórico de tensões do solo, nos deslocamentos horizontais; nos deslocamentos verticais do terrapleno; e nos esforços máximos de tração mobilizados nos grampos. Para isso foram consideradas quatro situações: o solo normalmente adensado (NA), ou seja, OCR igual a 1, e o solo sobreadensado com OCR igual a 2, 5 e 10. Logo, conduziram-se as análises de duas formas: (i) considerando um valor de K_0 constante para camada de solo, obtido aplicando o valor de OCR correspondente na correlação empírica de Schmidt (1966) e Mayne e Kulhawy (1982) dada pela Eq. 3.15; e (ii) simulando o histórico de tensões do solo aplicando uma tensão vertical em todo terrapleno dada pela Eq. 3.16, aplicada na validação do modelo numérico. Com isso, a uma profundidade equivalente à metade da altura escavada (8,4 m) após remoção dessa tensão, o OCR corresponde ao valor em questão.

Os valores de K_0 e das tensões verticais aplicadas para gerar o pré-adensamento estão resumidos na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Valores de K_0 e $\Delta\sigma'_v$ aplicados para análises do OCR

OCR	K_0	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)
1	0,357	-
2	0,558	181
5	1,005	726
10	1,569	1633

Posteriormente, dimensionou-se mediante as teorias clássicas de Rankine e Coulomb uma cortina ancorada hipotética para mesma escavação de 16,8 m de altura. Além disso, os espaçamentos horizontais (S_h) e verticais (S_v) foram considerados de maneira que fosse possível a associação dessa cortina com o solo grampeado dimensionado anteriormente.

Com isso, obteve-se uma estrutura (Figura 3.13) com S_h e S_v iguais a 2,0 m e 3,4 m, respectivamente, totalizando cinco ancoragens. Sendo as ancoragens superior e inferior afastadas 1,6 m da crista e do pé da escavação. As ancoragens sub-horizontais, com inclinação de 15° e comprimento total de 25 m (17 m de trecho livre e 8 m de trecho ancorado), executadas em perfurações com 150 mm, possuem como elemento resistente à tração uma barra de aço Dywidag ST 85/105 com 25 mm de diâmetro, tendo carga de trabalho igual a 350 kN, de tal forma que tenha o FS próximo de 1,5. Além disso, considerou-se a cortina em concreto armado com 300 mm de espessura.

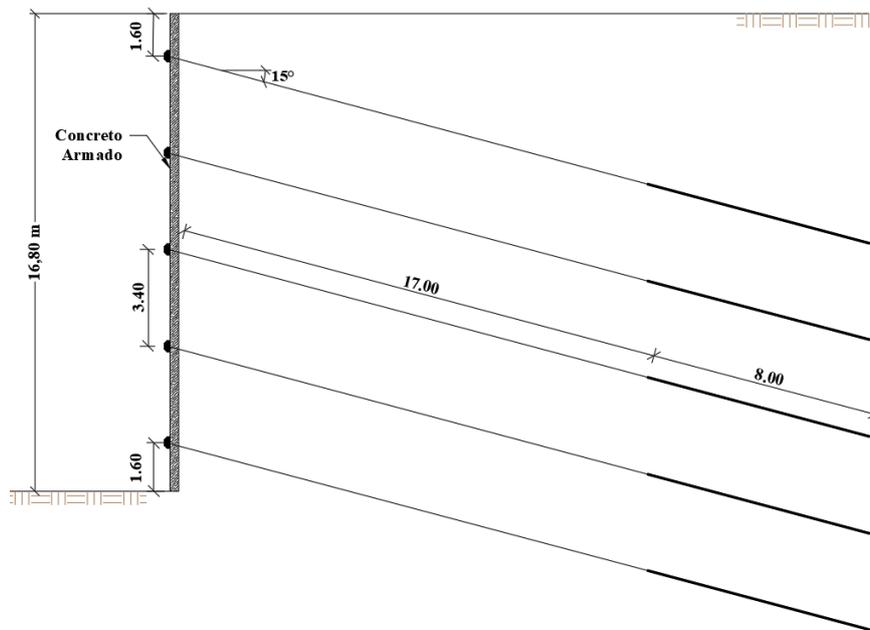


Figura 3.13 - Seção típica da cortina ancorada hipotética para análises paramétricas.

Na etapa seguinte, analisou-se a influência da associação do solo grampeado com a cortina ancorada (Figura 3.14). Cabe salientar que as ancoragens a priori não estariam previstas no projeto. A ideia é simular a inserção dessas como reforço posterior ao solo grampeado. As análises paramétricas da estrutura associada foram conduzidas variando a inclinação da face; a carga de trabalho das ancoragens; posição do bulbo ancorado (comprimento do trecho livre) e a inclinação das ancoragens. Nessas análises, verificou-se o impacto dessas variações nos deslocamentos horizontais; nos deslocamentos verticais do terrapleno; nos valores e posição

dos esforços máximos de tração mobilizados nos grampos; no estado de tensão do solo grampeado; e no Fator de Segurança.

Ressalta-se que os fatores de segurança foram determinados de duas formas: (i) clássica, obtida analiticamente aplicando o método de Morgenstern & Price (1965), com critério de ruptura do solo Mohr-Coulomb, para isso considerou-se uma resistência ao arrancamento (q_s) da ordem de 150 kPa. As tensões máximas dos grampos (T_{max}) nos dois terços superiores da estrutura (grampos 1 a 7) foram estimadas mediante cálculo do empuxo da condição ativa (desconsiderando a coesão) para área de influência de cada grampo ($S_v \times S_h$), sendo expressas por:

$$T_{max} = K_a \cdot \gamma \cdot h \cdot S_v \cdot S_h \quad (3.18)$$

Onde,

K_a = é o coeficiente de empuxo ativo obtido com as teorias clássicas de Rankine (1857) e Coulomb (1776);

γ = é o peso específico do solo;

h = é a profundidade do grampo;

S_v e S_h = são os espaçamentos vertical e horizontal entre os grampos, respectivamente.

Em decorrência da redução gradual das tensões na estrutura grampeada, para os grampos referentes ao terço inferior da estrutura (grampos 8 a 10) considerou-se metade dos valores obtidos mediante a Eq. 3.18; (ii) integrada, incluindo a relação tensão-deformação na análise de estabilidade, para isso estabelece a distribuição das tensões no solo usando uma análise de elementos finitos (SIGMA/W) e depois essa é importada para uma análise convencional de equilíbrio limite implementada no SLOPE/W para obtenção dos fatores de segurança.

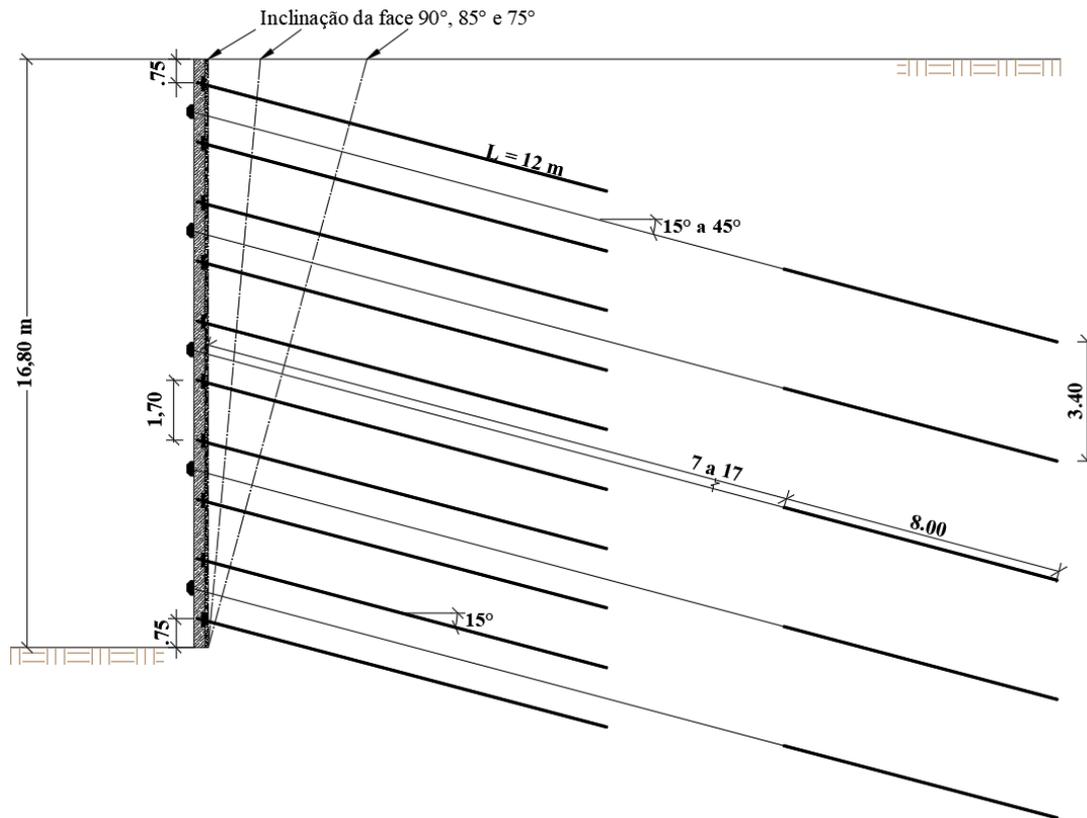


Figura 3.14 - Seção típica da estrutura mista hipotética para análises paramétricas.

Além disso, destaca-se que para todas as análises paramétricas da estrutura associada, os parâmetros do solo, grampos, concreto armado e concreto projetado foram mantidos constantes. A Tabela 3.5 resume as variações adotadas nas análises paramétricas da estrutura associada.

Tabela 3.5 – Variações adotadas nas análises paramétricas da estrutura associada

Variações	Parâmetros					
	Carga de trabalho (kN)	Comprimento Total (m)	Trecho Livre (m)	Trecho Ancorado (m)	Inclinação das ancoragens (°)	Inclinação da face (°)
Carga das ancoragens	350	25	17	8	15	90
	100					
Posição do bulbo	350	15	7	8	15	90
		20	12			
		25	17			
Inclinação das ancoragens	350	25	17	8	15	90
					30	
					45	
Inclinação da face	350	25	17	8	15	90; 85 e 75

Em geral, a sequência da simulação numérica consistiu inicialmente na geração das tensões *in situ* posteriormente sendo simulada uma escavação bidimensional descendente, executada em

etapas de altura inferior ao espaçamento vertical dos grampos (S_v). Na profundidade correspondente foram instalados os grampos e seguindo-se a etapa construtiva, implantado o concreto projetado na face. Essa sequência foi mantida até a cota final da escavação. Após o final da escavação em solo grampeado, foi implementado o reforço com a instalação da cortina ancorada de forma ascendente, cada etapa consistiu na instalação da cortina armada e da inserção e tensionamento da ancoragem na profundidade correspondente. Ressalta-se que foi realizado um estudo prévio em relação ao método de inserção das ancoragens de forma ascendente e descendente no qual foi evidenciado que a sequência executiva não interfere no comportamento final da estrutura mista.

Em relação a geometria, condições de contorno e malha, foram utilizadas as mesmas da validação. Porém, a configuração muda em decorrência das variações propostas, como, por exemplo, inclinação da face.

As análises paramétricas foram realizadas considerando o solo homogêneo tendo como parâmetros do modelo Hiperbólico os valores apresentados na Tabela 3.6. Esses parâmetros correspondem aos valores do Glacial Till (GT) utilizados para a validação do modelo Thompson & Miller (1990).

Tabela 3.6 - Parâmetros do Solo para análises paramétricas

Parâmetros	Glacial Till
γ (kN/m ³)	21,6
c' (kPa)	9,6
ϕ' (°)	40
K_0	0,357
ν	0,32
K	1000
n	0,8
R_f	0,8
K_{ur}/K	2,0

Assim como na validação, as análises paramétricas foram conduzidas em condições de trabalho. Logo, as movimentações relativas entre o solo e os elementos de reforço podem ser consideradas nulas. Assim, admitiu-se a aderência perfeita entre solo e os elementos de reforço, não sendo utilizados elementos de interface. Outra consideração realizada para simulação dos grampos consiste no uso de um elemento de pequeno comprimento e baixa rigidez no final do grampo, visando assegurar a condição de tração nula nessa extremidade.

Em virtude de as análises serem realizadas em um ambiente bidimensional, tendo como finalidade simular adequadamente a influência dos grampos e ancoragens nas tensões e

deformações mobilizadas na estrutura, dividiu-se o módulo de elasticidade desses elementos pelo espaçamento horizontal ($S_h = 2,0$ m).

No SIGMA/W o elemento estrutural pode ser simulado mediante um elemento de barra, o qual possui rigidez a flexão (EI) nula, sendo capaz de resistir apenas à esforços axiais, esse elemento foi utilizado para representar o trecho livre das ancoragens. Esse possui como dados de entrada: a área transversal (A); o módulo de elasticidade (E) sendo esses referentes a barra de aço; e a carga de incorporação para a faixa com largura igual ao espaçamento horizontal ($S_h = 2,0$ m).

Para os demais elementos (grampos, concreto projetado, concreto armado e o bulbo ancorado), utilizou-se um elemento de viga, capaz de resistir tanto à flexão quanto ao cisalhamento, além, dos esforços axiais. Esse elemento possui como dados de entrada: a área transversal (A), momento de inércia (I) e o módulo de elasticidade (E). Para os grampos e a face de concreto projetado foram empregados os mesmos critérios da validação.

Para o concreto armado da cortina utilizou-se o mesmo critério da face de concreto projetado. Entretanto, foi considerado um concreto com f_{ck} de 30 MPa, e espessura de 0,3 m. Em relação ao bulbo da ancoragem, esses consistem em elementos compostos por dois materiais (barra de aço e calda de cimento), logo, adotou-se o mesmo critério dos grampos, ou seja, parâmetros ponderados. A Tabela 3.7 apresenta os parâmetros obtidos para os elementos estruturais utilizados nas análises paramétricas.

Tabela 3.7 - Parâmetros dos Elementos Estruturais para análises paramétricas.

Parâmetros	Elementos Estruturais				
	Grampos	Ancoragens		Concreto Projetado	Concreto Armado
		Trecho livre	Bulbo ancorado		
I (m ⁴)	1,55E-06	-	2,49E-05	8,33E-05	2,25E-03
A (m ²)	0,0044	0,000491	0,01767	0,1	0,30
E (kPa)	1,91E+07	1,05E+08	1,51E+07	2,50E+07	3,07E+07
EI (kN.m ² /m)	29,63	-	374,48	2.083	69.013
EA (kN/m)	8,43E+04	5,15E+04	2,66E+05	2,50E+06	9,20E+06

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos mediante análises são apresentados a seguir. Em princípio são apresentados os resultados da validação do modelo numérico com base nos valores obtidos por meio da monitoração da obra. Em seguida, para a análise paramétrica, os resultados obtidos têm como objetivo compreender o comportamento de uma estrutura em solo grampeado e da associação dessa com elementos ativos (ancoragens) por meio de estudos analíticos e numéricos, utilizando os métodos de Equilíbrio Limite (MEL) e Elementos Finitos (MEF).

4.1 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A validação da modelagem numérica foi realizada por meio de análises comparativas entre os resultados medidos na monitoração e os obtidos pela modelagem. A numeração definida para cada grampo segue a numeração em ordem crescente a partir do topo do modelo até o final da escavação, simulando a ordem de instalação. Considerou-se cada fase de escavação ao final da instalação do grampo e do concreto projetado na profundidade correspondente

A vertical inclinométrica em campo forneceu seis perfis de deslocamentos horizontais, sendo desses os quatro primeiros referentes aos estágios da escavação após a instalação dos grampos 2, 3, 5 e 6 (aproximadamente 4, 6, 10 e 12 m de profundidade). Os demais perfis representam os deslocamentos ao final da escavação e uma semana após o lançamento do concreto projetado do último nível escavado. Os perfis obtidos mediante modelagem são correspondentes aos quatro estágios de escavação e após conclusão da estrutura grampeada. Os perfis de deslocamentos horizontais referentes a monitoração em comparação aos obtidos mediante modelagem são apresentados na Figura 4.1.

Verificou-se coerência entre os resultados da monitoração e da modelagem, tanto na geometria dos perfis de deslocamentos quanto nos valores máximos obtidos para todos estágios de escavação. Em relação os valores máximos dos deslocamentos horizontais em todos estágios da modelagem foram muito pouco superiores aos obtidos pela monitoração, apresentando variações de 1 a 2 mm. Essa consistência entre os deslocamentos do modelo e da monitoração é resultante da análise paramétrica realizada anteriormente para obtenção dos parâmetros de deformabilidade dos solos. Visto que os deslocamentos em uma escavação ocorrem devido ao

alívio de tensões, a implementação de um modelo constitutivo que considere a variação do módulo em relação à tensão confinante mostrou-se essencial para simulação desse tipo de obra. Outro fator importante para a simulação adequada de uma escavação é a consideração das características geológicas do maciço. Nesse caso o histórico de tensões do solo, o qual, está diretamente relacionado com as tensões horizontais cujas comandam o comportamento da escavação.

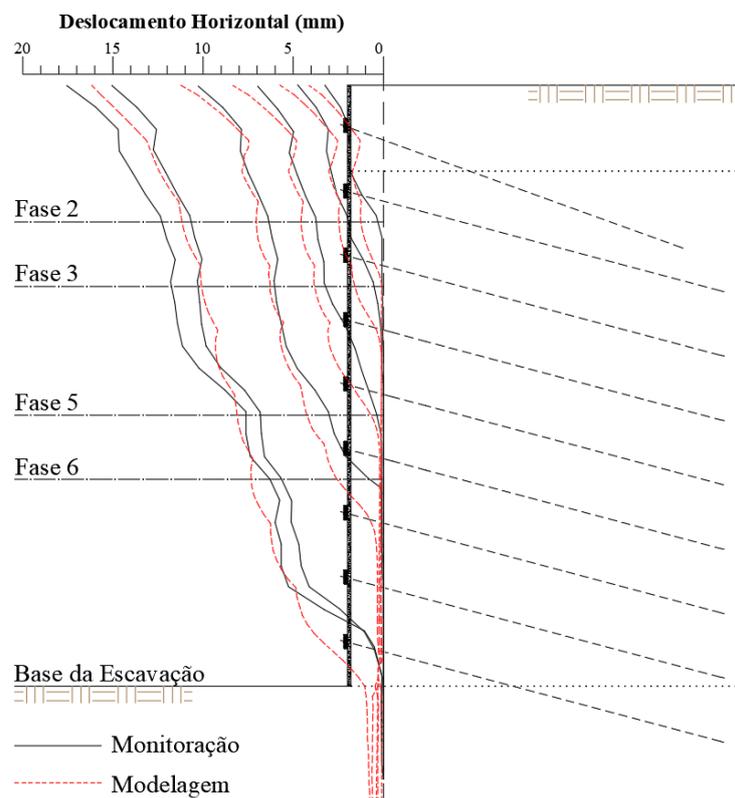


Figura 4.1 - Deslocamentos horizontais da vertical inclinométrica durante a escavação em solo grampeado.

Os grampos instrumentados com *strain gages* para monitoração dos esforços de tração mobilizados durante o processo de escavação foram 1, 3, 6, 7 e 9. A Figura 4.2 apresenta a distribuição dos esforços de tração, obtidas pela modelagem numérica e monitoração dos grampos instrumentados ao final da escavação. Em linhas gerais, os resultados da modelagem mostraram-se condizentes com os medidos em campo. Observa-se que nos grampos também apresentaram comportamento típico de uma estrutura grampeada com face vertical, cuja posição da tração máxima dos grampos inferiores se aproxima da face. Além disso, tem-se que a posição da tração máxima dos grampos segue próxima ao correspondente à superfície potencial de ruptura (SPR) da condição ativa de Rankine, isto é, a uma superfície com inclinação $\psi = 45 + \phi'/2$, em relação à horizontal.

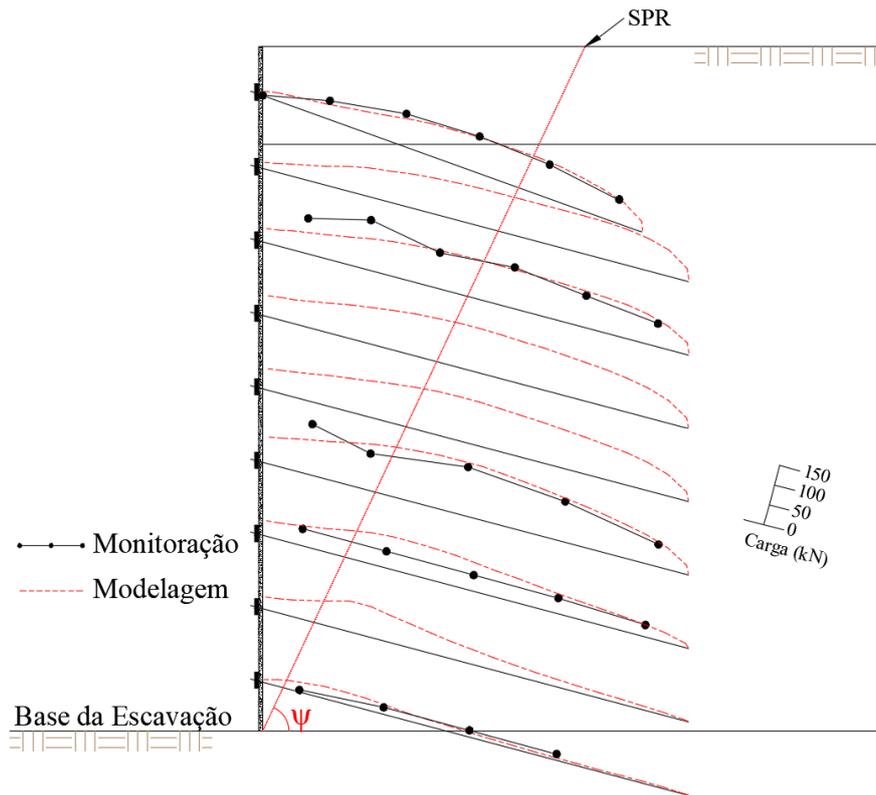


Figura 4.2 - Distribuição dos esforços de tração ao longo dos grampos, final da escavação.

Em relação aos esforços máximos de tração dos grampos ao final da escavação a Figura 4.3 apresenta a comparação entre os valores obtidos mediante a simulação numérica e os valores medidos em campo. Nota-se que para os grampos superiores os resultados foram coerentes, entretanto, para os grampos inferiores a modelagem apresentou valores superiores em comparação aos medidos, sendo 94% e 80% superior para os grampos 7 e 9 respectivamente. Entretanto, resultados de *strain gages* podem estar sujeitos a variações, devido a perturbações em campo, má instalação ou possíveis danos no momento da execução dos grampos. A presença de dois picos de tração nos grampos 3 e 6 sugerem um comportamento conflitante com o observado em estruturas grampeadas. Além disso, o procedimento executivo pode impactar fortemente os resultados, principalmente os grampos situados mais próximos à base (Ehrlich et al., 2021).

Uma técnica usual para avaliar se há consistência nos valores dos esforços nos grampos é comparar o somatório dos esforços máximos de tração com o valor de empuxo obtido por método de equilíbrio limite. Isto é, teoricamente o somatório dos esforços máximos deve se aproximar ao valor do empuxo ativo para faixa de solo correspondente ao espaçamento horizontal dos grampos ($S_h = 1,8m$), pois o total dos esforços mobilizados deve ser o suficiente para equilibrar a cunha potencialmente instável, visto se tratar de uma questão geométrica e de força gravitacional.

Em vista disso, determinou-se o valor do empuxo ativo por meio da teoria de Rankine, obtendo aproximadamente 930 kN. Por sua vez, o somatório das tensões máximas dos grampos corresponde aproximadamente a 840 kN. Portanto, em função dessa baixa diferença entre os valores, da ordem de 10%, e da boa aproximação da distribuição dos esforços de tração ao longo dos grampos (medidas e resultantes da modelagem numérica) consideraram-se os resultados dos esforços de tração dos grampos coerentes.

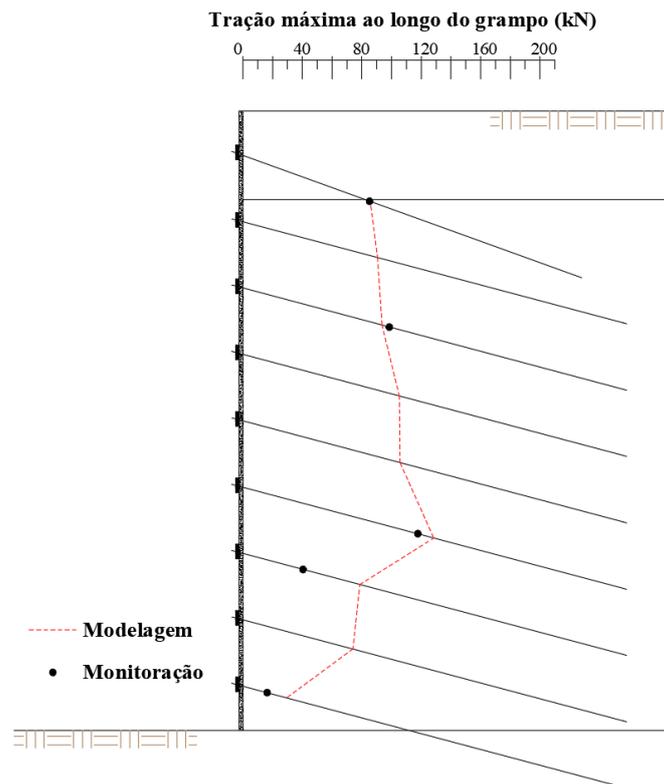


Figura 4.3 - Esforços máximos de tração dos grampos com a profundidade.

Objetivando tanto a validação do modelo numérico quanto uma melhor compreensão das distribuições dos esforços ao longo dos grampos as Figura 4.4 a Figura 4.12 apresentam a evolução e distribuição dos esforços de tração, obtidas pela modelagem numérica, em conjunto com os resultados das monitorações dos grampos instrumentados por meio dos *strain gages*, ao final da escavação.

Verificou-se que nas fases iniciais da escavação e instalação dos grampos, a tração máxima ocorre mais próxima do faceamento e vai caminhando para o interior do solo, à medida que escavação avança em profundidade, afastando-se do grampo considerado. Além disso, nota-se que durante a escavação a mobilização da tensão nos grampos ocorre principalmente durante as três a quatro fases subseqüentes da escavação. Esses comportamentos são coerentes para estruturas grampeadas.

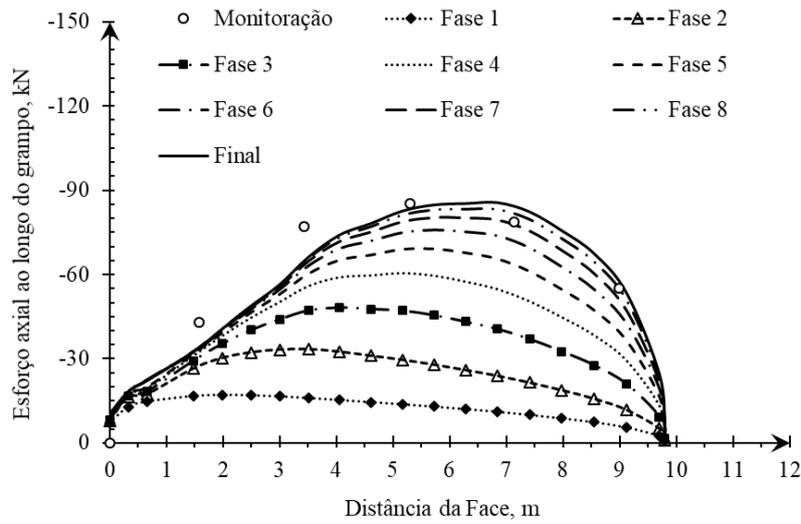


Figura 4.4 - Evolução dos esforços de tração do grampo 1, ao decorrer da escavação.

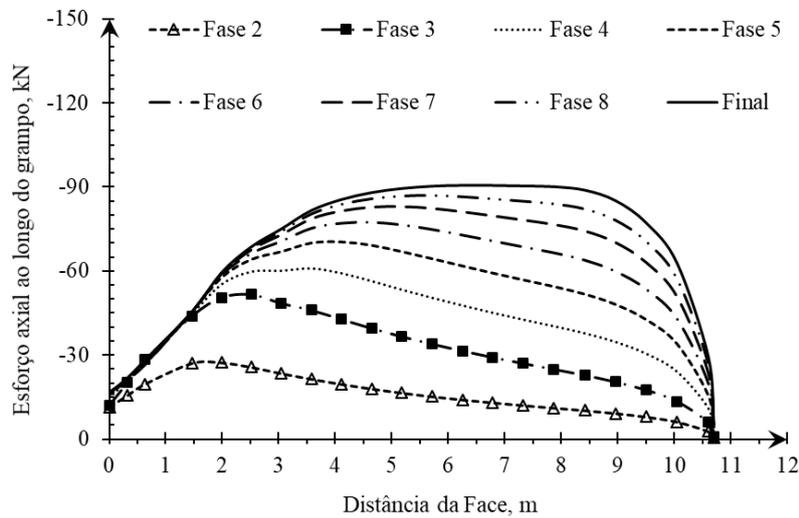


Figura 4.5 - Evolução dos esforços de tração do grampo 2, ao decorrer da escavação.

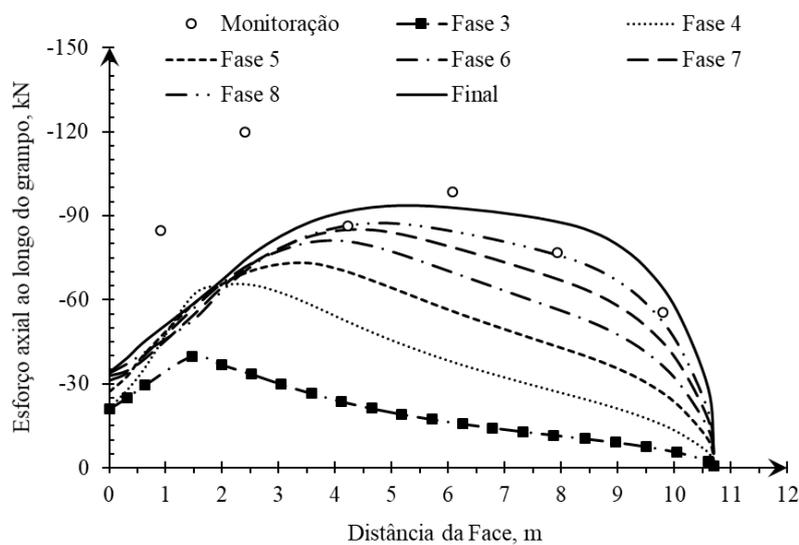


Figura 4.6 - Evolução dos esforços de tração do grampo 3, ao decorrer da escavação.

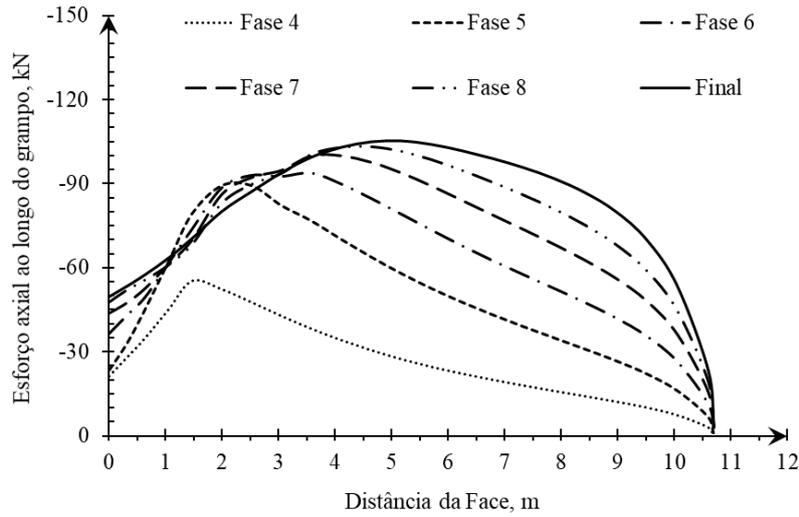


Figura 4.7 - Evolução dos esforços de tração do grampo 4, ao decorrer da escavação.

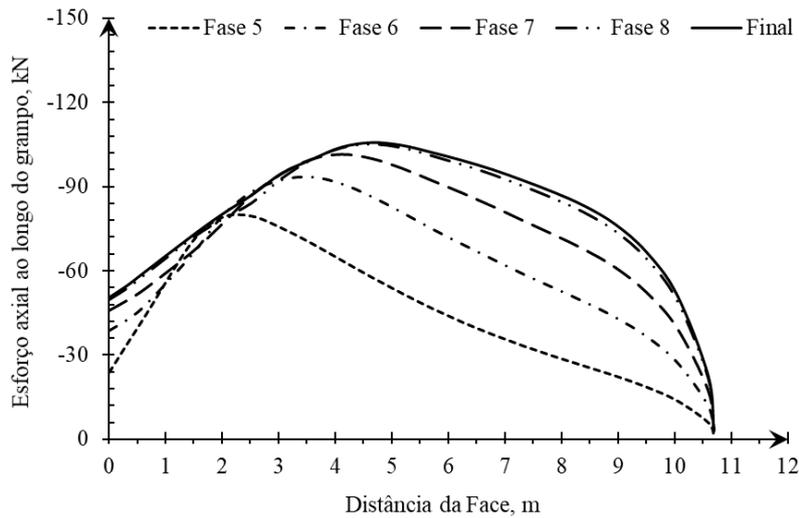


Figura 4.8 - Evolução dos esforços de tração do grampo 5, ao decorrer da escavação.

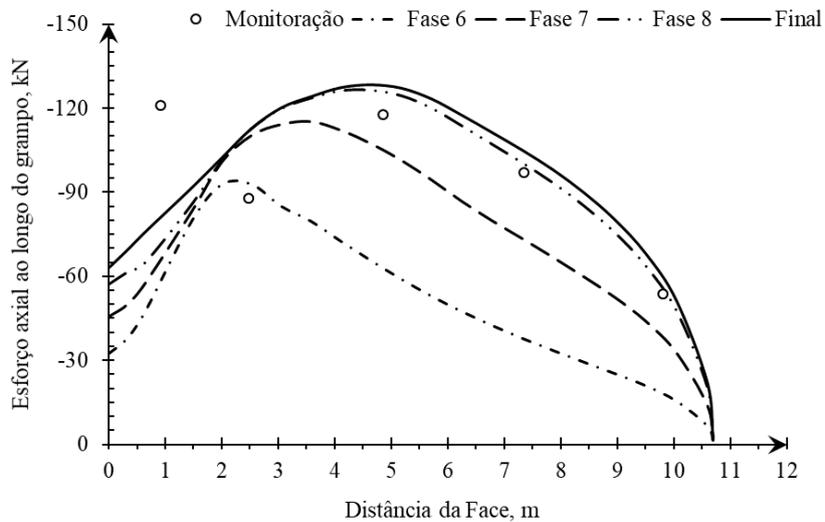


Figura 4.9 - Evolução dos esforços de tração do grampo 6, ao decorrer da escavação.

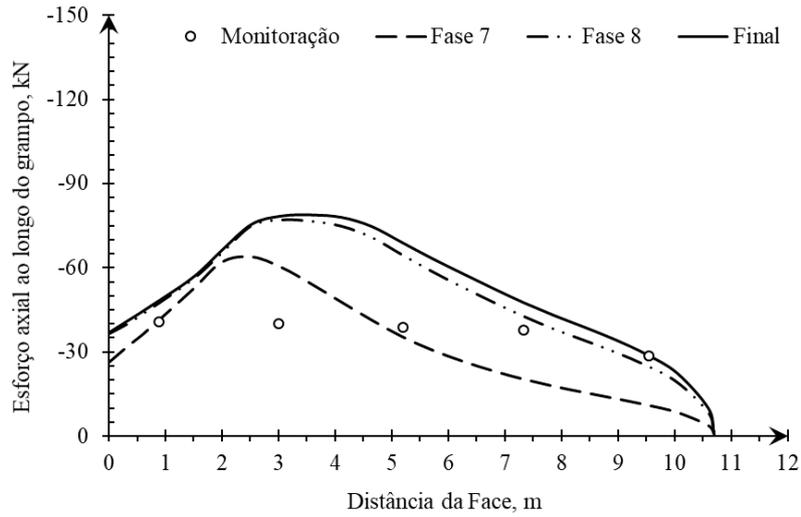


Figura 4.10 - Evolução dos esforços de tração do grampo 7, ao decorrer da escavação.

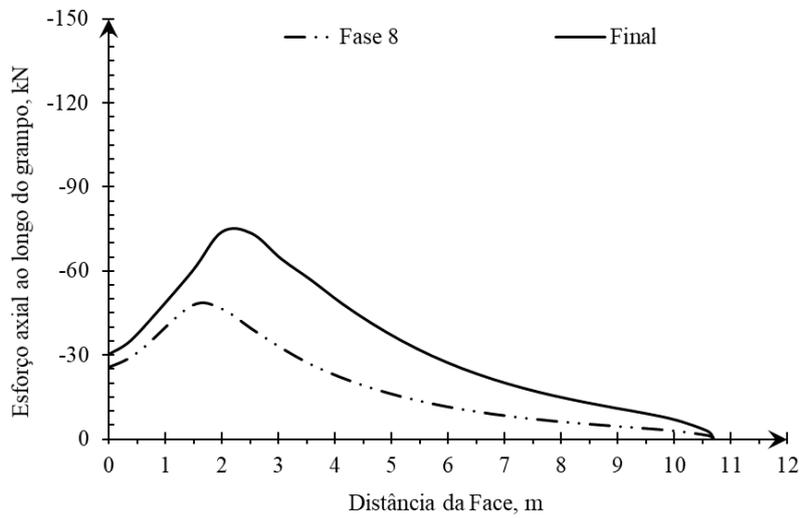


Figura 4.11 - Evolução dos esforços de tração do grampo 8, ao decorrer da escavação.

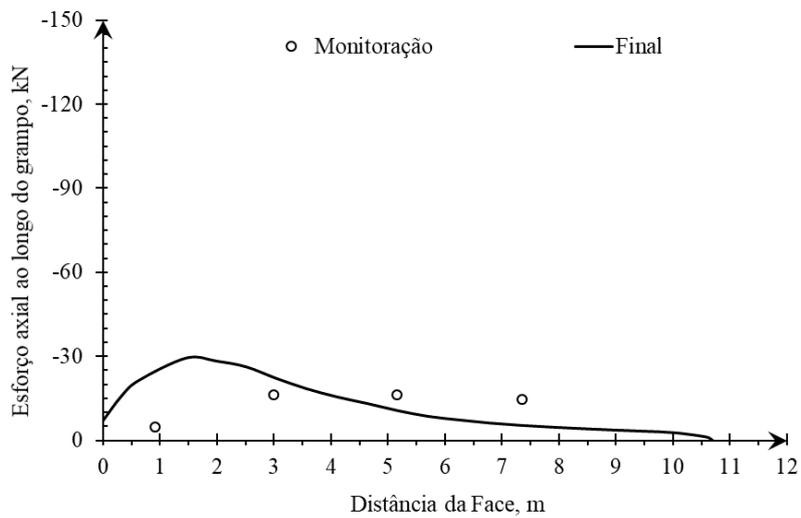


Figura 4.12 - Evolução dos esforços de tração do grampo 9, ao decorrer da escavação.

4.2 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Com base nos parâmetros de resistência ($\phi' = 40^\circ$ e $c' = 9,6$ kPa) e peso específico ($21,6$ kN/m³) do solo Glacial Till (GT), dimensionou-se um solo grampeado e uma cortina ancorada hipotéticos para conter uma escavação de 16,8 m. O solo grampeado foi dimensionado para um FS próximo da unidade (FS~1,1) e a cortina ancorada para um FS de 1,5. Nas análises considerou-se solo homogêneo, cujos parâmetros do modelo Hiperbólico são os do solo GT, obtidos na validação da modelagem numérica do solo grampeado de Thompson & Miller (1990). Nos itens a seguir são apresentados os resultados das análises paramétricas das estruturas de contenção, isoladas e associadas.

4.2.1 INFLUÊNCIA DO HISTÓRICO DE TENSÕES DO SOLO

Para uma melhor compreensão do efeito no solo grampeado da forma de modelagem do sobreadensamento do solo foram comparadas dois tipos de simulações, e os resultados foram plotados com K_0 e OCR variando com a profundidade: (i) OCR ($\Delta\sigma'_v$) - aplicar e depois remover uma sobrecarga equivalente ao OCR pretendido (2, 5 e 10); e (ii) OCR (K_0) - simplesmente informar o valor de K_0 calculado em função do OCR, obtido por meio da correlação empírica de Schmidt (1966) e Mayne e Kulhawy (1982). Os valores de K_0 e OCR em profundidade são apresentados nas Figura 4.13 e Figura 4.14 respectivamente. Os valores de K_0 foram obtidos relacionando as tensões efetivas horizontais e verticais retiradas da malha do modelo numérico, essa relação é dada por:

$$\sigma'_h = K_0 * \sigma'_v \quad (4.1)$$

Ao considerar diretamente o valor de K_0 constante obtido mediante correlação empírica, obteve-se a relação entre as tensões horizontais e verticais na etapa inicial da simulação, a qual corresponde a geração de tensões *in situ*.

Simulando o histórico de tensões do solo com aplicação da sobrecarga, ao submeter o solo a um alívio de tensões (remoção da sobrecarga), as tensões verticais são reduzidas para valor inicial antes da sobrecarga, entretanto, as tensões horizontais no solo não sofrem a mesma redução, ou seja, provoca o surgimento de tensões horizontais residuais no solo. Isso ocorre devido a mobilização do atrito entre as partículas no sentido contrário ao da formação do solo.

Na simulação do histórico de tensões do solo os valores de OCR foram obtidos por meio da relação entre as tensões verticais na fase de carregamento com as tensões verticais na fase de descarregamento. Ou seja, relacionando a tensão vertical máxima que o solo foi submetido com a tensão vertical atual, essa relação é dada pela Eq. 3.14.

Visto que as análises tiveram como referência o horizonte do terreno a meia profundidade da escavação (8,4 m), como esperado, nessa profundidade tem-se o valor de OCR coincidentes, assim como o K_0 . No caso onde se aplicou diretamente o K_0 , correspondente ao sobreadensamento do solo, tem-se o OCR constante com a profundidade, sendo esse o aplicado na equação para obter o valor do K_0 (2, 5 e 10).

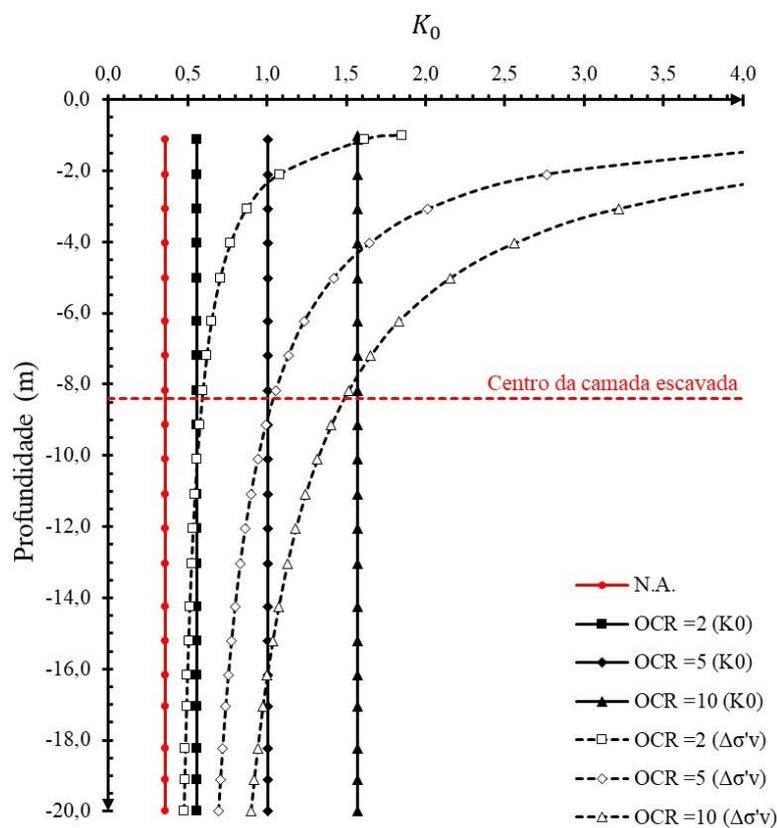


Figura 4.13 - Variação de K_0 em profundidade obtida do modelo numérico, quando da aplicação das diferentes técnicas para consideração do sobreadensamento do solo.

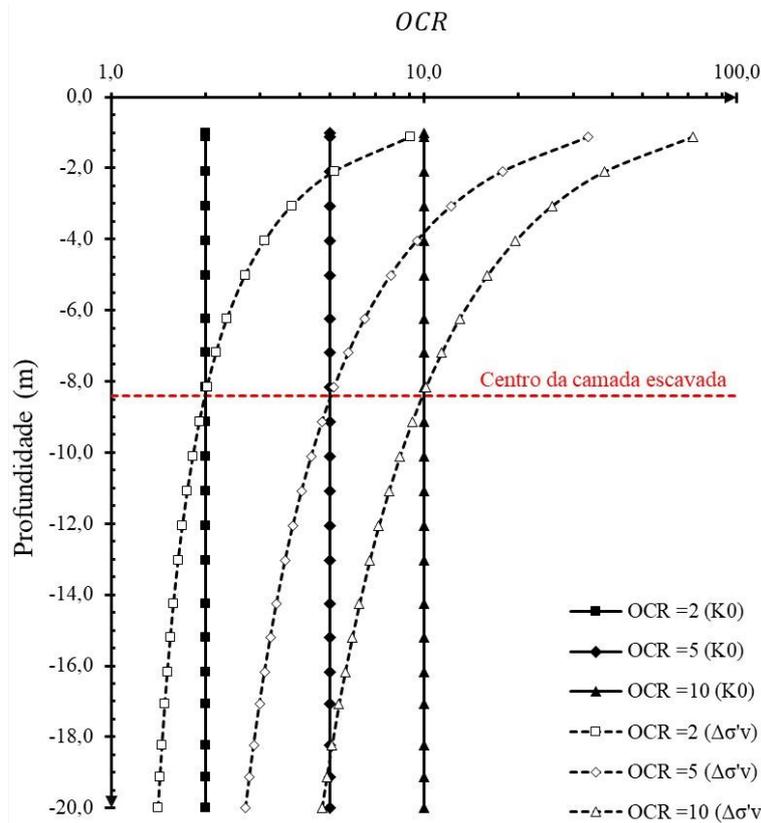


Figura 4.14 - Variação de OCR em profundidade obtida do modelo numérico, quando da aplicação das diferentes técnicas para consideração do sobreandensamento do solo.

Cabe salientar que o comportamento observado nas medições de Seattle, sintetizadas por Hoopes & Hughes (2014) na Figura 3.9, foi reproduzido pela técnica de carga e descarga, isto é, OCR e consequentemente o K_0 variam em profundidade sendo, portanto, válida para representar a condição *in situ* de solos sobreandensados. É possível observar que acima da metade da profundidade da escavação (8,4 m), cota de referência das análises por meio de carga e descarga, os valores de OCR e K_0 são superiores aos seus pares, que se mantem constantes. Abaixo dessa cota, passam a ser menores, tendendo para uma condição normalmente adensada (NA). Esse estado de tensões induzido pelo sobreandensamento do solo resultará em diferentes respostas nas tensões e deformações do solo grampeado, conforme pode ser observado nas Figura 4.15 a Figura 4.18, que apresentam análises comparativas dos efeitos no comportamento considerando as duas técnicas de modelagem numérica: OCR ($\Delta\sigma'_v$) e OCR (K_0).

O recurso de carga/descarga promoveu um aumento da rigidez do maciço. Pois, nessa condição, quando do alívio de tensões promovido pela escavação, tem-se mobilizado o módulo tangente de descarregamento e recarregamento (E_{ur}), cujo neste estudo o valor corresponde ao dobro do módulo tangente inicial (E_i). Dessa forma, na modelagem tipo OCR (K_0), quando somente é informado o valor K_0 para um determinado OCR, mesmo sendo maior que dois ($OCR > 2$),

considera-se o módulo tangente inicial. Esse valor é inferior ao mobilizado pelo recurso de carga/descarga para simulação da história de tensões do solo e apresenta, portanto, maiores deformações.

Como resultado, observa-se na Figura 4.15 ocorre um aumento significativamente das movimentações laterais com o OCR para as duas técnicas aplicadas, além disso nota-se que as deformações horizontais em profundidade obtidas pela técnica de modelagem OCR ($\Delta\sigma'_v$) são inferiores as da técnica OCR (K_0). A exceção é para OCR= 10 nos primeiros metros abaixo da superfície do terreno, cujos valores de OCR e K_0 são bastante altos. Entretanto, mesmo com esses elevados valores, devido à maior rigidez do solo sobreadensado (E_{ur}) as deformações, comparativamente não são muito superiores da consideração de simular o sobreadensamento simplesmente pela entrada de K_0 na modelagem numérica. Tem-se destacado na Figura 4.16 a inversão dos deslocamentos em profundidade, sendo menores aqueles obtidos pela técnica de carga e descarga, OCR ($\Delta\sigma'_v$), enquanto que os da técnica OCR (K_0) praticamente não variam.

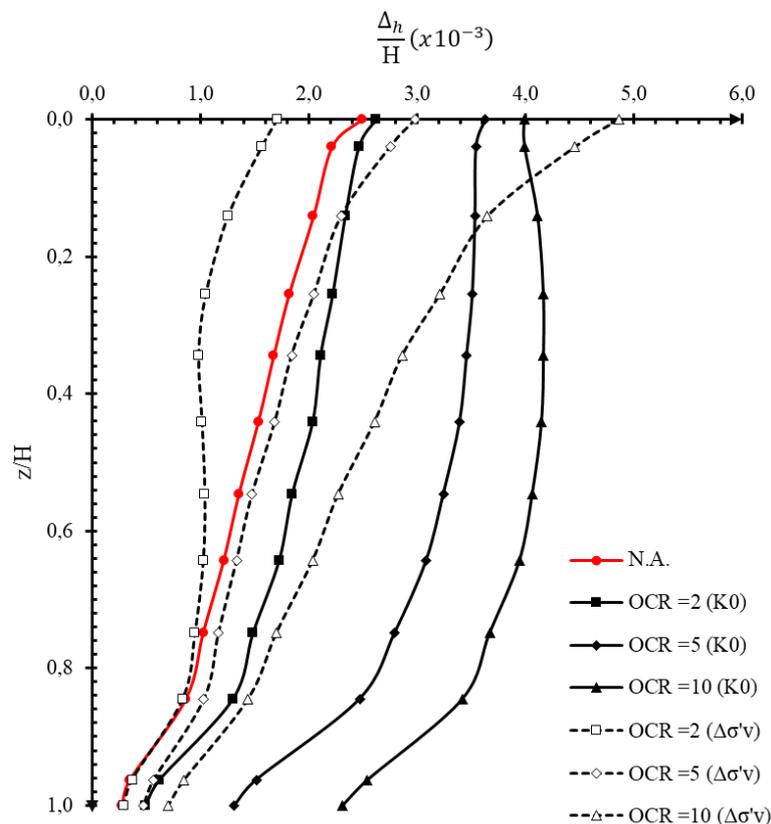


Figura 4.15 - Deslocamento horizontal em função da profundidade normalizados, considerando os dois métodos de modelagem de sobreadensamento do solo.

Essa simplificação de informar o K_0 constante não reproduz de forma adequada o comportamento da escavação grampeada, cujas deformações se mantêm praticamente constantes ao longo da profundidade da escavação. Nesse caso, seria mais razoável, ao invés

de considerar K_0 constante com a profundidade, dividir em mais camadas variando o valor de K_0 com base nos resultados experimentais. Ao contrário, a consideração da história de tensões, produz um perfil de deformação mais consistente com o dos solos grampeados, sendo o valor máximo no topo e decrescente com a profundidade. O efeito do sobreandensamento também pode ser observado na proximidade do perfil de deformações de $OCR=5$ ($\Delta\sigma'_v$) e $OCR=2$ ($\Delta\sigma'_v$) da condição normalmente adensada (NA), sendo $OCR=2$, inferior a condição NA, tendo em vista o aumento de rigidez.

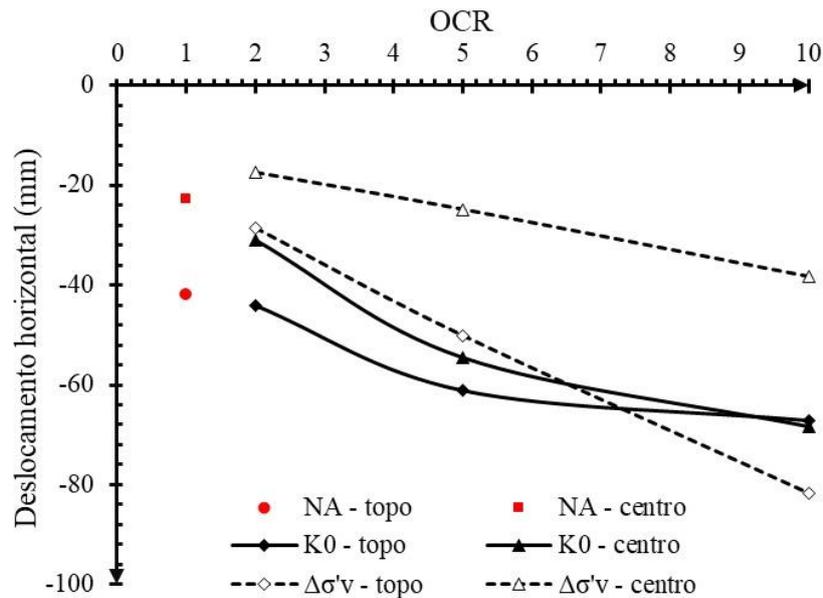


Figura 4.16 - Deslocamento horizontal em função do OCR e da profundidade.

As diferentes técnicas de modelagem também impactam nas tensões mobilizadas nos grampos, conforme pode ser mostrado na Figura 4.17 o aumento significativamente das cargas. Isto é, quanto maior o OCR, maior serão as tensões horizontais, quando do alívio de tensões pelo desconfinamento do solo promovido pela escavação. Assim, as tensões de tração nos grampos são aumentadas em função do maior sobreandensamento do solo. As trações nos grampos da condição normalmente adensada – NA são próximas ao $OCR=2$. Entretanto, acima disso as trações são mais elevadas em função do OCR. No caso da técnica OCR ($\Delta\sigma'_v$) os acréscimos das trações nos grampos têm certa proporcionalidade com aumento do OCR. Ao contrário, no caso da técnica OCR (K_0), a partir do $OCR=5$, o acréscimo de tração reduz significativamente, tendendo a se manter constante com o OCR. Cabe salientar que no caso $OCR=2$ ($\Delta\sigma'_v$), o somatório das trações máximas dos grampos é menor que para condição NA. Isso ocorre devido ao aumento de rigidez no solo ser capaz de compensar as maiores tensões horizontais.

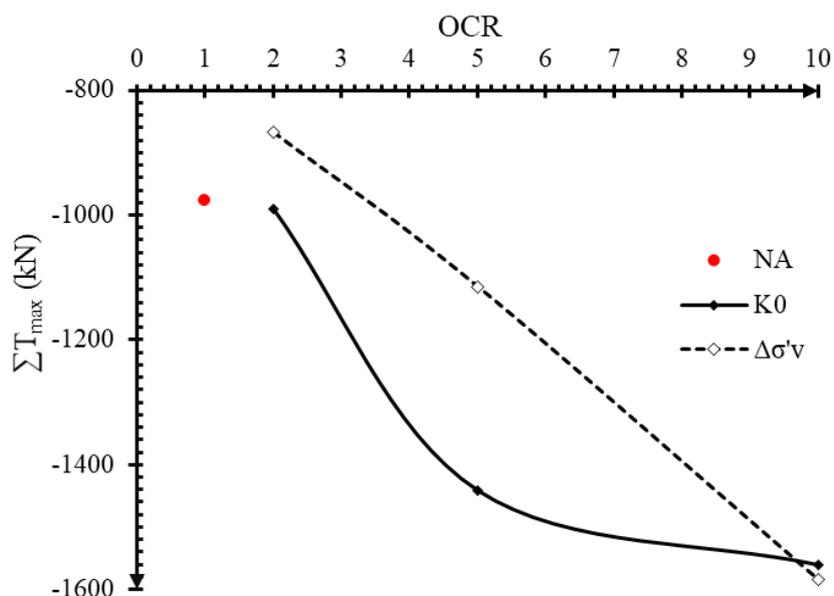


Figura 4.17 - Somatório das trações máximas nos grampos mobilizadas ao final da escavação em função do OCR.

Na Figura 4.18 apresentam-se os deslocamentos verticais mobilizados no topo e na profundidade média da escavação (8,4 m), no mesmo alinhamento vertical do inclinômetro definido na seção modelada (a 0,5 m de distância da face). Como esperado, no topo os recalques são maiores, mas comparando as duas técnicas notam-se diferenças no comportamento. Para a técnica OCR ($\Delta\sigma'_v$), verifica-se consistência sobre os deslocamentos esperados para o topo de uma escavação grampeada, pois conforme aumenta o deslocamento horizontal em função do OCR, aumenta o deslocamento vertical. Em profundidade, o comportamento é alterado, sendo que o decréscimo de deslocamento vertical aumenta com o OCR, sendo esse mais baixo para o maior valor de OCR. Sucintamente, para a técnica OCR ($\Delta\sigma'_v$) o comportamento dos deslocamentos verticais se assemelha ao dos deslocamentos horizontais: no topo quanto maior o OCR, maior são as tensões horizontais. Em consequência disso, o aumento dos deslocamentos com o OCR, porém em profundidade ocorre uma inversão desse comportamento devido a redução das tensões horizontais e aumento da rigidez do solo com a profundidade. Já acerca da técnica OCR (K_0), quanto maior o OCR, menor é o deslocamento vertical, seja no topo ou na profundidade média e os decréscimos de recalque são constantes independente do OCR.

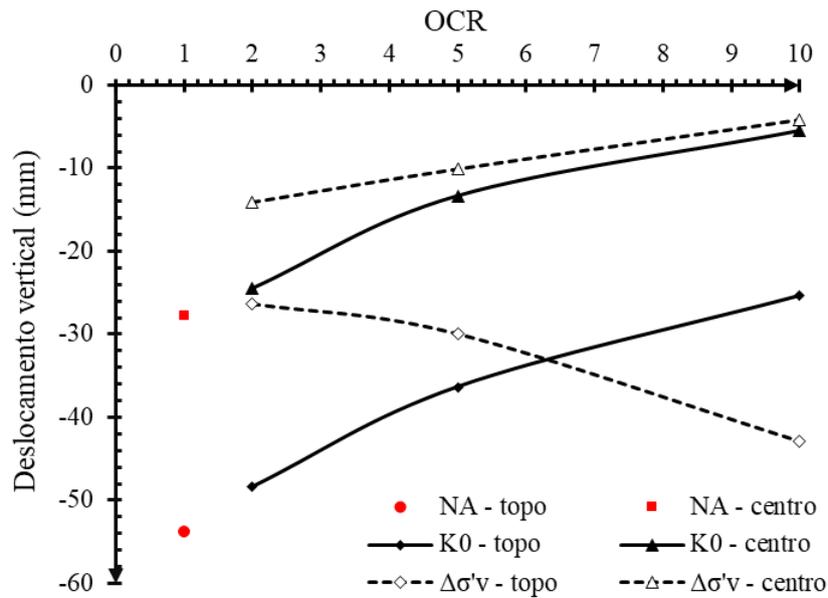


Figura 4.18 - Deslocamento vertical em função do OCR e da profundidade.

Por fim, os resultados apresentados mostram a eficiência da aplicação da técnica OCR ($\Delta\sigma'_v$), que foi a utilizada nas análises numéricas da validação do solo grampeado executado em Seattle, a qual foi capaz de considerar as características geológicas locais, caracterizada por ciclos repetitivos de deposições glaciais, formando solos sobreadensados glacialmente. Ressalta-se que as curvas obtidas por meio da técnica carga/descarga são mais representativas do comportamento observado em campo, devido a simulação da variação do OCR em profundidade.

4.2.2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE REFERÊNCIA

As estruturas de contenção, solo grampeado (SG) e cortina ancorada (CA-350kN), dimensionadas isoladamente, são objeto de estudo sobre o comportamento tensão – deformação e a condição de estabilidade, quando utilizadas em conjunto. Antes de associar as duas técnicas de contenção, objetivando verificar se os resultados da modelagem numérica correspondiam ao comportamento típico das estruturas de contenção, foram analisados os deslocamentos de cada uma e as tensões mobilizadas nos grampos. Nas Figura 4.19 a Figura 4.21 são apresentados os deslocamentos horizontais em profundidade, os deslocamentos verticais no terrapleno e as tensões de tração nos grampos, sendo os resultados relativos ao final da escavação. Ressalta-se que todas as análises deste tópico e dos subsequentes foram realizadas com parâmetros do solo normalmente adensado.

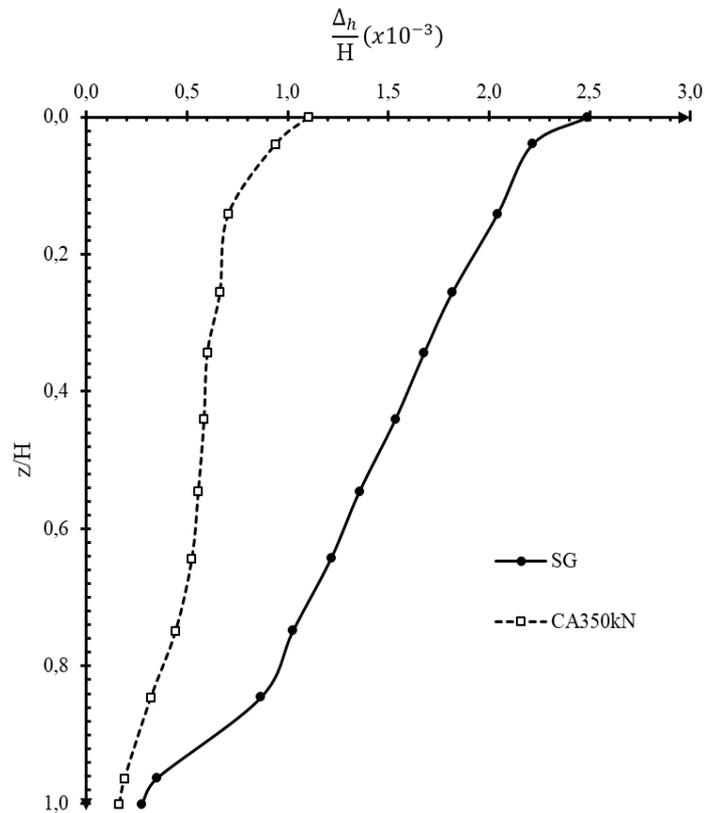


Figura 4.19 - Deslocamento horizontal em função da profundidade normalizados, considerando as execuções do solo grampeado e da cortina ancorada.

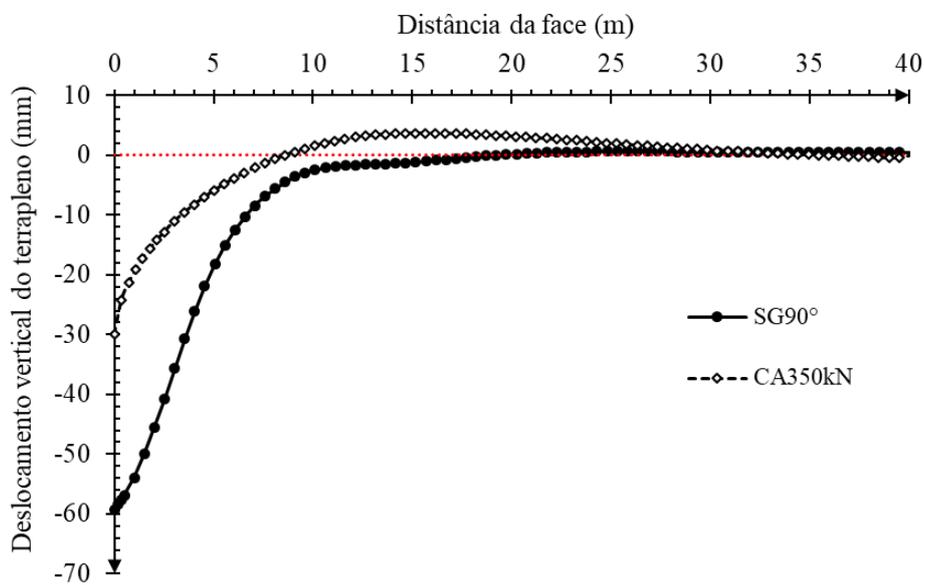


Figura 4.20 - Deslocamentos verticais mobilizados no terrapleno, pelo solo grampeado e cortina ancorada.

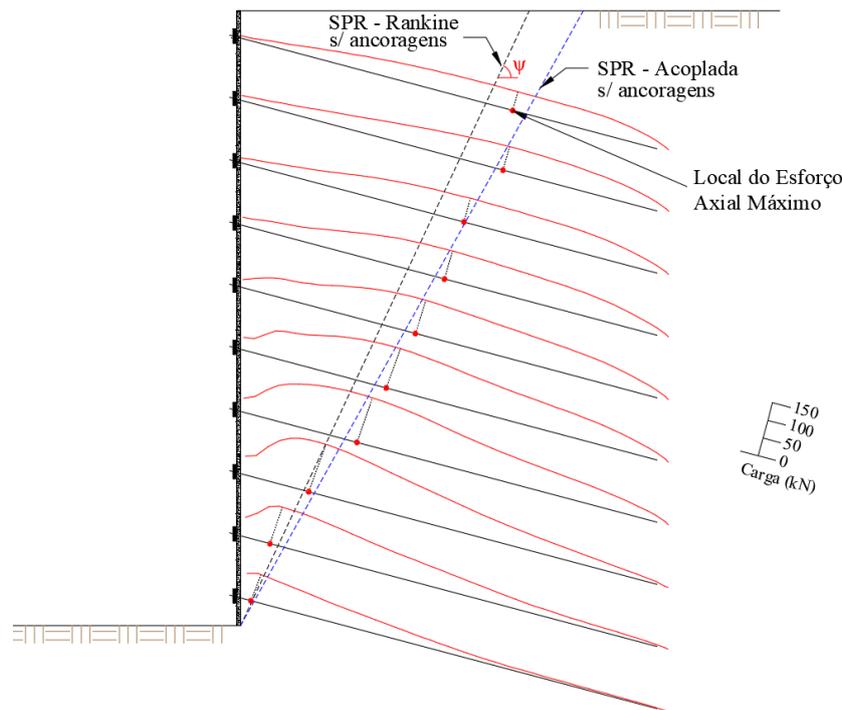


Figura 4.21 - Tensões de tração ao longo dos grampos ao final da escavação grampeada.

Observa-se que o padrão do perfil dos deslocamentos horizontais é típico de escavações verticais com terrapleno horizontal contidas por grampos ou ancoragens, cujos deslocamentos são máximos na crista e reduzem com a profundidade (Figura 4.19). Conforme esperado, os deslocamentos horizontais são maiores no solo grampeado. Em relação aos deslocamentos verticais, devido ao processo de descompressão e a condição passiva dos grampos, tem-se recalques de 60 mm no terrapleno, zerando próximo a 20 m de distância. Por outro lado, na cortina ancorada, em função da carga de protensão aplicada nas ancoragens, os recalques são reduzidos pela metade, passando haver soerguimento no terrapleno, da ordem de 4 mm, a partir de 8 m de afastamento da face da escavação, zerando a 30 m. Os resultados dos deslocamentos e a comparação entre eles apresentam consistência com o comportamento esperado para cada uma das técnicas de estabilização de escavação.

As tensões de tração do solo grampeado permitiram avaliar se a modelagem numérica consegue reproduzir o comportamento do solo grampeado. Visto a geometria da obra, faceamento vertical e terrapleno horizontal, pode-se plotar a superfície potencial de ruptura de Rankine e verificar se intercepta os pontos de máxima tração nos grampos. Ainda com base no método de Rankine, pode-se avaliar se o somatório das tensões máximas é próximo do valor do empuxo multiplicado pelo espaçamento horizontal dos grampos (S_h). Em vista disso, determinou-se o valor do empuxo ativo por meio da teoria de Rankine, obtendo aproximadamente 1040 kN, sendo o somatório das tensões máximas dos grampos corresponde aproximadamente a 975 kN.

Observa-se boa proximidade do somatório das tensões máximas tração dos grampos e do empuxo determinado pelo método de Rankine. Ademais, ressalta-se que os grampos próximos ao topo da estrutura são menos solicitados a tração que os inferiores, contribuindo menos para estabilização da estrutura, quando comparados aos grampos mais próximos à base da estrutura. Em termos de deslocamentos, pode-se esperar maiores trações nos grampos superiores. Por outro lado, tem-se a tensão horizontal crescente com a profundidade, que poderia solicitar mais os grampos inferiores. Outro ponto a ser observado está relacionado à posição da superfície potencial de ruptura em relação aos grampos. À medida que a profundidade da escavação aumenta, os grampos mais próximos do topo tendem a ficar mais dentro da zona ativa, tendo os esforços reduzidos pela diminuição do comprimento do grampo na zona passiva, que é a zona responsável pela solidarização do grampo com relação a massa que se desloca (zona ativa). Essas questões mostram o quanto é complexo a compreensão das tensões-deformações nas escavações contidas por solo grampeado.

Note que a inclinação da superfície potencial de ruptura pelo método de Rankine ($\psi = 45 + \phi'/2$) é superior àquela obtida pela superfície definida pelo alinhamento dos pontos de tensão de tração máxima nos grampos (análise integrada). Isso, pode ser importante para definição dos comprimentos dos grampos na zona passiva, no particular, daqueles mais próximo o terrapleno (grampos superiores). Esses resultados reforçam o potencial de aplicação do modelo numérico, a ser utilizado nas análises referentes ao solo grampeado.

4.2.3 INFLUÊNCIA DA INSTALAÇÃO E CARGA DAS ANCORAGENS

A Figura 4.22 indica que com a instalação e tensionamento das ancoragens após o término da execução do solo grampeado, o maciço sofre um deslocamento horizontal em sentido contrário à escavação. Verifica-se que ancoragens com cargas de trabalho de 350 kN são capazes de retroceder parte dos deslocamentos horizontais (redução média de aproximadamente 10%). Entretanto, sob uma carga de trabalho de 100 kN os deslocamentos foram praticamente mantidos (redução média de aproximadamente 2%). Zhang & Liu (2002), Chang (2009), Wang *et al.* (2016) e Silva *et al.* (2021) mediante análises numéricas constataram comportamento similar ao apresentado, o qual a inserção e protensão das ancoragens podem retroceder ou não partes dos deslocamentos. Já Ehrlich & Silva (2015) e Silva (2017) demonstraram por meio de dados de obras reais e modelagem numéricas que as ancoragens estabilizaram os deslocamentos, mas não foram capazes de retroceder os deslocamentos. O que corrobora ao observado neste estudo com a inserção de ancoragens com cargas menores (100 kN).

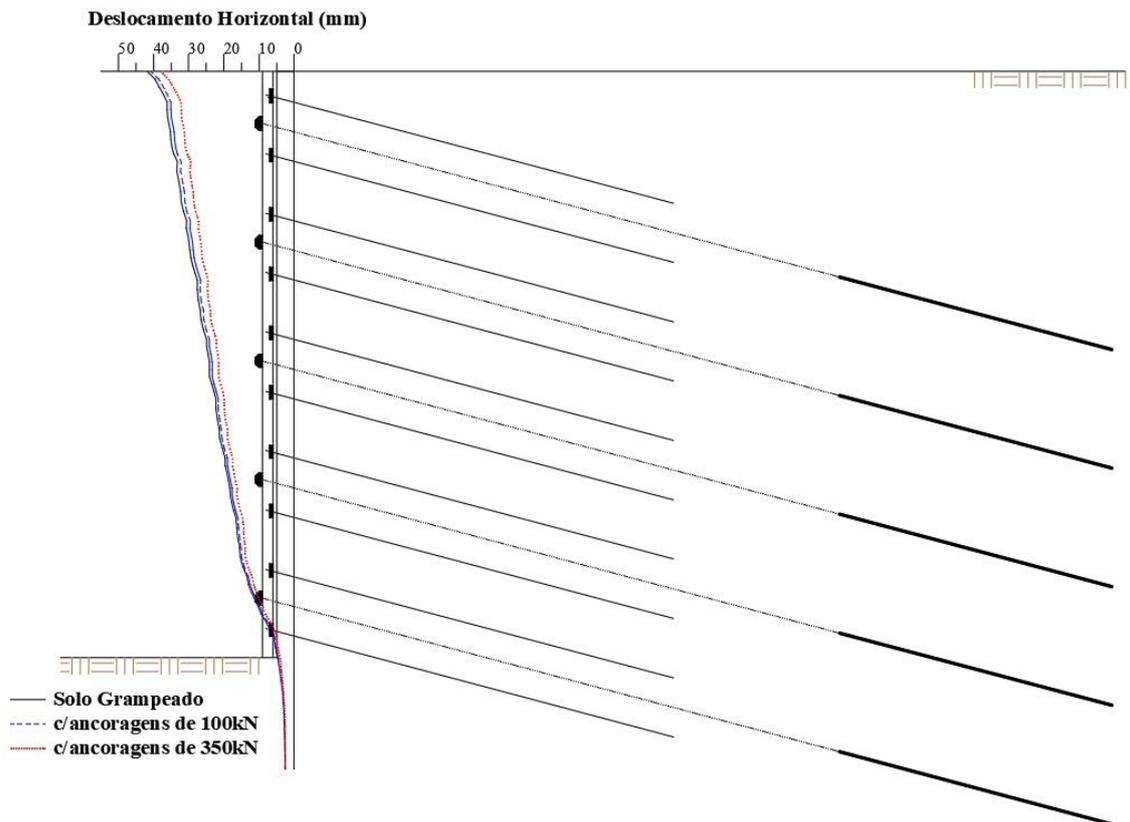


Figura 4.22 – Perfil dos deslocamentos horizontais em profundidade mobilizados nas fases finais da escavação grampeada e das aplicações de cargas nas ancoragens (100 kN e 350 kN).

Na Figura 4.23 observa-se as tensões mobilizadas nos grampos resultante escavação grampeada e da aplicação de carga nas ancoragens. Os deslocamentos promovidos pelas cargas das ancoragens afetaram as tensões mobilizadas nos grampos de forma diversa. A inclusão de ancoragens com cargas de trabalho elevadas (350 kN) promoveu reduções importantes nos esforços dos grampos (redução média de aproximadamente 44% nas trações máximas), sendo observado, inclusive, mudança de tração para compressão no trecho próximo à face. Por outro lado, a instalação de ancoragens com carga de trabalho de 100 kN, pouco impactou as tensões mobilizadas nos grampos (redução média de aproximadamente 13 % nas trações máximas), tendo em vista que os deslocamentos foram praticamente mantidos. Wang *et al.* (2021) por meio de dados de monitoração e Silva *et al.* (2021) mediante análises numéricas observaram, que os esforços nos grampos podem ser reduzidos em função do nível de carregamento aplicado nas ancoragens. Também por meio de monitoração Ehrlich & Silva (2015) e Silva (2017) verificaram a eficiência da instalação de ancoragens para estabilizar a mobilização de esforços em grampos de uma escavação. Nesse caso, tendo em vista o objetivo da intervenção proposta, as tensões não foram afetadas, sendo mantidas. O que condiz com o observado neste estudo com a inserção de ancoragens com cargas menores (100 kN).

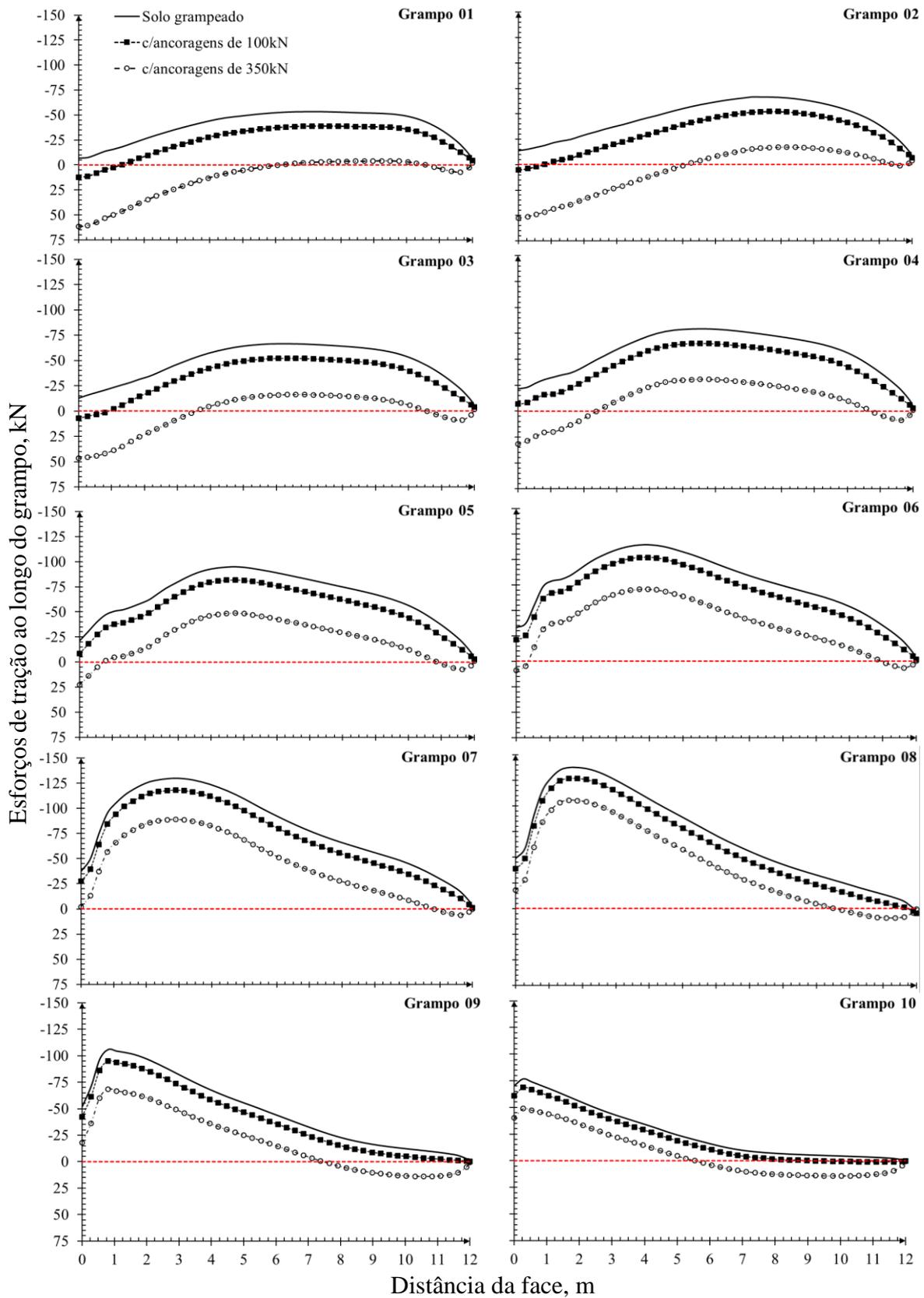


Figura 4.23 – Tensões mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e das aplicações de carga nas ancoragens (100 kN e 350 kN).

Já em relação aos deslocamentos verticais no terrapleno (Figura 4.24) esses não são influenciados pela inserção das ancoragens para as duas cargas analisadas (100 kN e 350 kN).

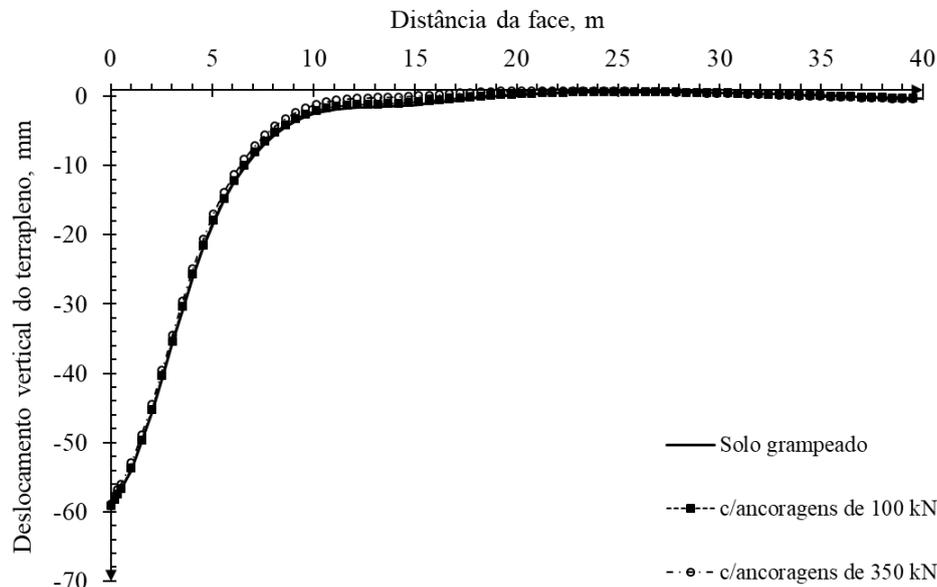


Figura 4.24 - Deslocamentos verticais mobilizados no terrapleno, pelo solo grampeado e pela associação com ancoragens (100 kN e 350 kN).

Em cortinas ancoradas pode-se garantir que as cargas de trabalho das ancoragens são atuantes na contenção. Entretanto, como os esforços nos grampos dependem das deformações mobilizadas no maciço, não se pode garantir que as trações definidas nas análises de fato ocorrerão. O conhecimento dos esforços nos grampos torna-se ainda muito mais imprevisível quando se tem uma estrutura mista, na qual encontram-se associadas ancoragens e grampos. Nessa condição, a inserção de ancoragens pode até anular os esforços nos grampos. Nesse caso, as análises por equilíbrio limite que considerem cargas nos grampos, levarão a fatores de segurança (FS) superiores ao real e contra a segurança. Ressalta-se que esse comportamento de retrocesso dos deslocamentos e a consequente modificação nos esforços dos grampos não está relacionado apenas com valor das cargas das ancoragens, pois há influência de outros fatores relativos ao processo executivo e características dos materiais e do maciço escavado.

Na Tabela 4.1 apresentam-se as cargas máximas para cada grampo correspondentes ao final da escavação determinadas pelo método clássico e determinadas na modelagem numérica (considerou-se o resultado numérico s/ ancoragens como referência para os cálculos das demais porcentagens). Verifica-se que a consideração de cargas iguais para os grampos é equivocada, mas que em termos de resultados de fatores de segurança (FS) não há uma diferença significativa, variando de 1,15 para 1,27 (Tabela 4.2). Tal fato ocorre, pois, no caso da estrutura considerada, a diferença no somatório das cargas nos grampos foi de apenas 2%. Apesar da

pequena diferença, o método clássico, neste estudo foi mais conservador para o caso da estrutura de contenção em solo grampeado.

Tabela 4.1 – Esforços máximos ao longo dos Grampos.

Grampos	Teoria Clássica (kN)	Modelagem Numérica (kN)		
		s/ancoragens	c/ancoragens de 100 kN	c/ancoragens de 350 kN
1	11,98	58,33	43,88	9,12
2	39,12	71,62	57,26	21,25
3	66,27	71,69	57,22	22,49
4	93,42	84,35	70,42	35,62
5	120,57	100,16	86,91	53,72
6	147,71	119,31	106,93	75,84
7	174,86	134,83	123,18	93,88
8	101,00	142,71	132,10	110,55
9	114,58	110,75	101,54	73,46
10	128,15	81,90	73,91	53,86
Total	997,66	975,65	851,95	549,80
Percentual	102%	100%	87%	56%

Comparando os valores de tensão em cada grampo ao término da escavação grampeada (Tabela 4.1 – s/ancoragens) com as trações mobilizadas nos grampos após a instalação de ancoragens, com diferentes cargas de trabalho (Tabela 4.1 – c/ancoragens), verificam-se impactos significativos das ancoragens no solo grampeado. Para as cargas de trabalho igual a 100 kN as trações nos grampos foram praticamente mantidas, podendo serem integralmente consideradas nas análises de estabilidade, sem que haja incorreções importantes no valor de FS, que variou de 1,51 para 1,46 (Tabela 4.2). Entretanto, se as cargas nas ancoragens forem elevadas (350 kN), haverá deslocamentos mais significativos no faceamento na direção contrária à deformação do solo grampeado, reduzindo muito as cargas nos grampos. Considerando as análises de estabilidade da estrutura mista (grampos c/ ancoragens de 350 kN), tem-se uma redução expressiva no FS, diminuindo de 2,01 para 1,72 (Tabela 4.2).

Tabela 4.2 - Fatores de Segurança em relação das aplicações de carga nas ancoragens.

Análise	Clássica	Integrada com a modelagem
Solo grampeado	1,15	1,27
Cortina ancorada de 350 kN	1,53	1,65
Grampos c/ ancoragens de 100 kN	1,51	1,46
Grampos c/ ancoragens de 350 kN	2,01	1,72

Os FS mostrados na Tabela 4.2, determinados pelo método de Morgenstern-Price, revelam que a elaboração de uma análise por equilíbrio limite (clássica), na qual são informadas as cargas nos grampos e ancoragens, apresentam FS maiores que a situação mais próxima da realidade,

que seria aquela obtida pela análise de estabilidade integrada com as tensões determinadas pela modelagem numérica, sendo a diferença mais impactante, com o aumento da carga nas ancoragens, que reduz a contribuição dos grampos, em função do estado de tensões gerado. Nesse último caso, a análise de uma estrutura mista pelos métodos clássicos é contra a segurança. Os FS do solo grampeado e cortina ancorada isoladamente determinados pelas análises clássica e integrada com a modelagem diferem-se pouco (7% a 9%), sendo mais conservadora a análise clássica, ao contrário do verificado na estrutura mista.

Entretanto, ressalta-se que a questão pode ser ainda mais complexa, visto que apesar de as cargas nos grampos terem sido reduzidas, ainda pode-se contar com a resistência ao cisalhamento dos mesmos, que promoveria uma zona com maior resistência ao cisalhamento, cujas superfícies potenciais de ruptura mais críticas tenderiam a se afastar, provavelmente aumentando o FS. Tais considerações somente são possíveis de serem avaliadas por meio de modelagem numérica, algo pouco comum nas rotinas dos projetistas, por várias razões, entre elas incertezas dos dados de entrada (por exemplo, condição *in situ*, modelos constitutivos, parâmetros de resistência e deformabilidade, etc.) e o tempo demandado.

A Figura 4.25 apresenta a estimativa do estado de tensões no solo, a partir da definição dos esforços máximos que ocorrem nos grampos, considerando a razão K definida pela Eq. 2.3. A desconsideração das cargas das ancoragens na análise do estado de tensões, conduz a uma interpretação em que a inserção das ancoragens reduz a contribuição dos grampos. Por exemplo, o estado de tensão do solo grampeado é inferior à condição ativa quando associado com ancoragens de 350 kN. Entretanto, quando se considera a análise de estabilidade integrada com a modelagem numérica, o FS do solo grampeado aumenta de 1,27 para 1,72 (Tabela 4.2), quando são instaladas as ancoragens de 350 kN. Isso corrobora com observado ao considerar apenas a execução da cortina ancorada de 350 kN, sem grampos, o FS seria de 1,65 - muito pouco inferior ao da estrutura de contenção mista (FS=1,72).

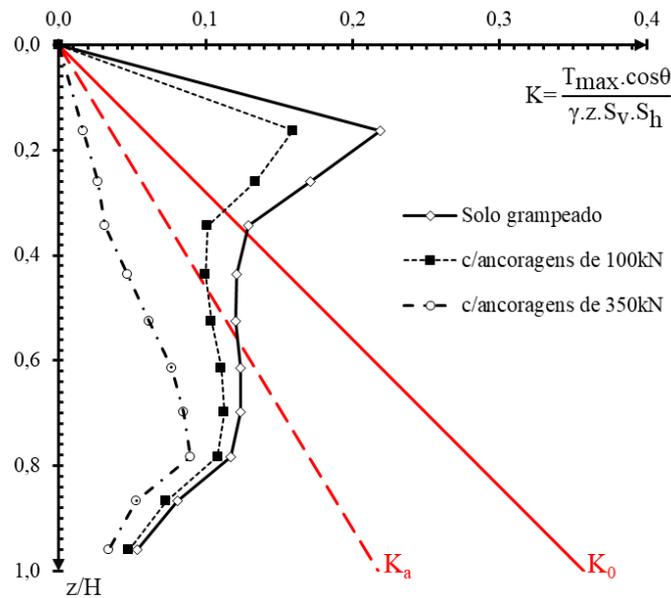


Figura 4.25 – Estado de tensões obtido pelas trações nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e das aplicações de carga nas ancoragens (100 kN e 350 kN).

A tensão máxima mobilizada ao longo do grampo teoricamente ocorre na interseção do grampo com a superfície potencial de ruptura. A superfície potencial de ruptura separa as zonas ativa e passiva, local no qual tem-se nula as tensões cisalhantes na interface solo grampo (Ehrlich, 2003). Na Figura 4.26 apresenta-se as superfícies potencial de ruptura definida pelo método de Rankine ($\psi = 45 + \phi/2$) e pela análise de estabilidade integrada com as tensões determinadas pela modelagem numérica do solo grampeado, desprezando a instalação e aplicação de cargas nas ancoragens. Mesmo com tal desconsideração, os pontos de tensão máxima resultantes das ancoragens com carga de 100 kN, são próximos, tendo em vista que esse nível de carregamento não influenciou de forma importante nos deslocamentos mobilizados pela escavação grampeada. Em condições de trabalho, a localização do esforço máximo, geralmente, não coincide com a superfície potencial de ruptura estabelecida em análises de estabilidade. Entretanto, apesar dos pontos de tensão máxima dos grampos superiores se afastarem da superfície potencial de ruptura de Rankine, todos os demais, independente das cargas nas ancoragens se aproximam bastante da superfície definida pelo método de Rankine.

A Figura 4.26 também indica os valores das trações máximas nos grampos mobilizadas na fase final da escavação grampeada e da aplicação das cargas nas ancoragens (100 kN e 350 kN). O perfil de deslocamentos horizontais, que são máximos no topo decrescendo com a profundidade, não sofrem um translado de igual valor desde o topo até o pé da escavação, sendo o retrocesso dos deslocamentos decrescente com a profundidade (Figura 4.22). Assim, verifica-se que os esforços máximos dos grampos no terço superior da estrutura são mais influenciados

pelo maior carregamento nas ancoragens, que são quase anulados. Esse maior retrocesso no terço superior da estrutura, pode estar relacionado com o maior confinamento em profundidade devido ao peso do maciço, o qual contrapõe o acréscimo de tensões promovido pelo tensionamento das ancoragens. Quando as cargas das ancoragens são menores a redução dos esforços nos grampos é pouco expressiva.

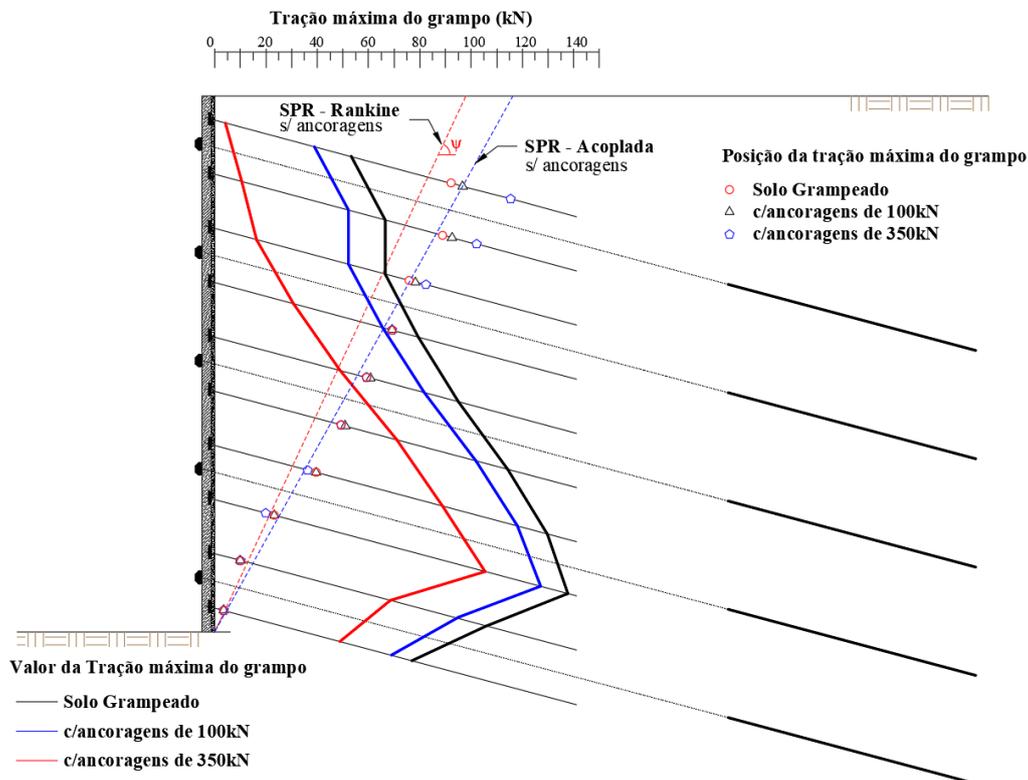


Figura 4.26 – Tensões máximas (T_{max}) mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e das aplicações de carga nas ancoragens (100 kN e 350 kN), com indicação da superfície potencial de ruptura e posição dos pontos de T_{max} nos grampos.

Portanto, ao utilizar ancoragens como reforço de solo grampeado deve verificar se a distribuição das tensões promovida pelas cargas das ancoragens interferiria nas tensões dos grampos. Para tanto, recomenda-se a elaboração de modelagem numérica. Entretanto, a previsão desse comportamento por meio de modelagem numérica, nem sempre é prática recorrente em projetos de contenção, particularmente quando a mesma está em execução e precisa do reforço emergencial. Nesse caso, a monitoração dos deslocamentos da face é essencial tendo que esses estão diretamente relacionados com as tensões dos grampos, isto é, a depender dos deslocamentos medidos, têm-se uma percepção se houve ou não interferência nas tensões dos grampos.

4.2.4 INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO BULBO DE ANCORAGEM

Neste tópico avaliou-se a influência do comprimento do trecho livre das ancoragens (posicionamento dos bulbos) em relação à zona reforçada pelos grampos. Para isso consideraram-se três situações: (i) o comprimento livre das ancoragens dentro da zona reforçada com grampos, ou seja, o trecho livre das ancoragens menor que o comprimento dos grampos; (ii) o comprimento livre das ancoragens do mesmo tamanho que o comprimento dos grampos e (iii) o comprimento livre das ancoragens atrás da zona reforçada, ou seja, o trecho livre das ancoragens maior que o comprimento dos grampos. Para as três situações o comprimento do bulbo de ancoragem foi mantido fixo no valor de 8 m. Assim, os comprimentos livres das ancoragens são: 7 m, 12 m (mesmo comprimento dos grampos) e 17 m. A Figura 4.27 indica os perfis de deslocamentos horizontais ao final da execução do solo grampeado e após a inserção das ancoragens (350 kN), com diferentes comprimentos livres.

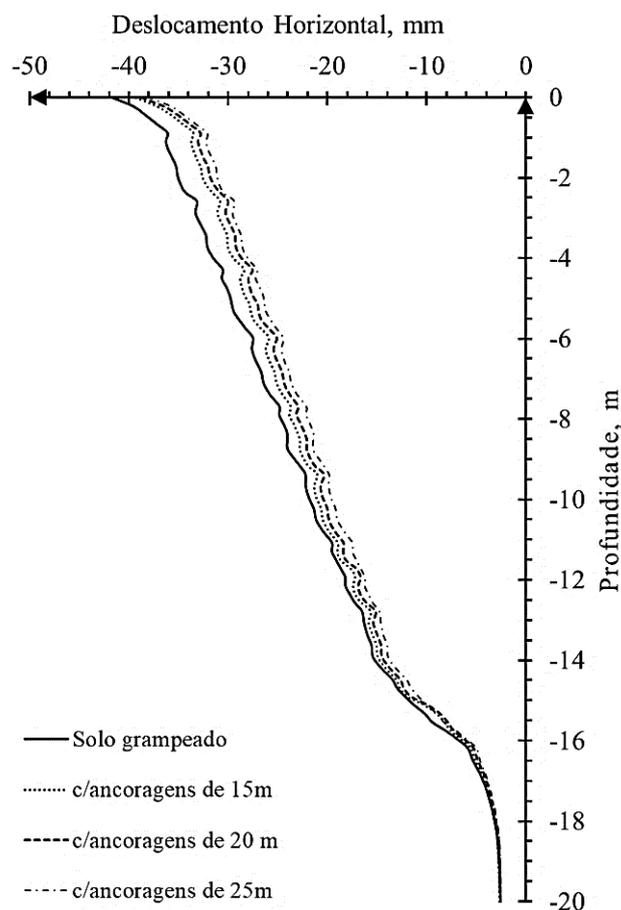


Figura 4.27 - Perfil dos deslocamentos horizontais em profundidade mobilizados nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens (15 m; 20 m e 25 m).

É possível verificar que com a instalação e tensionamento das ancoragens o maciço sofre um deslocamento horizontal em sentido contrário à escavação, independente do comprimento das

ancoragens. Ainda que baixa, verifica-se variação dos deslocamentos horizontais em função da posição do bulbo de ancoragem. Entretanto, observa-se que para ancoragens com bulbo posicionado atrás da zona reforçada pelos grampos, o retrocesso dos deslocamentos foi maior. Esse comportamento foi observado por Chang (2009) por meio de análises numéricas, onde foi demonstrado que quanto maior o comprimento livre das ancoragens maior é o retrocesso dos deslocamentos horizontais. Contudo, esse retrocesso tende a se tornar constante acima de determinado comprimento livre das ancoragens.

Como pode ser observado na Figura 4.28, os deslocamentos verticais do terrapleno não são influenciados pela relação entre os comprimentos dos grampos e os livres das ancoragens. Os perfis de deslocamentos verticais são mantidos praticamente constantes por toda extensão do terrapleno. No trecho de 10 m a 20 m de distância da face verifica-se a maior variação dos deslocamentos verticais. Assim como nos deslocamentos horizontais, a maior variação ocorre para as ancoragens com bulbo de ancoragem posicionado atrás da zona reforçada pelos grampos.

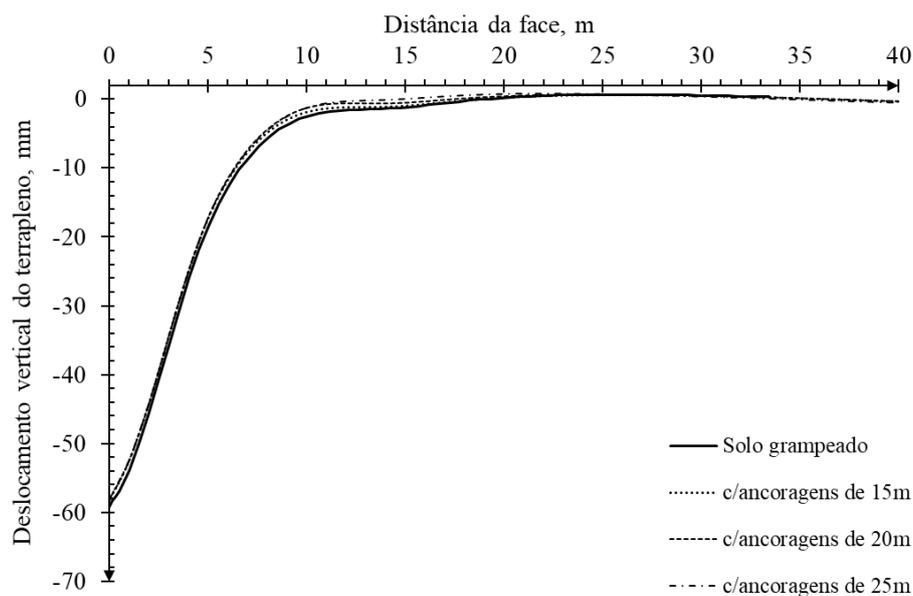


Figura 4.28 - Deslocamentos verticais mobilizados no terrapleno, pelo solo grampeado e pela associação com ancoragens (15 m; 20 m e 25 m).

Na Figura 4.29 apresentam-se as tensões mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e com a inserção das ancoragens (15 m; 20 m e 25 m).

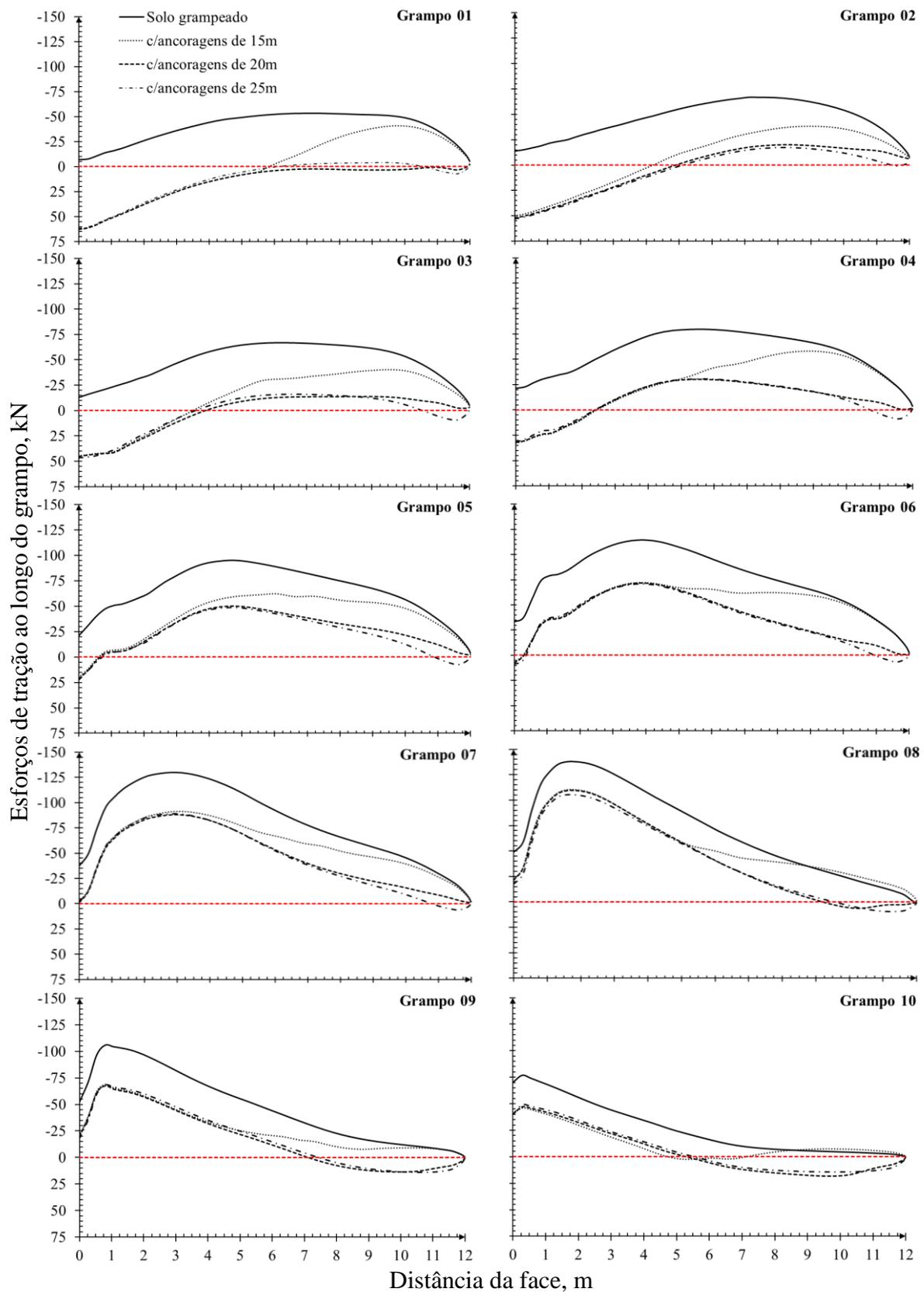


Figura 4.29 – Tensões mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e com a inserção das ancoragens (15 m; 20 m e 25 m).

Percebe-se que ao inserir as ancoragens de 20 m e 25 m de comprimento, as trações dos grampos são análogas ao longo de todo comprimento do grampo. Ou seja, para ancoragens com trechos livres coincidentes ou superiores ao comprimento dos grampos, as variações das trações nos grampos são praticamente constantes, divergindo apenas próximo a extremidade interna dos grampos. Essa mudança do comportamento constante na extremidade é devida ao recurso utilizado na modelagem numérica para representar o comportamento típico em grampos, cuja tração na extremidade interna é nula. No caso de o bulbo de ancoragem começar dentro da zona reforçada pelos grampos (ancoragens de 15 m), verifica-se que ao longo do comprimento livre das ancoragens a variação das trações dos grampos é constante, sendo similar aos casos anteriores. Entretanto, quando se aproxima do bulbo de ancoragem, a variação das trações é reduzida. Assim, os resultados indicam como demonstrado na Figura 4.30 que a massa reforçada se movimenta como um bloco na região situada entre o faceamento e início do bulbo de ancoragem (ou final do trecho livre), tendo retrocesso dos deslocamentos horizontais similares dentro dessa região, e somente a partir desse ponto ocorre reduções dos decréscimos de deslocamentos horizontais e conseqüentemente trações dos grampos.

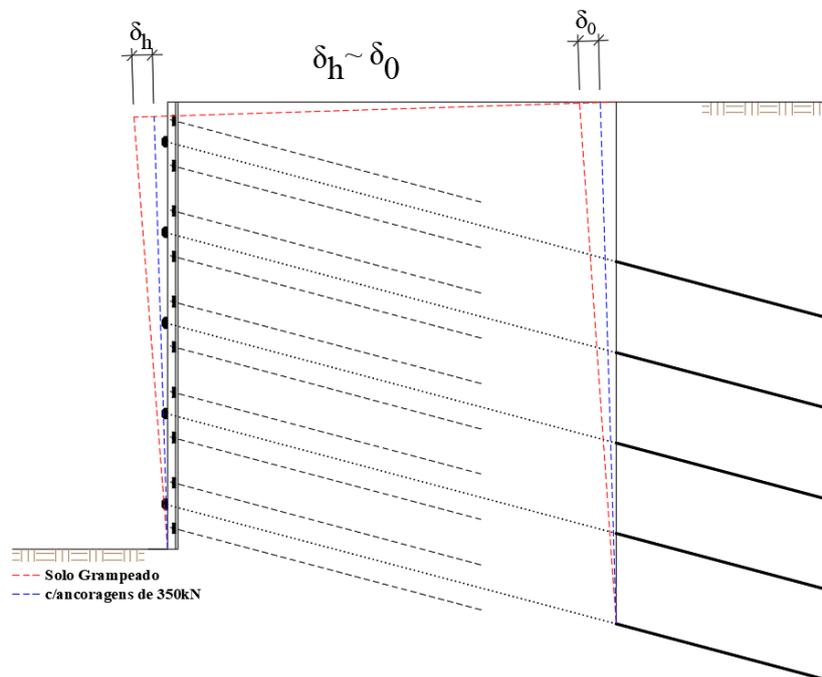


Figura 4.30 – Massa reforçada movimenta como um bloco entre a face e início do bulbo de ancoragem com a instalação e tensionamento das ancoragens.

As trações máximas mobilizadas nos grampos ao final da execução do solo grampeado e da inserção das ancoragens, com diferentes comprimentos são apresentadas na Figura 4.31 em conjunto com a posição das trações máximas. Os valores das trações máximas nos grampos são

praticamente os mesmos para as estruturas de contenção mistas com bulbos das ancoragens situados fora da zona reforçada pelos grampos. Em relação aos pontos de trações máximas dos grampos e à magnitude desses esforços, percebe-se que são coincidentes até metade da altura da estrutura de contenção mista, para as três configurações de posição dos bulbos das ancoragens. Entretanto, entre o topo e meia altura da estrutura, as posições dos pontos de tração máxima se diferenciam. Quando o comprimento livre das ancoragens é igual ou superior ao comprimento dos grampos, os pontos de tração máxima dos grampos se aproximam mais das superfícies potencial de ruptura (SPR), do que quando o comprimento livre das ancoragens é inferior ao comprimento dos grampos, no qual se desloca para interior do maciço. Por outro lado, os valores das tensões nos grampos sofrem menor redução nessa porção superior, quando o comprimento livre das ancoragens é inferior ao comprimento dos grampos.

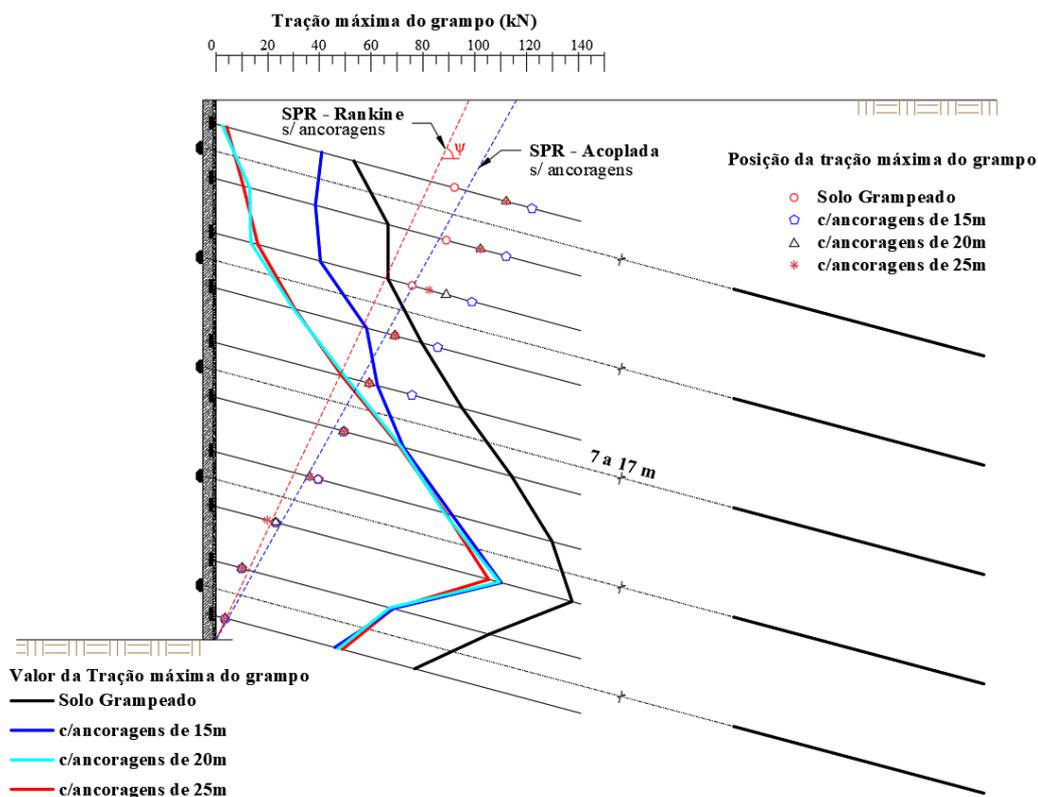


Figura 4.31 – Tensões de tração máximas (T_{max}) mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens (15 m; 20 m e 25 m), com indicação da superfície potencial de ruptura e posição dos pontos de T_{max} nos grampos.

O estado de tensões no solo, a partir dos esforços de tração máximos nos grampos, considerando as diferentes posições do bulbo de ancoragem em relação à zona reforçada pelos grampos (Figura 4.32), mostra que o comprimento livre, sendo igual ou maior que o comprimento dos grampos, tem melhor eficiência do aproveitamento da carga nas ancoragens. Quando o comprimento livre das ancoragens é inferior ao comprimento dos grampos, as zonas ativa e

passiva da massa reforçada pelos grampos são afetadas pela presença dos bulbos de ancoragem, reduzindo a contribuição das ancoragens e o estado de tensão se aproxima do mobilizado somente pelo solo grampeado. Isso vai influenciar no Fator de Segurança, conforme mostra a Tabela 4.3.

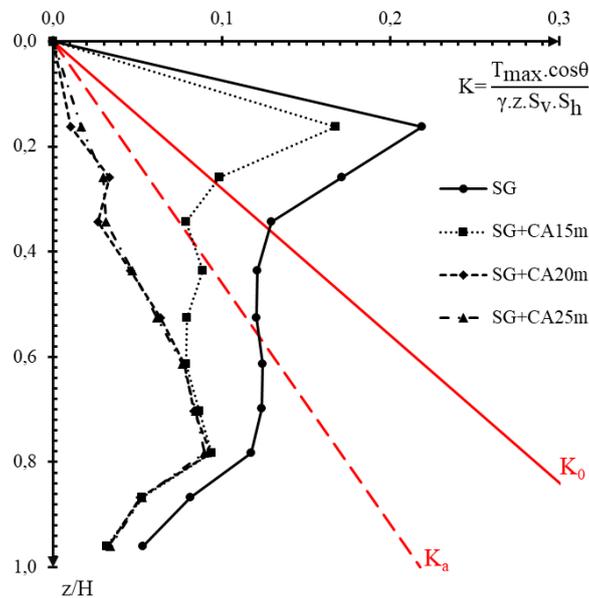


Figura 4.32 – Estado de tensões obtido pelas trações nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e com a inserção das ancoragens (15 m; 20 m e 25 m).

Na Tabela 4.3 são apresentados os Fatores de Segurança (FS) obtidos pelas análises de estabilidade clássica (inserido os valores das trações dos grampos e cargas das ancoragens) e integrada com a modelagem (os valores de tensões são importados do resultado final da modelagem numérica).

Tabela 4.3 - Fatores de Segurança em relação da posição dos bulbos de ancoragem.

Análise	Clássica	Integrada com a modelagem
Solo grampeado	1,15	1,27
Cortina ancorada de 25 m	1,53	1,65
Grampos c/ ancoragens de 15 m	2,00	1,54
Grampos c/ ancoragens de 20 m	2,01	1,70
Grampos c/ ancoragens de 25 m	2,01	1,72

Ao realizar análises pelo método clássico, não haveria diferença entre os FS em função do comprimento do trecho livre da ancoragem. Entretanto, os FS da análise integrada são inferiores aos obtidos pelo método clássico, ou seja, as análises clássicas são contra a segurança. Mesmo na análise integrada, desde que o bulbo de ancoragem esteja atrás da zona reforçada pelos grampos (> 15 m) não haverá diferença significativa nos FS. Assim, os resultados mostram que o maior impacto no comportamento da estrutura de contenção mista é oriundo do comprimento

livre das ancoragens. Se o comprimento livre for menor que o comprimento dos grampos, tem-se reduzidas as contribuições dos grampos e das ancoragens. Só a cortina ancorada isoladamente com ancoragens de 25 m promoveria um FS de 1,65. Por outro lado, associando grampos e ancoragens com 15 m o FS seria inferior, sendo igual a 1,54.

Os resultados das análises relativas à posição do bulbo de ancoragem mostram que a melhor eficiência verificada para a estrutura de contenção mista é obtida quando o bulbo se encontra posicionado fora da zona reforçada pelos grampos, preferencialmente com o comprimento livre da ancoragem superior ao comprimento dos grampos. Tendo que ao instalar ancoragens com bulbo ancorado dentro da zona reforçada pelos grampos a eficiência das ancoragens é reduzida significativamente, logo, não deve se utilizar essa configuração em estruturas compostas por grampos e ancoragens intercalados.

4.2.5 INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DAS ANCORAGENS

Neste tópico avaliou-se a influência da inclinação das ancoragens. Para isso, consideram-se três configurações: ancoragens com ângulos de 15°; 30° e 45° com a horizontal. Os comprimentos dos trechos livres e bulbos de ancoragem foram constantes e iguais a 17 m e 8 m, respectivamente. Além disso, a carga aplicada em todas ancoragens foi a mesma, sendo de 350 kN. A Figura 4.33 indica os perfis de deslocamentos horizontais ao final da execução do solo grampeado e após a instalação das ancoragens, com diferentes inclinações.

Nota-se que com a instalação e tensionamento das ancoragens o maciço sofre um deslocamento horizontal em sentido contrário à escavação, independente da inclinação das ancoragens. Ainda que baixa, verifica-se variação dos deslocamentos horizontais em função da inclinação das ancoragens. Entretanto, observa-se que para ancoragens com menor inclinação, o retrocesso dos deslocamentos foi maior. Ou seja, quanto mais próximo da horizontal maior é o efeito das ancoragens nos deslocamentos. Percebe-se que ao instalar ancoragens com 45° abaixo da cota de -10 m de profundidade não ocorre retrocesso dos deslocamentos horizontais, abaixo dessa cota se verifica também que para duas inclinações menores os retrocessos dos deslocamentos são próximos. Esse comportamento é coerente já que em relação a inclinação das ancoragens, o cenário ideal seria a instalação na horizontal, visto que, a componente efetiva de protensão nesse sistema é a horizontal. Contudo, devido inconvenientes relacionados a perfuração e injeção a inclinação com a horizontal é restringida. Logo, espera-se que ancoragens mais horizontalizadas tendem a maior influencia na associação com grampos. Pois, as ancoragens de

30° e 45° promovem cargas horizontais 13% e 30% menores em comparação com as ancoragens de 15°, respectivamente.

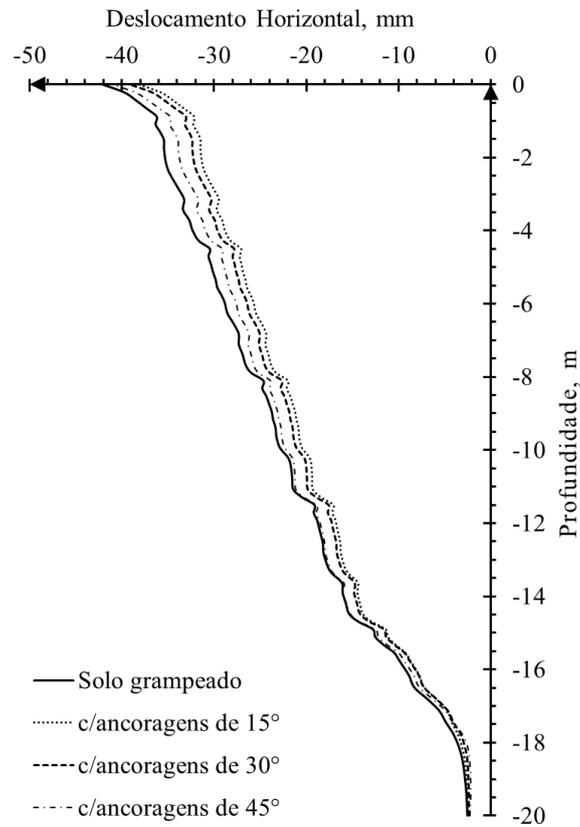


Figura 4.33 - Perfil dos deslocamentos horizontais em profundidade mobilizados nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens (15°; 30° e 45°).

No caso dos deslocamentos verticais do terrapleno, observa-se na Figura 4.34 que esses não são influenciados pela inserção de ancoragens com inclinação de 15°, no entanto para demais inclinações nota-se que há um pequeno aumento nos deslocamentos no trecho do faceamento até 20 m de distância. Isso ocorre devido ao aumento da componente vertical das cargas das ancoragens mais inclinadas, as quais promovem um aumento das tensões verticais e consequentemente maiores recalques.

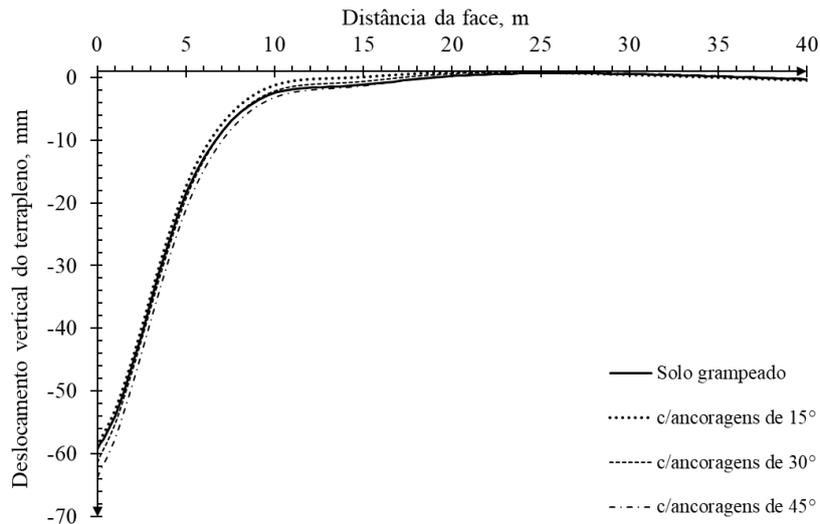


Figura 4.34 - Deslocamentos verticais mobilizados no terrapleno, pelo solo grampeado e pela associação com ancoragens (15°; 30° e 45°).

A Figura 4.35 apresenta os acréscimos de tensões horizontais promovidos pelas ancoragens com diferentes inclinações em uma vertical a 1 m da face de escavação. Nota-se que próximo a base da contenção o acréscimo de tensões para as ancoragens com maior inclinação (45°) é superior aos das inclinações menores (15° e 30°). Ou seja, ocorre uma maior concentração de tensões na porção inferior da contenção com o aumento das inclinações das ancoragens, reduzindo com mais intensidade as tensões nos grampos inferiores.

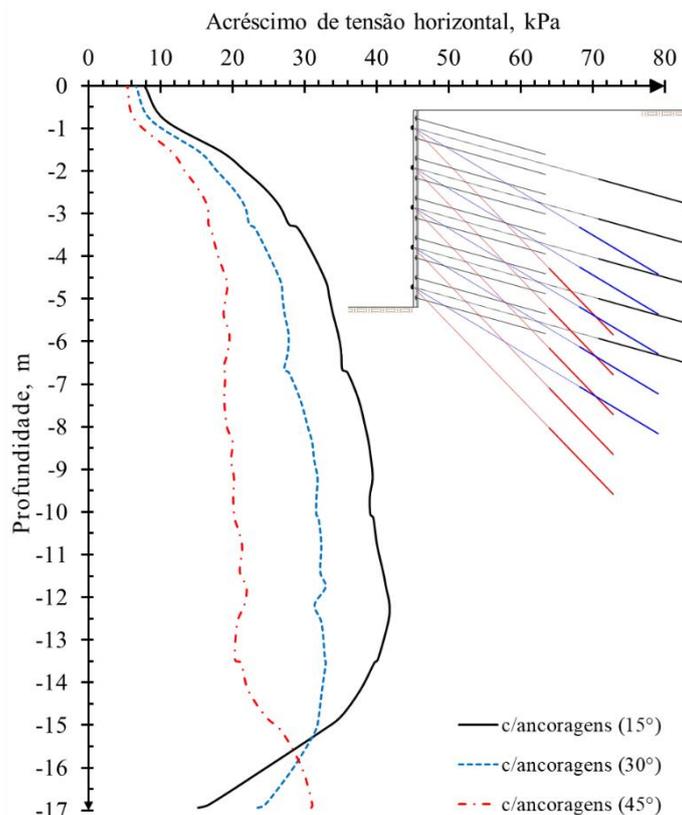


Figura 4.35 – Acréscimo de tensões horizontais com inserção das ancoragens (15°; 30° e 45°).

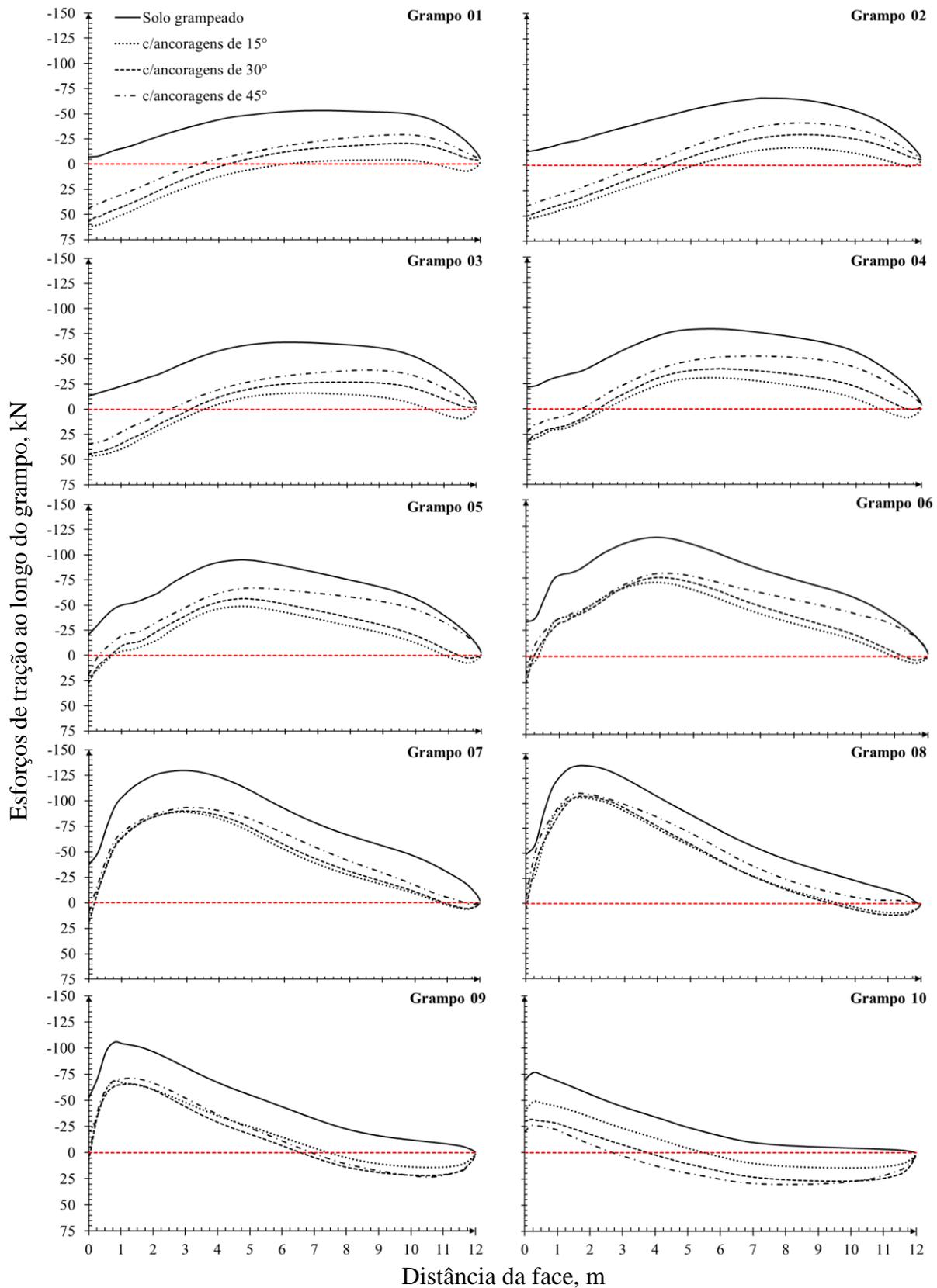


Figura 4.36 – Tensões mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e com a inserção das ancoragens (15°; 30° e 45°).

Como pode ser observado na Figura 4.36, na qual apresentam-se as tensões de tração mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e com a inserção das ancoragens (15°; 30° e 45°). Em relação aos esforços dos grampos, o comportamento com instalação das ancoragens com inclinações distintas é consistente ao observado nos deslocamentos horizontais. Isto é, observa-se que para ancoragens com menor inclinação, a redução das tensões foi maior. O comportamento dos grampos está em concordância com a natureza da técnica de cortina ancorada, a qual tem-se que a principal componente de tensões para estabilização corresponde a horizontal, cuja contribuição é maior quanto menor a inclinação das ancoragens. Assim, as ancoragens mais inclinadas são menos eficientes para retroceder os deslocamentos, principalmente na porção superior da escavação. Entretanto, no caso da maior inclinação das ancoragens (45°), há uma inversão nesse comportamento, sendo maior a redução das tensões de tração no grampo inferior.

Os valores e posições das trações máximas mobilizadas nos grampos ao final da execução do solo grampeado e da instalação das ancoragens, com diferentes inclinações, são apresentadas na Figura 4.37.

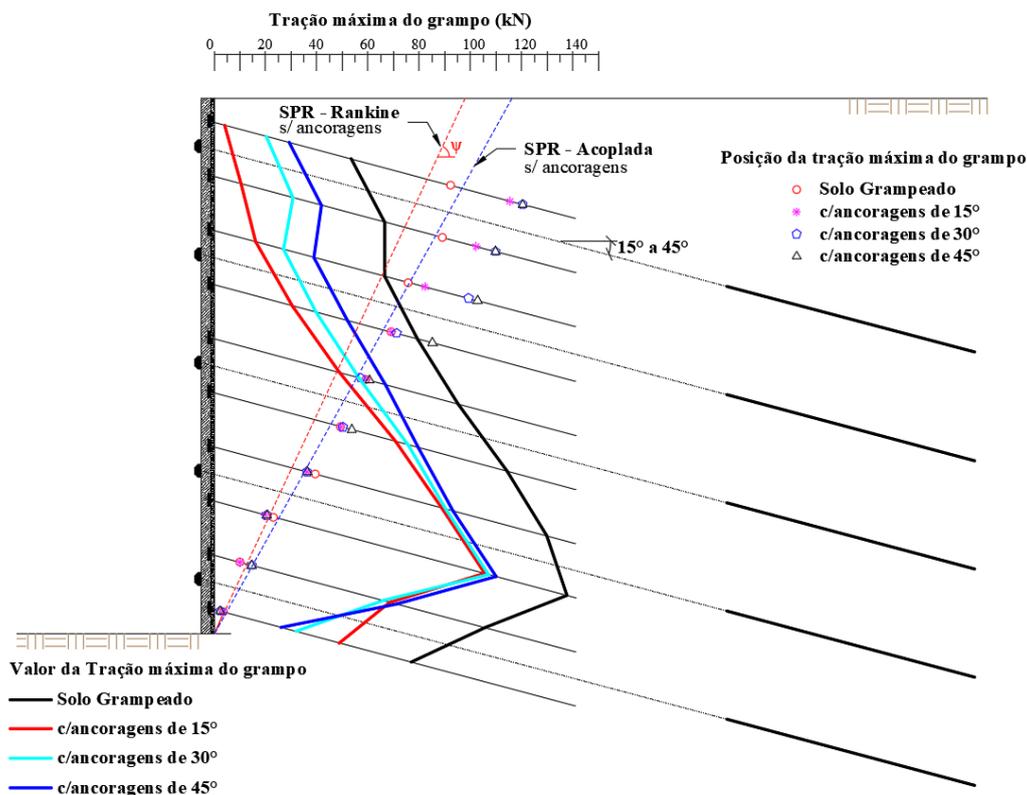


Figura 4.37 – Tensões de tração máximas (T_{max}) mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens (15°; 30° e 45°), com indicação da superfície potencial de ruptura e posição dos pontos de T_{max} nos grampos.

O alinhamento dos pontos de tração máxima dos grampos se aproxima mais da prevista pelo método de Rankine, na parte inferior da estrutura. A forma da superfície é modificada e se afasta mais em relação à do solo grampeado para os grampos superiores, principalmente para maiores inclinações. Em relação às trações máximas dos grampos, percebem-se que para os grampos intermediários (05 a 08) se diferenciam pouco para as três inclinações de ancoragens. Nos grampos superiores, quanto menor a inclinação da ancoragem, maior é a redução das trações máximas. Para o grampo inferior (base da escavação) ocorre uma inversão desse comportamento, sendo menor a redução das trações, quando a inclinação das ancoragens é mais próxima da horizontal.

O estado de tensões no solo, a partir dos esforços de tração máximos nos grampos, considerando as diferentes inclinações das ancoragens (Figura 4.38), mostra que quanto menor a inclinação da ancoragem, há melhor eficiência do aproveitamento da carga nas ancoragens. Com ancoragens mais inclinadas, as zonas ativa e passiva da massa reforçada pelos grampos são afetadas pela presença dos bulbos de ancoragem, reduzindo a contribuição das ancoragens e o estado de tensão se aproxima do mobilizado somente pelo solo grampeado. Isso vai influenciar no Fator de Segurança.

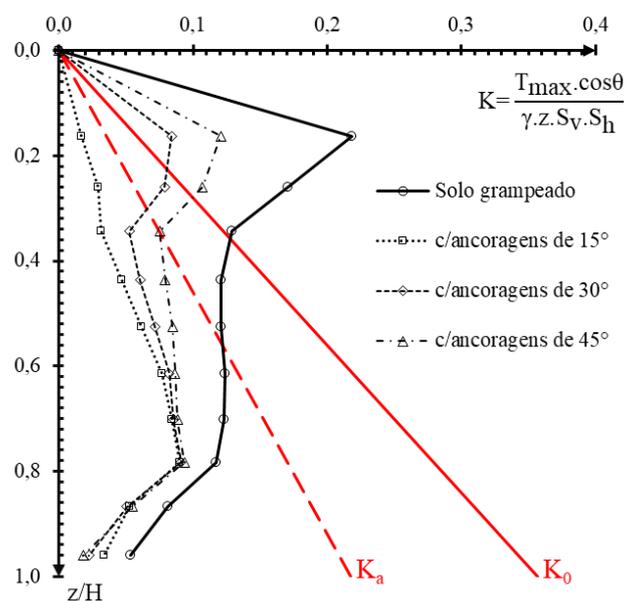


Figura 4.38 – Estado de tensões obtido pelas trações nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e com a inserção das ancoragens (15°; 30° e 45°).

Na Tabela 4.4 são apresentados os Fatores de Segurança (FS) obtidos pelas análises de estabilidade clássica e integrada com a modelagem. É notório o impacto da inclinação das ancoragens na condição de segurança da estrutura de contenção mista.

Tabela 4.4 - Fatores de Segurança em relação das inclinações das ancoragens.

Análise	Clássica	Integrada com a modelagem
Solo grampeado	1,15	1,27
Cortina ancorada de 15°	1,53	1,65
Grampos c/ ancoragens de 15°	2,01	1,72
Grampos c/ ancoragens de 30°	1,85	1,61
Grampos c/ ancoragens de 45°	1,50	1,11

O FS reduz com o aumento da inclinação das ancoragens, pois a contribuição da componente horizontal da ancoragem é reduzida e ocorre o aumento da componente vertical no mesmo sentido das movimentações sendo, portanto, desfavorável para estabilidade do talude. Isso é observado nos dois métodos de análise (clássica e integrada). Entretanto, a condição mais próxima da real, que seria representada por meio da análise integrada, a redução do FS é muito brusca quando as ancoragens tem as componentes horizontal e vertical iguais (ângulo de 45°), atingindo uma condição de equilíbrio precária (FS=1,1). Nessa configuração o FS é menor que se fosse executado somente o solo grampeado. Quanto ao método, a análise clássica se distancia muito da realidade, visto que o FS é igual a 1,5, por isso contra a segurança.

Os resultados das análises relativas à inclinação das ancoragens mostram que a melhor eficiência verificada para a estrutura de contenção mista é obtida quando as ancoragens se aproximam da horizontal. Logo, não se recomenda a utilização de ancoragens com elevada inclinação devido ao aumento das componentes verticais que podem acarretar em maiores recalques e são desfavoráveis a estabilidade da estrutura. Além disso, ressalta-se que pode utilizar de perfuração inclinada para cima tendo como objetivo criar componente vertical contrária a movimentação. Para tal, existem técnicas para injeção invertida (ascendente) para execução desse tipo de elemento.

4.2.6 INFLUÊNCIA DA INCLINAÇÃO DO FACEAMENTO

Buscando avaliar o efeito da inclinação do faceamento, foram analisadas três inclinações da face - ângulos de 75°; 85° e 90° com a horizontal. Independente da inclinação, os parâmetros dos grampos e ancoragens foram mantidos constantes sendo as cargas das ancoragens de 350 kN. Ressalta-se que na prática, não é comum fazer uma cortina ancorada com o paramento inclinado. A ideia seria avaliar uma situação de reforço de solos grampeados com faceamentos com diferentes inclinações. As Figura 4.39 e Figura 4.40 apresentam, respectivamente, o perfil de deslocamentos horizontais em profundidades e o deslocamento horizontal máximo.

Observa-se que o padrão dos perfis dos deslocamentos horizontais para o paramento vertical tanto do solo grampeado quanto da estrutura mista é caracterizado pelos deslocamentos máximos na crista, que reduzem com a profundidade. Entretanto, com a suavização do talude para o ângulo de 85° os deslocamentos são quase constantes em profundidade, variando apenas próximo a base da escavação. Já para o faceamento com 75°, os deslocamentos máximos não ocorrem no topo, sendo próximos ao centro da estrutura, seja solo grampeado ou contenção mista.

Ademais, em relação aos deslocamentos máximos tem-se que a suavização do talude proporciona uma redução significativa nos deslocamentos horizontais. Ao suavizar a inclinação da face do solo grampeado em 5° e 15° obteve-se uma redução nos deslocamentos horizontais de 32% e 78%, respectivamente. Os resultados são condizentes ao apresentado por Lima (2002), Lima *et al.* (2003), Santos (2019) e Ehrlich *et al.* (2021).

Em comum independente da inclinação da face, a aplicação de carga nas ancoragens após a execução do solo grampeado resulta em retrocesso dos deslocamentos, sendo 4,5 mm um valor médio. Entretanto, com a face vertical, o decréscimo é menor. A suavização da face da estrutura mista em 5° e 15° reduz os deslocamentos horizontais em 39% e 88%, respectivamente.

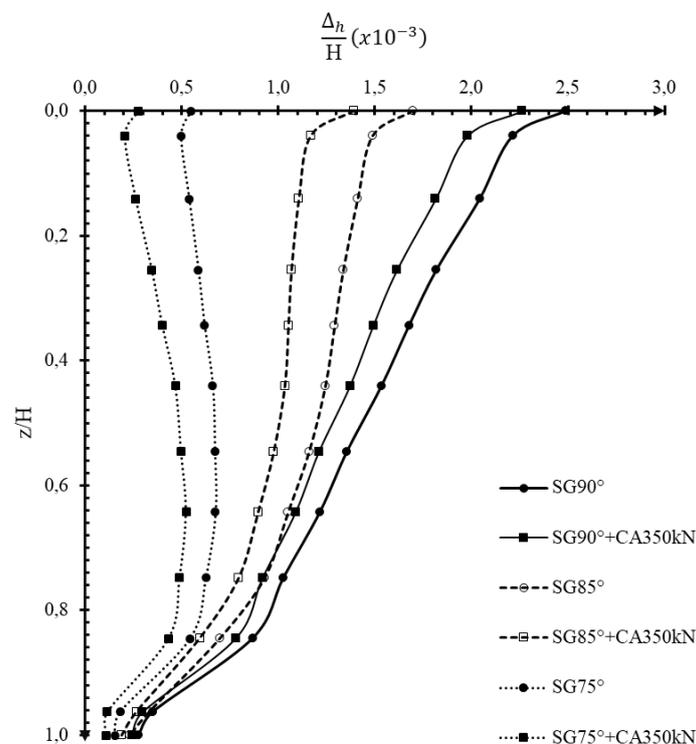


Figura 4.39 - Deslocamento horizontal em função da profundidade normalizados, considerando diferentes inclinações da face.

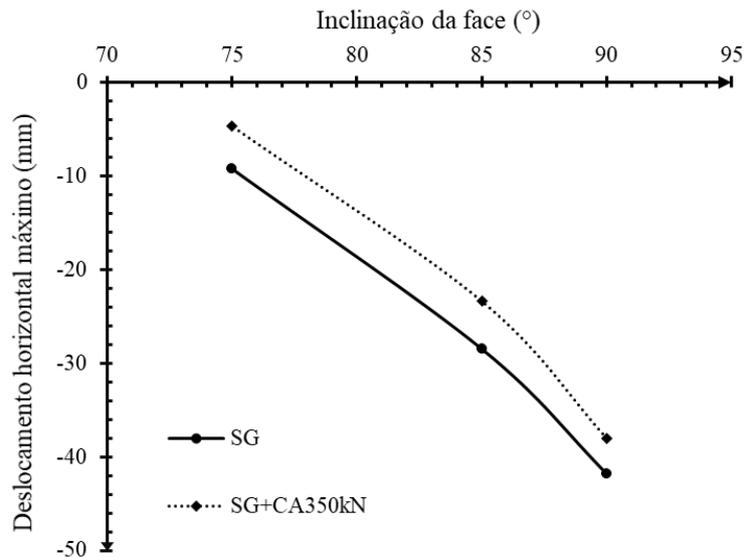


Figura 4.40 - Deslocamento horizontal máximo em função de diferentes inclinações da face.

Na Figura 4.41 observam-se os deslocamentos verticais mobilizados no terrapleno. Verifica-se que quanto mais verticalizado o faceamento das estruturas, maior são os deslocamentos verticais.

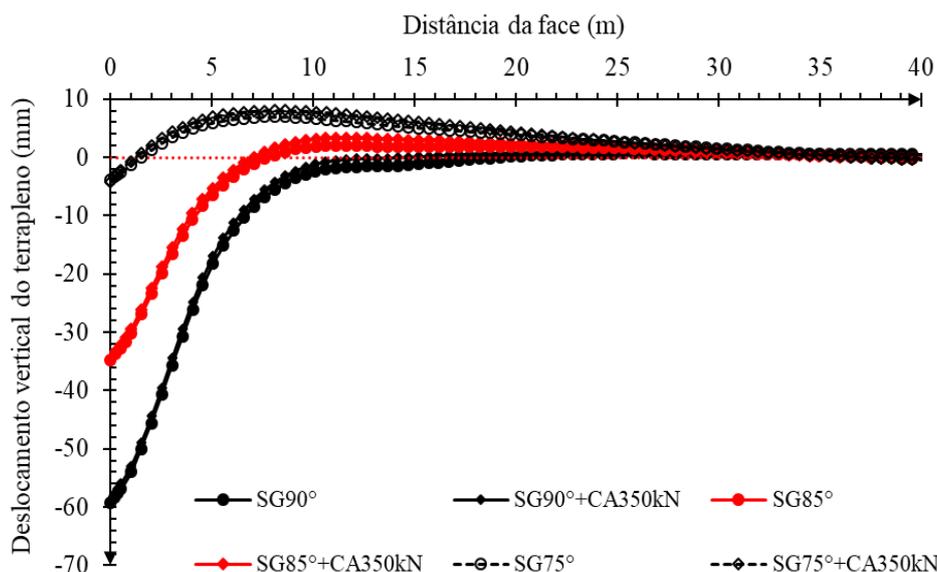


Figura 4.41 - Deslocamento vertical do terrapleno em função de diferentes inclinações da face.

Com a suavização do faceamento, além dos recalques próximos a face, ocorrem soerguimentos, quando a face deixa de ser vertical. Esse comportamento de soerguimento do terrapleno em função da inclinação da face foi observado por Lima (2002). Os soerguimentos se aproximam mais da face, em função da maior suavização da mesma. Afastado 8 m da face de 85° tem-se um soerguimento de 3 mm no terrapleno. Para uma suavização maior (75°), o soerguimento é da ordem de 8 mm, sendo este o deslocamento vertical máximo, afastado 1 m da face. Ao

contrário das faces mais verticalizadas (90° e 85°), cujos deslocamentos verticais máximos ocorreram junto à face, sendo estes recalques. Em ambos os casos, os deslocamentos verticais são zerados a um afastamento de 30 m da face. Para a face vertical, apesar de maiores recalques, o reflexo no terrapleno é de menor extensão, não ultrapassando 15 m em relação à face. A suavização das faces das estruturas de contenção impactou muito na redução dos deslocamentos verticais. Em termos de valores máximos, houve uma redução de 71% e 88%, suavizando 5° e 15°, respectivamente, em relação à face vertical. Ressalta-se que para talude de 75° se comparar os deslocamentos na face de escavação a redução foi de 93%. Independentemente da inclinação da face, tem-se que as associações com ancoragens não influenciam os deslocamentos verticais do terrapleno.

A Figura 4.42 e a Tabela 4.5 indicam as tensões de tração máximas dos grampos verificadas para cada inclinação do faceamento. Visto que a descompressão lateral é amenizada com suavização da face, os grampos são menos solicitados. Ou seja, dentro das mesmas condições, quanto mais verticalizada a face da estrutura mista, maior será a contribuição dos grampos na estabilização. Considerando apenas o solo grampeado, o somatório das trações nos grampos diminui 40% quando se abate a escavação vertical em 5°. A partir dessa inclinação de face (85°), a redução é menos expressiva. Ou seja, um pequeno ajuste na inclinação da face já resulta em reduções significativas nos grampos. Isso é importante, pois nem sempre se dispõe de espaço para abater o faceamento em 10° ou 15°.

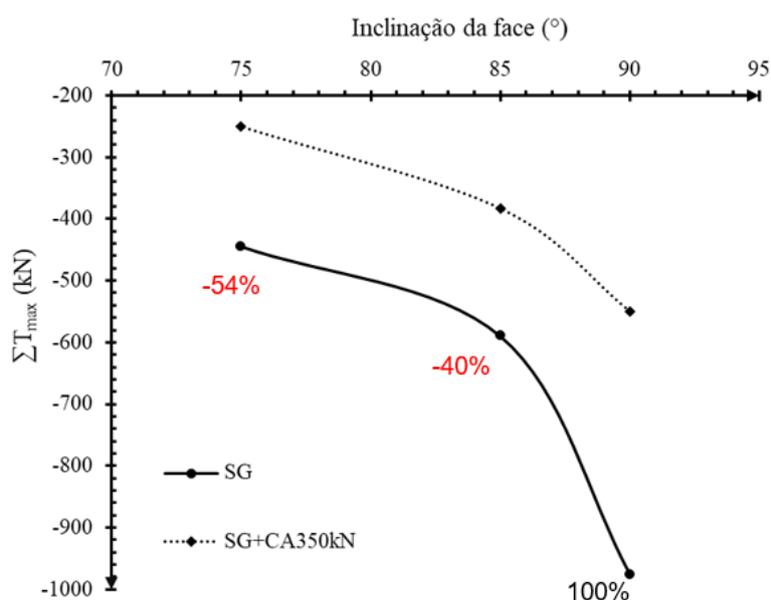


Figura 4.42 - Somatório dos esforços de tração máximos dos grampos em função de diferentes inclinações da face.

Tabela 4.5 – Esforços máximos de tração dos grampos (kN) em função de diferentes inclinações da face.

Grampos	Inclinação da face					
	90°		85°		75°	
	Solo grampeado	c/ancoragens de 350 kN	Solo grampeado	c/ancoragens de 350 kN	Solo grampeado	c/ancoragens de 350 kN
1	58,33	9,12	39,34	13,69	24,58	0,00
2	71,62	21,25	33,67	6,71	22,94	0,00
3	71,69	22,49	41,44	14,56	28,28	1,78
4	84,35	35,62	49,70	25,11	37,48	13,82
5	100,16	53,72	64,19	41,96	49,63	29,11
6	119,31	75,84	74,04	54,45	61,15	42,91
7	134,83	93,88	89,28	71,43	70,43	53,76
8	142,71	110,55	94,07	77,99	73,01	57,50
9	110,75	73,46	66,42	50,48	50,71	35,74
10	81,90	53,86	37,40	26,30	25,81	14,90
Total	975,65	549,80	589,55	382,68	444,02	249,52
Percentual	100%	56%	100%	65%	100%	56%

Com o carregamento das ancoragens, a contribuição dos grampos é reduzida, principalmente para a face vertical, cuja redução do somatório das trações é da ordem de 425 kN. Com a suavização da face tem-se uma redução média de 200 kN. As trações máximas mobilizadas nos grampos ao final da execução do solo grampeado e do carregamento das ancoragens em função da variação da inclinação da face são apresentadas nas Figura 4.43 a Figura 4.45. Nas figuras também são apresentados os pontos nos grampos onde foram verificadas as trações máximas em conjunto com a superfície potencial de ruptura. Para a estrutura vertical a superfície potencial de ruptura foi prevista pelo método de Rankine ($\psi = 45 + \phi'/2$). Para as estruturas com face inclinada a superfície potencial de ruptura foi determinada pelo método de Coulomb [$\psi = (i + \phi')/2$], sendo i a inclinação da face com a horizontal.

Para estrutura vertical nota-se que a superfície potencial de ruptura dada pelo alinhamento dos pontos de tração máxima nos grampos obtidos pela análise numérica, desprezando a instalação e aplicação de cargas nas ancoragens, não coincide com a superfície potencial de ruptura estabelecida em análises de estabilidade, em condições de trabalho. Já a respeito das estruturas inclinadas, verifica-se uma boa concordância entre a superfície potencial de ruptura dada pela análise de estabilidade, e o alinhamento dos pontos de tração máxima nos grampos. Ademais, percebe-se que com a suavização da face tem-se o aumento do comprimento de transferência ao longo da interface solo grampo na cunha ativa (redução do ângulo da superfície potencial de ruptura). Tal verificação vai de acordo com o encontrado pelos estudos de Ehrlich (2003) e Santos (2019).

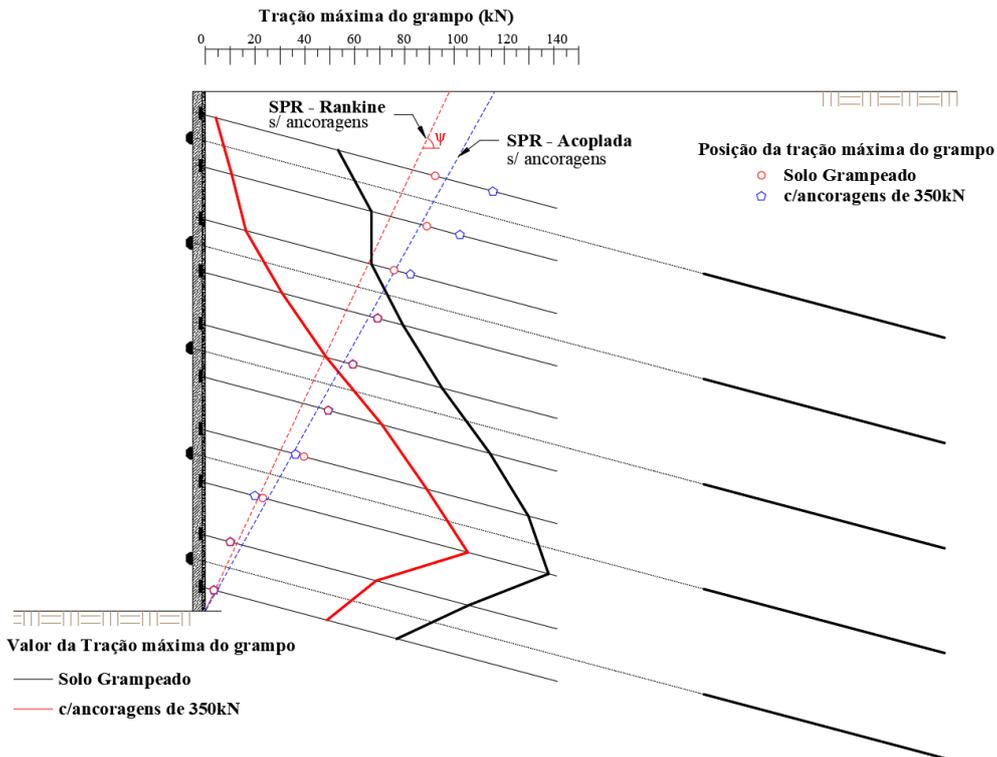


Figura 4.43 – Tensões de tração máximas (T_{max}) mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens, com indicação da superfície potencial de ruptura e posição dos pontos de T_{max} nos grampos para face inclinada 90° com a horizontal.

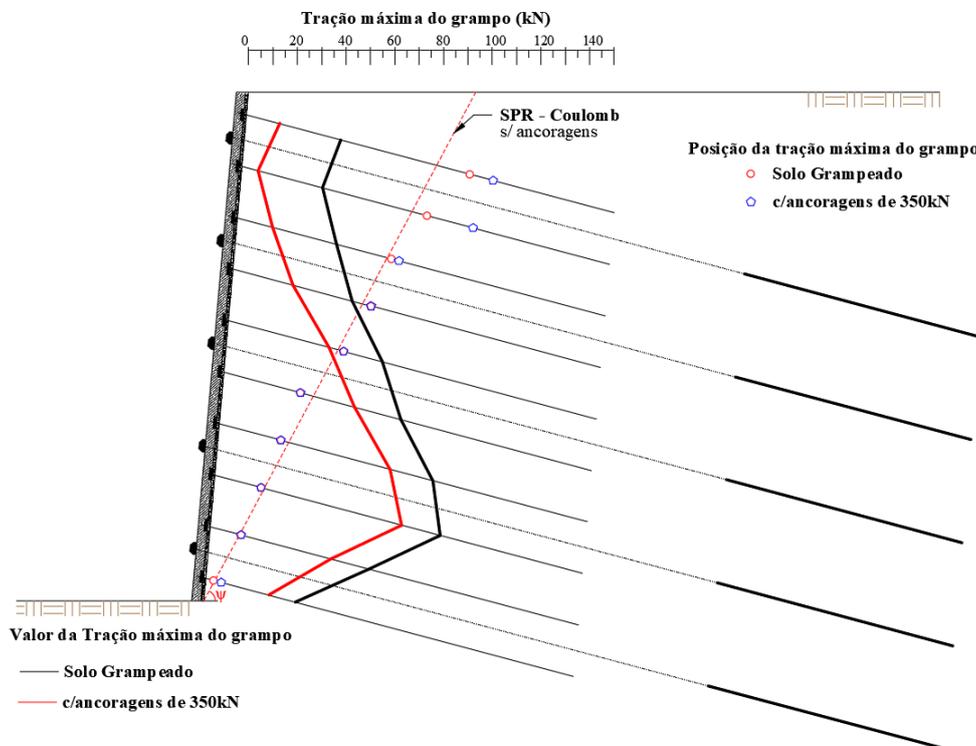


Figura 4.44 – Tensões de tração máximas (T_{max}) mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens, com indicação da superfície potencial de ruptura e posição dos pontos de T_{max} nos grampos para face inclinada 85° com a horizontal.

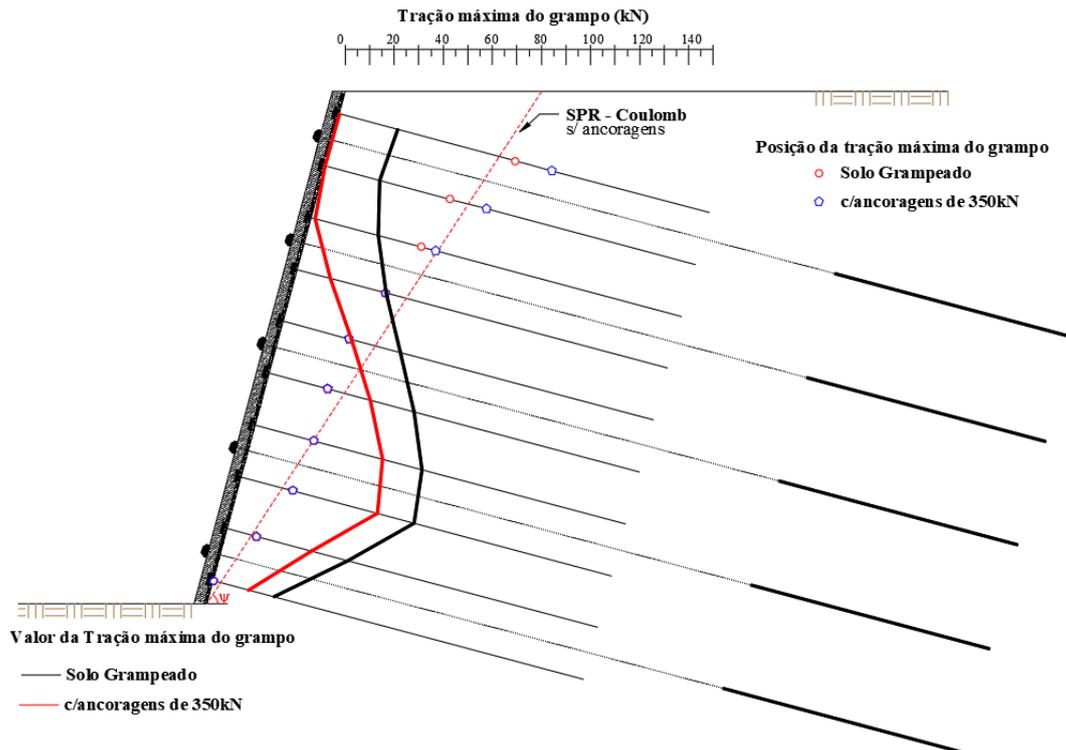


Figura 4.45 – Tensões de tração máximas (T_{max}) mobilizadas nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e da inserção das ancoragens, com indicação da superfície potencial de ruptura e posição dos pontos de T_{max} nos grampos para face inclinada 75° com a horizontal.

Independente das inclinações das faces, a posição da tração máxima nos grampos inferiores não é influenciada pelo carregamento das ancoragens. Por outro lado, no caso dos grampos superiores, há deslocamento dos pontos de tração máxima para o interior do maciço. Quanto aos valores máximos de tração dos grampos nota-se nas Figura 4.43 a Figura 4.45 que a redução das trações é maior na parte superior da estrutura, sendo mais expressiva na estrutura vertical. Entretanto, devido às baixas tensões mobilizadas nos grampos para o faceamento de 75° as cargas das ancoragens anulam os esforços dos grampos mais próximos ao topo da estrutura de contenção.

A Figura 4.46 apresenta a estimativa do estado de tensões no solo, a partir da definição dos esforços de tração máximos que ocorrem nos grampos, em função de diferentes inclinações da face. Verifica-se que quanto maior a suavização do talude, menor é a contribuição dos grampos. E, com a instalação das ancoragens em todas as inclinações os grampos praticamente perdem a função de estabilização. Isso fica evidente quando se analisa os Fatores de Segurança (Figura 4.47).

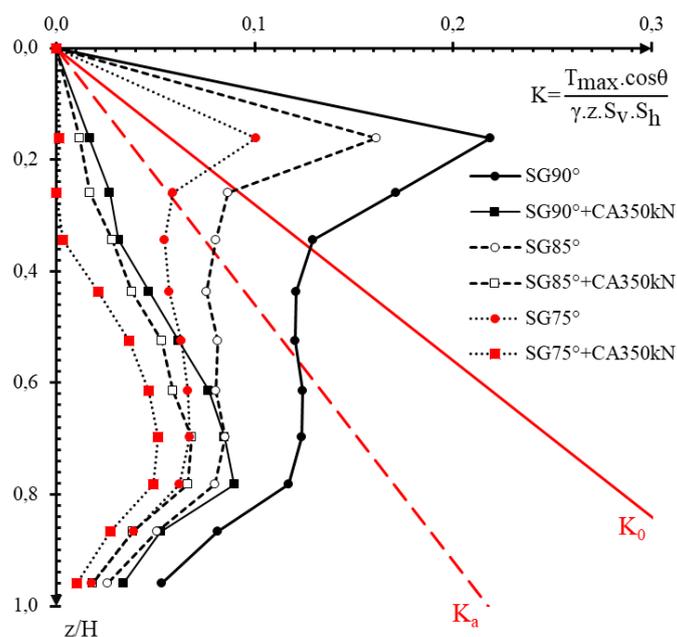


Figura 4.46 – Estado de tensões obtido pelas trações nos grampos nas fases finais da escavação grampeada e com a inserção das ancoragens em função de diferentes inclinações da face.

Os FS foram obtidos pelas análises de estabilidade clássica Rankine para talude vertical e Coulomb para os taludes inclinados (inserindo os valores das trações dos grampos e cargas das ancoragens) e integrada com a modelagem (os valores de tensões são importados do resultado final da modelagem numérica). Nota-se que para o solo grampeado e cortina ancorada é pequena a divergência entre os métodos clássico e integrado. Em ambos os métodos os FS aumentaram com a suavização dos taludes, porém no método integrado esse aumento foi menor. Podendo ser considerado constante para solo grampeado. Ressalta-se também ao utilizar o método integrado observa-se a redução da contribuição dos grampos na associação das duas técnicas de contenção independente da inclinação da face. Nota-se que os FS nas análises integradas das estruturas mistas se aproximam dos valores obtidos apenas com a cortina ancorada. Tal comportamento é devido ao fato de as cargas na ancoragem não dependerem das deformações, sendo estas aplicadas. Já, com o método clássico para associação dos grampos e ancoragens é notória a divergência dos resultados para todas as inclinações, demonstrando assim a importância de considerar o comportamento tensão – deformação ao analisar a estabilidade de estruturas mista. Para o faceamento com 75° tem-se a maior diferença entre os FS obtidos pelos dois métodos, sendo FS = 2,49 (clássico) e FS = 2,08 (integrado). Evidencia-se a influência das ancoragens nas tensões e deformações do solo grampeado, cujo FS real depende, não só do nível de carregamento das ancoragens, como já discutido, mas também da inclinação da face.

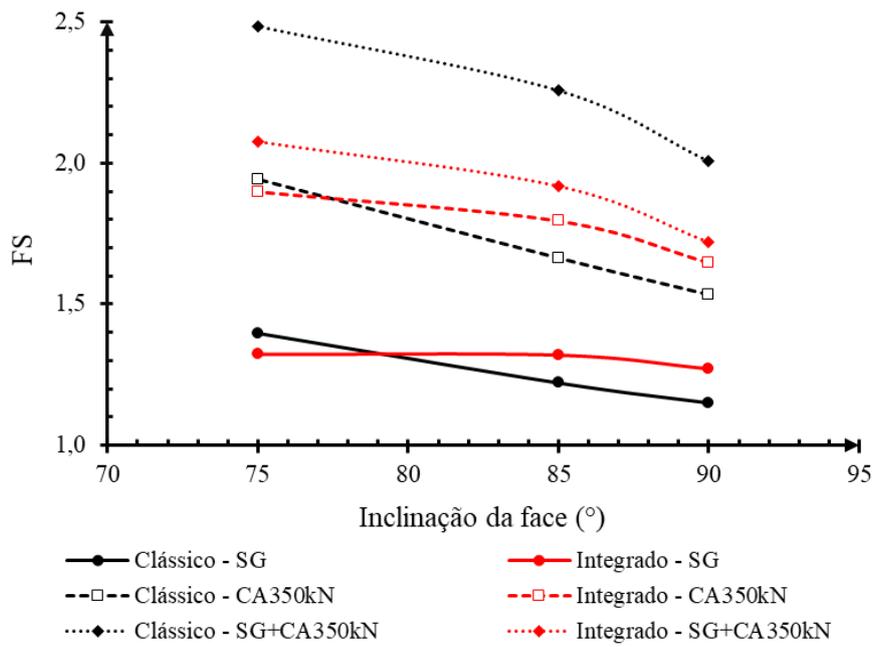


Figura 4.47 - Fatores de Segurança em função de diferentes inclinações da face.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões da pesquisa de mestrado e as sugestões para trabalhos futuros.

5.1 CONCLUSÕES

Na presente pesquisa analisou-se o comportamento de uma escavação em solo grampeado e de sua associação com uma cortina ancorada, mediante análises analíticas e numéricas. Para isso, referenciou-se em dados de monitoração de uma escavação grampeada, presentes na literatura. Elaborou-se uma simulação numérica para reproduzir as tensões nos grampos e os deslocamentos do maciço monitorados.

Após a validação do modelo numérico, foram executadas análises paramétricas, as quais, a priori, consistiram em avaliar a influência do histórico de tensões do solo na escavação grampeada idealizada. Realizaram-se análises paramétricas no solo grampeado variando o OCR do solo, mediante duas técnicas.

- Os resultados das análises paramétricas mostraram a eficiência da aplicação da técnica OCR ($\Delta\sigma'_v$), que foi a utilizada nas análises numéricas da validação do solo grampeado executado em Seattle, a qual foi capaz de considerar as características geológicas locais, caracterizada por ciclos repetitivos de deposições glaciais, formando solos sobreadensados glacialmente.
- A técnica carga/descarga foi capaz de simular o OCR e conseqüentemente o K_0 variando com a profundidade. Logo, ao aplicar um valor de K_0 constante para camada de solo, essa simplificação pode afetar no comportamento do modelo, pois, com o método OCR ($\Delta\sigma'_v$), ao submeter o solo a um alívio de tensões, as tensões verticais são reduzidas do valor correspondente. Entretanto, as tensões horizontais não sofrem a mesma redução, resultando assim, em tensões horizontais residuais.
- A simplificação de informar o K_0 constante não reproduz de forma adequada o comportamento da escavação grampeada. Nesse caso, seria mais razoável, ao invés de considerar K_0 constante com a profundidade, dividir em mais camadas variando o valor de K_0 com base nos resultados experimentais.

- No comportamento tensão – deformação, o recurso de carga/descarga promoveu um aumento da rigidez do maciço. Nessa condição, quando do alívio de tensões, promovido pela escavação, tem-se mobilizado o módulo tangente de descarregamento e recarregamento (E_{ur}), cujo valor neste estudo corresponde ao dobro do módulo tangente inicial (E_i), havendo, portanto, maiores deformações em geral.
- As diferentes técnicas de modelagem também impactaram nas tensões mobilizadas nos grampos. No caso da técnica OCR ($\Delta\sigma'_v$), os acréscimos das trações nos grampos têm certa proporcionalidade com aumento do OCR. Ao contrário, para o caso da técnica OCR (K_0), a partir do OCR=5, o acréscimo de tração reduz significativamente, tendendo a se manter constante com o OCR.

Já acerca das análises paramétricas da estrutura mista, foi desconsiderado o sobreadensamento, entretanto, mantidos o modelo constitutivo e parâmetros de resistência e de deformabilidade dos materiais. Para analisar a influência da associação do solo grampeado com a cortina ancorada, as análises paramétricas foram conduzidas variando: (i) a carga de trabalho das ancoragens; (ii) posição do bulbo ancorado (comprimento do trecho livre); (iii) a inclinação das ancoragens; e (iv) a inclinação da face.

- Referente a instalação e tensionamento das ancoragens como reforço do solo grampeado, o maciço sofre um deslocamento horizontal em sentido contrário aos deslocamentos promovidos pelo alívio de tensões com a escavação. A depender das cargas nas ancoragens, o acréscimo de tensões promovido pelo reforço com ancoragens pode pouco impactar ou contrapor a movimentação da escavação, mantendo ou praticamente anulando as cargas nos grampos. Assim, neste último caso, a aplicação de métodos por equilíbrio limite para estruturas mistas, com consideração integral das cargas nos grampos, pode conduzir a fatores de segurança (FS's) muito superiores à condição real.
- Os FS determinados pelo método de Morgenstern-Price, revelam que para uma estrutura mista a elaboração de uma análise por equilíbrio limite (clássica), na qual são informadas as cargas nos grampos e ancoragens, tem-se FS maiores que a situação mais próxima da realidade, que seria aquela obtida pela análise de estabilidade integrada com as tensões obtidas pela modelagem numérica. Tem-se a diferença mais impactante com o aumento da carga nas ancoragens, que diminui a contribuição dos grampos, em função do estado de tensões gerado. Ressalta-se que a magnitude das cargas nas ancoragens para minimizar a função do grampo como elemento estabilizador vai variar em função da geometria da contenção e das propriedades do solo. Para o presente estudo, as cargas das ancoragens

utilizadas foram definidas justamente para avaliar duas situações, uma praticamente mantendo o perfil de deslocamentos e outra para haver um retrocesso mais significativo dos deslocamentos.

- Os resultados das análises relativas à posição do bulbo de ancoragem indicaram que a massa reforçada se movimenta como um bloco na região situada entre o faceamento e início do bulbo de ancoragem (ou final do trecho livre) e, somente a partir desse ponto ocorre reduções dos decréscimos de trações dos grampos. As análises analíticas aplicando o método clássico indicaram que não houve diferença entre os FS em função do comprimento do trecho livre da ancoragem. Entretanto, na análise integrada, observou-se que a melhor eficiência para a estrutura de contenção mista é obtida quando o bulbo se encontra posicionado fora da zona reforçada pelos grampos, preferencialmente com o comprimento livre da ancoragem superior ao comprimento dos grampos.
- Os resultados das análises relativas à inclinação das ancoragens mostraram que a melhor eficiência verificada para a estrutura de contenção mista é obtida quando as ancoragens se aproximam da horizontal. Esse comportamento é coerente, já que em relação a inclinação das ancoragens, o cenário ideal seria a instalação na horizontal, visto que, a componente efetiva de protensão nesse sistema é a horizontal. Além disso, destaca-se que não deve utilizar ancoragens com grandes inclinações, devido ao aumento da componente vertical das cargas no mesmo sentido das movimentações sendo, portanto, a favor da ruptura do talude.
- É notório o impacto da inclinação das ancoragens na condição de segurança da estrutura de contenção mista. O FS reduz com o aumento da inclinação das ancoragens, pois a contribuição da componente horizontal da tensão da ancoragem é reduzida. Isso é observado nos dois métodos de análise (clássica e integrada).
- Acerca dos resultados das análises relativas à inclinação do faceamento, tem-se que a magnitude dos deslocamentos, tanto horizontais quanto verticais, são reduzidos à medida que a face se torna menos verticalizada. Além disso, com a suavização do talude notou-se que há uma mudança do comportamento, à medida que a inclinação da face diminui a posição do deslocamento horizontal máximo da mesma vai se deslocando para baixo. Já referente aos deslocamentos verticais, observou-se que o comportamento muda, tendo soerguimento do terrapleno à medida reduz a inclinação da face.
- Em relação as trações dos grampos, essas também são reduzidas a medida que o faceamento se torna menos verticalizado. Visto que as variações de inclinação foram muito

próximas, 90°, 85° e 75°, os resultados mostram como uma pequena redução da inclinação da face pode minimizar a mobilização dos grampos. Assim, sendo possível, deve-se evitar faceamentos verticais, os quais são muitas vezes impostos pelas condições de restrição de espaço para a escavação.

- Ao inserir ancoragens ao solo grampeado tem-se que, independente da inclinação da face, o comportamento é similar, no qual pode ocorrer o retrocesso dos deslocamentos horizontais e, conseqüentemente, a redução da contribuição dos grampos na estabilização. Com relação aos deslocamentos verticais, observou-se que a inserção das ancoragens não influenciou esse parâmetro em nenhuma configuração analisada (carga, posição do bulbo e inclinação da ancoragem). Apenas a mudança da inclinação da face que influenciou nos deslocamentos verticais.
- A respeito da superfície potencial de ruptura, percebeu-se que, para o talude vertical, em todas as configurações, a superfície definida pelo alinhamento dos pontos de tração máxima nos grampos, desprezando a instalação e aplicação de cargas nas ancoragens é inferior a obtida pelo método de Rankine ($\psi = 45 + \phi'/2$). Isso pode ser importante para definição dos comprimentos dos grampos na zona passiva, em particular, daqueles mais próximo o terrapleno (grampos superiores).
- Já no caso dos taludes com face mais suavizada, notou-se que a superfície potencial de ruptura prevista pelo método de Coulomb [$\psi = (i + \phi')/2$] coincide bem com o alinhamento dos pontos de tração máxima dos grampos, tendo um distanciamento apenas nos grampos superiores principalmente após a inserção das ancoragens.

Tendo em vista os aspectos observados, conclui-se que, o comportamento de estruturas de contenção mistas compostas pela associação de elementos com princípios de funcionamento distintos (grampos e ancoragens) é pouco previsível. Estes tipos de estruturas não devem ser analisados de maneira simples por métodos de equilíbrio limite, pois como observado, ao considerar as cargas nos grampos, as análises analíticas clássicas podem superestimar a condição de estabilidade da obra. Entretanto, mesmo quando as cargas nas ancoragens reduzem a trações nos grampos, ainda pode-se contar com a resistência ao cisalhamento dos mesmos, que promoveria uma zona com maior resistência ao cisalhamento no maciço reforçado. Com isso, este estudo corrobora com a necessidade da aplicação de modelos numéricos para elaboração de projetos eficazes de estruturas de contenção mistas compostas por elementos ativos e passivos, pois é essencial a compreensão do comportamento tensão – deformação da obra para prever a condição de estabilidade, resultante dos esforços e deformações mobilizados.

Entretanto, a previsão desse comportamento por meio de modelagem numérica, nem sempre é prática recorrente em projetos de contenção, particularmente quando a mesma está em execução e precisa do reforço emergencial. Uma técnica prática para avaliar se os grampos foram ou não afetados pelas cargas nas ancoragens, seria medir os deslocamentos na face para verificar se os mesmos foram mantidos ou se houve retrocesso. Dentre alternativas de monitoração, essas medições podem ser efetuadas por meio da implantação de: (i) marcos topográficos no topo do paramento, (ii) *tilt meters* na face, ou (iii) vertical inclinométrica próxima à face da escavação. A depender das medições, pode-se ter uma percepção se as tensões nos grampos não foram reduzidas de forma significativa, podendo estimar os valores por métodos de equilíbrio limite. No caso de retrocessos nos deslocamentos, provavelmente as tensões nos grampos serão reduzidas a níveis difíceis de serem previstos, podendo inclusive serem anuladas ou até mesmo haver compressão. Nesse caso, seria mais razoável considerar apenas a contribuição das ancoragens para estimativa do FS. Independente das incertezas em relação aos FS, a monitoração periódica, permitiria avaliar a estabilização da estrutura de contenção mista.

5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Como sugestões para continuidade da linha de pesquisa, recomenda-se:

- Executar e monitorar uma escavação em solo grampeado com baixo fator de segurança (FS);
- Após o término da escavação instalar ancoragens, com cargas progressivas até valor que aumentaria o FS para condições de estabilidade previstas em Norma;
- Validar um modelo numérico com base nos dados de monitoração;
- Elaborar análises paramétricas de estruturas de contenção mistas, associando grampos e ancoragens, considerando diferentes configurações e processos executivos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. (1996). NBR 5629: Execução de tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução. Rio de Janeiro, RJ. 24 p.

ABNT. (2009). NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, RJ. 38 p.

ABNT. (2014). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, RJ. 256 p.

ABNT. (2018). NBR 5629: Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução. Rio de Janeiro, RJ. 33 p.

ABNT. (2021). NBR 16920-2: Muros e taludes em solos reforçados Parte 2: Solos grampeados. Rio de Janeiro, RJ. 28 p.

ABRAHAM, K. (2007). Three dimensional behavior of retaining wall system. Dissertation of doctor degree, Department of Civil and Environmental, Engineering Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College, Louisiana, 241 p.

ALAM, M. J. & SIDDIQUEE, MD. S. (2014). A parametric study of anchored earth wall by finite element method. KSCE Journal of Civil Engineering, 18 (7): 2034-2042.

ALHABSHI, A. (2006). Finite Element Based Design Procedures for MES/Soil-Nail Hybrid Retaining Wall Systems. PhD Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Texas Tech University, Texas, USA, 265 p.

BARLEY, A.D. (1997). The Single Bore Multiple Anchor System. International Conference on Ground anchorages and anchored structures, ICE, London, England: 65-75.

BENHAMIDA B., UNTERREINER P. & SCHLOSSER F. (1997). Numerical analysis of a full scale experimental soil nailed wall. Journal Ground Improvement, p. 453-458.

BRIAUD, J.L. & LIM, Y. (1997). Soil nailed wall under piled bridge abutment: simulation and guidelines. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123(11): 1043 -1050.

BRIDGES, C. & GUDGIN, J. (2014). A Soil-Nailed Excavation for the Brisbane Airport Link Project, Australia. Geotechnical Engineering 167(2): 205-216.

BRIDLE, R.J. & DAVIES R. (1997). Analysis of Soil Nailing Using Tension and Shear: Experimental Observations and Assessment. Geotechnical Engineering, 125(3): 155-167.

BUSTAMANTE, M. & DOIX, B. (1985). Une Méthode Pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectées. Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées, 140, Paris, França, pp. 75-92.

CHANG, G.M. (2009). Optimization design of composite soil-nailing in loess excavation. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Huang & Liu (eds.), American Society of Civil Engineers, London, England, pp. 133-139.

- CHEUK, C.Y., HO, K.K.S. & LAM, A.Y.T. (2013). Influence of soil nail orientations on stabilizing mechanisms of loose fill slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(12): 1236-1249.
- CHMOULIAN, A.Y. (2015). Effect of axial stiffness on soil nail forces. *Geotechnical Engineering*, 168(1): 42-52.
- CLOUTERRE. (1991), *Recomendations Clouterre – Soil Nailing Recommendations for Designing, Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing (English Translation)*, Scientific Committee of the French National Project Clouterre, ENPC, Paris, France. In: Report FHWA-SA-93-026, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, July. Edited by F. Schlosser.
- 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. (1978). 20 Anos de experiência em ancoragens. Conferência no Instituto de Engenharia de São Paulo.
- DANTAS, B.T. & EHRLICH, M. (2001). Estudos Numéricos sobre o Comportamento de Taludes de Solo Reforçado sob Condições de Trabalho. III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro, Brasil, 1: 547-553.
- DAVIS, A.J. & DRAKE, A.R. (2014). Soil Nailing on the A3 Hindhead Scheme, UK: A Large-Scale Pre-Construction Trial. *Geotechnical Engineering*, 167(3): 229-237.
- DUNCAN, J.M. & CHANG, C.Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Journal of Soil mechanics and Foundation Division*, (96)5: 1629-1653.
- DUNCAN, J.M., BYRNE, P., WONG, K.S. & MABRY, P. (1980). Strength, StressStrain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses. Rep. No. UCB/GT/80-01, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- DURAND, R. (2007). Análise Tridimensional de Estruturas Geotécnicas Submetidas a Reforço e Drenagem. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-054/08, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 137p.
- DYER, N.R. & MILLIGAN, G.W.E. (1984). A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations. *Proc. Int. Conf. On In Situ Soil and Rock Reinforcement*, 257-262.
- EHRLICH, M. & SILVA, L.F.M. (1992). Sistemas de Contenção de Solos Reforçados. I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, Rio de Janeiro, Brasil, 1: 35-45.
- EHRLICH, M. & MITCHELL, J.K. (1994). Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(4): 625-645.

EHRlich, M., ALMEIDA, M.S.S. & LIMA, A.M.L. (1996). Parametric numerical analysis of soil nailing system. 2nd International Conference on Soil Reinforcement, Fukuoka, Japan: 747-752.

EHRlich, M. (2003). Solos Grampeados - Comportamento e Procedimentos de Análise. Workshop Solo Grampeado: Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, ABMS, São Paulo, SP, Brasil: 127-137.

EHRlich, M. & SILVA R.C. (2012). Resistência ao arrancamento de grampos - Análise da influência do NSPT e da injeção da bainha nos resultados. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Porto de Galinhas, PE, Brasil.

EHRlich, M. & SILVA, R.C. (2015). Behavior of a 31m-high excavation supported by anchoring and nailing in residual soil of gneiss. *Engineering Geology*, 191(3): 48–60.

EHRlich, M., MOURA, M.V.S. & SILVA. R.C. (2017). Escavações em Solo Residual com Camadas Reliquiarias. XII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, Florianópolis, Brasil.

EHRlich, M., ROSA, C.A.B & MIRMORADI S.H. (2021). Effect of construction and design factors on the behaviour of nailed-soil structures. *Geotechnical Engineering*, 0(0): 1-12.

ELEUTÉRIO, J.O.S. (2013). Análise do comportamento de estruturas de solo grampeado sujeitas a deformações de fundo através de modelos físicos (escala 1:1) e numéricos. Dissertação de Mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 187 p.

ELEUTÉRIO, J.O.S., EHRlich, M. & SILVA, R.C. (2014). Influência das deformações de fundo nos esforços em grampos de estruturas de solo grampeado. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Goiânia, Brasil.

ELEUTÉRIO, J.O.S., EHRlich, M., SILVA, R.C. & DIEGUEZ, C.A. (2018). Physical Modelling of the Behavior of Soil Nailing Subjected to Differential Settlements Near to the Face. *International Symposium on Field Measurements in Geomechanics*. PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil.

FAN, C.C. & LUO, J.H. (2008). Numerical study on the optimum layout of soil-nailed slopes. *Computers and Geotechnics*, 35(4): 585-599.

FEIJÓ, R.L., EHRlich, M. (2001). Resultados de ensaios de arrancamento em grampos injetados em dois pontos do município do Rio de Janeiro. III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Rio de Janeiro, Brasil: 517-524.

FEIJÓ, R.L. & EHRlich, M. (2005). Resultados do monitoramento de uma obra experimental em solo grampeado. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Salvador, Brasil, 2: 633-642.

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

FENG, Y. (2015). Simulation on the supporting of underground storage foundation pit by anchor and soil nail. *International Journal of Smart Home*, 9(6): 21–30.

FIGUEIREDO, J.G. (2018). Contribuição ao processo de dimensionamento de cortinas atirantadas. Dissertação de mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 131 p.

FRANCO, B.O.M. (2010). Uso de sistema computacional em projeto de solo grampeado. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 191 p.

GARZON, Y.E.P (2015). Retroanálise da Cortina Instrumentada da Ferrovia São Paulo - Santos (FEPASA - KM 74). Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro da PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 161 p.

GEORIO. (2014). Manual Técnico de Encostas. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro - GeoRio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GEOSLOPE International Ltd. (2020). Stress-strain modeling with GeoStudio 2021. Calgary, Alberta, Canada.

GERSCOVICH, D.M.S., SIEIRA, A.C.C.F, LIMA, A.P. & SAYÃO, A.S.F.J., (2005). Técnicas de modelagem numérica de escavações de taludes em solo grampeado. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. Salvador, BA, Brasil, p. 671-680.

GERSCOVICH, D.M.S. (2010). Modelos Constitutivos. Notas de Aula PGEC IV - UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GHAREH, S. (2015). Parametric assessment of soil-nailing retaining structures in cohesive and cohesionless soils. *Measurement*, 73(6): 341-351.

GODAYAL, A., GILL, K.S. & SINGH, C. (2019). Numerical simulation of footing resting near nail stabilized vertical cut. *Proceedings of the 1st International Conference on Sustainable Waste Management through Design*, Singh, H., Garg, P. & Kaur, I. (Eds.), LNCE, Ludhiana, India, pp. 393–401.

GURGEL, J.G.B. (2012). Modelagem numérica de estruturas de contenção atirantadas em areia. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN 143 p.

GURTOWSKI, T.M. & BOIRUM R.N. (1989). Foundations and Excavations for High-Rise Structures in Downtown Seattle. *Engineering Geology in Washington*, Volume II, R.W. Galster (eds.), Washington Department of Natural Resources Division of Geology and Earth Resources, Olympia, Washington, USA, pp. 651-666.

HAN, J.Y., ZHAO, W., CHEN, Y., JIA., P.J & GUAN, Y.P. (2017). Design analysis and observed performance of a tieback anchored pile wall in sand. *Mathematical Problems in Engineering*, 1-23.

- HANNA, T.H. (1982). *Foundation in Tension: Ground Anchor*. Trans Tech Publications, Series on Rock and Soil Mechanics, United States of America, 6 vol., 700 p.
- HOLMAN, T. P., & TUOZZOLO, T. J. (2009). Load Development in Soil Nails from a Strain-Gauge Instrumented Wall. *Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils, and Geo-Support*. doi:10.1061/41023(337)4.
- HOOPEES, O. & HUGHES, J. (2014). In Situ Lateral Stress Measurement in Glaciolacustrine Seattle Clay Using the Pressuremeter. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(5).
- JANBU, N. (1963) Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. *Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden 1: 19-25
- JEWELL, R.A. (1980). *Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behavior of Soils*, Doctor of Philosophy Thesis, Cambridge University.
- JIMÉNEZ, A.G.N. (2008). Análise tensão-deformação de estruturas de solo grampeado. *Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP*, 117 p.
- JURAN, I. & ELIAS, V. (1991). *Ground Anchors and Soil Nails in Retaining Structures*. *Foundation Engineering Handbook*, H.Y., Fang (ed.), Van Nostrand Reinhold, New York, USA, pp. 868-905.
- KALEHSAR, R.I., KHODAEI, M., DEHGHAN, A.N. & NAJAFI, N. (2021). Numerical modeling of effect of surcharge load on the stability of nailed soil slopes. *Modeling Earth Systems and Environment*.
- KONDNER, R.L. (1963). Hyperbolic stress-strain responses: Cohesive soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 89(1): 115-143.
- LAPRADE, W.T. & THOMPSON, S.R. (1989). *Engineering Geology of the Downtown Seattle Transit Project, Volume II*, R.W. Galster (eds.), Washington Department of Natural Resources Division of Geology and Earth Resources, Olympia, Washington, USA, pp. 667-680.
- LAZARTE, C.A., ELIAS, V., ESPINOZA, R.D. & SABATINI, P.J. (2003). Soil nail walls. Report FHWA-IF-03-017, *Geotechnical Engineering Circular*, n. 7, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA.
- LAZARTE, C.A., ROBINSON, H., GÓMEZ, J.E., BAXTER, A., CADDEN, A. & BERG R. (2015). Soil nail walls. Report FHWA-NHI-14-007, *Geotechnical Engineering Circular*, n. 7, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA.
- LI, F., GUO, Y., SHI, G. & QIAN, H. (2011). The time history of axial force of soil nail in deep excavation course. *Advanced Materials Research*, 243–249: 2259–2265.

- LI, Q., WANG, Y.M., ZHANG, K.B., YU, H. & TAO, Z.Y. (2020). Field investigation and numerical study of a siltstone slope instability induced by excavation and rainfall. *Landslides*, 17(6): 1485–1499.
- LIMA, A.M.L. (1996). *Análise Numérica do Comportamento de Solos Grampeados*. Dissertação de Mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 85 p.
- LIMA, A.P. (2002). *Deformabilidade e estabilidade de taludes em solo grampeado*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Meio Ambiente, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro -PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 159 p.
- LIMA, A.P., GERSCOVICH, D.M.S. & SAYÃO, A.S.F.J. (2003). Deformability Analysis of Nailed Soil Slopes. 12th PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cambridge, USA, 1: 2127-2132.
- LIMA, A.P. & LIMA, S.P. (2018). Monitoramento geotécnico e verificação do desempenho, a longo prazo, de uma escavação em solo residual, estabilizada com tirantes e grampos. *Revista Técnico-Científica do Crea-PR*.
- LIN, P. & LIU, J. (2017). Analysis of resistance factors for LFRD of soil nail walls against external stability failures. *Acta Geotechnica*, 12(1): 157-169.
- LITTLEJOHN, G.S., JACK, B.J. & SLIWINSKI, Z.J. (1972). Anchored Diagram Walls in Sand – Some design and construction considerations. *Transportation Research Record*, 18(4): 15-29.
- LIU, L., WU, R., CONGRESS, S.S.C., DU, Q., CAI, G. & Li, Z. (2021). Design optimization of the soil nail wall-retaining pile-anchor cable supporting system in a large-scale deep foundation pit. *Acta Geotechnica*, 16(7): 2251–2274.
- MAGALHÃES, S.M. (2015). *Dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas utilizando os métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos*. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro da PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 192 p.
- MATOS FERNANDES, M.A., CARDOSO, A.J.S., TRIGO, J.F.C. & MARQUES, J.M.M.C. (1993). Bearing capacity failure of tied-back walls - A complex case of soil-wall interaction. *Computers and Geotechnics*, 15(2): 87–103.
- MAYNE, P.W. & KULHAWY, F.H. (1982). K_0 – OCR relationships in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 108(6): 851–872.
- MECSI, J. (1997). Some practical and theoretical aspects of grouted soil anchors. *International Conference on Ground anchorages and anchored structures*, ICE, London, England: 119-130.
- MENDES, B.F. (2010). *O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada*. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 148 p.

- MICKOVSKI, S.B., LINDSAY, F.M. & SMITH M.J. (2016). Construction and Testing of Self-Drilled Soil Nails. *Geotechnical Engineering* 169 (6): 541-553.
- MIRLATIFI, S. (2013). Performance evaluation of a 21 m deep excavation stabilised by combined soil nails and anchors - a case study. *Australian Geomechanics Journal*, 48(4): 203–210.
- MITCHELL, J.K. & VILLET, W.C.B. (1987). Reinforcement of Earth Slopes and Embankments. Report NCHRP 290, U.S.A. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, USA, 330 p.
- MORE, J.Z.P. (2003). Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Meio Ambiente, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro -PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 120 p.
- MOTA, G.M. (2017). Previsão do comportamento de escavação atirantada a partir de um modelo numérico de elemento de barra. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP, 167 p.
- MOURA, M.V.S. (2018). Avaliação do comportamento de contenções em Niterói/RJ. Dissertação de Mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 176 p.
- MUN, B. & OH, J. (2017). Hybrid soil nail, tieback, and soldier pile wall – case history and numerical simulation. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 11(1): 1–9.
- NUNES, A.L.L.S., SAYÃO, A.S.F.J., SPRINGER, F.O., LIMA, A.P., SARÉ, A.R. & DIAS, P.H.V. (2006). Instrumentação e Monitoramento de Taludes em Solo Grampeado. X Congresso Nacional de Geotecnia de Portugal, Sociedade Portuguesa de Geotecnia - SPG, Lisboa, Portugal, v. 1, p. 175-186.
- OLIVEIRA, L.H.B. (2015). Modelagem numérica de uma estrutura de contenção de estacas espaçadas em areia. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN, 218 p.
- ORTIGÃO, J.A.R. & PALMEIRA, E.M. (1992). Solo Grampeado: técnica para estabilização de encostas e escavações. I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, Rio de Janeiro, RJ, 1: 57-74.
- ORTIGÃO, J.A.R., ZIRLIS, A. & PALMEIRA, E.M. (1995). Experience with soil nailing in Brazil: 1970-1994. *Geotechnical Engineering*, 113(2): 93- 106.
- OSTERMAYER, M. (1975) Construction, Carrying Behavior and Creep Characteristics of Ground Anchors. Conference on Diaphragm Wall and Anchorages, Institution of Civil Engineers of London, England: 141-151.
- PEREIRA FILHO, A.L.D. (2007). Análise do comportamento de escavação grampeada instrumentada. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, SE, 128 p.

- PINELO, A.M.S (1980). Dimensionamento de ancoragens e cortinas ancoradas. Tese de Especialista, LNEC Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 170 p.
- PLUMELLE, C., SCHLOSSER, F., DEGALE, P. & KNOCHENMUS, G. (1990). French national research project on soil nailing: CLOUTERRE. Geotechnical Special Publication, ASCE, 25: 660- 675.
- PORTO, T.B. (2015). Ancoragens em solos - Comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Geotécnica, Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 482 p.
- POTTS. D.M. & ZDRAVKOVIC, L. (2001). Finite element analysis in geotechnical engineering: application. Thomas Telford, Londres, 427 p.
- RABCEWICZ, L.V. (1964). The New Austrian Tunnelling Method - Part 1. Water Power, 16(2): 453-457.
- RAJU, G.V.R., WONG, I.H. & LOW, B.K. Experiment nailed soil walls. Geotechnical Testing Journal, 20(1): 90-102.
- RAWAT, S. & GUPTA, A.K. (2016). Analysis of a Nailed Soil Slope Using Limit Equilibrium and Finite Element Methods. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, 2(34).
- REFFATTI, M.E. (2002). Análise numérica de uma escavação de grande porte em Porto Alegre/RS: Caso de obra. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 124 p.
- REZVANI, R. & TUTUNCHIAN, M.A. (2021). Horizontal displacement of urban deep excavated walls supported by multistrands anchors, steel piles, and in situ concrete piles: case study. International Journal of Geomechanics, 21(1).
- RODY, H.A. (2010). Análise Numérica de uma Estrutura de Cais por Dois Modelos de Representação do Solo. Dissertação de mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 142 p.
- ROTTE, V.M. & VISWANADHAM, B.V.S. (2013). Influence of nail inclination and facing material type on soil-nailed slopes. Ground Improvement 166(2): 86-107.
- RUGGERI, P., FRUZZETTI, V.M.E. & SCARPELLI, G. (2020). The Behavior of a Thread-Bar Grouted Anchor in Soils from Local Strain Monitoring. Applied Sciences, 10(20): 7194.
- SABATINI, P.J., PASS, D.G. & BACHUS, R.C. (1999) Ground Anchors and Anchored Systems. Report FHWA-IF-99-015, Geotechnical Engineering Circular n. 4, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA.

SANTOS, A.F. (2013). Avaliação do desempenho de uma cortina de estacas espaçadas, atirantadas, em areias. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN, 144 p.

SANTOS, C.A.B.R. (2019). Análise Numérica do Comportamento de Escavações em Solo Grampeado: Estudo de Caso e Influência dos Condicionantes de Projeto e de Execução. Dissertação de Mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ 207 p.

SARÉ, A.R. (2007). Comportamento de Escavação Grampeada Instrumentada em Solo Residual. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Meio Ambiente, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro -PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 304 p.

SCHMIDT, B. (1966). Earth pressures at rest related to the stress history, Canadian Geotechnical Journal, 3(4): 239-242.

SEO, H.J., PELECANOS, L., KWON, Y.S. & LEE, I.M. (2017). Net Load–Displacement Estimation in Soil-Nail Pullout Tests. Geotechnical Engineering, 170(6): 534-547.

SHEN, C.K., HERRMAN, L.R. & BANG, S. (1981). Ground Movement Analysis of Earth Support System. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 107(12): 1609-1624.

SILVA, E. B., SILVA, R. C., ARAÚJO, G. L. S., EHRLICH, M. & ELEUTÉRIO, S. E. (2021). Associação de Grampos e Ancoragens em Estruturas de Contenção. XVII Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal.

SILVA, R.C. & EHRLICH, M. (2010). Monitoração de Estrutura de Contenção em Solo Grampeado com Faceamento em Blocos Segmentais. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Gramado, Brasil.

SILVA, R.C. (2010). Análise do Comportamento de Estruturas de Solo Grampeado através da Monitoração de Obra e Modelos Físicos (Escala 1:1). Dissertação de Mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 354 p.

SILVA, F.M. (2015a). Monitoração de uma Escavação Grampeada com Face Rígida Realizada em Aterro Rodoviário. Dissertação de Mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 147 p.

SILVA, P.V.C (2015b). Análises Numéricas 2D e 3D do Comportamento de Estruturas de Solo Grampeado. Dissertação de Mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 127 p.

SILVA, K.F. & GOMES, R.C. (2016). Análise do Comportamento Tensão-Deformação de Cortinas Atirantadas. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Belo Horizonte, Brasil.

SILVA, R.C. (2017). Comportamento de uma Escavação com Cortina Ancorada e Grampeamento em Solo Residual com Camadas Reliquiarias. Tese de Doutorado, Pós-

graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 210 p.

SINGH, V.P. & SIVAKUMAR BABU, G.L. (2010). 2D Numerical Simulations of Soil Nail Walls. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(4): 299-309.

SIVAKUMAR BABU, G.L., RAO, R.S. & DASAKA, S.M. (2007). Stabilisation of Vertical Cut Supporting a Retaining Wall Using Soil Nailing: A Case Study. *Ground Improvement*, 11(3): 157- 162.

SIVAKUMAR BABU, G.L. & SINGH, V.P. (2009). Deformation and Stability Regression Models for Soil Nail Walls. *Geotechnical Engineering*, 162(4): 213-223.

SIVAKUMAR BABU, G.L., SRINIVASA, M.B.R. & SRINIVAS, A. (2002). Analysis of construction factors influencing the behavior of soil-nailed earth retaining walls. *Ground Improvement*, 6(3): 137-143.

SPRINGER, F. O. (2001). Estudos de deformabilidade de escavações com solo grampeado. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Meio Ambiente, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro -PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 95 p.

SPRINGER, F. O., GERSCOVISH, D.M.S. & SAYÃO, A.S.F.J. (2001). Deformabilidade de taludes estabilizados com solo grampeado. III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, Rio de Janeiro, Brasil. v. 1, p. 483-490.

STOCKER, M.F., KORBER, G.W., GASSLER, G. & GUDEHUS, G. (1979). Soil nailing: Loutage du sol. International Conference on Soil Reinforcement: reinforced earth and other techniques, Ecole des Ponts et Chaussées, Paris, France, 2: 463-474.

TAN, S.A., DASARI, G.R. & LEE, C.H. (2005). Effects of 3D Discrete Soil Nail Inclusion on Pull-out, with Implications for Design. *Ground Improvement*, 9(3): 119-125.

TAN, H. B., JIAO, Z & CHEN, J. (2018). Field testing and numerical analysis on performance of anchored sheet pile quay wall with separate pile-supported platform. *Marine Structures*, 58: 382- 398.

THOMPSON, S.R. & MILLER, I.R. (1990). Design, Construction and Performance of a Soil Nailed Wall in Seattle, Washington. *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, P.C. Lambe & L.A. Hansen (eds.), Geotechnical Special Publication n. 25, American Society of Civil Engineers, New York, USA, pp. 629-643.

TROOST, K.G., & BOOTH, D.B. (2008). Geology of Seattle and the Seattle area, Washington. *Landslides and Engineering Geology of the Seattle, Washington, Area*, Baum, R.L., Godt, J.W. & Highland, L.M. (eds.), Geological Society of America *Reviews in Engineering Geology*, Seattle, Washington, USA, 20 vol., pp.1–35.

TORRES, A.R. (2014). Estudo da Modelagem de Estruturas de Contenção de Obras Portuárias. Dissertação de mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 217 p.

- TSCHUCHNIGG, F., SCHWEIGER, H.F. & SLOAN, S.W. (2015). Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques. Part II: back analyses of a case history. *Computers and Geotechnics*, 70: 178–189.
- UNTERREINER P., BENHAMIDA B. & SCHLOSSER F. (1997). Finite element modelling of the construction of a full-scale experimental soil wall. French National Research Project CLOUTERRE. *Journal Ground Improvement*, 1(1): 1-8.
- UNTERREINER P., SCHLOSSER F. & BENHAMIDA B. (1995). Calculation of the displacements of a full scale experimental soil nailed wall – French National Project CLOUTERRE. Proc. Symp. The practice of soil reinforcing in Europe, London.
- VALE, R.A.M (2002). Modelagem Numérica de uma Escavação Profunda Escorada com Parede Diafragma. Dissertação de mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 142 p.
- VILLALOBOS, S.A. & VILLALOBOS F.A. (2021). Effect of nail spacing on the global stability of soil nailed walls using limit equilibrium and finite element methods. *Transportation Geotechnics*, 26(10).
- WANG, D.Q. & ZHU, Y.P. (2013). Prestressed anchor bolt impact on the deformation of composite soil nailing. *Applied Mechanics and Materials*, 353–354: 11–15.
- WANG, H. & GU, Y. (2014). Application of composite soil nailing support for the deep excavation based on FLAC^{3D}. *BioTechnology an Indian Journal*, 10(23): 14399–14405.
- WANG, H., CHENG, J, GUO, Y.C & GAO, X.J. (2016). Failure mechanism of soil nail—prestressed anchor composite retaining structure. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(6): 1889–1898.
- WANG, H., CHENG, J., DUN, Z. & CHENG, B. (2021). Full-Scale Field Test on Construction Mechanical Behaviors of Retaining Structure Enhanced with Soil Nails and Prestressed Anchors. *Applied Sciences*, 11(17): 7928.
- WEI, W.B. & CHENG Y.M. (2010). Soil nailed slope by strength reduction and limit equilibrium methods. *Computers and Geotechnics*, 37(5): 602-618.
- WOODS R.I. & BARKHORDARI, K. (1997). The Influence of Bond Stress Distribution on Ground Anchor Design. International Conference on Ground anchorages and anchored structures, ICE, London, England: 55-64.
- YANG, Y. (2007). Remediating a Soil-Nailed Excavation in Wuhan, China. *Geotechnical Engineering*, 160(4): 209-214.
- YAJNHESWARAN, RANJAN, H. S. & SUBBA RAO. (2015). Analysis of the effect of anchor rod on the behavior of diaphragm wall using Plaxis 3D. International Conference on Water Resources, Coastal and Ocean Engineering, 4:240-247.

YE, X., WANG, S., WANG, Q., SLOAN, S.W. & SHENG, D. (2017). Numerical and experimental studies of the mechanical behavior for compaction grouted soil nails in sandy soil. *Computers and Geotechnics*, 90(6): 202-214.

ZHANG, F., LIU, Z.C. & CHEN, G.G. (2002). The mechanical working mechanism research on the united supporting of prestressed soil anchor and soil-nailing. *Rock and Soil Mechanics* 23(3): 292–296

ZHAO, L., LI, D., TAN, H., CHENG, X. & ZUO, S. (2019). Characteristics of failure area and failure mechanism of a bedding rockslide in Libo County, Guizhou, China. *Landslides*, 16(7): 1367–1374.

ZHOU, T., ZHANG, D. & ZHAO, T. (2016). Comparative analysis of different combined retaining measures for deep foundation pit of high-rise buildings. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, 9(6): 2622–2628.

ZHOU, W.H., YIN, J.H. & HONG, C.Y. (2011). Finite Element Modelling of Pullout Testing on a Soil Nail in a Pullout Box under Different Overburden and Grouting Pressures. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(4): 557–567.

ZHOU, Y.D., CHEUK, C.Y. & THAM, L.G. (2009). Numerical modelling of soil nails in loose fill slope under surcharge loading. *Computers and Geotechnics*, 36(5): 837-850.

ZHOU, Y.D., XU, K., TANG, X. & THAM, L.G. (2013). Three-dimensional modeling of spatial reinforcement of soil nails in a field slope under surcharge loads. *Journal of Applied Mathematics*.

ZIRLIS, A.C. & PITTA, C.A. (1992). Soil nailing: Chumbamento de solos – experiência de uma equipe na aplicação do método. I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, Rio de Janeiro, Brasil, 1: 81-99.

ZOLQADR, E. & YASROBI, S.S. (2014). Effect of wall batter angle on soil nail walls performance. *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Yoo, Park, Kim & Ban (eds.), Korean Geotechnical Society, Seoul, Korea, pp. 133-136.