



ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESCAVAÇÕES EM SOLO
GRAMPEADO: ESTUDO DE CASO E INFLUÊNCIA DOS CONDICIONANTES DE
PROJETO E DE EXECUÇÃO

Cauê Antônio Barreto da Rosa dos Santos

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Mauricio Ehrlich

Syedhamed Mirmoradi

Rio de Janeiro

Julho de 2019

ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESCAVAÇÕES EM SOLO
GRAMPEADO: ESTUDO DE CASO E INFLUÊNCIA DOS CONDICIONANTES DE
PROJETO E DE EXECUÇÃO

Cauê Antônio Barreto da Rosa dos Santos

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Mauricio Ehrlich, D.Sc.

Dr. Seyedhamed Mirmoradi, D.Sc.

Prof^a. Denise Maria Soares Gerscovich, D.Sc.

Prof. Leonardo De Bona Becker, D.Sc.

Prof. Rafael Cerqueira Silva, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JULHO DE 2019

Santos, Cauê Antônio Barreto da Rosa dos

Análise Numérica do Comportamento de Escavações em Solo Grampeado: Estudo de Caso e Influência dos Condicionantes de Projeto e de Execução / Cauê Antônio Barreto da Rosa dos Santos. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2019.

XIV, 207 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Mauricio Ehrlich

Syedhamed Mirmoradi

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2019.

Referências Bibliográficas: p. 173-179.

1. Análise numérica. 2. Solo grampeado. 3. Condicionantes de projeto e de execução. I. Ehrlich, Maurício *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

DEDICATÓRIA

À minha família, especialmente a minha mãe e ao meu avô, que não mediram esforços para que eu alcançasse meus objetivos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por me dar saúde e força para chegar até aqui.

À minha mãe, Cristina Rosa, pela transmissão de valores como caráter e dignidade e pelo seu imenso carinho em todos os momentos da minha vida.

Aos meus familiares, por toda a ajuda recebida, em especial, Teresinha Rosa, Naira Rosa, Lana Lage, Cláudia Monserrat e Roberta Monserrat.

Aos meus orientadores, Mauricio Ehrlich e Seyedhamed Mirmoradi, pela excelente orientação, por toda a paciência e atenção durante a pesquisa, pelas sugestões propostas e disponibilidade durante todo este período.

À professora Denise Gerscovich, o meu carinho, pelos ensinamentos e por desde a graduação incentivar e apoiar o meu interesse pela área geotécnica.

Aos professores do mestrado, pelos importantes ensinamentos transmitidos. Anna Laura Nunes, Cláudio Mahler, Fernando Danziger, Francisco Lopes, Francisco Thiago Aragão, Ian Martins, Laura Motta, Leonardo Becker, Márcio Almeida, Mauricio Ehrlich e Willy Lacerda.

À professora Denise Gerscovich e aos professores Leonardo Becker e Rafael Cerqueira, por aceitarem participar da minha banca.

Aos amigos e colegas do curso de mestrado e da geotecnia da COPPE/UFRJ, que contribuíram nos momentos de estudos, discussões e lazer: André Fardin Rosa, Marco Antonio Grigoletto Conte, Thaiane Rebêlo, Karine Coutinho, Patrícia Lopes, Rhamira Pascual, Juliana Fabre, André do Valle Abreu, Felipe Souza Cruz, Mateus Lino Leite, Luiz Augusto Florêncio, Marcela Tortureli, Gabriel Nascimento, Desirée Christine, Larissa Montagner, Lucas Vieira, Naiala Fidélis, Renan Andrade, Rodrigo Schlosser, Rodrigo Jesus, Silvana Vasconcelos, Thiago César Oliveira.

Ao amigo Fábio Baptista e a amiga Mirella Dalvi, que também é uma das amizades da geotecnia, pela ajuda na revisão de parte da dissertação.

Ao meu pai, Sérgio Antônio, que, em vida, sempre me incentivou nos estudos.

Em especial, ao meu avô Guigui (Ary Antônio Rosa) por toda sabedoria que me passou em vida. Meu interesse pela Engenharia Civil surgiu muito em função das “obras” que realizávamos juntos.

Ao corpo técnico e administrativo do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, em especial, a equipe do Laboratório de Geotecnia.

À CAPES pelo apoio financeiro para o desenvolvimento da presente pesquisa.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESCAVAÇÕES EM SOLO
GRAMPEADO: ESTUDO DE CASO E INFLUÊNCIA DOS CONDICIONANTES DE
PROJETO E DE EXECUÇÃO

Cauê Antônio Barreto da Rosa dos Santos

Julho/2019

Orientadores: Maurício Ehrlich

Syedhamed Mimoradi

Programa: Engenharia Civil

Nesta pesquisa, apresentam-se estudos numéricos de escavações em solo grampeado desenvolvidos com o auxílio do programa computacional Plaxis 2D. A modelagem numérica foi validada utilizando um caso apresentado em Clouterre (1991). Análises paramétricas foram conduzidas considerando diferentes inclinações da face, o procedimento de execução da escavação (com ou sem nicho), a variação da rigidez do grampo e da face, a variação dos parâmetros de resistência e rigidez do solo, o efeito da aplicação de sobrecarga no topo e o efeito da escavação próxima ao pé da estrutura grampeada. Dentre os resultados obtidos, vale destacar que: o aumento da inclinação da face conduz a maiores valores de tração máxima nos reforços, maiores valores de tração na cabeça dos grampos (conexão) e maiores deslocamentos horizontais na face; o grampo mais solicitado à tração localiza-se entre o meio e o pé da escavação, independentemente da inclinação da face; quando o procedimento de escavação é feito por nicho, as movimentações laterais são, em regra, menores, a tração na conexão é maior e o grampo mais solicitado à tração se aproxima ainda mais do pé da escavação.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

NUMERICAL ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF SOIL NAILING
EXCAVATIONS: CASE STUDY AND INFLUENCE OF DESIGN AND
EXECUTION CONDITIONERS

Cauê Antônio Barreto da Rosa dos Santos

July/2019

Advisors: Maurício Ehrlich

Syedhamed Mirmoradi

Department: Civil Engineering

This research presents numerical analyses considering excavations in nailed soil using the computational program Plaxis 2D. The numerical analysis was firstly validated against data from physical model study presented by Clouterre (1991). Parametric studies were then carried out to evaluate the combined effects of facing inclinations, excavations executed with and without niche, nail and facing stiffness, soil strength and stiffness parameter, surcharge conditions and excavation near the toe of the nailed structure. The results show that the increase of the facing inclination leads to higher values of connection and maximum reinforcement loads and greater horizontal facing displacements. In addition, the nail with highest load is located between the middle and the toe of the excavation, irrespective of the facing inclination. When the excavation is simulated by niches, the lateral movements are usually smaller, the tensile force carried by the connection is larger and the nail with highest load is closer to the toe of the excavation.

SUMÁRIO

| | | |
|-------|--|----|
| 1. | INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 | Considerações iniciais | 1 |
| 1.2 | Objetivo da pesquisa | 2 |
| 1.3 | Estrutura da dissertação | 2 |
| 2. | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 3 |
| 2.1 | Histórico | 3 |
| 2.2 | Metodologia Construtiva | 5 |
| 2.3 | Comportamento da estrutura grampeada | 11 |
| 2.3.1 | Resistência ao cisalhamento e ensaio de arrancamento | 18 |
| 2.3.2 | Esforços atuantes no grampo devido a sua rigidez | 22 |
| 2.3.3 | Deslocamentos e deformações no solo grampeado | 23 |
| 2.3.4 | Importância da face | 25 |
| 2.3.5 | Rigidez da face | 32 |
| 2.3.6 | Inclinação da face | 36 |
| 2.3.7 | Tipos de superfície de ruptura | 40 |
| 2.4 | Métodos de análise de estruturas de contenção em solo grampeado | 42 |
| 2.4.1 | Métodos de Rankine e de Coulomb | 43 |
| 2.4.2 | Método de Leschinsky e Boedeker (1989) | 46 |
| 2.4.3 | Outros métodos simples de análise | 48 |
| 2.5 | Método dos elementos finitos | 50 |
| 2.6 | Modelos Constitutivos | 55 |
| 2.6.1 | Modelo linear elástico | 55 |
| 2.6.2 | Modelo hiperbólico | 56 |
| 2.6.3 | Modelo linear elástico perfeitamente plástico | 64 |
| 2.6.4 | Modelo Hardening Soil | 65 |
| 2.7 | Métodos de modelagem da compactação do solo | 69 |
| 3. | ESTUDO NUMÉRICO: VALIDAÇÃO | 72 |
| 3.1 | Obtenção dos parâmetros do solo | 76 |
| 3.2 | Obtenção dos parâmetros das estruturas | 82 |
| 3.2.1 | Grampos | 83 |
| 3.2.2 | Face e muro de flexão com seção em “L” | 84 |
| 3.3 | Modelagem da compactação do solo de aterro | 86 |
| 3.4 | Malha de elementos finitos da validação | 89 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 3.5 | Resultados e discussões da validação..... | 90 |
| 4. | ANÁLISES PARAMÉTRICAS | 99 |
| 4.1 | Parâmetros do solo e das estruturas | 103 |
| 4.2 | Malha de elementos finitos | 106 |
| 4.3 | Resultados e discussões das análises paramétricas | 107 |
| 4.3.1 | Análises variando a rigidez do solo..... | 116 |
| 4.3.2 | Escavação próxima à base da estrutura em solo grampeado | 121 |
| 4.3.3 | Sobrecarga no topo de escavações em solo grampeado | 131 |
| 4.3.4 | Aplicação de sobrecarga e escavação próxima à base estrutura.... | 139 |
| 4.3.5 | Aplicação progressiva de sobrecarga no topo da estrutura..... | 152 |
| 4.3.6 | Posição de atuação da tração máxima nos grampos..... | 154 |
| 4.3.7 | Análise da plastificação da massa de solo | 161 |
| 4.3.8 | Estudo da rigidez do faceamento | 164 |
| 4.3.9 | Rigidez do grampo | 166 |
| 5. | CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.... | 169 |
| 6. | REFERÊNCIAS | 173 |
| | APÊNDICE A | 180 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 2.1 - Métodos de execução de túneis (Clouterre 1991)..... | 3 |
| Figura 2.2 - Etapas típicas de execução de escavações grampeadas (modificado de Porterfield et al. (1994) apud Lazarte et al. 2003)..... | 6 |
| Figura 2.3 - Tipos de cabeças para grampos (GeoRio 2014): (a) embutida na face por meio de dobra no aço; (b) fixada por placa metálica, rosca e porca; (c) feixe de barras embutido na face por dobra (Dias et al.,2006); (d) sem cabeça e (e) com manta vegetal, tela, placa e porca..... | 9 |
| Figura 2.4 - Força mobilizada no grampo (Mitchel e Villet 1987) | 12 |
| Figura 2.5 - Influência da rigidez do grampo nas deformações e tensões mobilizadas (Ehrlich 2003; Ehrlich e Becker 2009) | 12 |
| Figura 2.6 - Efeito da escavação no comportamento do grampo (Lazarte et al. 2015) | 14 |
| Figura 2.7 - Localização da força máxima de tração no solo grampeado (modificado de Byrne et al. (1998) apud Lazarte 2015)..... | 15 |
| Figura 2.8 - Desenvolvimento de esforços nos grampos durante o avanço da escavação em estrutura grampeada (Clouterre 1991) | 16 |
| Figura 2.9 - Resultados da monitoração do esforço axial no grampo 3 durante o avanço da escavação grampeada (Clouterre, 1991)..... | 17 |
| Figura 2.10 - Distribuição da tensão cisalhante mobilizada e do esforço axial ao longo de um grampo (modificado de Lazarte et al. 2015)..... | 18 |
| Figura 2.11 - Ensaios de arrancamento: (a) montagem e injeção dos grampos e (b) sistema de aplicação de carga (Feijó e Ehrlich, 2001)..... | 19 |
| Figura 2.12 - Acréscimo de tensão normal devido à restrição ao fenômeno da dilatação ao redor do reforço solicitado à tração (Clouterre, 1991)..... | 21 |
| Figura 2.13 - Efeito da rigidez no comportamento dos reforços: a) reforços flexíveis; b) reforços rígidos (modificado de Mitchel e Villet 1987)..... | 23 |
| Figura 2.14 - Deformações típicas no solo grampeado (Clouterre 1991)..... | 24 |
| Figura 2.15 – Deslocamento horizontal da face de estruturas grampeadas (Clouterre 1991)..... | 25 |
| Figura 2.16 - Influência da inclinação da face (Ehrlich 2003) | 26 |
| Figura 2.17 - Forças máximas mobilizadas nos grampos em escavação em solo grampeado (Cartier e Gigan 1983)..... | 27 |
| Figura 2.18 - Deslocamentos horizontais e forças máximas mobilizadas nos grampos em modelo reduzido de escavação em solo grampeado (modificado de Juran et al. 1984)..... | 27 |
| Figura 2.19 - Influência da inclinação da face na tração máxima dos grampos na última etapa de escavação (L/H=0,57) (Lima 2002)..... | 28 |
| Figura 2.20 - Tensões atuantes junto à face de uma escavação em solo grampeado devido: (a) ao peso próprio e (b) à cargas externas (Gässler e Gudehus 1981)..... | 29 |
| Figura 2.21 - Consideração da distribuição de pressão de solo atuante na face de concreto projetado do solo grampeado (GeoRio 2014)..... | 30 |
| Figura 2.22 - Consideração da distribuição de pressão de solo atuante na face de concreto projetado do solo grampeado (Clouterre 1991). | 31 |
| Figura 2.23 - Efeito de arqueamento no solo grampeado (Clouterre 1991) | 32 |
| Figura 2.24 - Influência da rigidez da face: (a) deslocamento horizontal da face; (b) força axial no grampo; e (c) momentos fletores (Ehrlich et al. 1996) | 33 |
| Figura 2.25 - Influência da rigidez da face normalizada, $E\gamma H^5$, dos reforços, S_i , do atrito mobilizado na base do muro no somatório normalizado das forças de tração máximas nos reforços, $T_{máx} \gamma H^2$ (Mirmoradi e Ehrlich 2015)..... | 35 |
| Figura 2.26 - Esforços nos reforços, efeito do atrito mobilizado na base do faceamento (Ehrlich e Becker 2010)..... | 35 |
| Figura 2.27 - Perfis de deslocamentos horizontais finais (L/H=0,57), a 1,0m do vértice da escavação, em função da inclinação da face do talude (β) (Lima 2002)..... | 37 |
| Figura 2.28 - Influência da inclinação da face do talude (β) nos deslocamentos verticais finais (L/H=0,57) ao longo da superfície do terreno – topo da escavação (Lima 2002). | 38 |
| Figura 2.29 - Inclinação ideal do grampo para diferentes inclinações de face (Fan e Luo 2008). | 39 |
| Figura 2.30 - Mobilização dos esforços de cisalhamento e de flexão em talude inclinado (Feijó 2007) ... | 39 |
| Figura 2.31 - Distribuição das máximas tensões nos grampos com a profundidade em taludes inclinados (Dantas e Ehrlich 2000)..... | 40 |
| Figura 2.32 - Diferentes tipos de ruptura que podem ocorrer no solo grampeado: (a) ruptura interna, (b) ruptura externa, (c) ruptura mista (Clouterre 1991)..... | 41 |

| | |
|---|----|
| Figura 2.33 - Equilíbrio externo (Ehrlich 2003)..... | 43 |
| Figura 2.34 – Análise da estabilidade de uma estrutura grampeada com superfície de ruptura planar e trinca de tração (adaptado de Lazarte et al. 2003)..... | 44 |
| Figura 2.35 – Determinação da força máxima nos grampos (Leschinsky e Boedeker 1989)..... | 47 |
| Figura 2.36 - Distribuição de esforços nos reforços..... | 48 |
| Figura 2.37 – Gráficos de rastreamento da superfície de ruptura para taludes verticalizados, $m = \infty$, e inclinados a 45°, $m = 1$ (Leschinsky e Boedeker 1989)..... | 48 |
| Figura 2.38 - Exemplo de uma rede (ou malha) de elementos finitos em uma placa com um furo central (Adaptado de Fish e Belytschko 2007)..... | 52 |
| Figura 2.39 – Modelo de comportamento linear elástico..... | 55 |
| Figura 2.40 - Representação hiperbólica da curva tensão deformação (Kondner 1963 e Kondner e Zelasko 1963 apud Lopes 2006)..... | 58 |
| Figura 2.41 – Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante (Duncan e Chang 1970 apud Lopes 2006)..... | 59 |
| Figura 2.42 – Módulo de descarregamento e recarregamento (Duncan e Chang 1970)..... | 60 |
| Figura 2.43 – Curva tensão desviadora vs deformação axial e curva deformação volumétrica vs deformação axial (Duncan 1980)..... | 61 |
| Figura 2.44 - Variação do módulo volumétrico com a tensão confinante (Duncan 1980)..... | 62 |
| Figura 2.45 - Envoltórias para diferentes níveis de confinamento obtidas em ensaios triaxiais CD (Duncan et al 1980 adaptado de Gerscovich 2009)..... | 63 |
| Figura 2.46 - Variação de ϕ com o nível de confinamento (Duncan et al 1980 adaptado por Gerscovich 2009)..... | 63 |
| Figura 2.47 - modelo linear elástico perfeitamente plástico..... | 64 |
| Figura 2.48 – Relação hiperbólica da curva tensão-deformação para carregamento primário de um ensaio triaxial padrão (Manual do Plaxis 2015)..... | 66 |
| Figura 2.49 - Sucessivas superfícies de escoamento que simulam o endurecimento do solo (Manual do Plaxis 2015)..... | 67 |
| Figura 2.50 - Curva de deformação volumétrica para ensaio triaxial drenado padrão considerando o cut-off de dilatação (Manual do Plaxis 2015)..... | 68 |
| Figura 2.51 - Relação entre dilatância mobilizada e o ângulo de atrito mobilizado para o modelo <i>Hardening Soil</i> (Manual do Plaxis 2015)..... | 68 |
| Figura 2.52 - Procedimentos de modelagem da compactação (Mirmoradi e Ehrlich 2018)..... | 71 |
| Figura 3.1 – Representação das camadas compactadas do aterro..... | 73 |
| Figura 3.2 - Geometria da estrutura de contenção em solo grampeado do primeiro experimento em escala real do projeto Clouterre (adaptado de Unterreiner et al. (1997)..... | 73 |
| Figura 3.3 - Detalhes da instrumentação e da geometria do grampo (Plumelle 1990)..... | 74 |
| Figura 3.4 – Curva força de tração – deformação do grampo ensaiado (Plumelle et al. 1990)..... | 75 |
| Figura 3.5 - Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante..... | 77 |
| Figura 3.6 - Curva tensão - deformação..... | 80 |
| Figura 3.7 – Ilustração do elemento de interface do contato solo - muro em “L”..... | 86 |
| Figura 3.8 - Ilustração da modelagem da compactação..... | 87 |
| Figura 3.9 - Etapas construtivas do aterro e da escavação em solo grampeado do modelo físico validado..... | 88 |
| Figura 3.10 - Malha de elementos finitos do modelo de solo grampeado validado..... | 89 |
| Figura 3.11 - Comparação dos deslocamentos horizontais calculados pelo MEF com o resultado medido pelo inclinômetro a 2m da face, após construção de 5m da estrutura grampeada..... | 92 |
| Figura 3.12 - Comparação dos deslocamentos horizontais calculados pelo MEF com o resultado medido pelo inclinômetro a 4m da face, após construção de 5m da estrutura grampeada..... | 93 |
| Figura 3.13 - Comparação dos deslocamentos horizontais calculados pelo MEF com o resultado medido pelo inclinômetro a 8m da face, após construção de 5m da estrutura grampeada..... | 94 |
| Figura 3.14 - Movimentação: (a) vertical no topo da escavação (b) vertical na base do aterro e na laje de base do muro em “L” (c) horizontal no muro em “L”..... | 95 |
| Figura 3.15 - Comparação dos esforços de tração, ao longo do grampo 1, calculados pelo MEF com o resultado medido, após construção de 5m da estrutura grampeada..... | 96 |
| Figura 3.16 - Comparação dos esforços de tração, ao longo do grampo 2, calculados pelo MEF com o resultado medido, após construção de 5m da estrutura grampeada..... | 96 |
| Figura 3.17 - Comparação dos esforços de tração, ao longo do grampo 3, calculados pelo MEF com o resultado medido, após construção de 5m da estrutura grampeada..... | 97 |
| Figura 3.18 - Comparação dos esforços de tração, ao longo do grampo 4, calculados pelo MEF com o resultado medido, após construção de 5m da estrutura grampeada..... | 97 |

| | |
|--|-----|
| Figura 3.19 - Plastificação do solo, em que SR é superfície de ruptura crítica calculada pelo método de Rankine..... | 98 |
| Figura 4.1 - Geometria típica da estrutura de solo grampeado das análises paramétricas..... | 100 |
| Figura 4.2 - Etapas construtivas da estrutura grampeada com escavação sem nicho..... | 101 |
| Figura 4.3 - Etapas construtivas da estrutura grampeada com escavação com nicho..... | 102 |
| Figura 4.4 - Seção típica representando a escavação próxima ao pé e o carregamento externo..... | 103 |
| Figura 4.5 - Típica malha de elementos finitos utilizada nas análises paramétricas..... | 106 |
| Figura 4.6 - Tração máxima no grampo com a profundidade para faces com diferentes inclinações..... | 110 |
| Figura 4.7 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para faces com diferentes inclinações..... | 110 |
| Figura 4.8 - Relação entre o somatório da tração máxima dos grampos, T_{max} , a inclinação da face e a coesão do solo, cujo valor de 10kPa é referente as análises de referência..... | 112 |
| Figura 4.9 - Relação entre o somatório da tração máxima dos grampos, T_{max} , a inclinação da face e o ângulo de atrito do solo, cujo valor de 33° é referente as análises de referência..... | 112 |
| Figura 4.10 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , a inclinação da face e a coesão do solo, cujo valor de 10kPa é referente as análises de referência..... | 113 |
| Figura 4.11 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , a inclinação da face e o ângulo de atrito do solo, cujo valor de 33° é referente as análises de referência..... | 114 |
| Figura 4.12 - Tração máxima no grampo e da tração na cabeça do grampo (conexão) com a profundidade para face vertical..... | 115 |
| Figura 4.13 - Tração na cabeça do grampo (conexão) no grampo com a profundidade para faces com diferentes inclinações..... | 116 |
| Figura 4.14 - Tração máxima no grampo com a profundidade, com redução de $E50_{ref}$, $Eoed_{ref}$ e Eur_{ref} em cinco vezes..... | 117 |
| Figura 4.15 - Tração máxima no grampo com a profundidade, com redução de $E50_{ref}$, $Eoed_{ref}$ e Eur_{ref} em dez vezes..... | 118 |
| Figura 4.16 - Relação entre somatório da tração máxima dos grampos, T_{max} , com a inclinação da face, considerando a redução de $E50_{ref}$, $Eoed_{ref}$ e Eur_{ref} em cinco e em dez vezes..... | 119 |
| Figura 4.17 - Variação do deslocamento horizontal da face com a profundidade, com redução de $E50_{ref}$, $Eoed_{ref}$ e Eur_{ref} em cinco..... | 120 |
| Figura 4.18 - Variação do deslocamento horizontal da face com a profundidade, com redução de $E50_{ref}$, $Eoed_{ref}$ e Eur_{ref} em dez vezes..... | 120 |
| Figura 4.19 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a inclinação da face, considerando a redução de $E50_{ref}$, $Eoed_{ref}$ e Eur_{ref} em cinco e em dez vezes..... | 121 |
| Figura 4.20 - Geometria típica de talude com face vertical onde há possibilidade de escavação próxima à base. (a) sem escavação, (b) 1 m de escavação e (e) 2 m de escavação..... | 121 |
| Figura 4.21 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face vertical, considerando também possível escavação próxima ao pé..... | 123 |
| Figura 4.22 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face 8V:1H, considerando também possível escavação próxima ao pé..... | 123 |
| Figura 4.23 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face 4V:1H, considerando também possível escavação próxima ao pé..... | 124 |
| Figura 4.24 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face 2V:1H, considerando também possível escavação próxima ao pé..... | 124 |
| Figura 4.25 - Relação entre somatório da tração máxima dos grampos, T_{max} , com a inclinação da face, considerando também possível escavação próxima ao pé..... | 125 |
| Figura 4.26 - Tração máxima no grampo e da tração na cabeça do grampo (conexão) com a profundidade, considerando face vertical e também possível escavação próxima ao pé..... | 127 |
| Figura 4.27 - Tração máxima no grampo e da tração na cabeça do grampo (conexão) com a profundidade, considerando face 8V:1H e também possível escavação próxima ao pé..... | 127 |
| Figura 4.28 - Tração máxima no grampo e da tração na cabeça do grampo (conexão) com a profundidade, considerando face 4V:1H e também possível escavação próxima ao pé..... | 128 |
| Figura 4.29 - Tração máxima no grampo e da tração na cabeça do grampo (conexão) com a profundidade, considerando face 2V:1H e também possível escavação próxima ao pé..... | 128 |
| Figura 4.30 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para diferentes inclinações de face, e escavação de 1 m de profundidade próxima ao pé da estrutura grampeada..... | 129 |
| Figura 4.31 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para diferentes inclinações de face, e escavação de 1 m de profundidade próxima ao pé da estrutura grampeada..... | 130 |
| Figura 4.32 - Relação entre deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a inclinação da face, considerando também possível escavação próxima ao pé..... | 131 |

| | |
|---|-----|
| Figura 4.33 - Extensão da sobrecarga de $150kN/m$ aplicada no topo da escavação em solo grampeado: (a) 5m; (b) 10m; (c) 30 m e (d) em “todo” o topo | 132 |
| Figura 4.34 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face vertical, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo | 133 |
| Figura 4.35 - Relação entre somatório da tração máxima dos grampos, T_{max} , com a inclinação da face, considerando a aplicação de sobrecarga no topo | 134 |
| Figura 4.36 - Relação entre o somatório da tração máxima dos grampos, T_{max} , e a extensão da sobrecarga, B | 135 |
| Figura 4.37 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a inclinação da face, considerando a aplicação de sobrecarga no topo | 136 |
| Figura 4.38 - Relação entre o deslocamento máximo da face, Δh_{max} , e a extensão da sobrecarga, B .. | 137 |
| Figura 4.39 - Variação do deslocamento horizontal da face com a profundidade para face vertical, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo | 137 |
| Figura 4.40 - Tração máxima no grampo e da tração na cabeça do grampo (conexão) com a profundidade para face vertical, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo | 138 |
| Figura 4.41 - Tração na cabeça do grampo (conexão) no grampo com a profundidade, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo | 139 |
| Figura 4.42 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face vertical, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base | 141 |
| Figura 4.43 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face 8V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base | 141 |
| Figura 4.44 - Relação entre somatório da tração máxima dos grampos, T_{max} , com a inclinação da face, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base | 143 |
| Figura 4.45 - Relação entre o somatório da tração máxima dos grampos, T_{max} , e a extensão da sobrecarga, B , considerando a aplicação da sobrecarga com posterior escavação próxima ao pé | 144 |
| Figura 4.46 - Relação entre o somatório da tração máxima dos grampos, T_{max} , e a extensão da sobrecarga, B , considerando a escavação próxima ao pé com posterior aplicação da sobrecarga no topo | 145 |
| Figura 4.47 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a inclinação da face, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base | 146 |
| Figura 4.48 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , e a extensão da sobrecarga, B , considerando a aplicação da sobrecarga com posterior escavação próxima ao pé | 147 |
| Figura 4.49 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , e a extensão da sobrecarga, B , considerando a escavação próxima ao pé com posterior aplicação da sobrecarga no topo | 148 |
| Figura 4.50 - Região plastificada considerando a aplicação da sobrecarga, no topo, com extensão de 30 m com posterior escavação próxima ao pé..... | 148 |
| Figura 4.51 - Região plastificada considerando a escavação próxima ao pé com posterior aplicação da sobrecarga com extensão de 30 m no topo..... | 148 |
| Figura 4.52 - Variação do deslocamento horizontal da face com a profundidade para face vertical, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base | 149 |
| Figura 4.53 - Tração na conexão e da tração máxima no grampo ao longo da profundidade, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima ao pé | 150 |
| Figura 4.54 - Tração na conexão com a profundidade, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima ao pé..... | 151 |
| Figura 4.55 - Tração na conexão com a profundidade, considerando escavação de 2m próxima ao pé e a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo..... | 152 |
| Figura 4.56 - Somatório da tração máxima dos grampos, T_{max} , versus o aumento da carga externa no topo da estrutura de solo grampeado com face vertical, após a construção da estrutura | 153 |
| Figura 4.57 - Somatório da tração máxima nos grampos, T_{max} , versus o aumento da carga externa no topo da estrutura de solo grampeado com face 4V:1H, após a construção da estrutura | 153 |
| Figura 4.58 - Posição de atuação da tração máxima de cada grampo para escavação feita sem e com nicho. Inclinação da face: (a) vertical; (b) 8V:1H; (c) 4V:1H; e (d) 2V:1H..... | 157 |
| Figura 4.59 - Posição de atuação da tração máxima de cada grampo para escavação feita sem e com nicho, considerando escavação de 2m próxima ao pé..... | 158 |
| Figura 4.60 - Posição de atuação da tração máxima de cada grampo para escavação feita sem e com nicho, considerando sobrecarga com 5 m de extensão no topo | 159 |
| Figura 4.61 - Posição de atuação da tração máxima de cada grampo para escavação feita sem e com nicho, considerando sobrecarga com 5 m de extensão no topo | 160 |
| Figura 4.62 - Região de plastificação do solo para escavação feita sem nicho e com coesão de 1kPa, considerando a face (a) vertical; (b) 4V:1H | 161 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.63 - Região de plastificação do solo para escavação feita sem nicho, em muro com face vertical, considerando sobrecarga de (a) e (d) $25kN/m$; (b) e (e) $125kN/m$; (c) e (f) $250kN/m$. E, (d), (e) e (f) escavação de 2m próxima ao pé | 162 |
| Figura 4.64 - Região de plastificação do solo para escavação feita sem nicho, em muro com face 4V:1H, considerando sobrecarga de (a) e (d) $25kN/m$; (b) e (e) $125kN/m$; (c) e (f) $250kN/m$, com 5 m de extensão. E, (d), (e) e (f) escavação de 2m próxima ao pé | 163 |
| Figura 4.65 - Influência da rigidez axial da face normalizada, $EA\gamma H^3$, no somatório normalizado da tração máxima dos grampos, $Tmáx\gamma H^2$ | 165 |
| Figura 4.66 - Influência da rigidez à flexão da face normalizada, $EI\gamma H^5$, no somatório normalizado da tração máxima dos grampos, $Tmáx\gamma H^2$ | 165 |
| Figura 4.67 - Influência da rigidez à flexão da face normalizada, $EI\gamma H^5$, no deslocamento horizontal máximo da face normalizado, $hmáxH$ | 166 |
| Figura 4.68 - Comportamento do somatório da tração máxima dos grampos, $Tmax$, com o aumento da rigidez axial, EA , dos grampos | 167 |
| Figura 4.69 - Relação entre somatório da tração máxima dos grampos, $Tmax$, e a inclinação da face, considerando o grampo Tipo I (tubo de alumínio) e o grampo Tipo III (Barra de aço com diâmetro de 32mm) | 168 |

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A técnica de solo grampeado consiste basicamente na intrusão do grampo no maciço, onde a estabilidade é garantida pelas forças de atrito que se desenvolvem na interface solo-grampo. Procurando um melhor entendimento do comportamento de escavações em solo grampeado, este trabalho apresenta análises paramétricas executadas com o auxílio do programa computacional Plaxis 2D. O modelo constitutivo adotado para o solo foi o *Hardening Soil* e, para as demais estruturas, isto é, grampo, face e muro de peso, o modelo elástico. Para ajustar os parâmetros do solo e obter a ordem e o tipo do elemento finito de referência para a execução das análises paramétricas, primeiro foi realizada a validação numérica. Utilizou-se para tal o primeiro modelo em solo grampeado construído em escala real pelo Projeto Nacional de Pesquisa Francês (ou simplesmente Projeto Clouterre). O modelo construído possuía 7 m de altura por 7,5 m de largura com espaçamento entre grampos de 1 m na vertical e de 1,15 m na horizontal. O comprimento dos grampos variava de 6 a 8 m, com inclinação de 10 graus com relação à horizontal.

A escavação em solo grampeado realizada no modelo físico foi executada metro a metro. Entre os cinco e seis metros de profundidade de escavação a obra foi paralisada, e um significativo deslocamento foi medido na estrutura devido à fluência do solo. Em função da dificuldade de simular o fenômeno da fluência, nesta pesquisa a validação do modelo foi realizada com base nas monitorações dos primeiros 5 m da estrutura grampeada construída, ou seja, na fase antes da ocorrência do fenômeno da fluência.

Análises paramétricas, do comportamento de escavações em solo grampeado foram realizadas admitindo a profundidade 10 m e faceamentos com inclinações de 2V:1H, 4V:1H, 8V:1H e vertical. Ao todo foram instalados 10 grampos com comprimento de 7 m e com inclinação de 15 graus com relação à horizontal. O espaçamento entre grampos foi igual ao do modelo validado.

As análises foram conduzidas considerando o procedimento de execução da escavação com ou sem nicho, a variação da rigidez do grampo e da face, o efeito da aplicação de sobrecarga no topo e de escavação próxima ao pé da estrutura grampeada. Neste estudo buscou-se verificar: a tração máxima nos reforços, a tração na conexão; o deslocamento da face, a plastificação da massa reforçada e os pontos de atuação da tração máxima de cada linha de grampo que foram cotejados como a superfície de ruptura definida pelo método de Coulomb.

No estudo paramétrico, foram também realizadas aplicação de sobrecargas no topo e escavações próximas ao pé da estrutura após a construção da estrutura em solo grampeado, para avaliar o comportamento da mesma quando submetida a solicitações pós-construtivas. As análises considerando essas solicitações pós-construtivas foram divididas da seguinte forma: (i) escavação próxima à base da estrutura; (ii) aplicação de sobrecarga no topo; (iii) aplicação de sobrecarga no topo com posterior escavação próxima à base da estrutura; e (iv) escavação próxima à base da estrutura grampeada com posterior aplicação de sobrecarga no topo.

1.2 Objetivo da pesquisa

Este trabalho tem como objetivo estudar o efeito do procedimento executivo da escavação, da rigidez do grampo e da inclinação e rigidez do faceamento no comportamento de estruturas de solo grampeado.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta pesquisa foi dividida em seis capítulos e um apêndice. O presente capítulo faz uma breve introdução do trabalho e apresenta o objetivo desta pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica contando um pouco da origem, da metodologia construtiva, do comportamento e dos métodos simples de análise de estrutura de solo grampeado. O capítulo também apresenta a ideia básica do que é o método dos elementos finitos e de como ele surge. Além disso, também são apresentados quatro modelos constitutivos, os quais três foram utilizados nesta pesquisa.

O Capítulo 3 descreve como foi construído o modelo físico de solo grampeado de escala real e como foram obtidos os parâmetros do solo e das estruturas, para a validação numérica do modelo físico. O Capítulo 3 também descreve a metodologia utilizada nas análises paramétricas realizadas.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados e as discussões da validação do modelo físico e das análises paramétricas.

O Capítulo 5 trata das conclusões acerca da pesquisa.

No Capítulo 6 constam as referências bibliográficas utilizadas e as sugestões para pesquisas futuras.

Por fim, o apêndice deste trabalho apresenta a demonstração da fórmula de tensão-deformação do modelo hiperbólico, o memorial de cálculo da estimativa do momento de inércia do muro de peso, e os gráficos obtidos nesta pesquisa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Histórico

A técnica de solo grampeado descende do método NATM (*New Austrian Tunneling Method*), desenvolvido por Rabcewicz, para a construção de túneis. Este método teve suas primeiras experiências em materiais rochosos, permitindo que o maciço se deformasse, criando uma região plastificada no entorno da escavação. Neste método, em regra, a estrutura é feita com tela metálica e concreto projetado (revestimento da face) e complementada, quando necessário, por chumbadores para melhorar as condições de estabilidade do maciço (outros elementos estruturais podem ser utilizados para melhorar as condições de estabilidade, no entanto não serão discutidos aqui). O chumbador é composto, em regra, por uma barra de aço envolta com material ligante (geralmente, nata de cimento) e, é normalmente instalado em pré-furo imediatamente após cada fase de escavação da galeria.

Em função de o método NATM permitir movimentações do maciço, durante a fase de construção, alívios de tensões ao mesmo é propiciado, e, como consequência, menores tensões chegam a face, o que permite uma apreciável redução na espessura do faceamento, quando comparada ao Método Tradicional de execução de túneis, que impede os deslocamentos do terreno com um revestimento rígido (concreto armado), Figura 2.1.

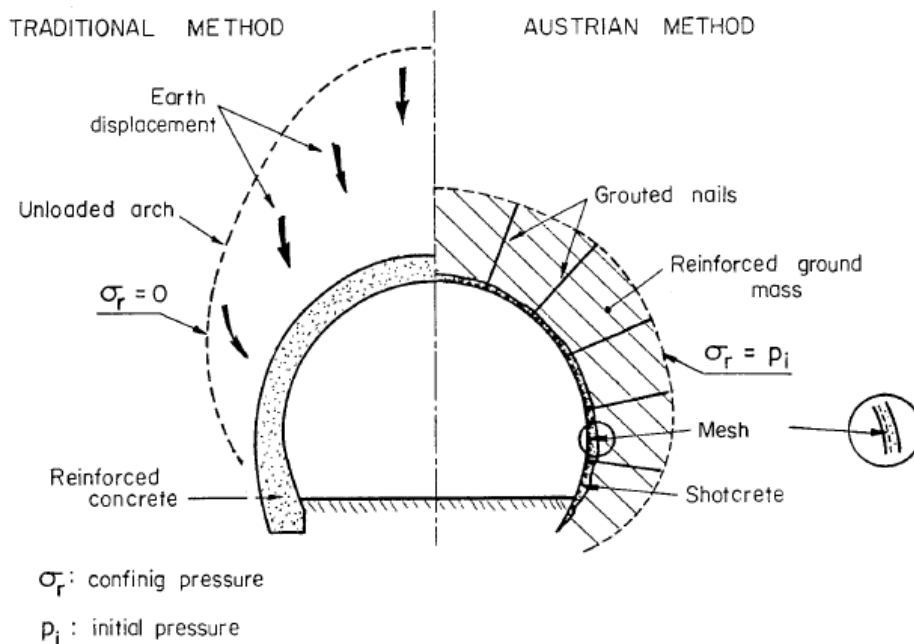


Figura 2.1 - Métodos de execução de túneis (Clouterre 1991)

A metodologia com uso de chumbadores seguiu sendo aplicada em rochas menos competentes até a sua utilização em solos, recebendo a denominação de solo grampeado. Plumelle et al. (1990) comenta que, apesar de técnica de solo grampeado descender do método NATM, hoje esta está associada aos métodos de reforço de solo. Michell e Villet (1987) já faziam referência a essa associação.

Na América do Norte, a primeira obra relatada em solo grampeado ocorreu em Vancouver, no início dos anos 70, para suporte temporário de escavação (Byrne et al. 1998).

Na Europa, os primeiros trabalhos relatados foram de estruturas de contenção construídas na Espanha (1972), França (1972/1973) e Alemanha (1976), para estabilização de taludes ao longo de rodovias, ferrovias ou para suporte temporário de escavação de prédios (Byrne et al. 1998). No entanto, a obra registrada como pioneira em solo grampeado foi executada na França, em 1972/73, para estabilização temporária de um talude ferroviário próximo a cidade de Versailles. O sucesso dessa obra possibilitou sua utilização em outros projetos de estabilização de taludes naturais e escavados, tanto de forma provisória, como permanente.

Em 1975, a Alemanha Ocidental iniciou um estudo de quatro anos para o desenvolvimento da técnica de solo grampeado. Esse estudo envolveu a iniciativa privada, a Universidade de Karlsruhe e o governo alemão. A experiência versou da construção, em escala real, de oito estruturas de solo grampeado que foram levadas à ruptura através da aplicação de uma sobrecarga, similar às utilizadas em provas de carga em estacas, no seu topo. Os resultados foram analisados e descritos por Storcker et al. (1979).

Nos Estados Unidos, o sistema foi empregado de forma pioneira em 1976, nas escavações para a construção do Hospital *Good Samaritan* em Portland. Segundo Shen et al. (1981), a Universidade da Califórnia realizou um programa de pesquisas em que foram ensaiados modelos instrumentados em escala real e em escala reduzida (ensaios em centrífuga), além de simulações numéricas com o método de elementos finitos.

O primeiro simpósio sobre solo grampeado foi realizado na cidade Paris, em 1979, permitindo a troca de informações entre engenheiros de diversos países, proporcionam assim um maior desenvolvimento da técnica.

Em 1986, a França lançou um programa de pesquisa denominado *Clouterre*, que objetivava promover o uso do solo grampeado através de recomendações, incrementando o conhecimento do comportamento e o desenvolvimento de critérios de projetos com este

tipo de estrutura. O projeto *Clouterre* abrangeu estudos relacionados com a construção, a instrumentação e o monitoramento das estruturas de solo grampeado. Os resultados desta pesquisa foram apresentados no manual *Recommandations Clouterre* 1991.

No Brasil, a técnica do solo grampeado tem sido cada vez mais aceita. Existem evidências de que o solo grampeado passou a ser utilizado no Brasil desde a década de 70, baseando-se na experiência adquirida através do NATM, mas foi a partir da década de 80 que ganhou maior destaque, quando os projetos em solo grampeado já eram relacionados ao emprego do método de equilíbrio limite nos dimensionamentos.

O histórico de obras executadas com técnica de solo grampeado no Brasil, entre os anos de 1970 e 1994, podem ser encontradas em Zirlis e Pitta (1992), Ortigão e Palmeira (1992) e Ortigão et al. (1993). O manual da GeoRio de 1999 também cita Ortigão et al. (1995). Casos de obras mais recentes a esse período podem ser encontrados em Pitta et al. (2003), Azambuja et al. (2003), Soares et al. (2003), Décourt et al. (2003a), Décourt et al. (2003b) e Moraes et al. (2003).

2.2 Metodologia Construtiva

A estrutura grampeada em taludes escavados é processada em etapas sucessivas que se repetem até a cota desejada. São elas: escavação com altura limitada; instalação dos grampos e proteção da face do talude. Simultaneamente, executa-se o sistema de drenagem. No caso de taludes naturais ou artificiais, muitas das vezes a estabilização se dá aplicando-se somente as duas últimas etapas. Nesta condição, os grampos não são inicialmente mobilizados. Por serem elementos passivos, os grampos desenvolverão carga somente quando se verificarem novas movimentações no talude.

A Figura 2.2 ilustra as etapas executivas da técnica de solo grampeado e, na sequência, maiores detalhes são apresentados de cada uma das etapas.

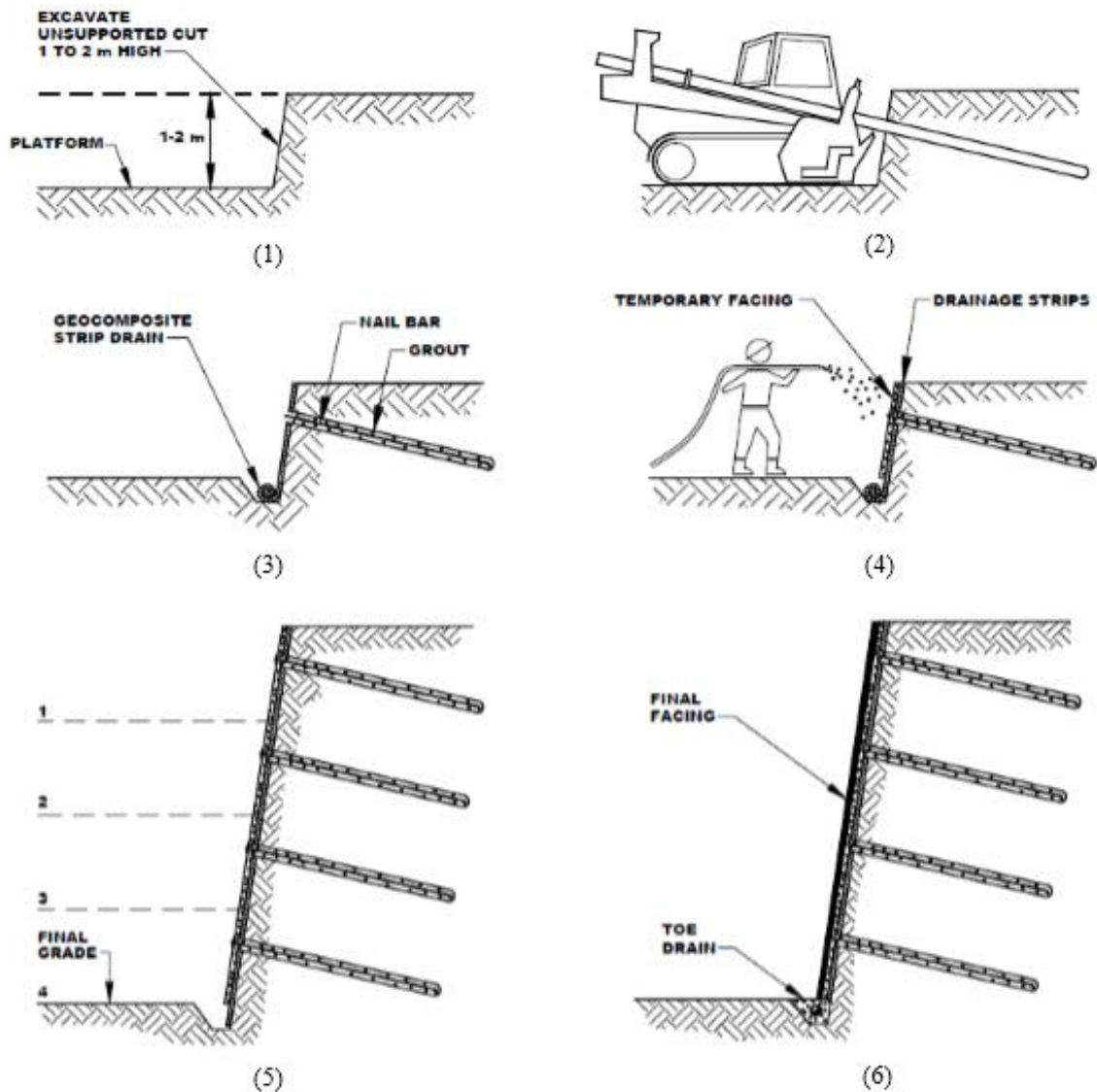


Figura 2.2 - Etapas típicas de execução de escavações grampeadas (modificado de Porterfield et al. (1994) apud Lazarte et al. 2003)

✓ Escavação

O avanço da escavação em solo grampeado se dá em etapas horizontais e verticais. Buscando minimizar as movimentações, o processo de escavação efetuado em nichos são inferiores a 3 m de altura e 2 m de largura, a depender do tipo de solo. Menores nichos redundam em menores movimentações laterais e recalques externos.

A escavação é o primeiro passo na sequência executiva do solo grampeado, sendo seu avanço, geralmente, realizado em etapas entre 1 e 2 metros de profundidade. A altura limite de escavação depende da capacidade do solo a ser escavado permanecer estável até a aplicação dos grampos e do faceamento. Esse limite, comumente, é imposto pelas características do solo, presença ou não de água, inclinação da face, dentre outros condicionantes que influenciam a resistência ao cisalhamento que o solo local apresenta.

Para garantir a estabilidade, os materiais de escavação a serem grampeados devem apresentar uma coesão mínima de 10kPa para se manterem estáveis. Em geral, a maioria dos solos apresenta a coesão mínima exigida, incluindo as areias puras úmidas, em função do efeito de capilaridade. Somente em argilas muito mole ou areias secas e sem nenhuma cimentação entre os grãos a técnica de grampeamento dificilmente terá sucesso (Ortigão *et al.* 1993). Por isso, recomenda-se que a primeira etapa de escavação seja realizada com profundidade inferior à especificada em projeto, para permitir a avaliação, quanto à possibilidade de erro, do plano de executivo adotado em projeto.

Alternativamente, para aumentar a estabilidade da escavação, podem ser empregadas soluções, como: construção de bermas provisórias ou proteção por meio de uma fina camada de concreto projetado logo após o processo de escavação.

✓ **Execução dos grampos**

A instalação dos grampos no maciço de solo deve ser executada imediatamente após as fases de escavação a fim de que os deslocamentos do solo sejam minimizados. Os reforços podem ser de fibras sintéticas ou metálicos, que são os mais usuais. Em regra, são utilizadas barras de aço CA-50 ou DYWIDAG com diâmetros variando entre 16 e 32 mm, e a técnica de grampeamento pode ser através de cravação ou injeção. Feijó (2007) ressalta que a geometria do talude e as propriedades mecânicas do solo são peças fundamentais na escolha do grampo e na sua distribuição na massa de solo a ser reforçada.

A técnica de grampos cravados consiste na inserção de barras de aço no maciço de solo, instalados, geralmente, à percussão com auxílio de um martete pneumático, o que leva a um rápido processo de execução. No entanto, esse procedimento apresenta limitações de uso devido à baixa resistência ao cisalhamento da interface solo-grampo, necessitando de uma maior densidade de reforços para que seja possível a estabilização. Essa técnica também apresenta limitações quanto ao comprimento máximo dos grampos em função de possíveis riscos de desvios ou flambagem dos mesmos. Quando há ocorrência de matacão ou qualquer outra estrutura resistente, sua instalação pode não ser possível. Além disso, obter proteção anticorrosiva adequada é uma dificuldade em grampos cravados. Recomenda-se que seu uso seja apenas em obras provisórias. Contudo, vale destacar que essa solução não é usual no Brasil.

O método usualmente adotado é o de grampos injetados. A inclusão dos grampos no solo comumente é sub-horizontal com inclinação variando, em geral, de 5° a 20° com a horizontal. Normalmente, os furos são feitos com diâmetros que variam entre 75 e

100mm, onde barras de aço são introduzidas com auxílio de centralizadores que garantem um revestimento uniforme do aglutinante (o qual geralmente é calda de cimento) ao longo do reforço. Tais barras devem receber um tratamento anticorrosivo adequado antes de sua instalação para garantir que a resistência das peças não seja comprometida devido à corrosão.

É recomendada, mediante a realização do furo, inserir as barras de aço com auxílio de centralizadores imediatamente antes ou após a execução da bainha, que, em regra, é realizada por simples ação da gravidade. Zirlis et al. (1999) definem a bainha como a fase inicial do lançamento (injeção) da calda de cimento, a partir do fundo do furo, em que se pretende recompor a cavidade escavada. Quando se deseja um aumento na resistência na interface solo grampo, realizam-se reinjeções, sob pressão, de calda de cimento através de tubo perdido instalado junto a barra. Pitta et al. (2013) comentam que as fases de injeção devem ser realizadas num intervalo entre 6 e 24 horas após a execução da bainha. Ehrlich, M. e Silva R. C. (2012) e Gerscovich et al. (2013) citam, com base em um banco de dados de obras realizadas pelo Brasil, publicadas na literatura, que a existência de pelo menos 1 fase de reinjeção proporciona um ganho significativo na resistência ao arrancamento da interface solo grampo.

Para limpeza do furo, pode-se utilizar água, ar ou lama ou nenhum destes, caso se utilizem trados helicoidais. Springer (2006) comenta que o uso de lama bentonítica não é indicado, devido à potencial redução do atrito entre o solo e o grampo, entretanto, recomenda, caso seja utilizada, a execução de lavagem eficiente do furo com calda de cimento.

A pré-lavagem dos furos com água causa pouca influência na resistência ao arrancamento de grampos reinjetados (Springer 2006; Gerscovich et al. 2015). Já nos grampos injetados com apenas uma fase (bainha), o aumento da resistência ao arrancamento é mais significativo. Contudo, devido à lavagem do furo com água acarretar em custos a obra, deve-se avaliar o custo benefício frente às melhorias. A experiência tem mostrado que apesar do aumento da resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo com tal aplicação, sua execução rotineira não se justifica, como já observava Springer (2006).

A Figura 2.3 apresenta alguns exemplos de conexão de cabeças de grampos com a face. A Figura 2.3a mostra que a extremidade da barra de aço é dobrada a 90° para a fixação do revestimento da face. Já a Figura 2.3b, em geral, empregada em paramento mais verticalizado, tem a extremidade da barra de aço rosqueada e conectada ao conjunto

placa metálica e porca, permitindo um pequeno carregamento junto à face, da ordem de 5 kN (GeoRio 1999). Outra solução é a adoção de um feixe de barras de menor diâmetro embutido na face por dobras (Figura 2.3c), ou apenas uma proteção do grampo sem cabeça com argamassa em taludes naturais a depender da inclinação do faceamento com a horizontal (Figura 2.3d). Dependendo da inclinação da face, também pode-se adotar revegetação do faceamento com manta vegetal e tela metálica (Figura 2.3e) - GeoRio 2014.

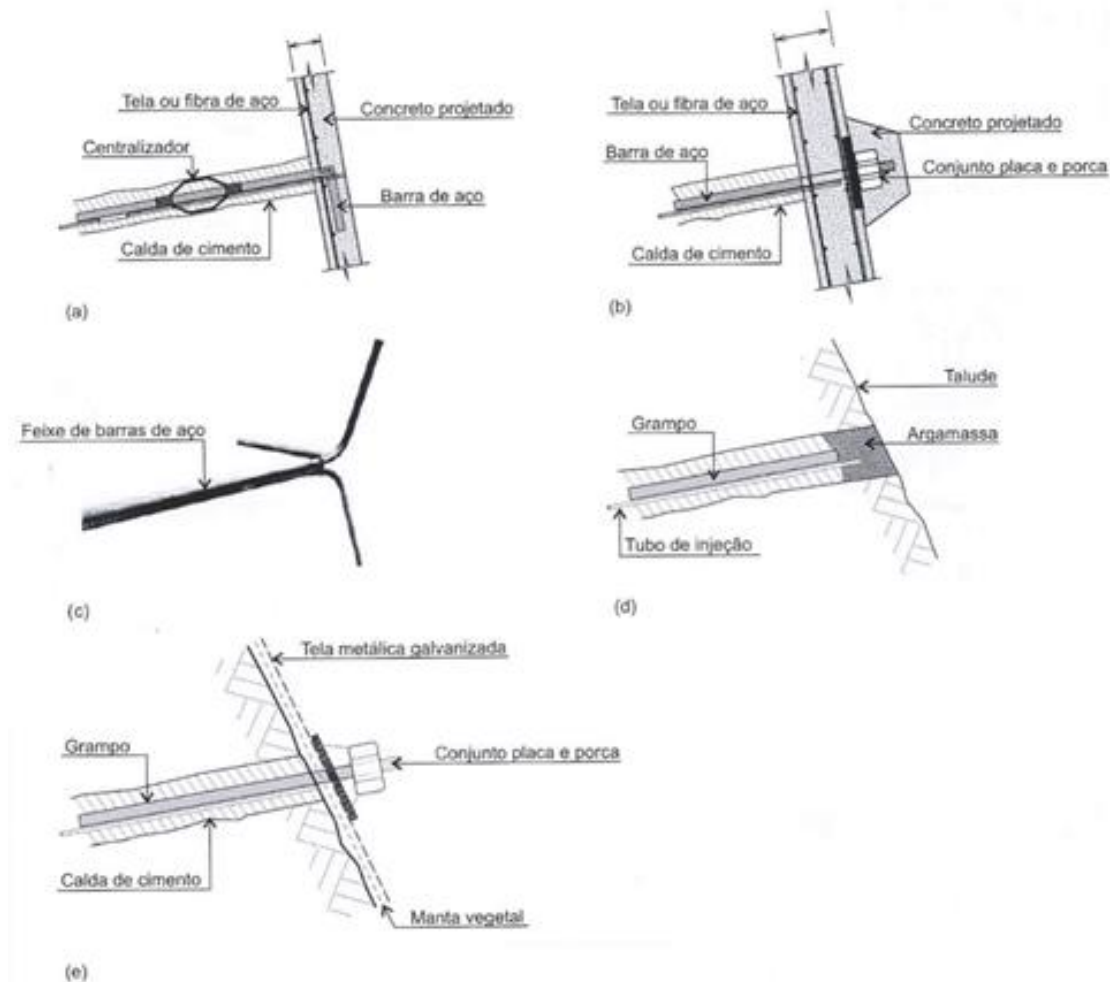


Figura 2.3 - Tipos de cabeças para grampos (GeoRio 2014): (a) embutida na face por meio de dobra no aço; (b) fixada por placa metálica, rosca e porca; (c) feixe de barras embutido na face por dobra (Dias et al., 2006); (d) sem cabeça e (e) com manta vegetal, tela, placa e porca

A proteção contra corrosão dos grampos dar-se-á através de uma proteção simples, a critério do projeto, constando de limpeza da barra, pintura dupla anticorrosiva e uso de espaçadores e centralizadores. Os acessórios da cabeça do grampo (placas, porcas etc.) também devem ser protegidos da corrosão recebendo pintura anticorrosiva. Face a inexistência de norma específica no Brasil, Ortigão et al (1993) citam que o grampo pode

ser encarado como um trecho ancorado de um tirante, fazendo-se uso de algumas medidas de prevenção contra a corrosão apresentadas na NBR 5629.

✓ **Revestimento da face**

No solo grampeado, o faceamento não tem função principal na estabilização, ou seja, não é determinante na estabilidade global. Seu uso em estrutura grampeada tem por finalidade evitar a ocorrência de ruptura do solo localizado em zonas situadas entre grampos e proteger contra processos erosivos (Ehrlich 2003). Para proteção da face do talude, geralmente, é empregado concreto projetado com tela metálica ou vegetação com ou sem geomanta. Em regra, estes tipos de revestimentos adequam-se com maior facilidade em casos de taludes com faces irregulares. Blocos pré-moldados intertravados de concreto são outra opção que pode ser adotada para proteção do faceamento.

O revestimento com concreto projetado é, em geral, a solução mais empregada em casos de acesso fácil, onde os equipamentos necessários podem ser transportados sem problemas (GeoRio 2014). Além disso, é também a melhor solução em casos de taludes com faces mais verticalizadas, devido à sua resistência, pois, para tal situação - conforme comenta Ehrlich (2003) -, as tensões junto à face podem se apresentar mais elevadas próximo ao pé de escavações.

A GeoRio (2014) sugere que para inclinações do faceamento inferiores a 60° com a horizontal, somente recobrimento vegetal da face poderia ser adotado a fim de evitar processos erosivos no solo. O uso de geomanta, em regra, é adotado para proteger o crescimento da vegetação quando há risco de erosão superficial em curto prazo.

No caso de faceamento com blocos pré-moldados, a construção é realizada de forma ascendente e o solo da base deve ter capacidade de carga suficiente para suportar o peso da face. Neste tipo de faceamento, a cabeça do grampo é solidarizada aos blocos com concreto (GeoRio 2014). Saramago et al. (2005) comentam que o uso desse tipo de faceamento está de certa forma ligada a questões estéticas devido à possibilidade de desenhos arquitetônicos mais atraentes.

Por ser objetivo da pesquisa, maiores detalhes do comportamento da face são apresentados ao longo deste trabalho.

✓ **Drenagem**

A consideração de um sistema de drenagem é de fundamental importância num projeto de solo grampeado. O sistema drenagem tem por objetivo direcionar os fluxos

d'água no interior e/ou no exterior do maciço de solo para que convirjam aos dispositivos de drenagem adotados, prevenindo assim: possíveis excessos de pressões hidrostáticas na face da massa reforçada e reduções da tensão efetiva, devido ao aumento da poropressão positiva, que influencia diretamente a resistência ao cisalhamento do solo que, por sua vez, pode levar à instabilização da estrutura grampeada.

O sistema de proteção consiste basicamente na execução de drenagem superficial, com uso de drenos de paramento (barbacãs e drenos fibroquímicos) e canaletas, e drenagem profunda, com uso de drenos sub-horizontais profundos (DHP).

2.3 Comportamento da estrutura grampeada

O grampeamento do solo pode ser entendido como um muro de gravidade onde a massa reforçada estabiliza a zona não reforçada (Ehrlich 2003). O projeto deve ser desenvolvido de forma a garantir o equilíbrio externo e interno. Além disso, deve-se garantir quantidade e comprimento suficiente de grampos de forma a evitar a ruptura e o arrancamento dos mesmos da zona resistente. A verificação da estabilidade da face também deve ser contemplada nas análises internas.

A estabilização da massa reforçada ocorre basicamente com a intrusão de grampos no maciço, onde a mobilização nos mesmos, por serem elementos passivos, dá-se através de deformações da massa de solo reforçada. O principal mecanismo de transferência de carga é o atrito desenvolvido ao longo da interface solo-grampo. Dependendo da rigidez do grampo e do tipo de movimentação da massa reforçada, a flexão e o cisalhamento dos grampos podem também se tornar aspectos relevantes na estabilização.

As deformações da massa reforçada, ocasionadas pelas descompressões laterais da mesma durante o processo de escavação por etapas, são necessárias para que haja mobilização da resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo e, conseqüentemente, mobilização dos esforços de tração ao longo dos grampos. Devido à necessidade de deformações da massa de solo ser uma característica inerente da técnica de solo grampeado, sua aplicação pode ser limitada quando se deseja evitar impacto em estruturas próximas.

Por meio dos grampos sucede-se a solidarização da zona ativa (zona potencialmente instável) à zona passiva (resistente), garantindo a estabilidade do conjunto (Figura 2.4). O atrito mobilizado ao longo do grampo tem direção oposta nessas zonas, seguindo, a partir da superfície de ruptura, em direção ao faceamento na zona ativa e para o interior do maciço de solo na zona resistente.

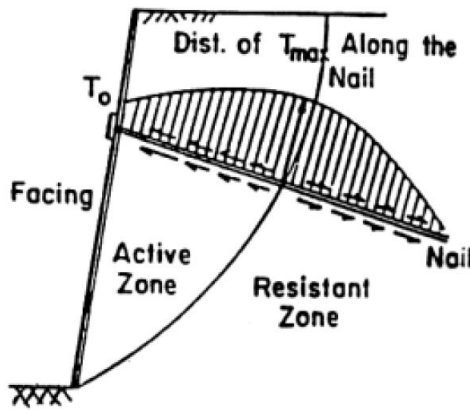


Figura 2.4 - Força mobilizada no grampo (Mitchel e Villet 1987)

Em certas condições de trabalho, pode-se considerar que não ocorrem movimentações relativas na interface solo-grampo (Jewell, 1980), ou seja, é razoável a hipótese de que não há deslizamento na interface e de que as deformações no solo e no grampo são as mesmas nesta interface. Com isso, nessas condições, as deformações que ocorrem no solo são controladas pela deformabilidade do grampo (Ehrlich 2003).

Na Figura 2.5, busca-se representar o modelo tensão-deformação para o solo grampeado. Sob deformação horizontal (ε) nula, o estado de tensões do solo corresponde a condição repouso (onde $\sigma_s = \sigma_z \cdot K_0$ é máximo) e os reforços não são tensionados. Com o aumento da deformação lateral, as tensões horizontais no solo diminuem, tendendo à condição ativa e, simultaneamente, as tensões nos reforços crescem até que o equilíbrio do conjunto seja satisfeito. Assim, tem-se que grampos mais rígidos $(S_i)_2$ levam a menores deformações e as tensões no solo e nos reforços são mais próximas as correspondentes ao repouso. Grampos mais flexíveis $(S_i)_1$ permitem ao conjunto deformações suficientes para a plastificação da zona potencialmente instável e tem-se o solo nesta zona num estado de tensões mais próximo da condição ativa. Além disso, nestas condições as tensões no grampo se apresentam mais baixas (Ehrlich 2003; Ehrlich e Becker 2009).

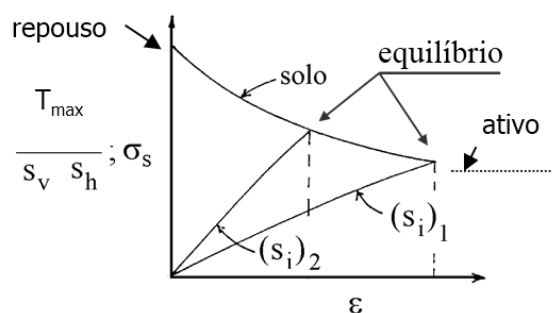


Figura 2.5 - Influência da rigidez do grampo nas deformações e tensões mobilizadas (Ehrlich 2003; Ehrlich e Becker 2009)

S_i é o índice de rigidez relativa solo grampo conforme descrito por Ehrlich e Michell (1994) (equação 1).

$$S_i = \frac{A_r \cdot E_r}{k \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad (1)$$

em que: A_r e E_r são a área e módulo de deformabilidade dos grampos, respectivamente; k é o módulo tangente inicial no modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980); P_a é a pressão atmosférica; S_v e S_h são os espaçamentos vertical e horizontal do grampo (definem a área de influência).

Durante o processo de escavação por etapas, movimentações laterais da massa de solo reforçada são ocasionadas e por consequência, recalques externos podem ser verificados. Em decorrência do alívio de tensões gerado, a zona potencialmente instável aumenta a cada etapa de escavação (Figura 2.6) e ao final da construção as maiores movimentações horizontais e verticais podem vir a ser verificadas no topo da escavação, no caso de faceamentos verticalizados. Para faceamentos inclinados, o que tange com relação às movimentações verticais segue válido, porém, em menor magnitude.

Ainda com relação as descompressões laterais da massa reforçada ocasionadas pelo avanço da escavação, os grampos localizados na parte superior têm sua resistência ao arrancamento mais mobilizada que os grampos situados na parte inferior, o que é razoável uma vez que os grampos já instalados são cada vez mais mobilizados à medida que a escavação avança. Segundo Lazarte et al. (2015) as crescentes deformações laterais da massa reforçada decorrente do avanço das etapas de escavação podem causar redistribuição das cargas nos grampos superiores e possivelmente sua diminuição nos mesmos. Ou seja, a contribuição dos grampos superiores na estabilização global decresce com o aumento da zona ativa, ou seja, à medida que o comprimento do grampo que ultrapassa a superfície de ruptura vai diminuindo. No entanto, esses grampos ainda apresentam-se relevantes na estabilidade local. De qualquer modo, o projeto deve ser desenvolvido de forma a garantir quantidade e comprimento suficiente de grampos para evitar o arrancamento dos mesmos da zona resistente, como comentado anteriormente.

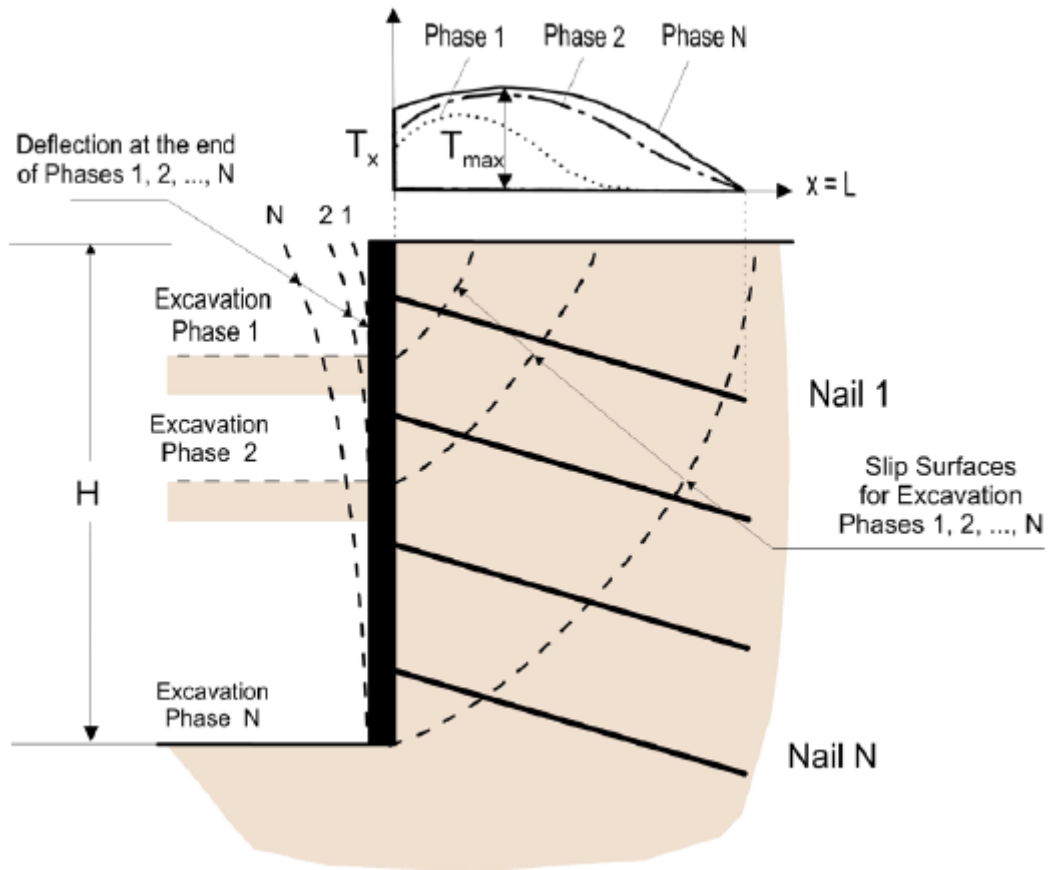


Figura 2.6 - Efeito da escavação no comportamento do grampo (Lazarte et al. 2015)

No solo grampeado, o ponto de atuação da força máxima de tração (T_{max}) depende de vários fatores, dentre eles: o tipo de conexão da cabeça do grampo (Springer et al. 2001) e a rigidez e inclinação do faceamento. Em regra, os grampos situados na parte superior da escavação têm o ponto de T_{max} mais afastado da face que os grampos localizados próximo à base. Lazarte et al. (2015) comenta que estudos experimentais têm indicado que o ponto de T_{max} na parte superior da escavação ocorre a uma distância de $0,3H$ a $0,4H$ da face e entre $0,15H$ e $0,20H$ da mesma nos grampos situados na parte inferior da escavação. Além do mais, sabe-se que o ponto de atuação de T_{max} comumente é considerado na interseção do grampo com a superfície de ruptura. No entanto, os autores indicam que, sob condições de trabalho, a localização de T_{max} , geralmente, não coincide com a superfície de ruptura estabelecida em análises de estabilidade (Figura 2.7).

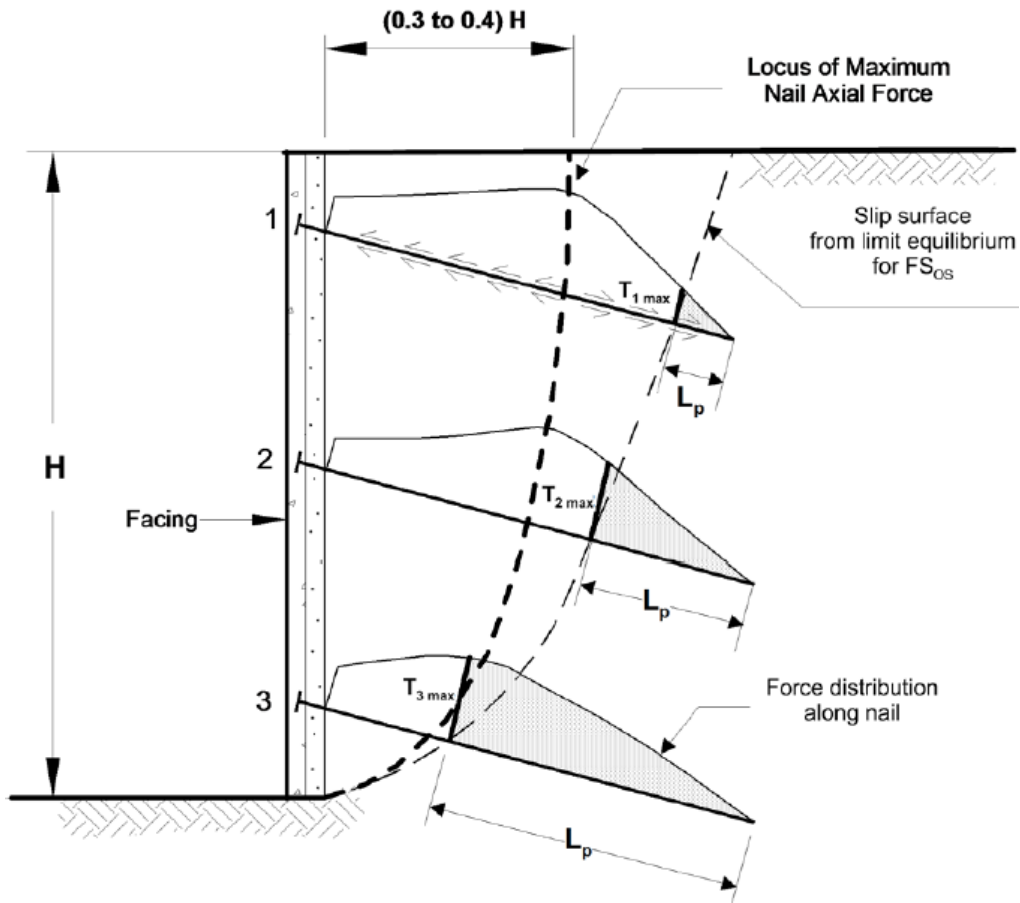


Figura 2.7 - Localização da força máxima de tração no solo grampeado (modificado de Byrne et al. (1998) apud Lazarte 2015)

Clouterre (1991) verificou durante a construção de uma estrutura grampeada que a mobilização dos esforços de tração nos grampos ocorre somente durante as três/quarto etapas subsequentes da escavação em relação ao nível nos grampos da camada considerada, visto que os mesmos tendem a se estabilizar. Estes esforços mobilizados correspondem, principalmente, à descompressão lateral do solo e ao desenvolvimento do efeito de arqueamento. A Figura 2.8 apresenta a monitoração do primeiro experimento do projeto Clouterre. Note-se que a distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo evolui à medida que a estrutura grampeada está sendo construída. A relação entre o esforço de tração do grampo na face e o esforço de tração máximo no grampo (T_o/T_{max}), se próxima de 100% no início da escavação, e reduz progressivamente, passando a variar de 30% a 70%, em função das etapas subsequentes da escavação que mobilizam a resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo devido às deformações decorrentes da descompressão lateral do solo. Para solos grampeados com as mesmas características esses valores podem ser reduzidos com a diminuição dos espaçamentos entre grampos.

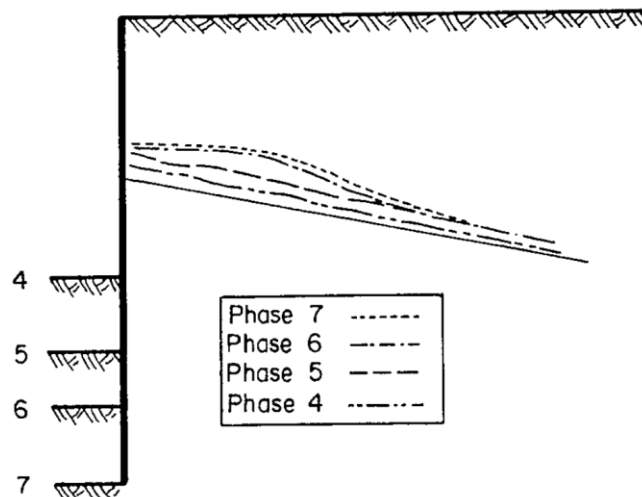


Figura 2.8 - Desenvolvimento de esforços nos grampos durante o avanço da escavação em estrutura grampeada (Clouterre 1991)

Outro aspecto sobre os esforços mobilizados nos grampos constatado no projeto Clouterre (1991), com base nos resultados das monitorações de estruturas grampeadas experimentais, foi que o desenvolvimento dos esforços nos grampos durante os estágios de escavação também está associado ao fenômeno da fluência. A Figura 2.9 ilustra a evolução dos esforços de tração na cabeça de um grampo (conexão) localizado a uma profundidade intermediária de uma escavação grampeada submetida a sucessivas etapas de execução até, aproximadamente, 100 dias do término da obra. Conforme já discutido o acréscimo do esforço axial ao longo dos grampos está associado, principalmente, às descompressões laterais ocasionadas durante o processo da escavação. No entanto, observa-se que o grampo analisado, na fase de paralisação da escavação, sofre significativo aumento de esforço axial devido às deformações do solo ocasionadas pela fluência. No término da construção, as deformações tendem a se estabilizar após a ocorrência de pequena redução desse esforço de tração no grampo. Clouterre (1991) ressalta que os esforços adicionais induzidos nos grampos devido à fluência do solo estão associados a um aumento suave dos deslocamentos, principalmente próximo a parte superior da escavação. Lazarte et al. (2015) com base em Plumelle et al. (1990) e Holman e Tuozzolo (2009) cita que os esforços adicionais nos grampos podem chegar a aproximadamente 15% após o término da construção e para condições de longo prazo.

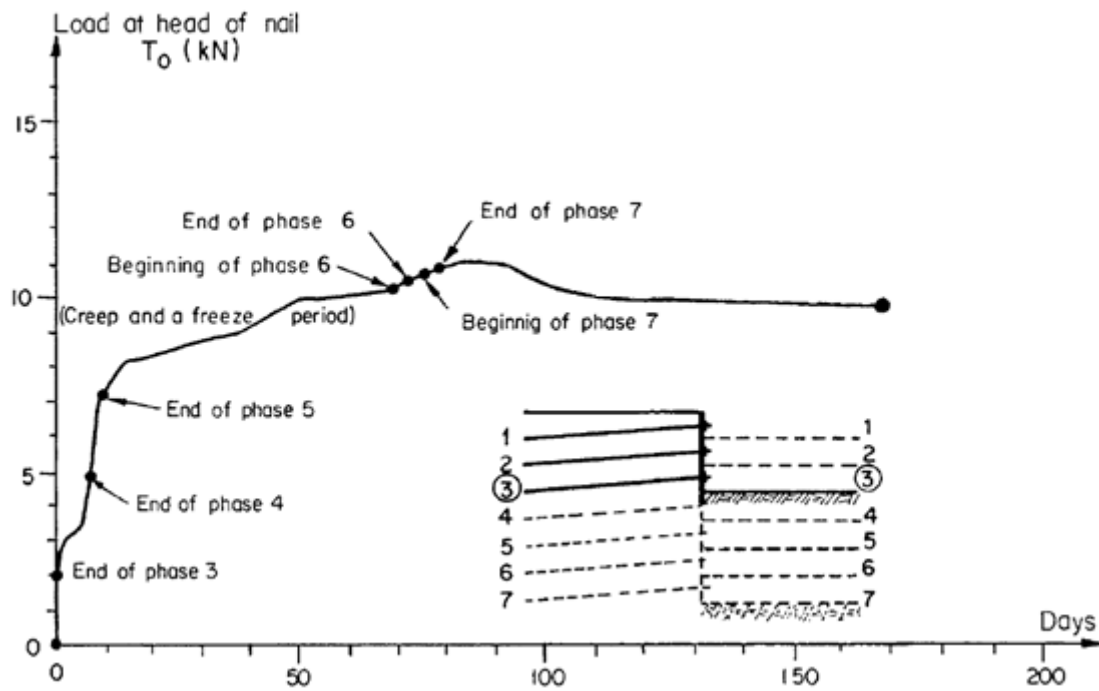


Figura 2.9 - Resultados da monitoração do esforço axial no grampo 3 durante o avanço da escavação grampeada (Clouterre, 1991)

A interação solo-grampo mais a face é complexa e visando ilustrar as variações das principais solicitações ao longo de um grampo, faz-se uso da Figura 2.10, a qual permite que seja observado que a distribuição da tensão cisalhante ao longo da interface solo-grampo, em regra, é não uniforme e tem direção oposta das zonas ativa e resistente, como já comentado (Figura 2.10a). E que a força de tração no reforço parte de zero na extremidade localizada na zona resistente e aumenta, com uma determinada curvatura, até atingir seu valor máximo próximo a superfície de ruptura e na zona ativa decresce com aproximadamente a mesma curvatura de aclave até atingir um determinado esforço de tração que depende da amarração do grampo ao faceamento e da rigidez deste último, como será visto mais adiante (Figura 2.10b). Ademais, observa-se que, quando a força de tração é máxima (T_{max}), a tensão cisalhante ao longo da interface solo-grampo é nula na superfície de ruptura.

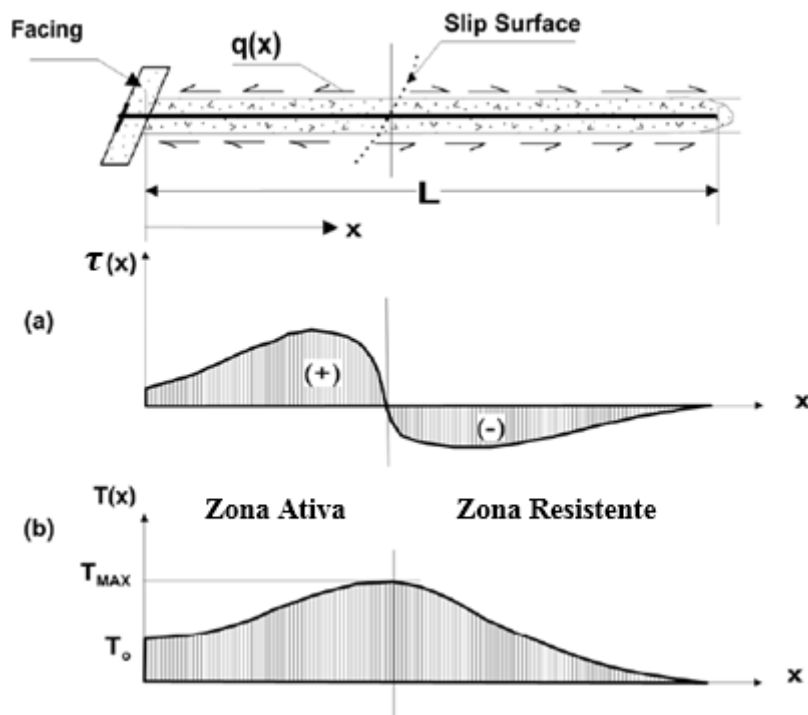


Figura 2.10 - Distribuição da tensão cisalhante mobilizada e do esforço axial ao longo de um grampo (modificado de Lazarte et al. 2015)

2.3.1 Resistência ao cisalhamento e ensaio de arrancamento

O conhecimento do desempenho da resistência ao cisalhamento que se desenvolve na interface solo-grampo, isto é, do valor do atrito unitário (q_s), é imprescindível para o entendimento do comportamento do solo grampeado, visto que este parâmetro é fundamental para o dimensionamento de estruturas grampeadas. Vários são os fatores que influenciam o valor da resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo: estratigrafia do solo, teor de umidade, dilatância, deslocamento da face e tipo de tecnologia empregada no processo executivo (propriedade do grampo, inclinação do grampo com a horizontal, espaçamento entre grampos, método de perfuração, características da calda de cimento e o emprego de aditivos). Ademais, a quantificação da resistência ao cisalhamento torna-se difícil por conta das incertezas que envolvem a estimativa do valor do ângulo de atrito na interface solo-grampo. Desta forma, devido à dificuldade em se determinar o valor da resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo, recomenda-se que o valor do q_s seja estimado experimentalmente em ensaios de arrancamento no campo (durante a obra) ou por meio de correlações empíricas na falta desses. Com o ensaio de arrancamento, obtém-se a resistência ao arrancamento (que é o atrito unitário na interface solo-grampo, q_s) a qual deve ser maior que a resistência ao cisalhamento máxima desenvolvida na interface solo-grampo. Caso se faça uso de alguma correlação devem-se buscar processos

executivos similares e solos com perfis geotécnicos próximos, pois, conforme cita Feijó (2007), com exceção das características mecânicas do solo, todos os outros fatores podem ser controlados e padronizados na execução de um grampo.

A ideia básica do ensaio de arrancamento consiste em aplicar pequenos incrementos de cargas de tração junto à cabeça da barra de aço que compõe o grampo, através de um macaco hidráulico, até provocar um movimento de cisalhamento entre o solo e o grampo. Tais incrementos não devem exceder, por aplicação, 20% da carga máxima esperada e devem ser realizados em intervalos de no mínimo 30 minutos para a estabilização das deformações (GeoRio 1999 e 2014). A Figura 2.11 esquematiza os detalhes de montagem necessários para realização do ensaio de arrancamento.

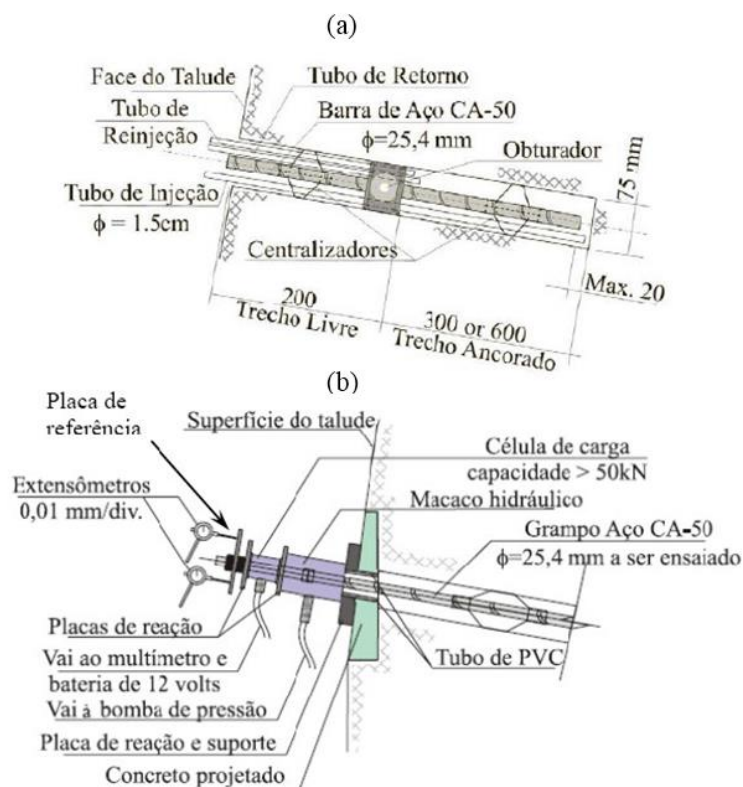


Figura 2.11 - Ensaios de arrancamento: (a) montagem e injeção dos grampos e (b) sistema de aplicação de carga (Feijó e Ehrlich, 2001)

Apesar de não existir norma para realização de ensaios de arrancamento, é possível encontrar na literatura sugestões de execução em Feijó e Ehrlich (2001 e 2005) e Springer (2006). A GeoRio (2014) sugere que o procedimento de instalação dos grampos que sofrerão arrancamento seja o mesmo daqueles que serão executados na obra. Além disso, recomenda que a barra de aço empregada no ensaio seja superdimensionada para que o ensaio atinja preferencialmente a ruptura na interface solo-grampo. A carga máxima (T'_{max}) de ensaio é dada por (equação 2):

$$T'_{max} = 0,9f_y A_s \quad (2)$$

onde: f_y é a tensão de escoamento do aço e A_s é a área da seção transversal útil da barra.

Existem recomendações para que a quantidade mínima de ensaios de arrancamento seja de um ensaio por linha de reforço e a cada mudança de material constituinte do terreno. O manual da GeoRio (1999 e 2014), sugere que, durante a obra, o ensaio de arrancamento seja executado em pelo menos dois grampos ou em 1% dos grampos previstos.

Uma vez determinado no ensaio de arrancamento o valor do esforço axial máximo (T_{max}) que leva o grampo à ruptura por cisalhamento com o solo, o valor unitário de q_s (kPa), é definido por (equação 3):

$$q_s = \frac{T_{max}}{\pi \cdot \phi_{furo} \cdot L_a} \quad (3)$$

onde: ϕ_{furo} e L_a são respectivamente o diâmetro do furo e comprimento injetado do grampo na zona resistente, e $T_{max} \leq T'_{max}$.

O ensaio de arrancamento deve ser realizado, antes do início da obra para elaboração do projeto básico e, durante a obra para verificação da adequação do valor de q_s adotado e correção quando for o caso. Evitam-se, dessa forma, gastos desnecessários com grampos demasiadamente longos ou sub-dimensionamentos (GeoRio 2014). No entanto, na prática, o valor de q_s é comumente estimado no projeto básico, a partir de resultados de ensaios de arrancamento efetuados em terrenos com características similares ou através de correlações empíricas com o número de golpes do N_{spt} (correlação não trivial). A prática de realização de ensaios de arrancamento ainda é pouco empregada nas obras.

Uma das dificuldades em se determinar o valor da resistência ao arrancamento (q_s), sem realização de ensaio, está relacionada à difícil determinação da real tensão vertical efetiva, pois seu valor sofre alterações devido ao fenômeno da dilatância em solos granulares compactos (Riccio 2007). Sabe-se que solos granulares compactos e argilas sobreadensada com $OCR > 4$ (condição drenada), quando submetidos a tensões de cisalhamento, tendem a aumentar seu volume. No entanto, como esta tendência de aumento de volume de solo ao redor do reforço é inibida pela baixa compressibilidade do solo vizinho, gera-se um acréscimo de tensão ($\Delta\sigma$) na tensão vertical efetiva inicial (σ'_{v0}) aplicada à superfície do reforço (Clouterre 1991). Esta inibição ao efeito da dilatância foi

observada por Schlosser e Elias (1978), que, no caso de reforços, conduz à definição de um coeficiente de atrito aparente (μ^*) que é dado pela relação entre a tensão cisalhante ao longo da interface solo-reforço e a tensão vertical efetiva exercida no reforço (equação 4).

$$\mu^* = \frac{\tau}{\sigma'_{v0}} \quad (4)$$

O valor do μ^* pode ser significativamente maior que o coeficiente atrito de real (μ), que nada mais é que o mesmo coeficiente atrito definido anteriormente, porém considerando o real valor da tensão vertical efetiva ($\sigma'_{v,real} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma$). Isto é, considerando o possível acréscimo de tensão ($\Delta\sigma$), provocado pelo fenômeno da dilatância (equação 5).

$$\mu = \frac{\tau}{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma} \quad (5)$$

Segundo Clouterre (1991), este fenômeno foi verificado *in situ*, pela primeira vez, por Plumelle (1979) durante ensaios de arrancamento em grampos instalados em um aterro constituído de areia de *Fontainebleau*. Analisando a Figura 2.12 pode-se observar que valor do acréscimo de tensão ($\Delta\sigma$) sobre o reforço pode chegar a aproximadamente quatro vezes do valor da tensão vertical inicial (σ_{v0}), quando esse aproxima-se do grampo.

No âmbito do projeto Clouterre, o mesmo fenômeno foi observado durante ensaios de arrancamento de grampos em pequena escala em uma câmara de minicalibração (Clouterre 1991).

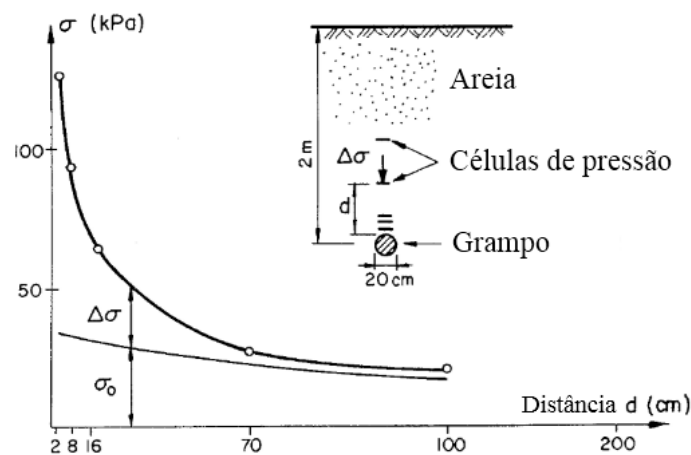


Figura 2.12 - Acréscimo de tensão normal devido à restrição ao fenômeno da dilatância ao redor do reforço solicitado à tração (Clouterre, 1991)

Segundo Schlosser (1983) o atrito unitário q_s é praticamente independente da profundidade, pois à diminuição do coeficiente de atrito aparente (μ^*) com a profundidade, devido à diminuição da dilatância, é compensada pelo aumento da tensão vertical ($\sigma_{v0} = \gamma z$), assim pode-se dizer que:

$$q_s = \tau = \mu^* \gamma z \sim \text{constante}$$

o que é razoável, visto que, o aumento da tensão confinante diminui a tendência de aumento de volume, logo, o efeito da dilatância diminui à medida que os carregamentos verticais vão aumentando.

Feijó (2007) comenta que em solos residuais não saturados a abertura do furo “zera” as tensões normais aos grampos, tendo em vista que o pré-furo executado é estável.

2.3.2 Esforços atuantes no grampo devido a sua rigidez

Majoritariamente nas obras realizadas em solo grampeado, os grampos são solicitados à esforços de tração. No entanto, um grampo por sua rigidez pode ser solicitado à tração, à flexão e ao cisalhamento (Mitchell e Villet 1987). Quando a massa de solo é reforçada com grampos flexíveis, os mesmos se deformam até atingir a condição de equilíbrio. Neste caso, basicamente, somente a resistência à tração dos mesmos favorece a estabilização (Figura 2.13a). Contudo, quando a massa de solo é reforçada com grampos de elevada rigidez à flexão, os mesmos também podem resistir às deformações transversais, mobilizando esforços cisalhantes e fletores (Figura 2.13b).

Ehrlich (2003) adverte que, caso a inclinação do grampo coincida com a direção principal maior de deformação da massa reforçada, os grampos serão somente mobilizados à tração, independentemente da rigidez dos mesmos. Nesta condição ter-se-ia a maior eficiência na estabilização. Adicionalmente, o autor comenta que grampos implantados com inclinações típicas entre 5° e 20° com a horizontal e sob condição de fundo estável, a tendência de movimentação de uma escavação é preponderantemente horizontal e não difere, portanto, significativamente da inclinação do grampo. Com isso, nestas condições o esforço de tração mobilizado prepondera como mecanismo estabilizador e as contribuições da resistência à flexão e ao cisalhamento do grampo comumente são negligenciadas nas análises convencionais.

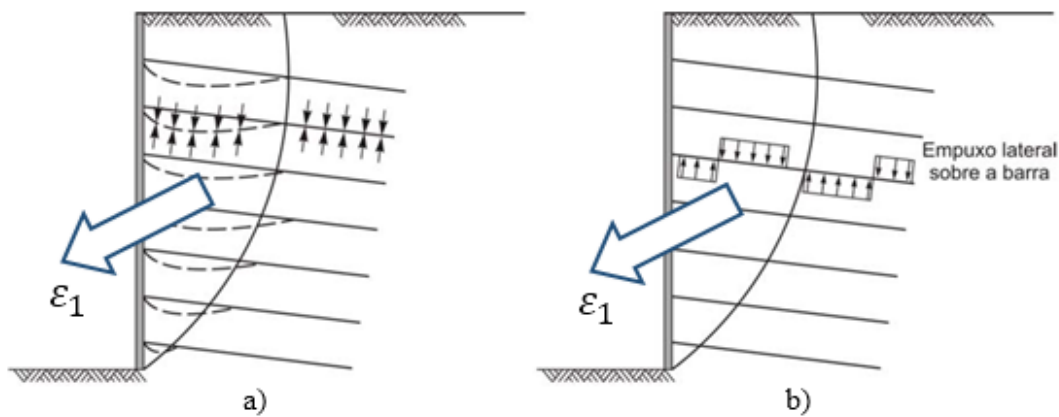


Figura 2.13 - Efeito da rigidez no comportamento dos reforços: a) reforços flexíveis; b) reforços rígidos (modificado de Mitchel e Villet 1987)

No que diz respeito à mobilização de esforços de tração, cisalhante e fletor nos grampos, pode-se dizer que a solicitação do esforço de tração está relacionada a movimentações laterais da massa de solo, enquanto que as movimentações verticais do solo tem uma tendência mais forte de mobilizar momento fletor e esforço cisalhante. Clouterre (1991) comenta que o comportamento do grampo quando submetido a esforços cisalhante e fletor é similar ao de uma estaca submetida a uma força horizontal e a um momento no topo (topo da estaca coincidente com a superfície do terreno). Assim, devido à similaridade, as deformações no grampo podem ser calculadas usando o método simplificado do coeficiente de reação horizontal para estacas, dado pela equação 7:

$$EI \frac{d^4y}{dz^4} + k_s D y = 0 \quad (7)$$

onde: EI é a rigidez do grampo; k_s o coeficiente de reação horizontal; y o deslocamento lateral do grampo; z a coordenada ao longo do grampo; $p = k_s y$ a tensão lateral no grampo, e; D o diâmetro do grampo.

2.3.3 Deslocamentos e deformações no solo grampeado

O avanço da escavação em solo grampeado se dá em etapas horizontais e verticais. Buscando minimizar as movimentações, o processo de escavação efetuado em nichos são inferiores a 3 m de altura e 2 m de largura, a depender do tipo de solo. Menores nichos redundam em menores movimentações laterais e recalques externos. Mitchell e Villet (1987) citam que experiências em escala real (Guilloux e Schollosser 1982; Cartier e Gigan 1983; Gässler e Gudehus 1981, Shen et al. 1981) têm demonstrado que em geral

os deslocamentos horizontais máximos são inferiores a 0,2% a 0,3% da altura da escavação (Figura 2.15).

Segundo Clouterre (1991) os resultados de várias instrumentações em estruturas grampeadas mostraram que o deslocamento horizontal da face no topo da escavação é aproximadamente igual ao deslocamento vertical do topo, sob condições de serviços e próximo à ruptura. Estando estes deslocamentos (δ_h e δ_v) compreendidos entre 0,1% e 0,4%, da altura da escavação. Já o deslocamento horizontal da superfície atrás da massa reforçada (δ_o) está, geralmente, compreendido entre 0,4% e 0,5% da altura da escavação (Figura 2.14). Lembrando que o valor deste deslocamento varia inversamente com a relação L/H (onde L é o comprimento da base e H a altura da massa reforçada, respectivamente) e também depende da natureza do solo. Estes deslocamentos mostram que existe uma leve distorção da massa reforçada.

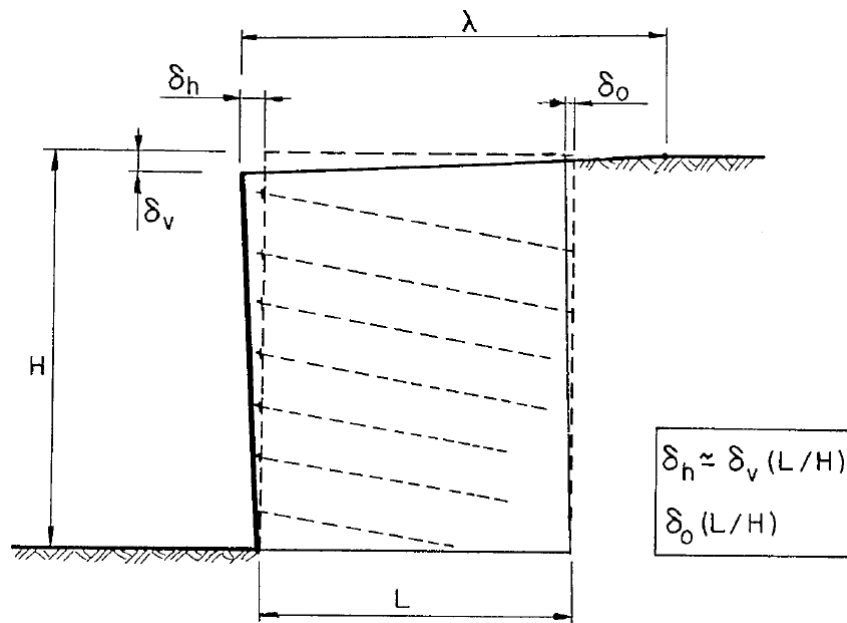


Figura 2.14 - Deformações típicas no solo grampeado (Clouterre 1991)

A Figura 2.15 apresenta uma comparação dos deslocamentos horizontais máximos verificados em experimentos em escala real realizados por Guilloux e Schlosser (1982) e no projeto Clouterre (1991). Os resultados de Guilloux e Schlosser (1982) também podem ser observados em Mitchel e Villet (1987) conforme citado no primeiro parágrafo do presente índice.

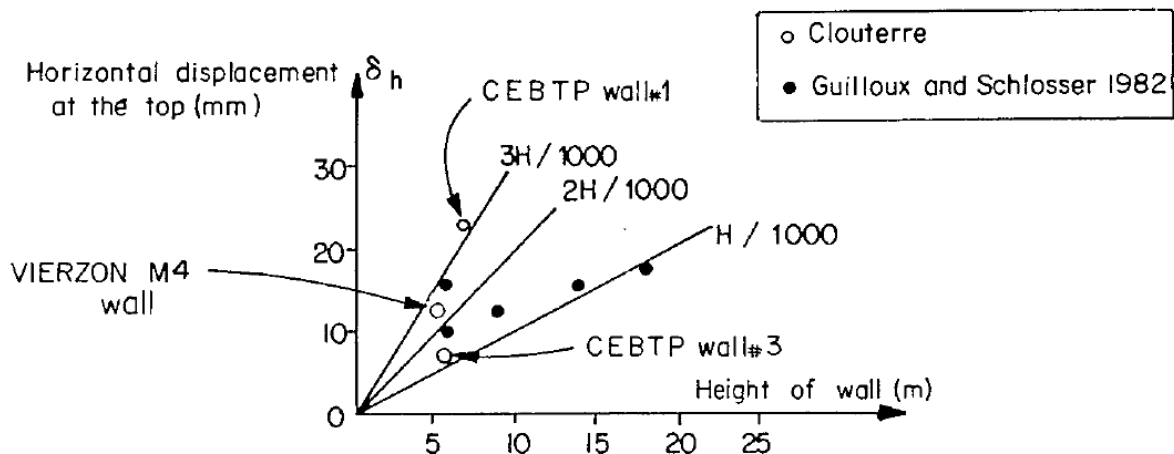


Figura 2.15 – Deslocamento horizontal da face de estruturas grampeadas (Clouterre 1991)

Em regra, quanto menor a relação L/H mais a face se inclina para fora. De acordo com Clouterre (1991) e outros pesquisadores, os deslocamentos no topo do faceamento dependem, mais precisamente, dos seguintes parâmetros (Silva 2010):

- Velocidade de avanço da construção;
- Altura das etapas de escavação e espaçamento entre grampos;
- Fator de segurança global do solo grampeado;
- 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 e Ehrlich 2005); e
- Tipo de conexão da cabeça do grampo (Springer 2001).

2.3.4 Importância da face

No solo grampeado, o faceamento tem função secundária na estabilização, tendo por finalidade evitar instabilidade local do solo entre grampos e proteger o solo contra erosão. Os tipos de faceamento podem variar desde concreto projetado com tela metálica a uma simples proteção com vegetação, a depender das tensões que cheguem à face.

Ehrlich (2003) indica que em taludes mais verticalizados, próximo ao pé da escavação, as tensões verticais são maiores no interior da massa de solo e o comprimento de transferência ao longo da interface solo-grampo na zona ativa é pequeno. Com isso, as tensões junto à face podem se apresentar mais elevadas, podendo se tornar necessário o

uso de faces estruturalmente resistentes nestas condições a fim de garantir a estabilidade local entre grampos e evitar processos erosivos do solo (Figura 2.16a).

Com a diminuição da inclinação, o comprimento de transferência ao longo da interface solo-grampo na zona ativa aumenta e as tensões verticais e horizontais no interior da cunha ativa diminuem. Dessa forma, tensões mais baixas (ou nulas) podem chegar à face (Figura 2.16b). Conforme comentado anteriormente, a GeoRio (2014) sugere que para inclinações de faceamento inferiores a 60° com a horizontal, somente recobrimento vegetal da face pode ser adotado a fim de evitar processos erosivos no solo. Feijó (2007) ressalta que, embora um dos mais atraentes aspectos da técnica de solo grampeado seja a possibilidade do uso de estruturas de faces leves, as magnitudes das tensões de projeto da face ainda não podem ser propriamente avaliadas. Tal ocorre em vista das tensões junto à face serem dependentes da rigidez e inclinação da mesma, além de ser fortemente influenciada pelo processo construtivo.

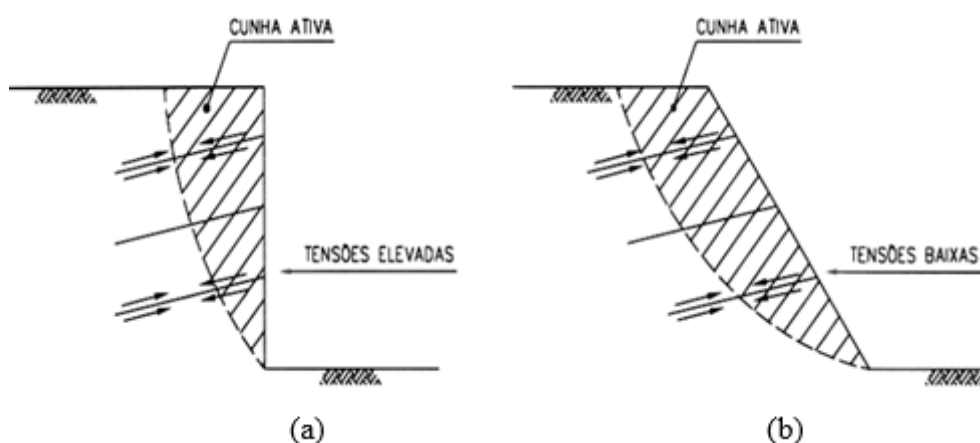


Figura 2.16 - Influência da inclinação da face (Ehrlich 2003)

Tal como observado por diferentes autores (Cartier e Gigan 1983; Juran et al. 1984; Byrne et al. 1998), devido a construção por etapas, em escavações grampeadas, as maiores solicitações nos grampos poderiam vir a ocorrer próximo a região central da escavação (Figura 2.17 e Figura 2.18). No entanto, Lima (2002), por meio de estudos numéricos, observa que as maiores solicitações nos grampos acontecem entre o meio e o pé da escavação, independentemente da inclinação da face. Na Figura 2.19 pode-se observar que, para face vertical, o grampo mais solicitado a tração é o grampo número 5 (localizado a 7,5 m de profundidade). E, para as menores inclinações de face (60° e 70°), é o grampo número 6 (localizado a 9 m de profundidade) o mais solicitado a tração.

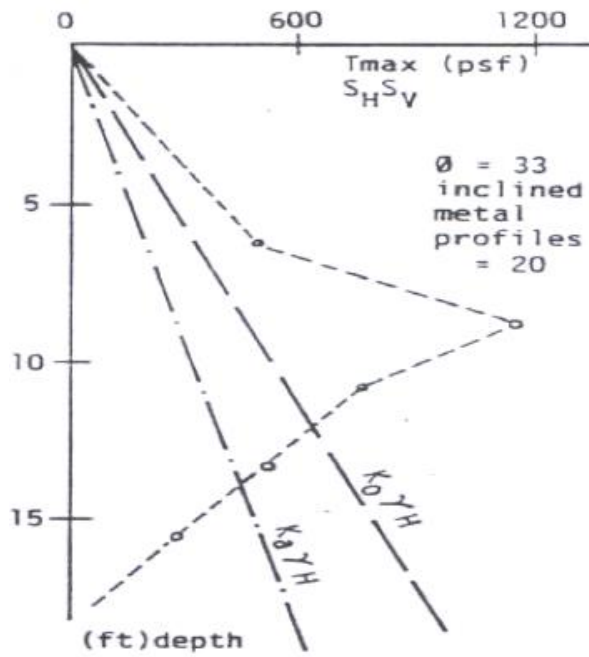


Figura 2.17 - Forças máximas mobilizadas nos grampos em escavação em solo grampeado (Cartier e Gigan 1983)

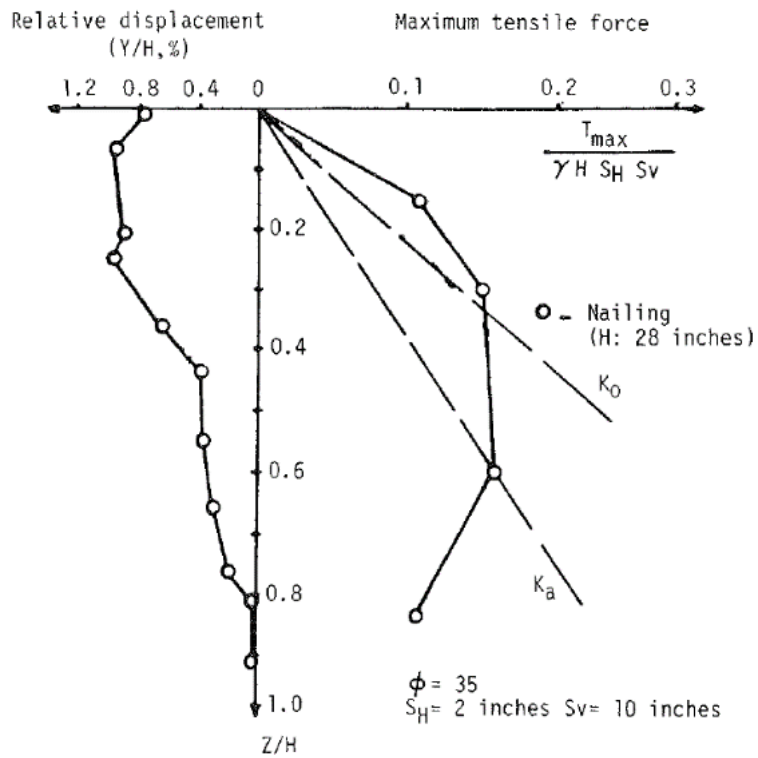


Figura 2.18 - Deslocamentos horizontais e forças máximas mobilizadas nos grampos em modelo reduzido de escavação em solo grampeado (modificado de Juran et al. 1984)

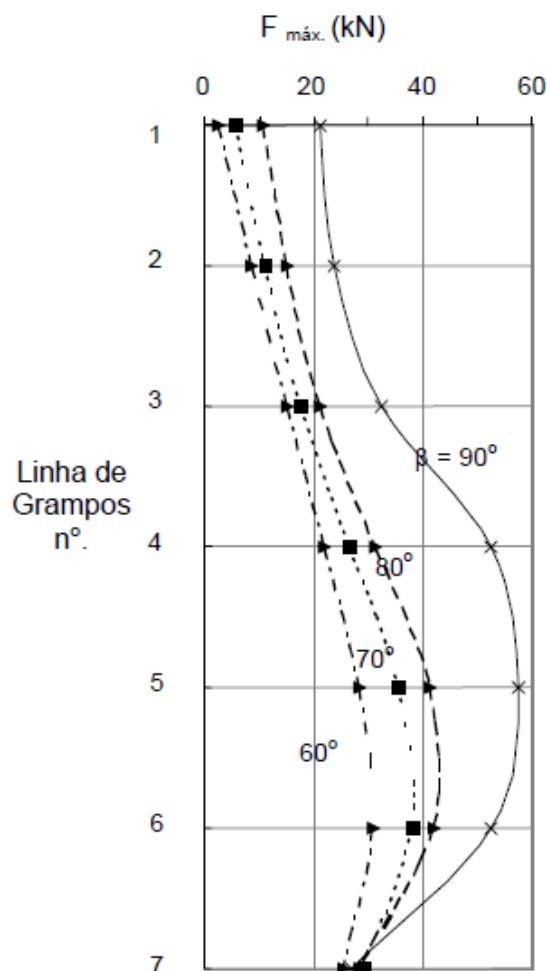


Figura 2.19 - Influência da inclinação da face na tração máxima dos grampos na última etapa de escavação ($L/H=0,57$) (Lima 2002)

Gässler e Gudehus (1981) monitoram as tensões atuantes junto à face de uma escavação grampeada de 6 m de profundidade, em solo arenoso, utilizando células de pressão total posicionadas entre o concreto projetado e o solo (Figura 2.20). O solo escavado possuía ângulo de atrito de 35° e coesão aparente de 3 kPa. As tensões medidas junto à face ao final da construção foram cerca de 50% do valor previsto utilizando o método de Coulomb para a condição ativa (Figura 2.20a). Quando da aplicação de cargas externas no topo da estrutura escavada, observou-se que as tensões medidas equivaliam a cerca de 70% do determinado por Coulomb para a condição ativa (Figura 2.20b). Note-se que o fato de as tensões medidas na face serem inferiores ao previsto pelo método de Coulomb para condição ativa é razoável, visto que as tensões máximas não ocorrem na face e sim no interior da massa de solo.

As diferenças percentuais em relação aos valores previstos por Coulomb e às tensões medidas na face ao final da escavação e quando da aplicação do carregamento externo, podem ser explicadas pelo processo executivo. A construção se dá por etapas,

com instalação do grampos e colocação do faceamento ao final da escavação. Quando da aplicação das sobrecargas, o sistema já estava todo confinado, ou seja, já tinha sido realizada a escavação do solo, intrusão do grampo, instalação da célula de pressão total e faceamento com concreto projetado, com isso, a eficiência do sistema aumentou levando a um percentual mais elevado comparativamente ao observado ao final da construção (70% e 50% do previsto por Coulomb, respectivamente).

O incremento das tensões no faceamento com a profundidade, sob condições de trabalho, tanto no período construtivo, quanto por ocasião da aplicação do carregamento externo, apresentaram-se próximas a uma distribuição triangular, observando-se uma redução acentuada das tensões próximo ao pé da escavação. No entanto, tal comportamento não se verificou quando de carregamentos próximos à condição de colapso, no qual se observou junto ao pé da escavação um aumento significativo das tensões laterais atuantes no faceamento ($p = 150$ kPa; Figura 2.20b).

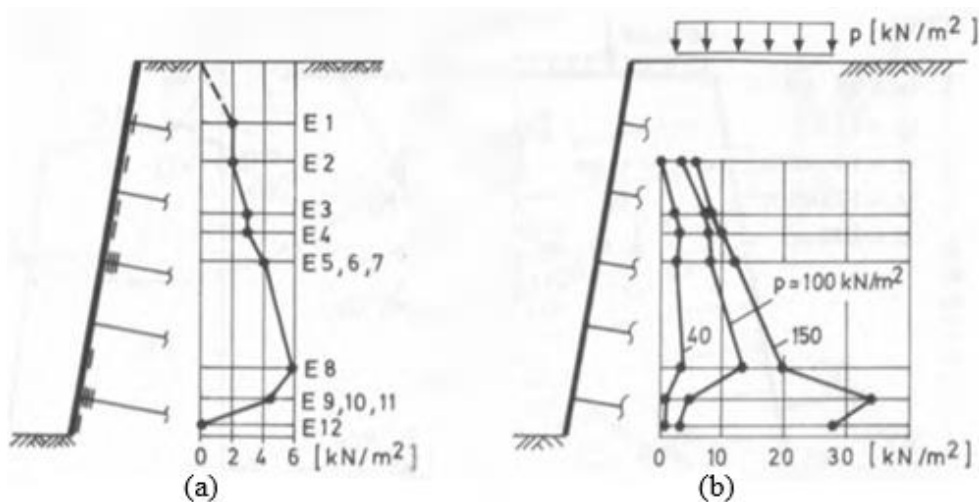


Figura 2.20 - Tensões atuantes junto à face de uma escavação em solo grampeado devido: (a) ao peso próprio e (b) à cargas externas (Gässler e Gudehus 1981)

Clouterre (1991) indica que a distribuição de tensões junto à face está relacionada ao arqueamento do solo entre grampos que resulta numa tendência de concentração de tensões nas vizinhanças dos grampos. No entanto, buscando um procedimento simplificado para projeto, diferentes autores sugerem que se adote uma distribuição de tensões junto a face uniforme (Gässler e Gudehus 1981; Mitchel e Villet 1987; Clouterre 1991).

Com base desse princípio, Mitchel e Villet (1987) sugerem para fins de projeto que a face de concreto projetado seja dimensionada como uma laje de dimensões S_v e S_h (espaçamento vertical e horizontal dos grampos, respectivamente) apoiada nas

extremidades, sujeita a um carregamento uniformemente distribuído provocado pela pressão de solo entre os grampos (Figura 2.21).

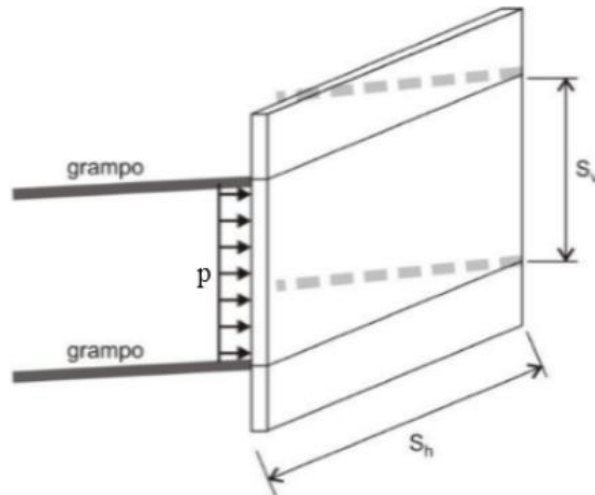


Figura 2.21 - Consideração da distribuição de pressão de solo atuante na face de concreto projetado do solo grampeado (GeoRio 2014)

Considerando o equilíbrio local, Mitchel e Villet (1987) sugerem que a pressão média na face seja adotada como (equação 8):

$$p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot S_v \cdot K_a^2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot S_v \cdot \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (8)$$

Partindo da mesma hipótese Clouterre (1991), Figura 2.22, sugere que a pressão de solo entre os grampos (p) seja definida pela relação entre a força de tração dos grampos na face (isto é, força de tração nas cabeças dos grampos - T_0) e os espaçamentos horizontal e vertical dos grampos (S_v e S_h), conforme mostra a equação 9:

$$p = \frac{T_0}{S_v \cdot S_h} \quad (9)$$

Baseado em resultados de monitorações de campo, Clouterre (1991) propõe que a força de tração nas cabeças dos grampos (T_0), para condições de trabalho, seja estimada como (equação 10):

$$T_0 = T_{\max} \cdot \left[0,5 + \frac{(S-0,5)}{5} \right] \quad , \text{ quando } 1 \leq S \leq 3 \text{ m} \quad (10)$$

$$T_0 = 0,6 \cdot T_{\max} \quad , \text{ quando } S \leq 1 \text{ m}$$

$$T_0 = T_{\max} \quad , \text{ quando } S \geq 3 \text{ m}$$

onde: S é o espaçamento máximo entre grampos (S_v e S_h).

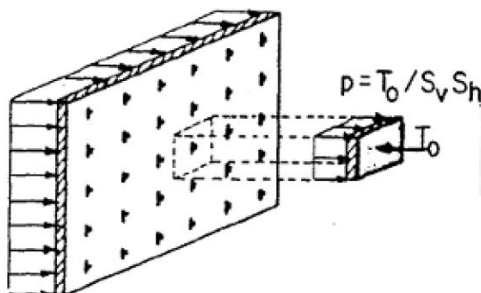


Figura 2.22 - Consideração da distribuição de pressão de solo atuante na face de concreto projetado do solo grampeado (Clouterre 1991).

Para avaliar a estabilidade local e global e o efeito de arqueamento em escavação grampeada, Clouterre (1991) construiu uma estrutura experimental de 6 m de altura, sendo que nos 3 m superiores a estrutura foi construída com a inclusão de três linhas de grampos no interior da massa de solo e com painéis que constituíram o faceamento. Já nos 3 m inferiores, a massa de solo foi suportada por 3 painéis de 1 m cada, com auxílio de escoras, após o avanço de cada etapa de escavação. Estes painéis escorados que suportavam a massa de solo não reforçada foram removidos um a um de cima para baixo. Durante a remoção do painel superior, na primeira etapa, tanto a escavação quanto a estrutura permaneceram estáveis (Figura 2.23a). Na segunda etapa, com a retirada de mais um painel, o solo rompeu localmente e estabilizou-se devido ao arqueamento (Figura 2.23b). Afinal, na terceira etapa, com a remoção do último painel (situação onde os três painéis escorados foram removidos), a eficácia do arqueamento do solo foi destruída e a ruptura local se propagou até a superfície, conduzindo a ruptura interna e global da estrutura (Figura 2.23c). Clouterre (1991) comenta que os resultados da monitoração indicaram que as tensões na cabeça dos grampos aumentavam à medida que os painéis escorados eram removidos, verificando-se, portanto, o acréscimo de cargas nos grampos em função do efeito de arqueamento conforme lembra (Silva 2010). Além disso, verificou-se que o arqueamento do solo proporciona uma melhoria na estabilidade local, possibilitando acréscimo na profundidade de escavação em cada etapa. No entanto, esta profundidade não deve exceder a altura crítica para não destruir o efeito de arqueamento e causar, por consequência, a ruptura global da estrutura.

Clouterre (1991) constatou experimentalmente que a altura crítica está associada, sobretudo, à natureza e ao comportamento do solo e à geometria da estrutura grampeada

e que essa altura deve ser limitada a 2 m. Contudo, cada obra em solo grampeado deve ser analisada em função de suas próprias características.

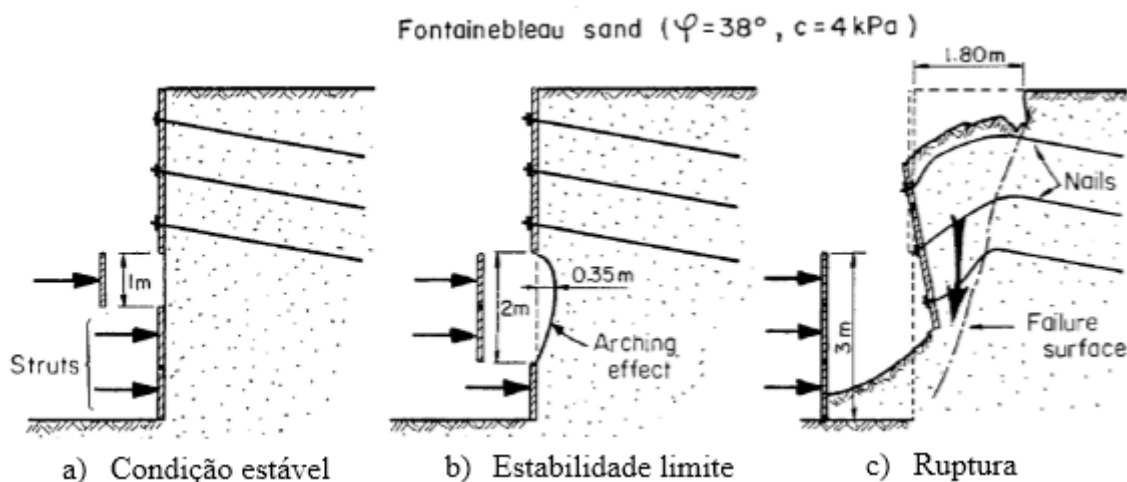


Figura 2.23 - Efeito de arqueamento no solo grampeado (Cloutier 1991)

Eleutério (2013) desenvolveu um estudo utilizando modelagem física (escala 1:1) de solo grampeado instalando na base do modelo um material deformável afim de induzir maiores deformações verticais na massa reforçada. Estes resultados foram cotejados com os resultados observados por Silva (2010), sob condição de base rígida. A comparação de resultados destacou o efeito da deformabilidade da base na maior mobilização da resistência à flexão do grampo.

Eleutério (2013), utilizando células de pressão total, observou que as tensões medidas junto à face do modelo eram significativamente inferiores às obtidas por Silva (2010), com fundo estável. Tal comportamento indica que uma estrutura grampeada submetida a deformações mais acentuadas no fundo (fundo instável) pode ter diminuída as tensões junto à face.

2.3.5 Rigidez da face

Lima (1996) e Ehrlich et al. (1996) desenvolveram estudos paramétricos utilizando simulação numérica de escavações com faces com diferentes rigidezes e também desconsiderando sua presença ($EI=0$). Os estudos indicaram que a rigidez do faceamento pouco influencia os deslocamentos horizontais da face e os esforços máximos de tração nos grampos (Figura 2.24a e Figura 2.24b). No entanto, quando se desconsiderou a face, as movimentações horizontais apresentaram significativo aumento nas zonas situadas entre grampos.

Com relação aos momentos fletores nos grampos, observou-se que os mesmos diminuem de intensidade à medida que a rigidez da face aumenta (Figura 2.24c). Ehrlich (2003) adverte que isso ocorre porque com o acréscimo da rigidez, a face passa, além de restringir os movimentos horizontais, a limitar os movimentos verticais e a atuar como uma espécie de apoio para a extremidade dos grampos, o que redundará na diminuição dos momentos fletores. As análises também indicam que a rigidez da face ajuda a controlar a plastificação do solo próxima à face.

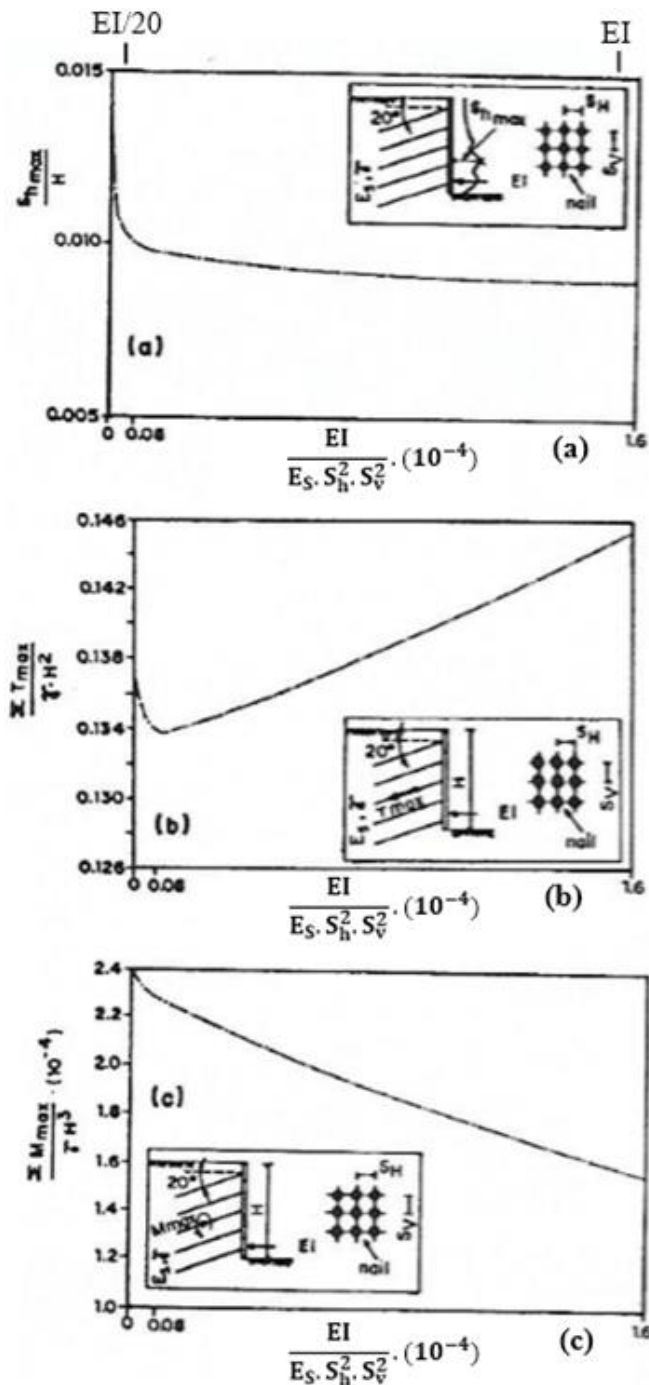


Figura 2.24 - Influência da rigidez da face: (a) deslocamento horizontal da face; (b) força axial no grampo; e (c) momentos fletores (Ehrlich et al. 1996)

Ehrlich (2003), com base nos resultados de Ehrlich et al. (1996), destaca na Tabela 2.1, em termos relativos, quantitativamente a importância da rigidez da face.

Tabela 2.1 - Importância da rigidez da face nas movimentações da face e nas tensões atuantes nos grampos ($\theta = 20^\circ$) (Ehrlich 2003)

| Rigidez da face | Valor relativo | | |
|-----------------|--|---------------------------------------|--|
| | Desloc. horizontal máx. da face (δ_{max}) | Força axial máx. grampo (T_{max}) | Momento fletor max. grampo (M_{max}) |
| sem face | 1.66 | 0.94 | 1.50 |
| (1/20) EI | 1.11 | 0.92 | 1.40 |
| EI (ref.) | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Por meio de análises numéricas, Mirmoradi e Ehrlich (2015) realizaram estudos paramétricos sob o efeito combinado de diferentes fatores de controle (isto é, altura do muro, tensões induzidas durante a compactação do aterro, rigidez do reforço, rigidez da face e restrição ou não da movimentação na interface entre a base do muro e a fundação) para avaliar o comportamento de muros de solo reforçado com faces em blocos segmentais.

Considerando modelos de muros sem restrição de movimentação na interface entre a base do muro e a fundação (base livre) e com restrição (base fixa), os autores verificaram que, para os modelos de base livre, os valores dos somatórios das forças de tração nos reforços são semelhantes independente da rigidez da face, para cada valor de S_i . Ou seja, para um dado muro sem mobilização na base, o valor do somatório das forças de tração nos reforços é independente da rigidez da face. No entanto, no modelo de base fixa, o valor das forças de tração nos reforços diminui significativamente com o aumento da rigidez da face, estando esta diminuição também associada à tensão de cisalhamento que é mobilizada na interface entre a base do faceamento e o solo de fundação (Figura 2.25).

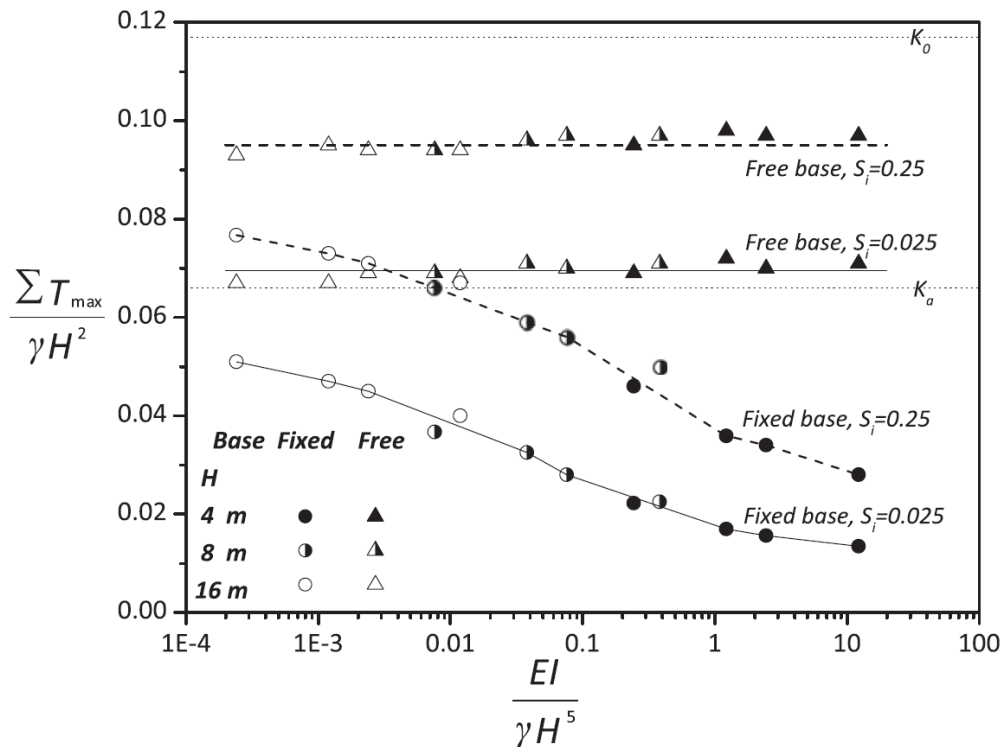


Figura 2.25 - Influência da rigidez da face normalizada, $EI/\gamma H^5$, dos reforços, S_i , do atrito mobilizado na base do muro no somatório normalizado das forças de tração máximas nos reforços, $\Sigma T_{m\acute{a}x}/\gamma H^2$ (Mirmoradi e Ehrlich 2015).

Ehrlich e Becker (2010) também indicam que o atrito mobilizado na base do faceamento pode levar a diminuições significativas nas cargas mobilizadas nos reforços. Tal efeito pode ser entendido pela análise do equilíbrio de forças conforme ilustrado na Figura 2.26, em que F_2 é a força mobilizada na base do faceamento, M o peso da cunha de solo, P o peso do faceamento e F_1 a força de reação mobilizada da massa estável do solo na superfície de ruptura.

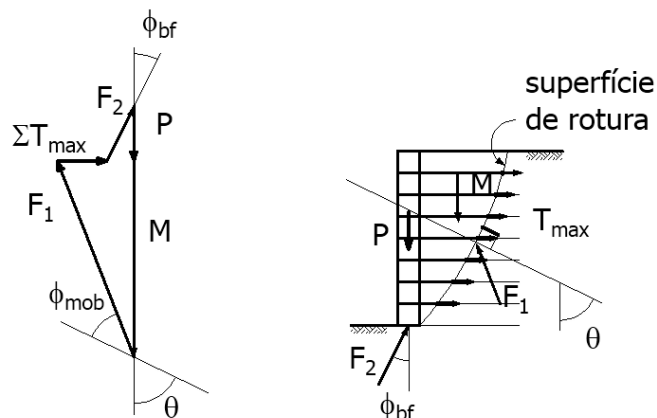


Figura 2.26 - Esforços nos reforços, efeito do atrito mobilizado na base do faceamento (Ehrlich e Becker 2010)

O efeito do atrito mobilizado na base do faceamento nas cargas nos reforços observado em Mirmoradi e Ehrlich (2015) e Ehrlich e Becker (2010) para muros de solo reforçado é também verificado em Lima (1996) e Ehrlich et al. (1996) desenvolvido para estruturas de solo grampeado (vide o trecho inicial da Figura 2.24b). No entanto, nas escavações grampeadas tal efeito se apresenta menos significativo. Deve-se atentar para o fato de que, no caso destas escavações, a execução é feita de cima para baixo, na seguinte sequência: escavação do solo; colocação do grampo; e posteriormente colocação da face. As deformações ocorrem principalmente durante a fase de escavação. Assim, ao final de construção, quando colocada a última camada de concreto projetado para a composição da face, quase toda deformação do sistema grampeado já se verificou. Por esse motivo, nestas estruturas, o atrito mobilizado na base do faceamento é muito inferior àquele que pode ser verificado em muros de solo reforçado com faceamento em blocos, onde o processo construtivo ocorre de baixo para cima. Assim, em muros de solo reforçado as restrições à movimentação e o atrito mobilizado na base do faceamento pode se desenvolver desde o início da construção, maximizando o efeito desta restrição no comportamento destes muros.

2.3.6 Inclinação da face

Lima (2002), através de estudos numéricos, observa que a inclinação da face do talude influencia significativamente nos deslocamentos horizontais, os quais crescem de magnitude à medida que o faceamento torna-se mais íngreme. E, indica que a execução de escavações com taludes ligeiramente inclinados reduz expressivamente a magnitude dos deslocamentos no topo. No estudo realizado esta redução chegou a 75%, quando se passou de uma escavação com faceamento vertical para uma com inclinação de 80° com a horizontal. Adicionalmente, o autor mostra em suas análises que a forma dos deslocamentos também é influenciada, onde deslocamentos máximos no topo da escavação só são observados em taludes verticais (Figura 2.27). A inclinação do talude pouco influencia os deslocamentos horizontais abaixo da base da escavação.

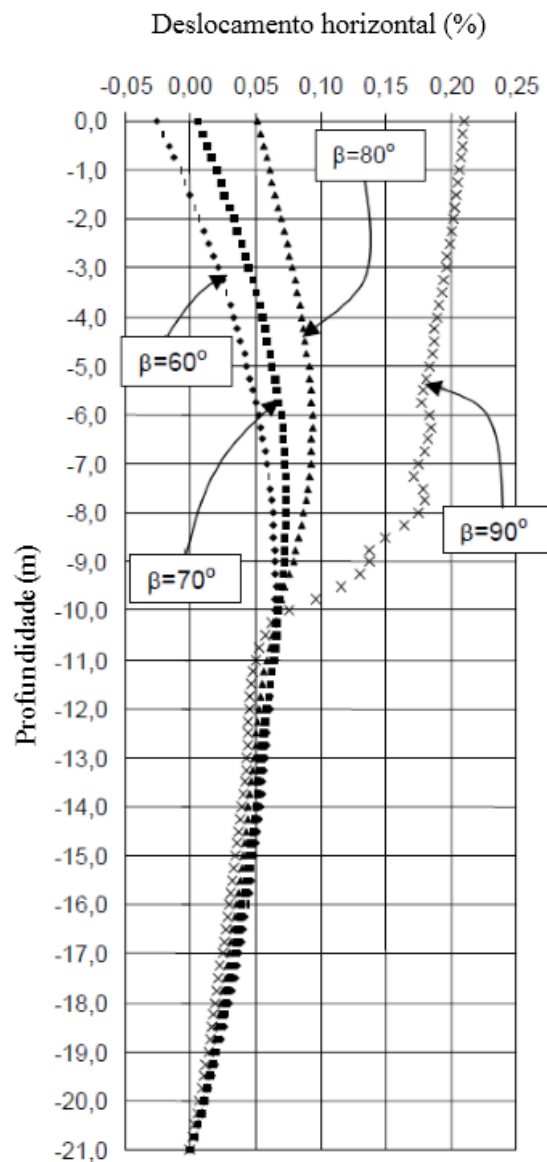
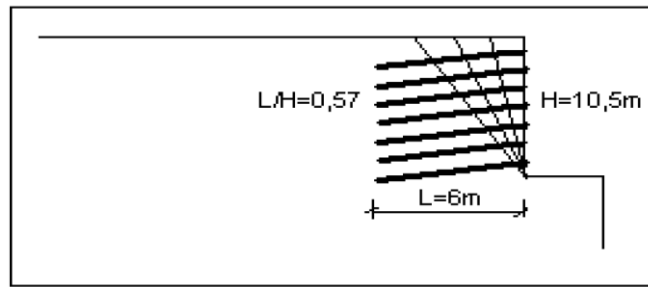


Figura 2.27 - Perfis de deslocamentos horizontais finais ($L/H=0,57$), a 1,0m do vértice da escavação, em função da inclinação da face do talude (β) (Lima 2002).

Em seus estudos, Lima (2002) também analisa os recalques na superfície do terreno (Figura 2.28). O autor comenta que os valores de deslocamentos verticais, δ_v , positivos, observados próximo a face da escavação, podem ser atribuídos a forma como a escavação é simulada numericamente. No caso de taludes com faces mais verticalizadas

($\beta \cong 90^\circ$), o estudo mostra que a magnitude dos recalques é significativa e varia diretamente com a magnitude observada em termos de deslocamentos horizontais, os quais também possuem magnitude significativa conforme já observado na Figura 2.27. Ainda se observa na Figura 2.28 que os valores de recalque superficial independem da inclinação da face do talude, β , a partir de uma distância de aproximadamente $2H$ (~21 m) da face.

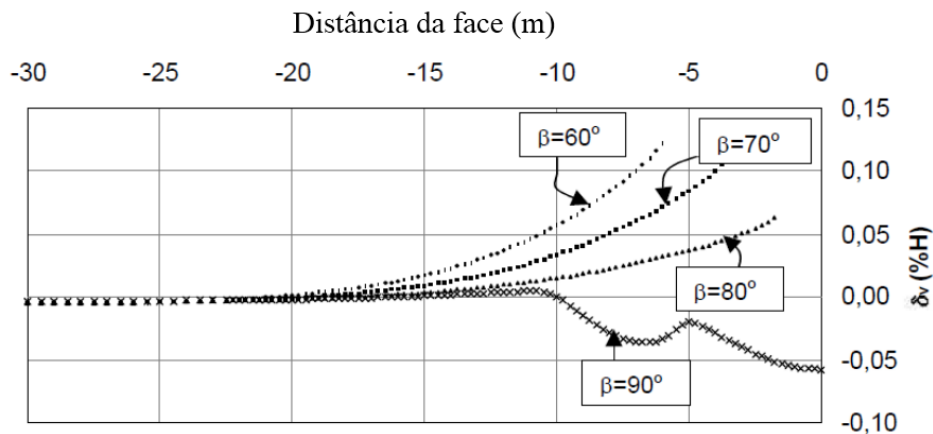


Figura 2.28 - Influência da inclinação da face do talude (β) nos deslocamentos verticais finais ($L/H=0,57$) ao longo da superfície do terreno – topo da escavação (Lima 2002).

Fan e Luo (2008) com o auxílio de ferramenta numérica, buscaram averiguar, em um de seus estudos, a influência da inclinação da face do talude e da orientação do grampo na estabilidade global da estrutura grampeada. Os autores observaram que a inclinação ideal do grampo com relação à horizontal (δ), para se obter o melhor desempenho no fator de segurança da estrutura grampeada, diminui com o aumento do ângulo de inclinação da face do talude (β) e aumenta com o aumento do ângulo de inclinação da superfície do topo da escavação (α) (Figura 2.29). Na literatura tem-se que para escavações grampeadas com faceamento verticalizados, o melhor desempenho ocorre quando os grampos são posicionados horizontalmente. Contudo, por questões executivas, a inclinação dos grampos em relação à horizontal é, tipicamente, entre 5° e 20° . Além do mais, tendo-se a estabilidade de fundo garantida, a tendência de movimentação da escavação é preponderantemente horizontal e não difere, portanto, significativamente da inclinação dos grampos como já discutido anteriormente.

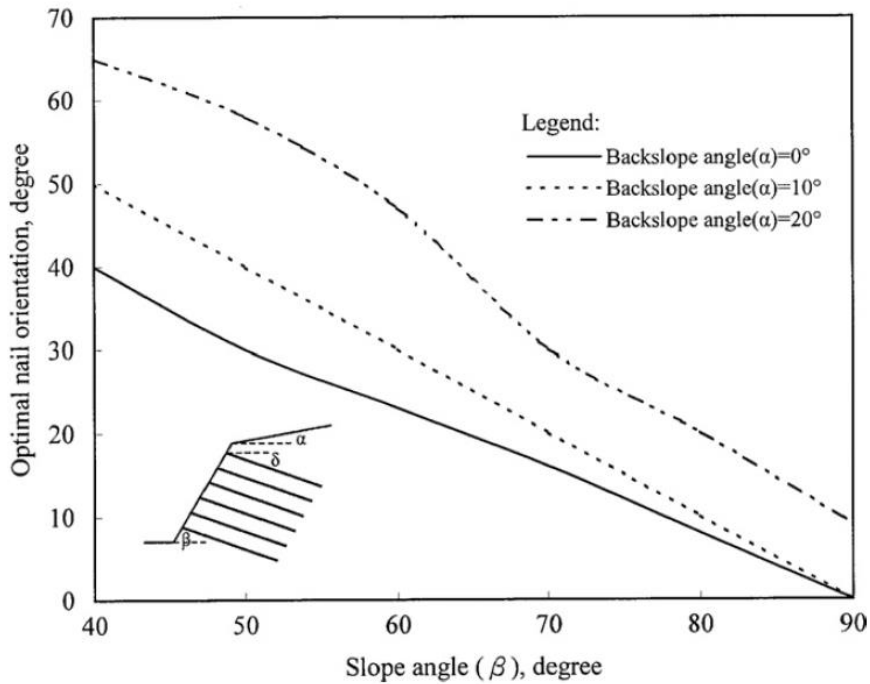


Figura 2.29 - Inclinação ideal do grampo para diferentes inclinações de face (Fan e Luo 2008).

Feijó (2007) comenta que numa situação onde se deseja estabilizar um talude natural com inclinação de face suave, onde a direção da superfície de ruptura é quase perpendicular à direção dos grampos, os esforços de cisalhamento e de flexão poderão exercer influência significativa nas análises de estabilidade. Na Figura 2.30 está representada a distribuição do empuxo passivo ao longo do grampo, responsável pela mobilização desses esforços. Dessa forma, para se obter a estabilidade, o grampo deve resistir, além das solicitações axiais, aos efeitos combinados de cisalhamento e flexão na região da superfície de ruptura e junto à face do talude, devido ao sistema de conexão ou rigidez do faceamento.

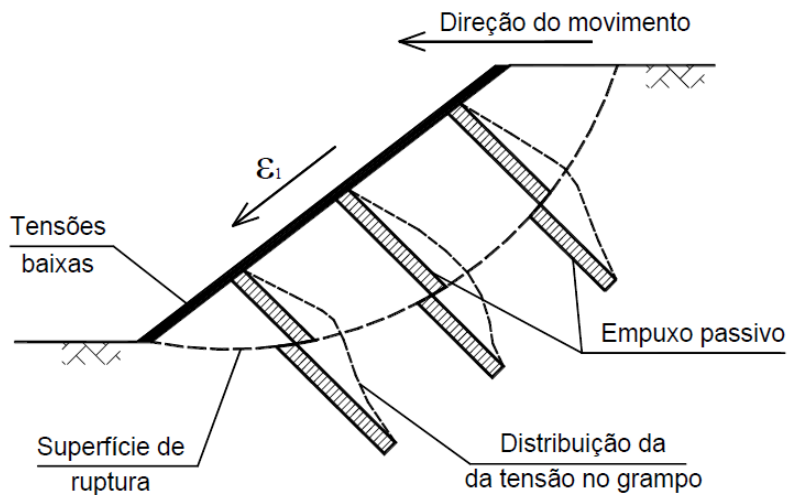


Figura 2.30 - Mobilização dos esforços de cisalhamento e de flexão em talude inclinado (Feijó 2007)

2.3.6.1 Superfície crítica

Através de estudos numéricos, Dantas e Ehrlich (2000) observaram para taludes reforçados com faceamento inclinado e com fundo estável (Figura 2.31), que a distribuição da tensão máxima mobilizada nos reforços ($T_{\max}/S_v S_h$) cresce a partir da superfície do terreno linearmente com a profundidade (trecho 1-2). Neste trecho, a superfície crítica faz um ângulo de $45 + \phi'/2$ com a horizontal. Em seguida, a tensão mobilizada nos reforços passa a ser constante, sendo a superfície crítica paralela ao faceamento (trecho 2-3) e, a partir de então, a decrescer com a profundidade até a base da escavação (ponto 4). Tal procedimento mostrou-se condizente com resultados obtidos experimentalmente em centrífuga geotécnica (Zornberg et al. 1998).

Para a locação do ponto 3, os estudos numéricos definiram uma relação entre h e x que é em função da inclinação do faceamento, e é dada pelas equações 11 e 12:

$$45^\circ < \omega < 65^\circ \Rightarrow x = \frac{0,75h}{\tan\omega} \text{ e } h = \frac{x}{3} \quad (11)$$

$$65^\circ < \omega < 90^\circ \Rightarrow x = \frac{0,80h}{\tan\omega} \text{ e } h = \frac{x}{2} \quad (12)$$

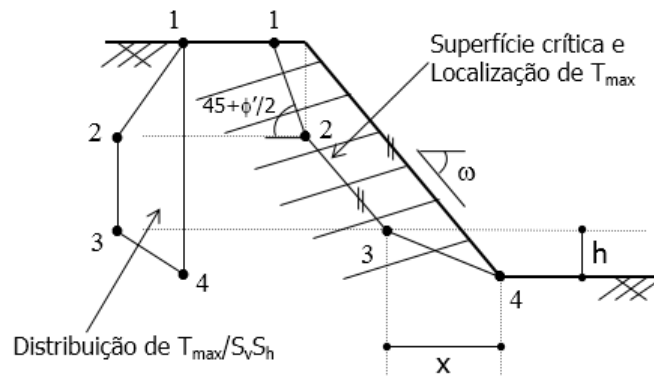


Figura 2.31 - Distribuição das máximas tensões nos grampos com a profundidade em taludes inclinados (Dantas e Ehrlich 2000)

2.3.7 Tipos de superfície de ruptura

Dependendo da posição da superfície de ruptura em relação à massa de solo reforçada, os mecanismos de ruptura nas estruturas grampeadas podem ser classificados como ruptura interna, ruptura externa ou mista, sendo esta uma combinação das duas primeiras (Figura 2.32).

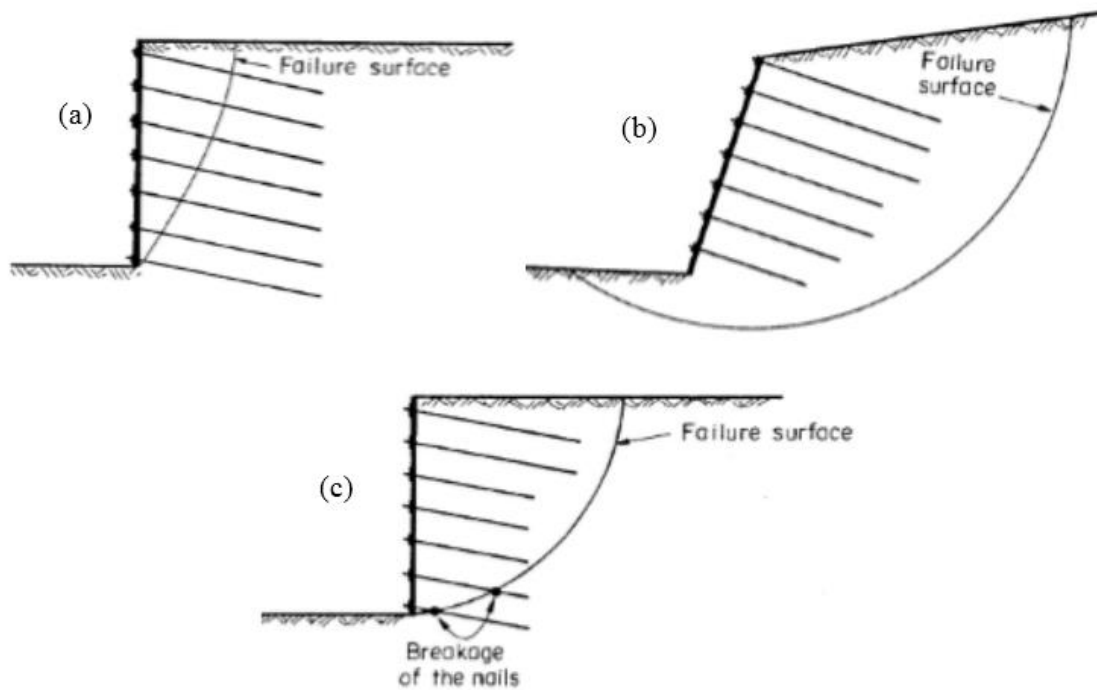


Figura 2.32 - Diferentes tipos de ruptura que podem ocorrer no solo grampeado: (a) ruptura interna, (b) ruptura externa, (c) ruptura mista (Clouterre 1991)

Considerando a hipótese de que a estrutura de solo grampeado se comporta de maneira semelhante a um bloco monolítico, torna-se possível a distinção desses tipos de rupturas (Silva 2010). De forma sintetizada, pode-se dizer que na ruptura interna a superfície de ruptura intercepta todos os grampos. Este tipo de ruptura pode ocorrer pela quebra dos grampos em função: do diâmetro dos mesmos ser subestimado no dimensionamento do projeto; da corrosão na barra de aço que compõe o grampo; de sobrecarga no topo da estrutura não prevista em projeto; ou da saturação do solo por infiltração de água da chuva (Clouterre 1991).

A perda de aderência na interface solo-grampo devido a uma estimativa equivocada da resistência ao arrancamento também pode levar a ruptura interna. Tal se caracteriza pelo comprimento inadequado dos grampos da zona passiva (resistente), capaz de equilibrar as tensões máximas. O aumento do teor de umidade do solo ou mesmo falhas no processo executivo são outros fatores que podem levar a perda de atrito na interface solo-grampo da zona resistente. Além disso, a ruptura interna também pode estar relacionada ao processo de *piping* desenvolvido no interior da zona reforçada ou à altura elevada das etapas de escavação conforme apresentado na Figura 2.23.

A ruptura externa ocorre, geralmente, devido ao deslizamento do solo ao longo da superfície de ruptura que se desenvolve fora da zona reforçada e passa pelo solo abaixo da base estrutura grampeada. Este tipo de ruptura é comum a todas as estruturas de

contenção e pode ser resultado da baixa qualidade do solo de fundação ou dos grampos não terem comprimento suficiente na zona resistente (Clouterre 1991).

Na ruptura mista, a superfície de ruptura intercepta somente alguns níveis de grampos, ou seja, este tipo de ruptura resulta da combinação de um processo de instabilidade interna e externa do solo grampeado. Em regra, a ruptura mista ocorre em função do comprimento insuficiente dos grampos, associado a uma deficiência na resistência dos mesmos ou na resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo (Clouterre 1991).

2.4 Métodos de análise de estruturas de contenção em solo grampeado

O dimensionamento de uma estrutura em solo grampeado pode ser realizado através de diferentes métodos de análise de estabilidade. Silva (2017) comenta que em comum, todos os métodos subdividem o terreno em zona ativa, limitada pelo faceamento e a superfície de ruptura, e zona resistente, onde os grampos são fixados. O autor ainda lembra que a maioria dos métodos é baseada na análise de equilíbrio limite e envolvem diferentes considerações quanto à forma da superfície de ruptura e quanto às tensões atuantes nos elementos do sistema de contenção.

Em projetos de solo grampeado, a quantidade e o comprimento dos reforços são estabelecidos por análises de estabilidade interna e externa (GeoRio 2014), pois deve-se evitar que haja ruptura dos grampos e arrancamento dos mesmos da zona resistente.

Ehrlich (2003) propõe que o grampeamento do solo possa ser entendido como um muro de gravidade onde a massa reforçada estabiliza a zona não reforçada. Dessa forma, os procedimentos convencionais de análise de estabilidade externa para muros convencionais podem ser adotados nesta fase de projeto. Deve-se, sob ação do empuxo promovido pela massa não reforçada, garantir a estabilidade externa da massa de solo reforçada (Silva 2010). Assim, Ehrlich (2003) recomenda que o projeto seja desenvolvido de forma que a largura da zona reforçada (o comprimento dos grampos) possa garantir o equilíbrio externo contra o deslizamento, o tombamento, a capacidade de carga da fundação e a ruptura global, que compreende uma superfície de colapso passando bem abaixo da base da massa reforçada (Figura 2.33).

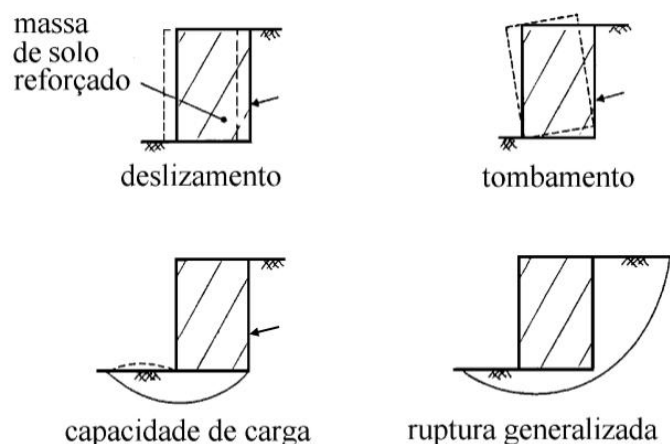


Figura 2.33 - Equilíbrio externo (Ehrlich 2003).

O aspecto particular no projeto de uma estabilização em solo grampeado, de acordo com Ehrlich (2003), é a análise de estabilidade interna, a qual também pode ser analisada utilizando métodos de equilíbrio limite. A determinação das forças máximas atuantes nos grampos, T_{max} , é um dos principais aspectos a ser considerado nessa etapa do projeto. Com o valor de T_{max} determinado se define a seção e espaçamento para evitar a ruptura dos grampos por tração e se estabelece o embutimento necessário na zona resistente de forma a se evitar o arrancamento (GeoRio 2014).

Segundo Ehrlich (2003), comumente, considera-se que os reforços permitam deformação suficiente para mobilização do estado ativo, e como os diâmetros e inclinações usuais dos esforços mobilizados nos grampos são basicamente de tração, desprezam-se as contribuições da resistência à flexão e ao cisalhamento do grampo. Com isso, considera-se que o somatório das forças máximas mobilizadas nos grampos, ΣT_{max} , deve-se ser suficiente para estabilização da cunha ativa, isto é, ao menos se igualar ao valor do empuxo ativo, por metro linear da escavação, (E_a) multiplicado pelo espaçamento horizontal entre os grampos (S_h), conforme mostra a equação 13:

$$\Sigma T_{max} = E_a \cdot S_h \quad (13)$$

2.4.1 Métodos de Rankine e de Coulomb

Em determinadas condições, os métodos clássicos de Rankine e Coulomb podem ser adotados nos cálculos referentes à análise interna de estruturas grampeadas. Ambos os métodos são válidos para solos homogêneos e condições de colapso plausíveis de serem representadas por superfícies de ruptura planar passando pelo pé da escavação, ou seja, que possuam fundo estável. Além disso, estes métodos permitem a consideração da

coesão dos solos. Ehrlich (2003) comenta que tal consideração tem significativa importância em se tratando de solos finos de origem residual, pois, em regra, estes solos são não saturados e, com isso, promovem elevada sucção, que pode conferir ao solo uma significativa “coesão aparente”. Esta condição favorável pode ser considerada em projeto, desde que se garanta, através de uma drenagem eficiente, a manutenção da não saturação.

As principais diferenças entre esses métodos está no fato das expressões clássicas de Rankine só serem válidas para escavações com faces verticais e terraplenos horizontais, enquanto que o método de Coulomb permite, com facilidade, a consideração de cargas externas, taludes inclinados irregulares, cortes com inclinações quaisquer e pressões de água.

Conforme indicam diversos autores (Byrne et al. 1998; Lazarte et al. 2003 e 2015), a análise de estabilidade de estruturas grampeadas pode ser realizada através do método de Coulomb adaptado para este propósito. Neste método, os grampos são considerados elementos que só trabalham à tração. A Figura 2.34 apresenta de forma esquemática a geometria da superfície de potencial de ruptura e os esforços atuantes na cunha ativa.

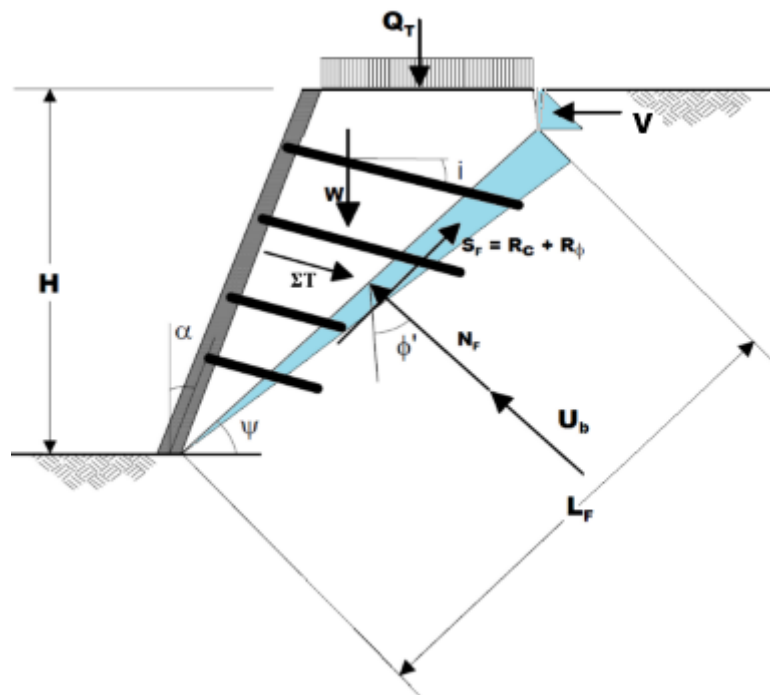


Figura 2.34 – Análise da estabilidade de uma estrutura grampeada com superfície de ruptura planar e trinca de tração (adaptado de Lazarte et al. 2003).

onde: w é o peso da cunha ativa, Q_T é a sobrecarga, ΣT é o somatório das forças de tração dos grampos, N_F é a força normal à superfície de ruptura, U_b é a resultante da poropressão na base, V é o empuxo d'água na trinca e R_c e R_ϕ são, respectivamente, as componentes

de coesão e de atrito da resistência ao cisalhamento mobilizada na superfície de ruptura (S_F).

As forças que resistem a possibilidade colapso ao longo da superfície de ruptura são representadas pela resistência ao cisalhamento do solo (S_F) e pelo somatório das forças de tração dos grampos (ΣT). Já as forças instabilizantes consistem na resultante da poropressão (U_b), no empuxo d'água na trinca (V) e nas componentes dos vetores de peso (W) e sobrecarga (Q_T) na direção tangencial à superfície de ruptura. O fator de segurança contra a ruptura é dado pela relação entre as forças resistentes e solicitantes que atuam tangentes ao plano potencial de ruptura (equação 14).

$$FS = \frac{\sum \text{Forças Resistentes}}{\sum \text{Forças Solicitantes}} \quad (14)$$

Ao se resolver o equilíbrio de forças nas direções normal e tangencial ao plano de ruptura, tem-se (equações 15 e 16):

$$\begin{aligned} \sum \text{Forças Normais} &= 0 \\ \Sigma F_n &= N_F + U_b + V \cdot \sin \psi - (W + Q_T) \cdot \cos \psi - \Sigma T \cdot \cos(\psi - i) = 0 \\ N_F &= (W + Q_T) \cdot \cos \psi + \Sigma T \cdot \cos(\psi - i) - U_b - V \cdot \sin \psi \end{aligned} \quad (15)$$

$$\begin{aligned} \sum \text{Forças Tangenciais} &= 0 \\ \Sigma F_t &= S_F + \Sigma T \cdot \sin(\psi - i) - (W + Q_T) \cdot \sin \psi - V \cdot \cos \psi = 0 \\ S_F &= (W + Q_T) \cdot \sin \psi + V \cdot \cos \psi - \Sigma T \cdot \sin(\psi - i) \end{aligned} \quad (16)$$

A resistência ao cisalhamento do solo mobilizada ao longo da superfície de ruptura, S_F , é definida pela equação 17:

$$S_F = R_c + R_f = c_m \cdot L_F + N_F \cdot \tan \phi_m \quad (17)$$

Os parâmetros do solo c_m e ϕ_m representam o ângulo de atrito e o intercepto de coesão mobilizados, respectivamente. Em regra, um único fator de segurança adequado ($FS \geq 1,5$) é aplicado nos componentes de resistência do solo c' e $\tan \phi'$ (intercepto de coesão e tangente do ângulo de atrito disponíveis). No entanto, é possível selecionar diferentes fatores de segurança para cada componente de resistência (equações 18 e 19).

$$c_m = \frac{c'}{FS} \quad (18)$$

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (19)$$

Substituindo e rearranjando as expressões 15, 16, 18 e 19 na equação 17, obtém-se o fator de segurança.

Apesar de na análise apresentada ter sido considerada a presença de água, deve-se ter em mente que o uso da técnica de solo grampeado na presença de água deve estar associada a um sistema de drenagem eficiente que permita um rebaixamento permanente do lençol freático, pois a geração de poropressão e/ou empuxo hidrostático podem levar a estrutura grampeada a situações críticas de estabilidade, tornando necessário um superdimensionamento da estrutura, o que eleva significativamente o custo da obra.

2.4.2 Método de Leschinsky e Boedeker (1989)

Ehrlich (2003) sugere que método Leschinsky e Boedeker (1989), o qual é baseado no método de equilíbrio limite e foi desenvolvido originalmente para muros e taludes reforçados com geotêxteis - elementos extensíveis - (Figura 2.35), possa ser adotado para determinação do somatório das forças máximas de tração mobilizada nos grampos, ΣT_{max} , por metro (equação 20).

$$\Sigma T_{max} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot T_m \quad (20)$$

em que: γ é o peso específico do solo; H é a altura de escavação; e T_m é a resistência a tração adimensional mobilizada e equivale ao coeficiente de empuxo K .

Este método trabalha com espiral logarítmica visando pesquisar a superfície crítica e determinar para cada superfície encontrada qual é a força total que precisasse ter nos reforços para evitar o colapso. Além disso, este procedimento só é válido para solos não coesivos, não compactados, reforços horizontais e condição de fundo estável.

Segundo Ehrlich (2003), a desconsideração da coesão em situações nas quais ela é importante, pode levar a resultados muito conservadores. A GeoRio (2014) sugere uma adaptação no procedimento do método de modo a levar em consideração a coesão do solo. Com relação à inclinação do grampo, o uso do método não leva a erros significativos em situações típicas, nas quais tem-se a inclinação do grampo variando de 5° a 20°.

O procedimento de Leschinsky e Boedeker (1989) assume que a resistência do solo é integralmente mobilizada, ou seja, se assume a mobilização do estado ativo. Logo, essa análise é razoável para condição ativa. A resistência à tração adimensional mobilizada (T_m) calculada por este método é significativamente maior do que o esforço

correspondente a situação de colapso, pois, o método calcula qual é o esforço na condição de colapso e considera um fator de segurança ($FS \geq 1,5$) para afastar nesta condição.

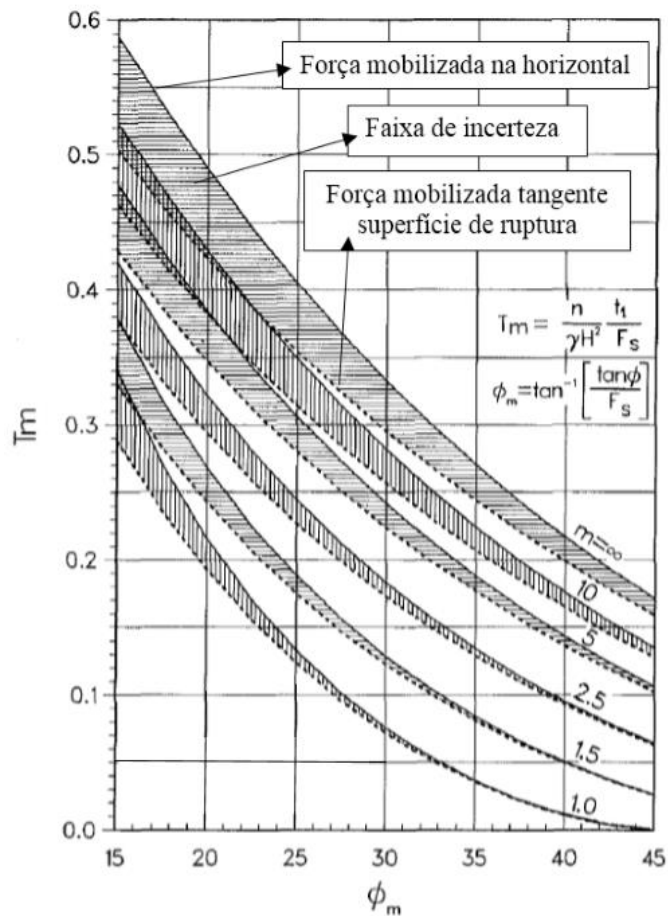


Figura 2.35 – Determinação da força máxima nos grampos (Leschinsky e Boedeker 1989).

onde: n é o número de reforços; t_1 é o esforço no reforço mais a baixo; ϕ_m é o ângulo de atrito mobilizado; e m representa a inclinação da face.

Para se obter o valor de T_m para calcular ΣT_{max} basta entrar com o valor de ϕ_m no gráfico, o qual é calculado a partir de ϕ pela fórmula $\phi_m = \tan^{-1} \left[\frac{\tan \phi}{F_s} \right]$, como a inclinação da face (m) é conhecida, determina-se T_m . Para se determinar a força de tração em cada grampo deve-se fazer uma distribuição triangular dos esforços nos reforços a partir de t_1 (Figura 2.36). Com o valor de T_m calcula-se t_1 pela fórmula $T_m = \frac{t_1 \cdot n}{\gamma \cdot H^2 \cdot FS} \rightarrow$

$$t_1 = \frac{T_m \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot FS}{n}$$

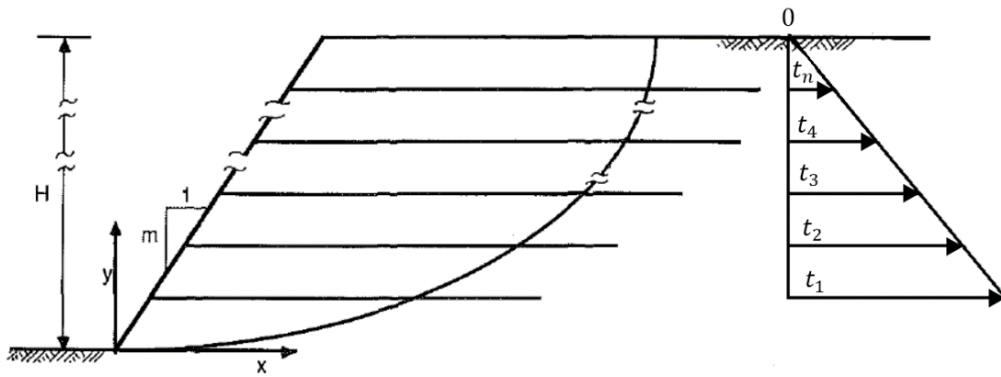


Figura 2.36 - Distribuição de esforços nos reforços.

Adicionalmente, cabe comentar que neste método, à medida que a inclinação da face diminui ($mV:1H$), as superfícies de ruptura tornam-se não planares (Figura 2.37).

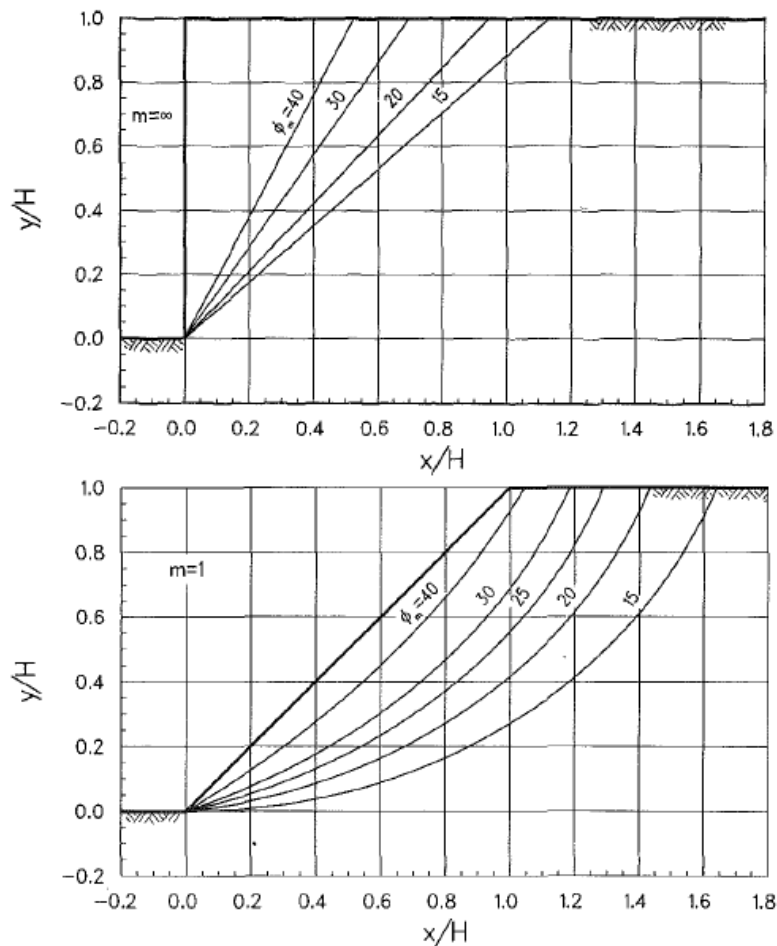


Figura 2.37 – Gráficos de rastreamento da superfície de ruptura para taludes verticalizados, $m = \infty$, e inclinados a 45° , $m = 1$ (Leschinsky e Boedeker 1989).

2.4.3 Outros métodos simples de análise

Outros métodos usualmente utilizados nas análises de estrutura de solos grampeados são aqueles que permitem a consideração simultânea tanto de aspectos de

equilíbrio externo como interno, a exemplo do caso dos métodos tradicionais de estabilidade de taludes (Bishop, Morgenstern-Price entre outros) adaptados de forma a incluir o efeito do grampo. Nestes métodos de análise somente as contribuições dos grampos que cruzam a superfície de ruptura são consideradas, e, normalmente desconsidera-se a contribuição das forças de flexão e cisalhamento dos grampos. Ademais, esses métodos têm a vantagem de permitir a consideração da heterogeneidade e das pressões de água no solo, com facilidade. Ehrlich (2003) lembra que, apesar de muitos métodos de análise de estabilidade de taludes adotarem a hipótese de superfície de ruptura circular, esta pode ser inadequada para representar o real mecanismo de ruptura do solo.

Na literatura existem outros exemplos de métodos de análise de estruturas de solo grampeado referentes à estabilidade interna e externa. A Tabela 2.2 sintetiza e compara os diferentes métodos e as hipóteses adotadas pelos diversos autores.

Tabela 2.2 – Compilação de diferentes métodos de análise para solo grampeado (adaptado de Abramson et al. 1996 apud Lima 2002).

| Método | Multicritério (Francês) | Alemão | Davis | Davis Modificado | Cardiff | Escoamento | Cinemático |
|--|---|---|---|---|---|---|---|
| Referência | Schlosser (1982 e 1983) | Stocker et al. (1979) e Gässler e Gudehus, 1981) | Shen et al. (1981) | Ellas e Juran (1990) | Bridle (1989) e Bridle e Barr (1990) | Anthoine (1990) | Juran et al. (1988 e 1990) |
| Análise | Equilíbrio limite – momentos Estabilidade global | Equilíbrio limite – forças Estabilidade global | Equilíbrio limite – forças Estabilidade global | Equilíbrio limite – forças Estabilidade global | Equilíbrio limite – momentos Estabilidade global | Teoria do escoamento Estabilidade global | Análise de tensões internas Estabilidade local |
| Propriedades do material pré-definidas | Parâmetros do solo (c , ϕ) Força limite nos grampos Rigidez à flexão dos grampos | Parâmetros do solo (c , ϕ) Atrito lateral | Parâmetros do solo (c , ϕ) Força limite nos grampos Atrito lateral | Parâmetros do solo (c , ϕ) Força limite nos grampos Atrito lateral | Parâmetros do solo (c , ϕ) Força limite nos grampos Rigidez à flexão dos grampos | | Parâmetros do solo (c , ϕ) Parâmetro adimensional de rigidez à flexão (N) |
| Solicitações nos grampos | Tração, cisalhamento e flexão | Tração | Tração | Tração | Tração, cisalhamento e flexão | Tração | Tração, cisalhamento e flexão |
| Superfície de ruptura | Circular ou polinomial | Bilinear | Parabólica | Parabólica | Espiral logarítmica | Espiral logarítmica | Espiral logarítmica |
| Mecanismo de ruptura | Misto ^a | Arrancamento dos grampos | Misto | Misto | Misto | | Não utilizável |
| NA | sim | não | não | não | não | | sim |
| Solo estratificado | sim | não | não | não | não | não | sim |
| Geometria da estrutura | qualquer | Face vertical ou inclinada | Face vertical | Face vertical ou inclinada | Face vertical ou inclinada | Face vertical ou inclinada | Face vertical ou inclinada |

^aMecanismo de ruptura misto: ruptura relacionada com o arrancamento dos grampos ou pelo escoamento do aço.

Adicionalmente, vale ressaltar que os métodos de equilíbrio limite não são capazes de prever as deformações ocorridas no interior da estrutura grampeada. E, potencialmente, análises numéricas possibilitam melhor avaliação do comportamento de estruturas de solos grampeados incluído a influência das etapas construtivas, a rigidez do solo e dos reforços.

2.5 Método dos elementos finitos

Embora o uso do método dos elementos finitos para análise do comportamento de estruturas grampeadas também faça parte do item 2.4, intitulado “Métodos análise de estruturas de contenção em solo grampeado”, esse será discutido separadamente por ser objetivo do presente trabalho.

O método dos elementos finitos é um tipo de método numérico muito empregado na engenharia devido à sua possibilidade de uso em problemas complexos, onde soluções por vias analíticas seriam inviáveis. Diferentemente das soluções analíticas que são exatas, o método dos elementos finitos conduz a soluções aproximadas, as quais conseguem representar muito bem o problema em estudo, desde que o método seja corretamente utilizado.

Desai e Abel (1972) comentam que muitos dos métodos numéricos foram desenvolvidos antes da era dos computadores eletrônicos como, por exemplo, o Método das Diferenças Finitas. No entanto, os autores afirmam que o Método dos Elementos Finitos é essencialmente um produto da era do computador eletrônico.

Segundo Zirlis et al. (1999), a utilização do método dos elementos finitos (MEF) ficou paralisada durante alguns anos após sua concepção pela absoluta impossibilidade, na época, de se efetuar a quantidade de cálculos numéricos necessários para se resolver mesmo problemas relativamente simples. Ainda segundo os autores, no final da década de 50 e início dos anos 60, dois fatos contribuíram para o rápido desenvolvimento desse método: de um lado, as asas em delta dos aviões supersônicos que não permitiam análises com base na teoria de vigas, até então empregada, exigindo uma idealização de cálculo mais próxima da realidade, e, conseqüentemente mais complexa, o que criou a necessidade de utilização do MEF e, do outro lado, o aparecimento dos computadores eletrônicos que propiciou o meio de se executar a enorme quantidade de cálculos requerida pelo método.

De acordo com o que foi exposto no início do parágrafo anterior por Zirlis et al. (1999) parece que o MEF surgiu antes da era do computador eletrônico e que só foi desenvolvido com a criação do mesmo. No entanto, a ideia que é mais aceita é que a aparecimento com MEF deu-se junto ou imediatamente após o surgimento do computador eletrônico.

Lopes (2006) com base em Brebbia e Ferrante (1975) cita que em 1943 uma formulação muito semelhante à do MEF foi feita por *Courant* para o estudo do problema

de torção de *Saint Venant*. Contudo, o autor comenta que o MEF só ficou caracterizado como um novo método a partir de meados dos anos 50, quando elementos planos foram formulados para estudar elementos estruturais das asas de aviões, o que, em parte, está condizente com o que foi colocado por Zirlis et al. (1999).

No início da década de 60, mesmo com o avanço da utilização do MEF para resolução de problemas mais sofisticados de engenharia estrutural, sua aplicação em geotecnia ainda se encontrava precária devido à distância entre o modelo constitutivo utilizado e a realidade física das obras geotécnicas. Isso se deu porque, enquanto os elementos utilizados em engenharia estrutural eram e ainda são, dependendo do caso, baseados em materiais de comportamento isotrópico e elástico, o solo é reconhecidamente um material de comportamento elasto-plástico que apresenta curva tensão-deformação não linear e resistência à tração essencialmente nula (Zirlis et al. 1999).

Com o aprofundamento dos princípios do MEF, simulações de obras geotécnicas passaram a ser realizadas em anos posteriores (final da década de 60 e anos 70), no entanto, somente no final dos anos 70 e na década de 80 que foram desenvolvidos programas comerciais voltados especificamente para a engenharia geotécnica como é o caso do programa Plaxis, ferramenta numérica utilizada nesta pesquisa. O Plaxis foi desenvolvido originalmente em 1986, como um projeto conjunto entre a Universidade de Tecnologia de Delft e o Ministério Holandês de Obras Públicas, vindo a se tornar uma empresa em 1993 como o objetivo de fornecer meios práticos para usar o MEF em problemas de engenharia geotécnica (Plaxis 2018).

A ideia básica do MEF é dividir o domínio do problema em elementos, cujo comportamento pode ser facilmente formulado em função de sua geometria e propriedades, conectados apenas em alguns pontos (por nós) através dos quais interagem entre si (Figura 2.38). Como a divisão do domínio pode ser qualquer, este método apresenta grande vantagem no tratamento de casos com geometria complexa. Além disso, cada elemento pode ter propriedades próprias, o que permite resolver casos heterogêneos (Lopes 2006).

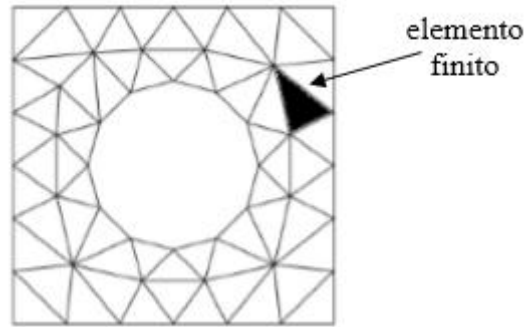


Figura 2.38 - Exemplo de uma rede (ou malha) de elementos finitos em uma placa com um furo central (Adaptado de Fish e Belytschko 2007).

O solo é um meio particulado (poroso) e modelá-lo considerando este meio é algo muito difícil, desta forma, é comum tratá-lo como um meio contínuo na modelagem. O MEF considera os princípios da mecânica dos contínuos pelo fato da aproximação do contínuo descreve adequadamente o comportamento de materiais reais em muitas circunstâncias.

Para explicar a mecânica do contínuo primeiro expõe-se aqui uma elucidação do que é a “matéria” conforme descreveu Alves (2007): *“A matéria na realidade é formada de moléculas, átomos e partículas subatômicas, portanto não é contínua, ou seja, é discreta. Contudo existem muitas situações da experiência diária que a teoria fenomenológica do comportamento dos materiais utilizada não considera a estrutura atômica ou molecular da matéria.”* Neste contexto, o que a mecânica do contínuo faz ao descrever relações entre fenômenos, é tratar a matéria como sendo um meio sólido, ou seja, sem vazios interiores, desconsiderando sua estrutura molecular e/ou atômica.

A teoria do contínuo permite que a matéria seja dividida indefinidamente. Isto é, aceita-se a ideia de um volume (ou área) infinitesimal de matéria o que permite a definição de ponto geométrico (de volume igual a zero), por um limite matemático, tal como na definição de derivadas em Cálculo. Simões (2017) lembra que, o objetivo principal de se usar a mecânica dos meios contínuos é de se poder formular matematicamente, e de um ponto de vista macroscópico, os problemas físicos que envolvem o movimento e a deformação dos corpos, isto é, obter as equações básicas que regem os respectivos fenômenos.

Em mecânica dos solos considera-se o conceito da mecânica dos meios contínuos, mas usa-se uma área pequena, porém finita e não infinitesimal, pois num elemento infinitesimal a análise pode cair no vazio do solo (o que é não desejado). Neste sentido,

em mecânica dos solos quando se usa o termo tensão, associa-se-o à ideia de “tensão macroscópica” (Martins 2018).

Lopes (2006) comenta que o MEF possibilita que problemas governados por equações diferenciais sejam resolvidos (de forma aproximada por meio de sistemas de equações matriciais) obtendo-se os valores da variável procurada em pontos nodais.

De maneira resumida, apresenta-se a seguir as etapas que devem ser adotadas para a resolução de um problema, de tensão-deformação com comportamento elástico, pelo MEF:

i) Discretização do domínio do problema

Nesta primeira etapa, o domínio do problema, o qual é analisado como um meio contínuo, é dividido em subdomínios (pequenas regiões) denominados elementos finitos, os quais são conectados entre si por pontos nodais (nós). Vale comentar que, em análises bidimensionais os elementos finitos podem ser tanto triangulares como quadrangulares.

ii) Aproximação da variável primária

A variável primária tem sua distribuição aproximada no interior do elemento por uma função particular, chamada função de interpolação (na engenharia estrutural e geotécnica, nem regra, se adota o deslocamento como variável primária).

As funções de interpolação permitem transformar um sistema contínuo em um sistema discreto por meio dos nós. Achando a solução nos pontos nodais, utiliza-se a função de interpolação para encontrar a solução em qualquer ponto do interior do elemento. Logo, pode-se dizer que a função de interpolação do deslocamento permite relacionar o deslocamento de um ponto qualquer no interior do elemento com os deslocamentos nodais.

iii) Equações dos elementos

As equações dos elementos são aquelas que governam o comportamento de cada elemento, combinando as condições de compatibilidade, equilíbrio e as relações constitutivas. A partir da função de interpolação é possível relacionar o valor da variável do problema, os deslocamentos nos nós de cada elemento com as forças através da geometria e propriedades do elemento, dando origem assim ao sistema de equações do elemento. Como o princípio dos trabalhos virtuais permite estabelecer uma relação entre as tensões no interior do elemento e as forças externas (nos nós), este deve ser aplicado para a obtenção das equações de equilíbrio do elemento, que é dada pela equação 21:

$$\{F_e\} = [K_e]\{\delta_e\} \quad (21)$$

Em que, a matriz de rigidez do elemento, $[K_e]$, é dada pela integral do volume conforme mostra a expressão 22:

$$[K_e] = \int_v [B]^T [D] [B] dv \quad (22)$$

Onde: $\{F_e\}$ é o vetor de forças nodais do elemento, $\{\delta_e\}$ é o vetor de deslocamentos nodais do elemento, $[B]$ é a matriz geométrica (matriz de compatibilidade), que contém as coordenadas geométricas dos nós dos elementos, $[B]^T$ é a transposta $[B]$ e $[D]$ é a matriz das propriedades do elemento (matriz constitutiva).

iv) Equações globais

As equações globais são montadas a partir da associação das equações dos elementos, considerando a conexão dos elementos através dos pontos nodais (equação 23).

$$\{F\} = [K]\{\delta\} \quad (23)$$

Em que: $\{F\}$ é o vetor global de forças nodais, $[K]$ é a matriz de rigidez global e $\{\delta\}$ é o vetor global de deslocamentos nodais.

v) Introdução das condições de contorno

Introduzem-se os valores conhecidos ao problema, lembrando que sobrecargas afetam $\{F\}$, enquanto deslocamentos afetam $\{\delta\}$.

vi) Resolução das equações globais

Nesta etapa, resolvem-se as equações globais, para obter os deslocamentos $\{\delta\}$. em todos os pontos nodais (nós).

Caso se deseje obter as chamadas variáveis secundárias, que são as tensões e as deformações, cálculos complementares devem ser feitos a partir dos deslocamentos nodais determinados, conforme mostrado a seguir.

$$\{\sigma\} = [D][B]\{\delta_e\} \quad (24a)$$

sendo $\{\sigma\}$ é vetor das tensões e $[B]\{\delta_e\} = \{\varepsilon\}$ que é o vetor das deformações, logo:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (24b)$$

Assim, tem-se:

$$\{\varepsilon\} = [D]^{-1}\{\sigma\} \quad (25a)$$

ou

$$\{\varepsilon\} = [C]\{\sigma\} \quad (25b)$$

em que $[C]$ é igual a $[D]^{-1}$ que por sua vez é a inversa de $[D]$.

A discussão completa de cada etapa apresentada, assim como as formulações matemáticas relacionadas ao MEF, pode ser encontrada em Desai e Abel (1972) e Potts e Zdravkovic (1999).

2.6 Modelos Constitutivos

O modelo constitutivo ou modelo de comportamento consiste na descrição matemática do comportamento tensão – deformação do material analisado. Em regra, essa descrição matemática (modelo constitutivo) é formulada após a observação do comportamento do material sob condições controladas em ensaios de laboratório (Figura 2.39).

Os solos, por apresentarem um comportamento elasto-plástico e curva tensão-deformação não linear, em regra, possuem modelos constitutivos mais complexos. A seguir, serão apresentados quatro modelos de comportamento.

2.6.1 Modelo linear elástico

O modelo linear elástico se baseia na lei de Hooke, ou seja, existe uma relação proporcional (constante e linear) entre a tensão aplicada e a deformação, conforme mostram a Figura 2.39 e a equação 26. O comportamento elástico do material significa que todas as deformações sofridas por ele, são recuperadas quando o carregamento é removido. Este modelo requer, para condições drenada, os parâmetros do módulo de Young, E , e do coeficiente de Poisson, ν .

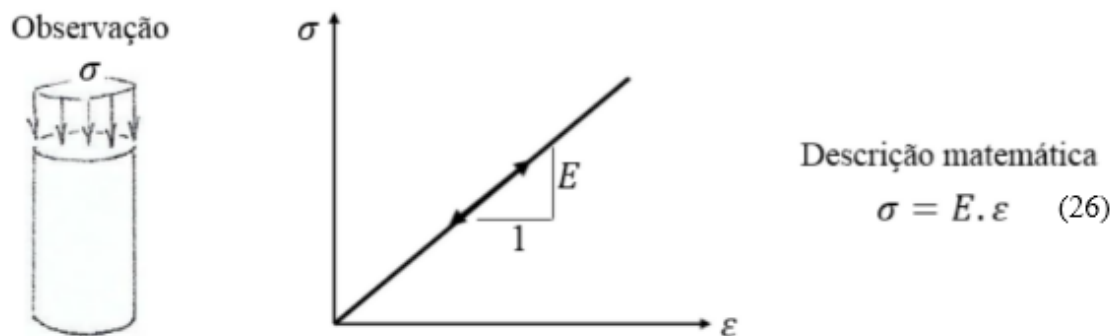


Figura 2.39 – Modelo de comportamento linear elástico.

Apesar de existirem parâmetros elásticos para condição não drenada, estes não serão apresentados. Outros parâmetros elásticos (para condição drenada) como: o módulo volumétrico, K , módulo cisalhante, G , e o módulo oedométrico, E_{oed} , são relacionados ao módulo de Young e ao coeficiente de Poisson através das expressões 27, 28 e 29:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (27)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (28)$$

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (29)$$

Em função do modelo linear elástico representar muito precariamente o comportamento do solo, este modelo, geralmente, não é utilizado para esse fim. Seu uso é mais frequente em elementos estruturais que, em regra, são utilizados, na prática, dentro do limite elástico, ou seja, bem distantes da condição de escoamento.

2.6.2 Modelo hiperbólico

O modelo hiperbólico consiste em um modelo de comportamento elástico e não linear. Este modelo pode ser usado para representar o comportamento do solo tanto para condição drenada como não drenada.

Na forma descrita por Duncan e Chang (1970), o modelo hiperbólico emprega que os valores dos módulos tangente, E_t , variam em função dos níveis de tensão, e com valores constantes de coeficiente de Poisson. Contudo, a precisão do modelo foi melhorada usando valores do módulo volumétrico que variam com a tensão confinante, em vez de valores constantes de coeficiente de Poisson (Duncan 1980).

Em outras palavras, pode-se dizer que o módulo hiperbólico considera que o módulo Young varia com o nível de tensão cisalhante (devendo ser nulo quando esta se igual à resistência) e com o nível de tensão confinante. Ainda, o modelo não inclui variações volumétricas devido a variações nas tensões cisalhantes; ou seja, o modelo não é capaz de simular dilatação (solos densos), uma vez que não é válida a teoria da plasticidade.

Segundo Lopes (2006), para a dependência do nível de tensão cisalhante, Kondner (1963) mostra que as curvas tensão-deformação para vários solos, quando submetidos a incrementos de tensões, podem ser aproximadas razoavelmente por hipérbolas como

mostrado na Figura 2.40a, que estabelece a seguinte relação entre a tensão desviadora, $(\sigma_1 - \sigma_3)$, e deformação axial, ε_a (equação 30):

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \quad (30)$$

Derivando a equação da hipérbole de Kondner (1963) Duncan e Chang (1970) chegaram a equação 31:

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_a} = \frac{a}{(a + b\varepsilon_a)^2} \quad (31)$$

que corresponde ao módulo tangente à hipérbole, E_t .

Para $\varepsilon_a = 0$, tem-se

$$\frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_a} = \frac{1}{a} = E_i$$

Por outro lado, para $\varepsilon_a = 0$, considerando neste caso $a \approx 0$, tem-se

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

Assim, esta hipérbole (Figura 2.40a) pode ser matematicamente descrita como (equação 32):

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (32)$$

em que: E_i é o módulo de Young inicial, e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ é a assíntota da hipérbole, associada à resistência do solo.

Se a equação 30 for rearranjada (Figura 2.40b), obtém-se uma relação linear, dada pela a equação 33:

$$\frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (33)$$

Esta equação corresponde a uma reta que mostra que os valores dos parâmetros a e b podem ter tirado diretamente da Figura 2.40b.

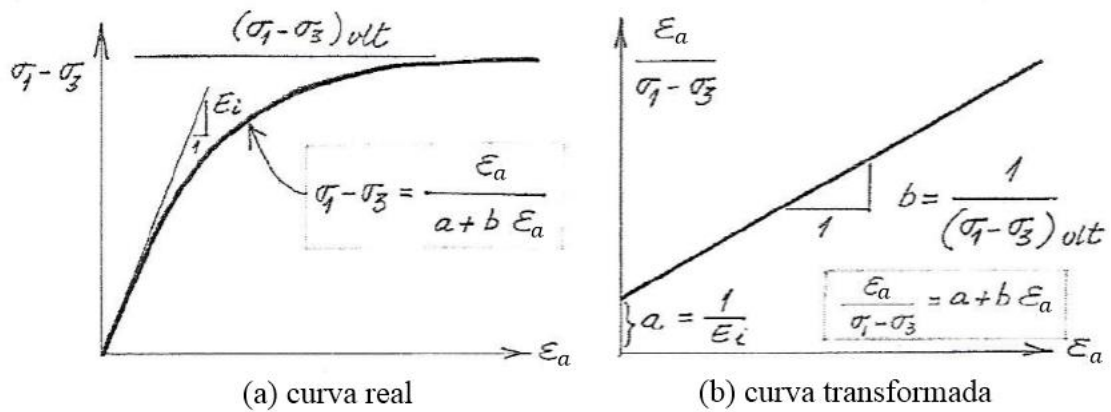


Figura 2.40 - Representação hiperbólica da curva tensão deformação (Kondner 1963 e Kondner e Zelasko 1963 apud Lopes 2006).

Conforme mostrado, a equação 31 corresponde ao módulo de Young tangente à hipérbole. Deste modo, caso a deformação axial seja explicitada em função da tensão desviadora (acrécimo de tensão), na equação 30, e substituída na equação 31, tem-se o módulo de Young dado pela equação 34:

$$E_t = \frac{1}{a} [1 - b(\sigma_1 - \sigma_3)]^2 \quad (34)$$

Substituindo dos valores de a e b, obtém-se a expressão 35, dada por:

$$E_t = E_i \left[1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \right]^2 \quad (35)$$

O solo ao ser submetido a um acréscimo da tensão confinante, exceto sob condições não adensadas e não drenadas, tem resistência aumentada e a curva tensão-deformação torna-se mais acentuada, ou seja, os valores de E_i e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ aumentam. Para a dependência do nível de tensão confinante, Duncan e Chang (1970) utilizaram a expressão de Janbu (1963), cuja a variação de E_i com a tensão confinante, σ_3 , é dada pela equação 36:

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (36)$$

onde: K e n são parâmetros adimensionais determinados experimentalmente. Logo, independentem da unidade adotada e p_a é a pressão atmosférica ($p_a = 101,3kPa$), cuja função é possibilitar a transformação de unidades.

A Figura 2.41 ilustra representação gráfica da variação de E_i com a tensão confinante, σ_3 .

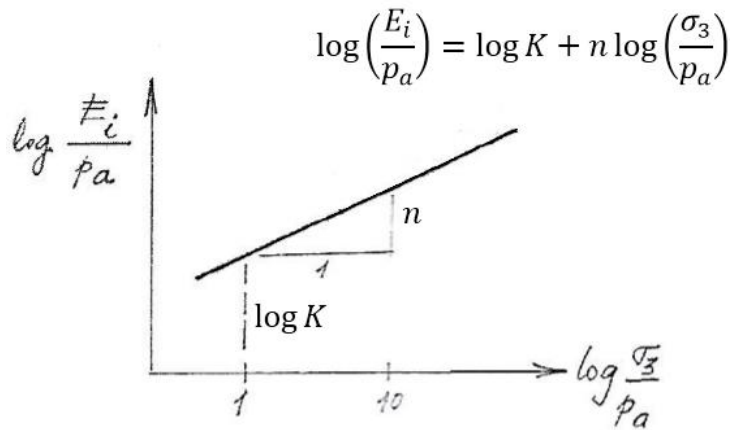


Figura 2.41 – Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante (Duncan e Chang 1970 apud Lopes 2006).

A variação de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ com σ_3 é feita relacionando $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ à tensão de ruptura (ou resistência do solo), $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, conforme mostra a equação 37:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (37)$$

em que R_f é a razão de ruptura. Em regra, o valor de R_f varia entre 0,5 e 0,9 para maioria dos solos.

Já a variação de $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ em função de σ_3 é feita relacionando $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ ao critério de ruptura de Mohr Coulomb (equação 38).

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (38)$$

onde: c é o intercepto de coesão e ϕ é o ângulo de atrito

Assim, substituindo as equações 36, 37 e 38 na equação 35, a relação entre a variação do módulo tangente, E_t com a tensão confinante, σ_3 , e a tensão desviadora, $(\sigma_1 - \sigma_3)$, pode ser escrita como mostra a equação:

$$E_t = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \left[1 - \frac{R_f(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}\right]^2 \quad (39a)$$

ou simplificadamente por,

$$E_t = E_i \left[1 - R_f \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}\right]^2 \quad (39b)$$

Descarregamento e recarregamento

Se uma amostra for descarregada e recarregada em algum instante durante um ensaio, o módulo de descarregamento-recarregamento, E_{ur} , será maior que o módulo de

carregamento, E_t , (Figura 2.42). Além disso, o solo apresentará um comportamento inelástico (plástico), pois somente parte das deformações que ocorrerem durante o carregamento serão recuperadas no descarregamento. Com isso, no recarregamento sempre existirá alguma histerese, a qual poderá ser ignorada, caso se aproxime, neste trecho, o comportamento como elástico e linear, isto é, mantendo o mesmo módulo, E_{ur} , durante o descarregamento e recarregamento (Duncan 1980). A formulação proposta para que o comportamento seja considerado puramente elástico no descarregamento e recarregamento é dada pela equação 40:

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (40)$$

onde: σ_3 neste caso é a tensão confinante durante o descarregamento, K_{ur} é o fator K da equação de Janbu (1963), porém tirado em descarregamento-recarregamento. Assim, é possível introduzir a irreversibilidade de deformações num modelo elástico linear (Lopes 2006). Em regra, K_{ur} é sempre maior que K.

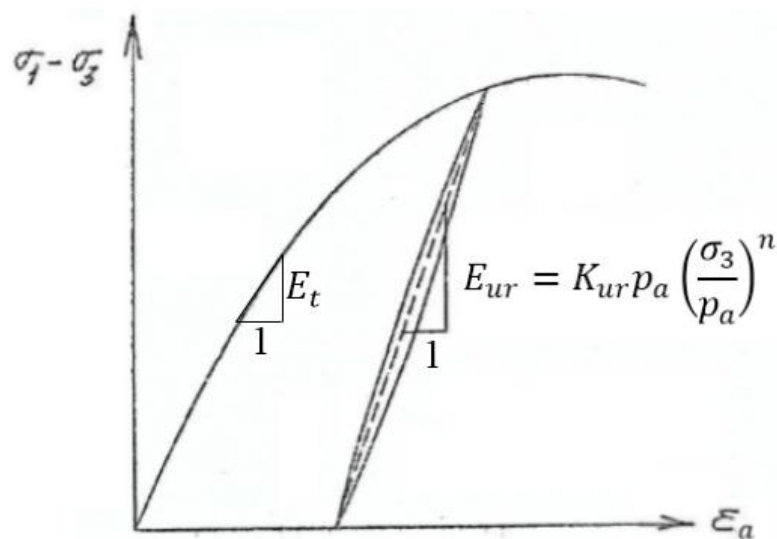


Figura 2.42 – Módulo de descarregamento e recarregamento (Duncan e Chang 1970).

Varição do módulo volumétrico , B, com a tensão confinante

Muitos solos apresentam curvas de variação de volume, cujo incremento de deformação volumétrica depende do nível de tensões (Figura 2.43). A hipótese de que o módulo de variação volumétrica do solo, B , é independente do nível de tensões ($\sigma_1 - \sigma_3$) e que este varia com a tensão confinante, fornece uma aproximação razoável para representar a forma dessas mudanças de variação de volume (Duncan 1980). Com base

nesta hipótese, o uso da teoria da elasticidade se torna válido, uma vez que está pressupõe a independência de B e $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

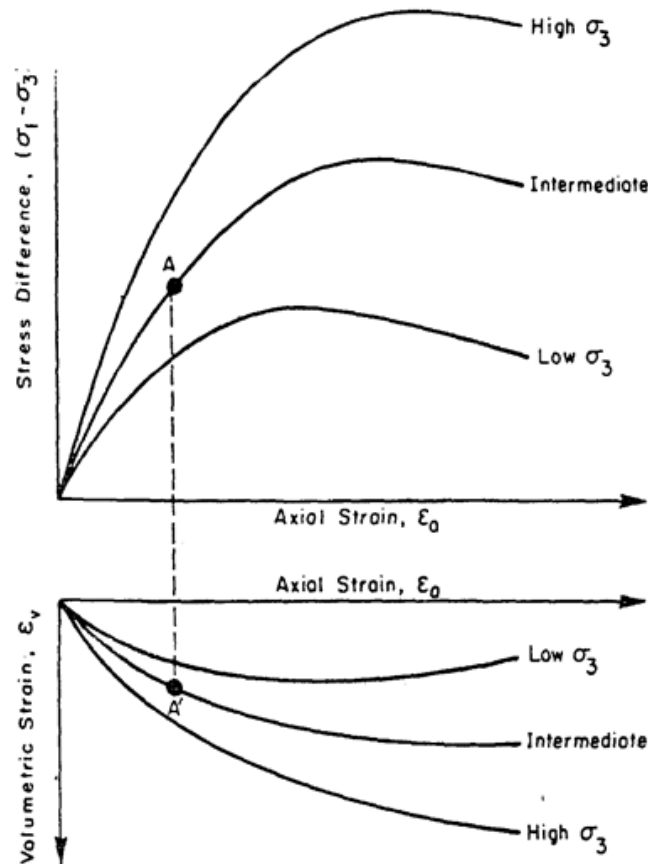


Figura 2.43 – Curva tensão desviadora vs deformação axial e curva deformação volumétrica vs deformação axial (Duncan 1980).

Quando os valores de B são calculados para diferentes níveis de tensão confinante. Em regra, o módulo de deformação volumétrica, B , cresce com a tensão confinante (Figura 2.44). Com isso, a variação de B com σ_3 pode ser aproximada pela equação 41:

$$B = K_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (41)$$

onde K_b e m são parâmetros adimensionais do módulo volumétrico, B . Para maioria do solos m varia entre 0 e 1. No entanto, segundo Duncan 1980, em ensaios não drenados em argilas compactadas no ramo seco, valores negativos de m foram determinados. Ainda segundo o autor valores negativos de m significam à redução do valor de B com aumento da tensão confinante, σ_3 .

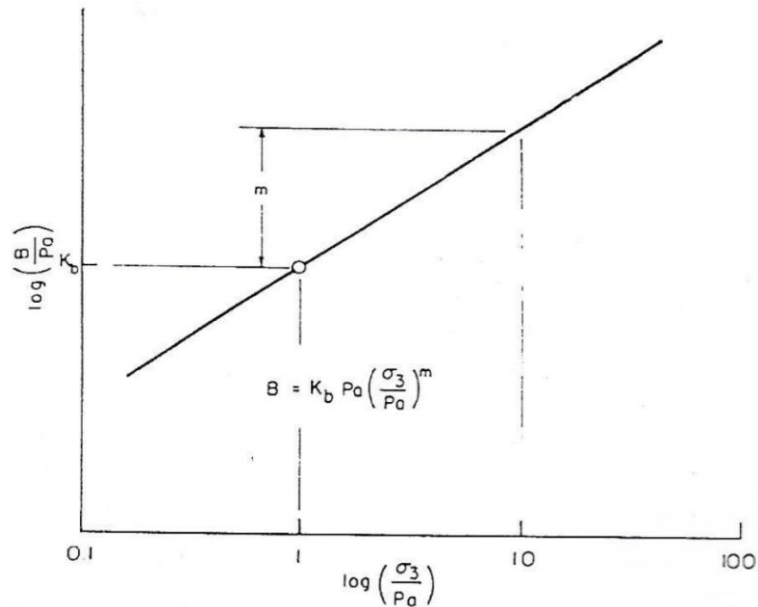


Figura 2.44 - Variação do módulo volumétrico com a tensão confinante (Duncan 1980).

Avaliação de ϕ_o e $\Delta\phi$ para solos granulares

Muitos solos apresentam envoltórias de resistência não lineares, as quais seriam melhores representadas por curvas até uma certa medida. Contudo, quanto mais amplo fosse o nível de tensões envolvido, maiores seriam as curvaturas das envoltórias. No caso de solos granulares (areias, pedregulhos), está curvatura pode dificultar o estabelecimento de um único valor de ângulo de atrito que seja representativo para todo o nível de tensões de interesse (Figura 2.45). Por exemplo, sob o eixo de simetria de uma grande barragem, o ângulo de atrito pode variar significativamente se analisado em uma região próxima ao fundo e em uma região próxima à superfície, causando dúvidas na definição do valor apropriado para ϕ .

Um meio de contornar tais dificuldades é considerar a variação de ϕ com a tensão confinante. Como mostrado na Figura 2.45, cada ensaio triaxial pode fornecer um determinado valor de ϕ , que pode ser calculado a partir da expressão 42:

$$\phi = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right) \quad (42)$$

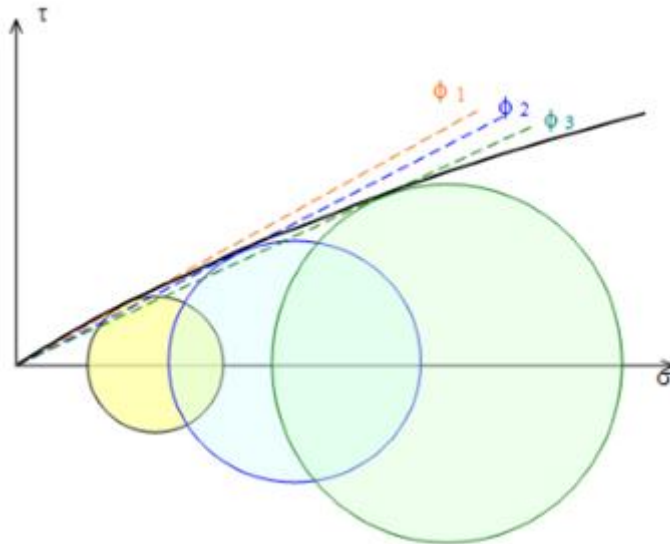


Figura 2.45 - Envoltórias para diferentes níveis de confinamento obtidas em ensaios triaxiais CD (Duncan et al 1980 adaptado de Gerscovich 2009).

Geralmente, quando isto é feito, verifica-se que os valores de ϕ diminuem proporcionalmente com o logaritmo da tensão confinante (Figura 2.46). Esta variação pode ser representada pela equação 43:

$$\phi = \phi_o - \Delta\phi \log_{10} \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right) \quad (43)$$

onde ϕ_o é o ângulo de atrito para $\sigma_3 = p_a$ e $\Delta\phi$ é a redução deste ângulo para um aumento de 10 vezes de σ_3 .

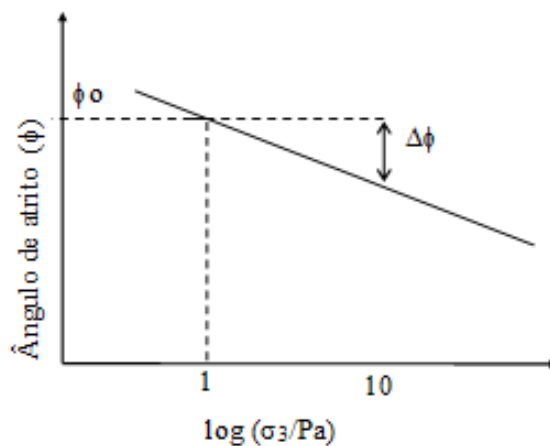


Figura 2.46 - Variação de ϕ com o nível de confinamento (Duncan et al 1980 adaptado por Gerscovich 2009).

A tabela Tabela 2.3 apresenta os parâmetros necessários para aplicação do modelo hiperbólico.

Tabela 2.3 - Compilação dos parâmetros hiperbólicos (Duncan 1980).

| Parâmetros | Nome | Função |
|----------------------|--------------------------------|--|
| K, K_{ur} | - | Relaciona E_i e E_{ur} com σ_3 |
| n | Módulo expoente | |
| c | Intercepto de coesão | Relaciona $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ com σ_3 |
| $\phi_o, \Delta\phi$ | Parâmetros do ângulo de atrito | Variação do ângulo de atrito |
| R_f | Razão de ruptura | Relaciona $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ com $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ |
| K_b | Módulo volumétrico | Valor de B/p_a para $\sigma_3 = p_a$ |
| m | Módulo expoente volumétrico | Variação em B/p_a para um aumento de 10 vezes de σ_3 Tipicamente entre 0 e 1,0 |

2.6.3 Modelo linear elástico perfeitamente plástico

O modelo linear elástico perfeitamente plástico integra a categoria de modelos elasto-plásticos e é assim denominado devido à parte linear elástica, onde o material recupera todas as deformações, ser baseada na lei de Hooke, enquanto que a parte perfeitamente plástica, onde as deformações do material não são totalmente recuperadas, está associada ao critério de resistência de Mohr Coulomb (Figura 2.47).

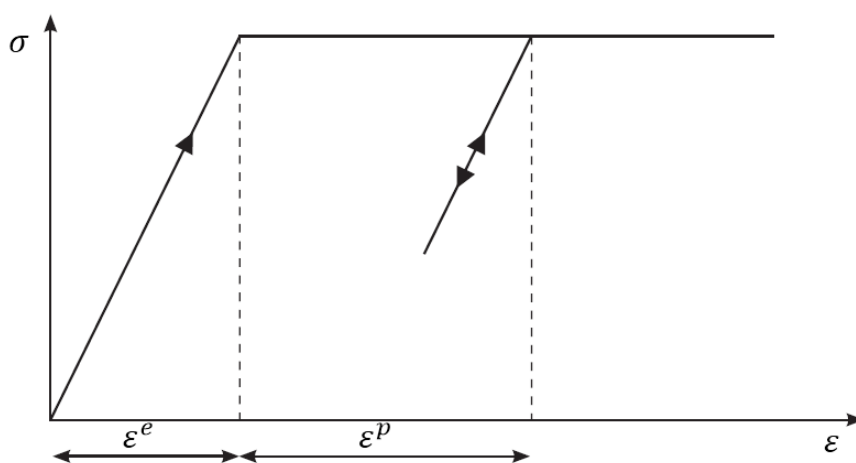


Figura 2.47 - modelo linear elástico perfeitamente plástico

O modelo linear elástico perfeitamente plástico é definido por cinco parâmetros de entrada: módulo de Young, E , e coeficiente de Poisson, ν , para a elasticidade do solo, e coesão, c , ângulo de atrito, ϕ , e ângulo de dilatação, ψ , para a plasticidade do solo. Este modelo é comumente utilizado como uma primeira aproximação do comportamento do solo.

2.6.4 Modelo Hardening Soil

O modelo de Endurecimento do Solo (*Hardening Soil*) é um modelo constitutivo avançado que permite simular o comportamento de diferentes tipos de solo. Assim como no modelo hiperbólico, neste modelo, a rigidez do solo também varia com os níveis de tensão de confinamento do solo. A grande diferença entre o modelo hiperbólico e modelo *Hardening Soil* está no fato deste último, considerar a teoria da plasticidade ao invés da teoria da elasticidade, incluir a dilatância do solo e introduzir uma superfície de escoamento do tipo *cap*.

A equação 44, considerada no modelo *Hardening Soil*, mostra a relação hiperbólica entre a tensão desviadora e a deformação axial definida com base em ensaios triaxiais drenados de carregamento primário. Pode-se notar que esta expressão apresentada no manual do Plaxis é similar à do modelo hiperbólico, porém definida em termos de q e q_a , que são respectivamente, a tensão desviadora e a tensão desviadora correspondente a assíntota da hipérbole.

$$\varepsilon_a = \frac{1}{E_i} \left(\frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \right) \quad (44)$$

O módulo de Young tangente inicial, E_i , se relaciona com o módulo de Young secante a 50%, E_{50} , por meio da equação 45, em que R_f é a razão de ruptura. Na Figura 2.48, que mostra que para os casos de ensaios triaxiais drenados de carregamento, a curva tensão-deformação, se aproxima de uma hipérbole, pode-se ver a representação desses dois módulos.

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (45)$$

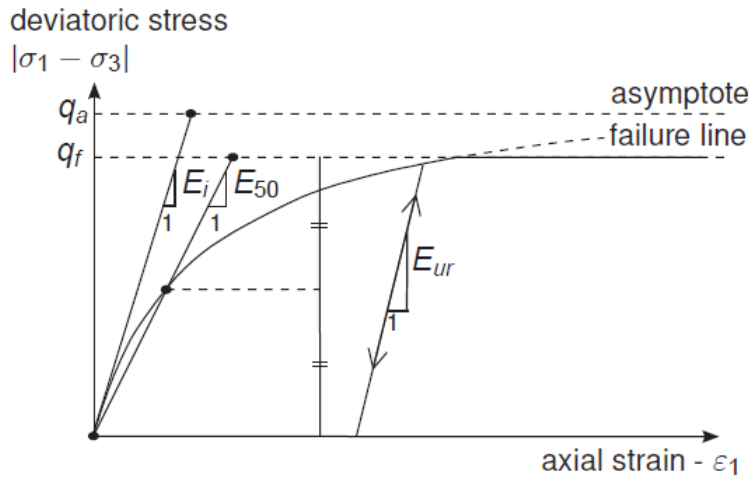


Figura 2.48 – Relação hiperbólica da curva tensão-deformação para carregamento primário de um ensaio triaxial padrão (Manual do Plaxis 2015).

Como já comentado, modelo *Hardening Soil* a rigidez do solo varia com os níveis de tensão do solo, e isso é feito por meio das definições das equações do módulo de Young a 50%, E_{50} , do módulo de Young de descarregamento e recarregamento, E_{ur} , e do módulo de Young Oedométrico, E_{oed} . As quais são dadas por:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (46)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (47)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi + \left(\frac{\sigma_3}{K_0^{nc}} \right) \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (48)$$

em que m é o módulo expoente para dependência da rigidez com o nível de tensão. Em regra, o valor de m varia entre 0,5 e 1, ficando mais próximo de 0,5 para solos arenosos. K_0^{nc} é o coeficiente de empuxo no repouso. Os parâmetros E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} e E_{oed}^{ref} são, respectivamente, o módulo de rigidez secante de carregamento de referência, módulo de rigidez de descarregamento - recarregamento de referência e o módulo de rigidez tangente oedométrica de referência. Esses módulos de rigidez são correspondentes a uma pressão de referência, p^{ref} , que pode ser qualquer valor. No entanto, o mais comum é adotá-la igual a pressão atmosférica. Assim, tem-se que $p^{ref} \approx 100kPa$.

Segundo o manual do Plaxis (2015), é apropriado adotar a expressão $E_{50}^{ref} = 3E_{ur}^{ref}$ para muito casos. A expressão $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ também é adotada para vários tipos de solos como uma primeira estimativa.

Vale comentar que, no modelo *Hardening Soil*, diferentemente dos modelos baseados na teoria da elasticidade, não existe uma relação fixa entre o módulo oedométrico e o módulo de Young, os mesmos, são independentes.

O modelo *Hardening Soil* congrega o critério de ruptura Mohr Coulomb. No entanto, diferentemente do modelo linear elástico perfeitamente plástico, no modelo *Hardening Soil*, a superfície de escoamento não é fixa no espaço de tensões principais, ela pode ser expandida devido a deformações plásticas.

A Figura 2.49 ilustra que o solo passa por sucessivas superfícies de escoamento antes do solo atingir a ruptura. É justamente essa passagem pelas superfícies que leva ao endurecimento do solo.

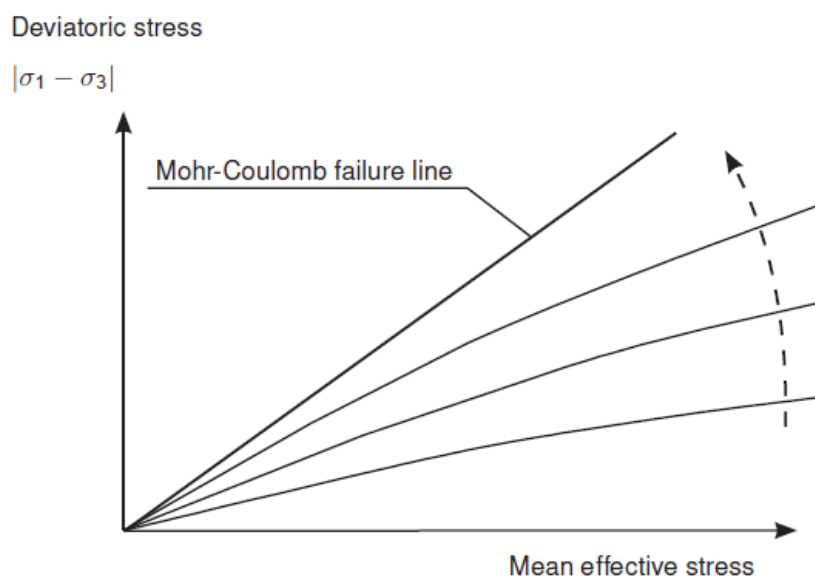


Figura 2.49 - Sucessivas superfícies de escoamento que simulam o endurecimento do solo (Manual do Plaxis 2015).

O modelo *Hardening Soil* permite simular o fenômeno da dilatância até que a variação de volume fique constante (estado crítico). Isso é feito por meio de um corte na curva de deformação volumétrica (cut-off), quando o índice de vazios atinge um valor máximo pré-estabelecido (Figura 2.50).

A ideia da Figura 2.51 é apenas ilustrar que, geralmente, a dilatância começa a ser mobilizada a partir de um ângulo de atrito próximo de 30 graus.

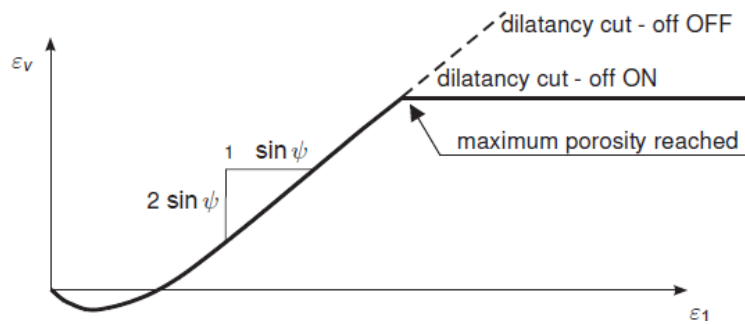


Figura 2.50 - Curva de deformação volumétrica para ensaio triaxial drenado padrão considerando o cut-off de dilatação (Manual do Plaxis 2015).

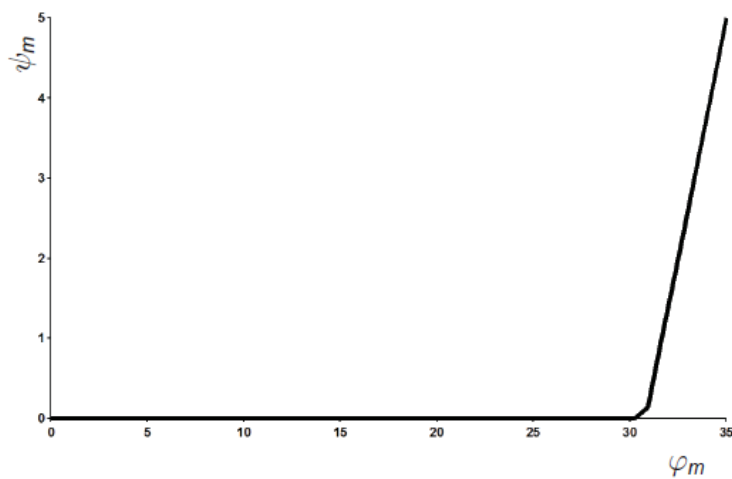


Figura 2.51 - Relação entre dilatação mobilizada e o ângulo de atrito mobilizado para o modelo *Hardening Soil* (Manual do Plaxis 2015).

A Tabela 2.4 apresenta os parâmetros necessários para aplicação do modelo *Hardening Soil*.

Tabela 2.4 - Compilação dos parâmetros *Hardening Soil*.

| Parâmetros | Nome |
|-----------------|---|
| c_{ref} | Coesão |
| ϕ | Ângulo de atrito |
| ψ | Ângulo de dilatação |
| E_{50}^{ref} | Rigidez secante em ensaio triaxial de carregamento |
| E_{oed}^{ref} | Rigidez tangente para ensaio oedométrico |
| E_{ur}^{ref} | Rigidez de descarregamento -recarregamento em ensaio triaxial |
| m | Módulo expoente para dependência da rigidez com o nível de tensão. (Equivalente ao Módulo Expoente "n" de Duncan) |
| ν_{ur} | Coefficiente de poisson para descarregamento - recarregamento |
| p_{ref} | Tensão de referência para rigidez |
| K_0^{nc} | Coefficiente de empuxo no repouso ($K_0^{nc} = 1 - \sin \phi$) |
| R_f | Razão de ruptura |

2.7 Métodos de modelagem da compactação do solo

Em solo grampeado, dependendo do objetivo do estudo, modelos físicos podem ser feitos a partir da construção de aterro com solo compactado, o qual é posteriormente escavado para implantação da estrutura grampeada conforme foi realizado no primeiro modelo do Projeto Clouterre (1991). Ou, ainda, conforme executaram Silva (2010) e Eleutério (2013), onde os grampos foram colocados à medida que o aterro com solo compactado era construído.

No processo de compactação o solo está sofrendo carregamento e descarregamento, e com isso tensões são induzidas no seu interior. A compactação induz acréscimos nas tensões verticais e leva a um aumento das tensões horizontais do solo, que seguem superiores às tensões horizontais iniciais quando ocorre o descarregamento. Assim, pode entender que a compactação induz a uma espécie de sobreadensamento do solo. A compactação só deixa de exercer influência na tensão horizontal quando o valor da tensão vertical devido ao peso próprio do solo ultrapassa o valor da tensão vertical máxima induzida pela compactação.

Por meio da simulação numérica da tensão induzida pela compactação para análise de muros de solo reforçado sob condição de trabalho, Mirmoradi e Ehrlich (2018) comparam três diferentes métodos de modelagem da compactação do solo (Figura 2.52), onde as Figuras 2.52a, 2.52b e 2.52c ilustram de forma esquemática a modelagem numérica da tensão induzida pela compactação considerando a aplicação de carga uniformemente distribuída (q_c) no topo de cada camada de solo de aterro (compactação tipo I); carga uniformemente distribuída na parte superior e inferior de cada camada de solo de aterro (compactação tipo II); e faixa de carga aplicada no topo de cada camada de solo (compactação tipo III), respectivamente. A modelagem de compactação é representada por apenas um ciclo de carga e descarga para cada camada de solo.

Conforme mostra nesta mesma figura, a construção do aterro foi modelada de baixo para cima, onde quatro etapas foram consideradas para a construção do aterro em uma camada específica de solo, n : (1) colocação da camada de solo, (2) carregamento do solo - compactação, (3) descarregamento do solo - fim da compactação, e (4) colocação da próxima camada de solo.

A etapa (2) da Figura 2.52a, mostra que quando o procedimento de compactação tipo I é adotado para modelagem numérica das tensões induzidas devido à compactação na camada de solo n , a tensão vertical gerada devido à compactação conduz a um

constante aumento em todas as camadas abaixo. Com base na solução elástica para carregamento finito, a linha pontilhada desta figura mostra o aumento esperado na tensão vertical durante a operação de um equipamento de compactação para a camada de solo n , onde o valor máximo ocorre no contato entre o solo e o equipamento e diminui significativamente com a profundidade. Tal procedimento foi sugerido inicialmente por Hatami e Bathurst (2005). A Figura 2.52a mostra claramente que a modelagem da compactação apenas com o uso de carga distribuída no topo de cada camada de solo não corresponde às condições de reais de campo representadas pela solução elástica (Mirmoradi e Ehrlich 2018).

O procedimento de compactação tipo II é uma sugestão de Mirmoradi e Ehrlich (2015a). A etapa (2) da Figura 2.52b mostra que quando a compactação é realizada na parte superior e inferior na camada de solo n , todos os pontos desta camada de solo levam ao mesmo aumento de tensão vertical. As camadas de solo colocadas abaixo dessa camada, somente estão sujeitas as tensões geostáticas. Cotejando as curvas relacionadas à modelagem da compactação utilizando o procedimento de compactação tipo II e a linha tracejada que representa a solução elástica, observa-se que esse procedimento representa melhor a tensão vertical induzida durante a operação de compactação no campo.

A Figura 2.52c ilustra de forma esquemática o procedimento de compactação tipo III proposto por Mirmoradi e Ehrlich (2018). A etapa (2) da Figura 2.52c permite que seja observado que dependendo da largura da faixa de carga aplicada para modelar a compactação, este procedimento leva ao mesmo padrão de aumento da tensão vertical com a profundidade que o representado pela solução da teoria da elasticidade para carregamentos finitos. Segundo os autores, a largura de carga assumida na modelagem deve representar a situação mais próxima do contato entre o solo e o equipamento de compactação. Os autores ainda afirmam que se uma dimensão representativa for considerada (0,125m), este procedimento pode simular corretamente a tensão vertical induzida durante a operação do equipamento de compactação. Vale lembrar que nesse tipo de modelagem a faixa de carga é aplicada no topo de cada camada de solo até percorrer toda a extensão da camada considerada, o que pode consumir muito tempo de análise.

Mirmoradi e Ehrlich (2018) concluíram através da validação de suas análises numéricas realizadas com base nos resultados medidos a partir de um modelo físico de muro de solo reforçado construído em escala real que: o procedimento tipo I superestima significativamente os valores medidos em campo; o procedimento tipo II apresenta uma

concordância satisfatória entre os valores medidos e calculados; e o procedimento tipo III também mostra boa aquiescência entre as medições e os valores calculados. Contudo, concluem que esse procedimento é demorado. Com isso, do ponto de vista prático, Mirmoradi e Ehrlich (2018) sugerem que o procedimento tipo II seja utilizado para a modelagem da compactação do solo.

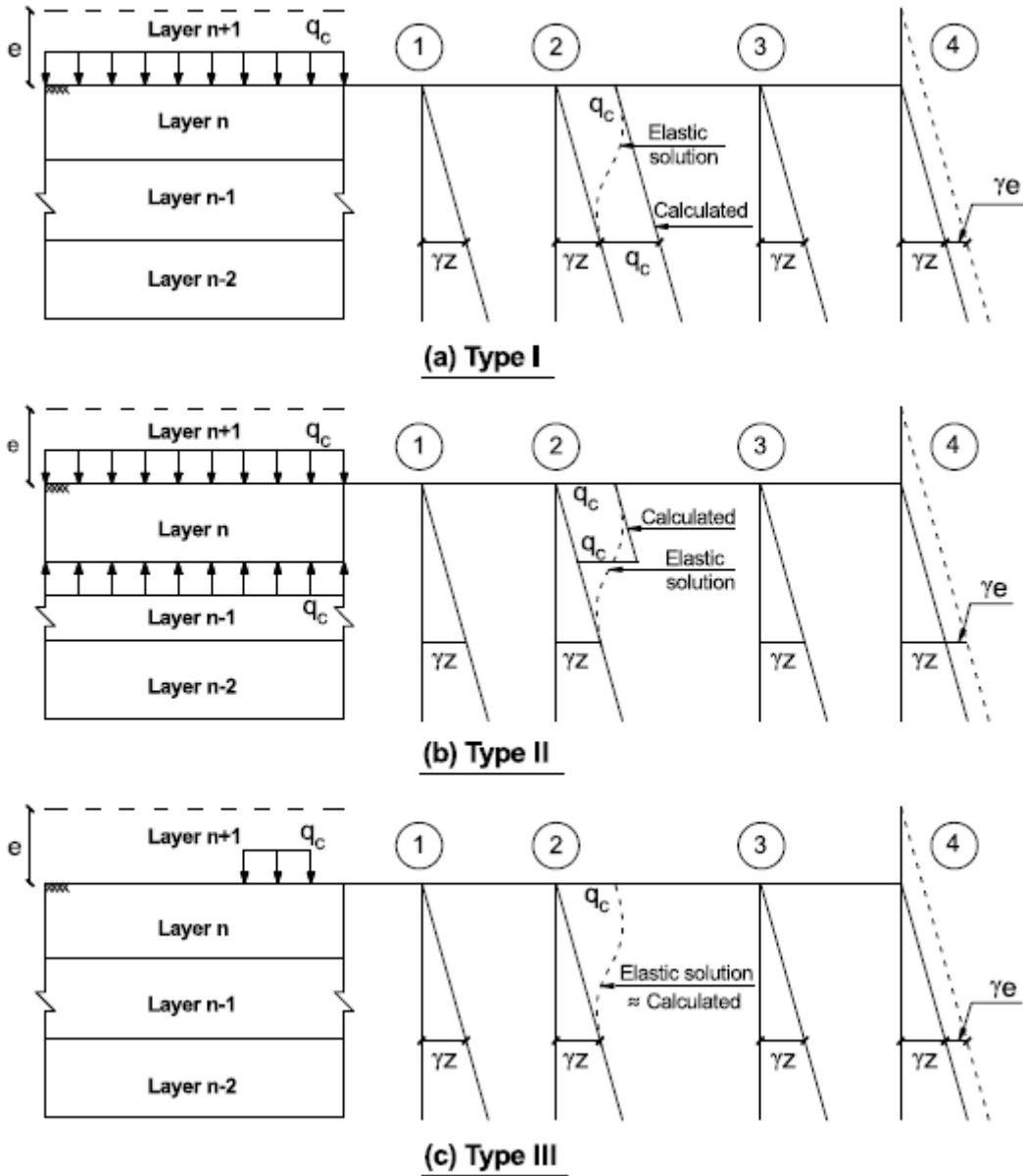


Figura 2.52 - Procedimentos de modelagem da compactação (Mirmoradi e Ehrlich 2018)

3. ESTUDO NUMÉRICO: VALIDAÇÃO

Buscando um melhor entendimento dos efeitos do procedimento executivo da escavação e da rigidez e da inclinação da face no comportamento de estruturas de solo grampeado, análises paramétricas foram executadas com o auxílio do programa computacional Plaxis 2D. Para ajustar os parâmetros do solo e obter a ordem do elemento finito de referência para a execução das análises paramétricas, primeiro foi realizada a validação numérica.

A validação do estudo numérico foi realizada com base no primeiro modelo físico de solo grampeado construído em escala real pelo Projeto Nacional de Pesquisa Francês, conhecido pelo nome de Projeto Clouterre, em 1986, no CEBTP (*Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics*), que fica da localidade de *Saint-Rémy-Les-Chevreuse*, próximo a Paris.

De acordo com Plumelle et al. (1990) e Unterreiner et al. (1995), para a construção do modelo físico de solo grampeado (também denominado de CEBTP nº1 no manual de recomendações do Projeto Clouterre 1991), primeiro foi construído um aterro de 7 m de altura por 7,5 m de largura contido entre duas paredes laterais cobertas com uma dupla camada de geomembrana de polietileno, lubrificada entre elas, para garantir condição de deformação plana. Para a contenção ao fundo do aterro, o fechamento do mesmo foi realizado com muro de peso em “L” de 5 m de altura e 3 m de laje de base (Figura 3.1).

O aterro foi construído assente em uma fundação arenosa - areia de *Fontainebleau*. O solo utilizado no aterro foi o mesmo da fundação, mas relata-se na literatura uma pequena quantidade de material de granulometria fina, que conferiu ao mesmo uma pequena coesão aparente. Unterreiner et al. (1995) comentam que peso específico mínimo e máximo do solo foi de $13,1 \text{ kN/m}^3$ e $16,9 \text{ kN/m}^3$, respectivamente. Segundo os autores, a homogeneidade e densidade do aterro foram controladas em cada fase de sua construção. A areia de *Fontainebleau* foi compactada em camadas de 20 cm de espessura (Figura 3.1), fornecendo, após a compactação, uma densidade relativa de 0,6, que equivale a uma areia densa média (Plumelle e Schlosser 1991).



Figura 3.1 – Representação das camadas compactadas do aterro

Terminada a implantação do aterro, realizou-se ensaios para obtenção das propriedades mecânicas do solo de aterro e de fundação. A construção da estrutura grampeada ocorreu passo a passo, alternando escavações de 1 m de profundidade com a colocação dos grampos com espaçamento, entre eles, de 1m na vertical e de 1,15 m na horizontal. Os grampos foram instalados com inclinação de 10 graus com relação à horizontal e seus comprimentos variavam de 6 a 8 m, conforme ilustra a Figura 3.2.

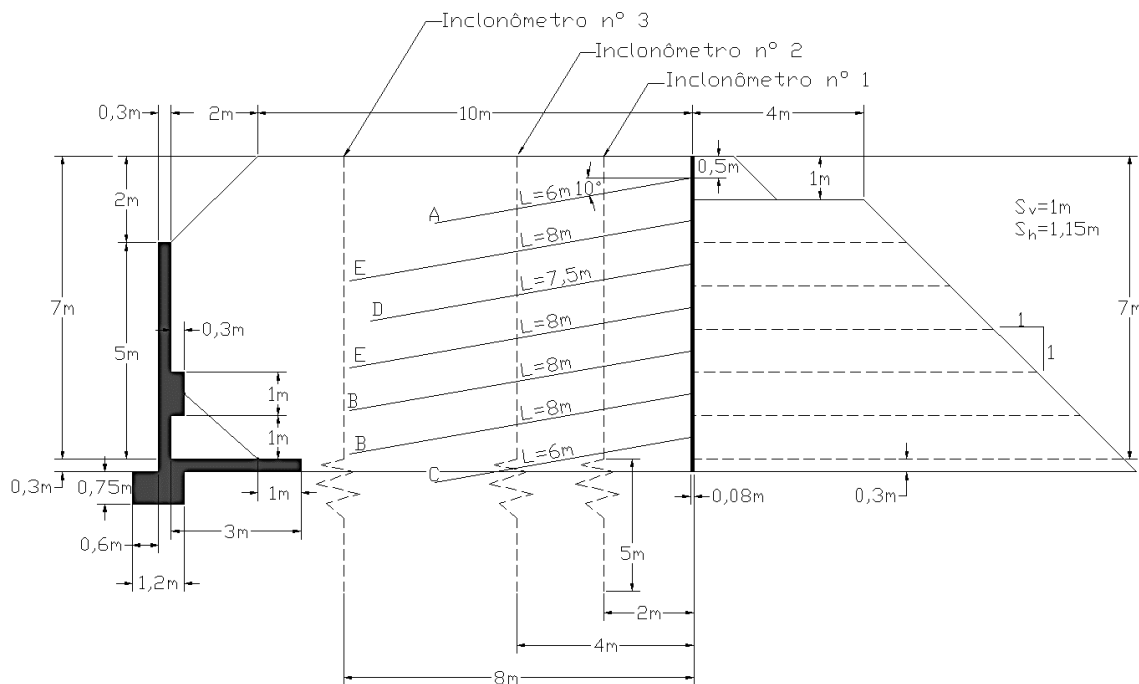


Figura 3.2 - Geometria da estrutura de contenção em solo grampeado do primeiro experimento em escala real do projeto Clouterre (adaptado de Unterreiner et al. (1997))

Os grampos utilizados consistiam de tubos de alumínio ocos (de diferentes dimensões), revestidos com nata de cimento, injetada sob baixa pressão. Extensômetros (transdutor capaz de medir deformações) foram instalados ao longo de todo o comprimento do grampo com um espaçamento médio de 0,5 m, Figura 3.3. Ao todo,

foram instalados de 8 a 10 extensômetros por grampo, o que permitiu medir de forma indireta os esforços de tração atuantes ao longo dos grampos.

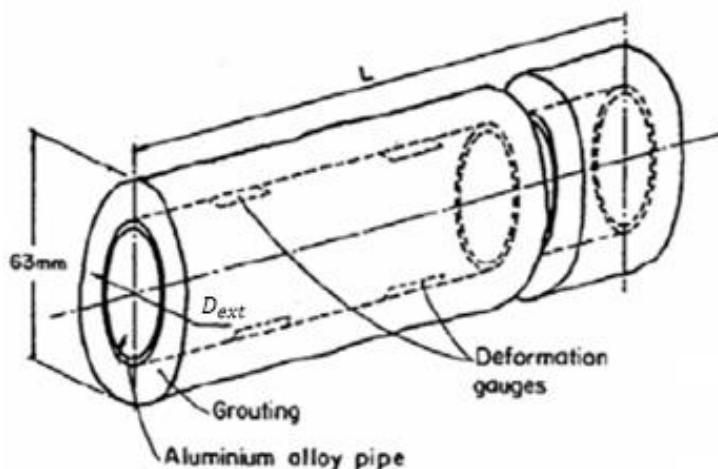


Figura 3.3 - Detalhes da instrumentação e da geometria do grampo (Plumelle 1990)

A Tabela 3.1 resume as dimensões dos tubos de alumínio (diâmetro, espessura e comprimento).

Tabela 3.1 - Geometria do tubo de alumínio

| Grampo (Tubo de alumínio) | Diâmetro - D_{ext} (mm) | Espessura - e (mm) | Comprimento - L (m) |
|------------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------------|
| A | 16 | 1 | 6 |
| B | 30 | 2 | 8 |
| C | 40 | 1 | 6 |
| D | 40 | 1 | 7,5 |
| E | 40 | 1 | 8 |

Para avaliar o comportamento mecânico do grampo, visto que o mesmo está sujeito a deformações devido ao esforço aplicado, Plumelle et al. (1990) comentam que foi ensaiado a tração um grampo sob as mesmas condições do modelo físico de solo grampeado. Com o resultado deste ensaio foi possível definir três zonas de comportamento do grampo (Figura 3.4). A primeira zona corresponde ao local onde o alumínio está na fase elástica linear e a nata de cimento está intacta. A segunda zona, na qual o alumínio ainda está na fase elástica linear, mas a nata de cimento está fraturada. E, a terceira zona, onde o alumínio está em uma fase elástica não linear, seguida de uma fase plástica. O grampo ensaiado era composto de um tubo de alumínio oco de 40 mm de diâmetro envolto com nata de cimento conferindo um diâmetro total de 63mm (Figura 3.3 e Figura 3.4).

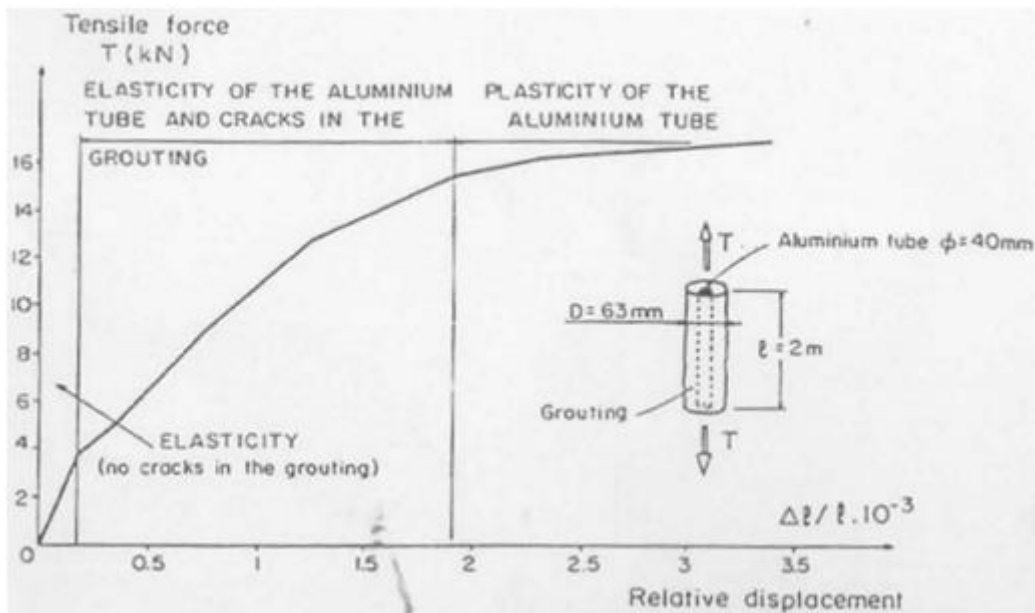


Figura 3.4 – Curva força de tração – deformação do grampo ensaiado (Plumelle et al. 1990)

Os deslocamentos horizontais da massa reforçada foram medidos utilizando inclinômetros verticais alocados a 2, 4 e 8 metros do faceamento, que correspondem, respectivamente, aos inclinômetros número 1, 2 e 3 da Figura 3.2. Para medir o deslocamento da face, instalou-se durante a sua construção, com concreto projetado, 3 alvos conectados à mesma, a cada 1 m de profundidade de escavação. Segundo Plumelle et al. (1990), o objetivo desses alvos era seguir o deslocamento do faceamento por microtriangulação.

Após o início da construção do modelo físico, a obra foi paralisada por dois meses entre os cinco e seis metros de profundidade de escavação. Durante essa interrupção, que ocorreu durante um inverno rigoroso, um significativo deslocamento de cerca de 2,4 mm foi medido no topo do faceamento devido ao fenômeno da fluência. De acordo com Unterreiner et al. (1997), este valor corresponde a aproximadamente 25% do deslocamento total na fase cinco. Além disso, conforme mostrado na Figura 2.9, também houve um considerável aumento do esforço axial na cabeça do grampo (T_0) devido às deformações do solo ocasionadas por tal fenômeno.

Passada a interrupção supracitada, o modelo físico de solo grampeado foi finalizado. No entanto, para avaliar seu mecanismo de ruptura, o modelo foi induzido ao colapso três meses após o término da construção. Tal ocorreu saturando a massa de solo reforçada progressivamente por meio de um colchão de água de fluxo constante localizado no topo do modelo. Com a saturação, o peso específico do solo aumentou e a

coesão parente diminuiu, permitindo a ruptura da estrutura grampeada sem destruí-la completamente.

Em função da dificuldade de simular o fenômeno da fluência, a validação desta pesquisa foi realizada com base nas monitorações dos primeiros 5 m da estrutura grampeada construída, ou seja, na fase antes da ocorrência do fenômeno da fluência. Outros autores (Unterreiner et al. 1995; Unterreiner et al. 1997; Benhamida et al. 1997), que fizeram análises numéricas com o mesmo modelo físico, também optaram por focar seus estudos na fase anterior ao efeito da fluência. Contudo, aparentemente, isso não ocorreu nos estudos de Fan e Luo (2008), que, pelo que parece, ignoraram tal efeito.

Para validar o modelo físico, os parâmetros do solo, dos grampos e da face, foram estimados com base nas publicações de Unterreiner et al. (1997) e Plumelle et al (1990).

3.1 Obtenção dos parâmetros do solo

Todos os autores encontrados na literatura que realizaram análises numéricas com o mesmo modelo físico de solo grampeado que o da validação deste estudo, utilizaram o modelo constitutivo linear elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura Mohr-Coulomb. No entanto, o modelo de Endurecimento do Solo (*Hardening Soil*) vem se mostrando mais adequado para representar o comportamento de aterros compactados (Silva 2017). Em vista disso, este último foi o modelo matemático escolhido para representar o comportamento do solo neste trabalho.

De acordo com Unterreiner et al. (1997), na areia de *Fontainebleau*, solo de aterro e de fundação, foram realizados ensaios pressiométricos e triaxiais. No entanto, não foi possível ter acesso aos trabalhos originais que apresentam os resultados de tais ensaios. Em vista disso, a estimativa dos parâmetros do solo para uso no modelo *Hardening Soil* foi realizada com base na publicação dos autores supracitados.

Para certificar que os parâmetros do modelo *Hardening Soil* foram estimados de modo coerente, inicialmente, foram estimados os parâmetros do modelo Hiperbólico para poder compatibilizar as curvas tensão-deformação, devido ao carregamento primário, de ambos os modelos constitutivos.

✓ Modelo Hiperbólico

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais realizados por Dupla e Canou (1994), que foram apresentados em Unterreiner et al. (1997), Tabela 3.2, estimaram-se os parâmetros adimensionais de modelo Hiperbólico de Duncan, K e n , conforme foi

ilustrado na Figura 2.41. Ou seja, dividiu-se a tensão confinante (σ_c) e o módulo de Young tangente inicial (E_i) de cada ensaio pela pressão atmosférica ($p_a \cong 100kPa$) e plotou-se o gráfico $\log(E_i/p_a)$ vs $\log(\sigma_3/p_a)$ da Figura 3.5 para extrair o valor de n e K .

Tabela 3.2 - Resultados dos ensaios triaxiais de compressão (Dupla e Canou 1994 apud Unterreiner et al. 1997)

| D_R -- | σ_c (kPa) | z (m) | E_i (MPa) | E_u (MPa) | ϕ (°) | ψ (°) | ν -- | E_M^* (MPa) |
|-------------|---------------------|------------|----------------|----------------|---------------|---------------|-------------|------------------|
| 0,65 | 100 | 10,35 | 59 | 153 | 36,4 | 22,3 | 0,37 | 20,7 |
| 0,60 | 75 | 7,76 | 46 | 121 | 37 | 21,2 | 0,42 | 17,0 |
| 0,65 | 50 | 5,18 | 35 | 108 | 39,1 | 32,6 | 0,40 | 13,2 |
| 0,60 | 25 | 2,59 | 21 | 60 | 40,3 | 33,2 | 0,41 | 9,55 |

Por meio da Figura 3.5 obteve-se $n=0,71$ e $K=590$.

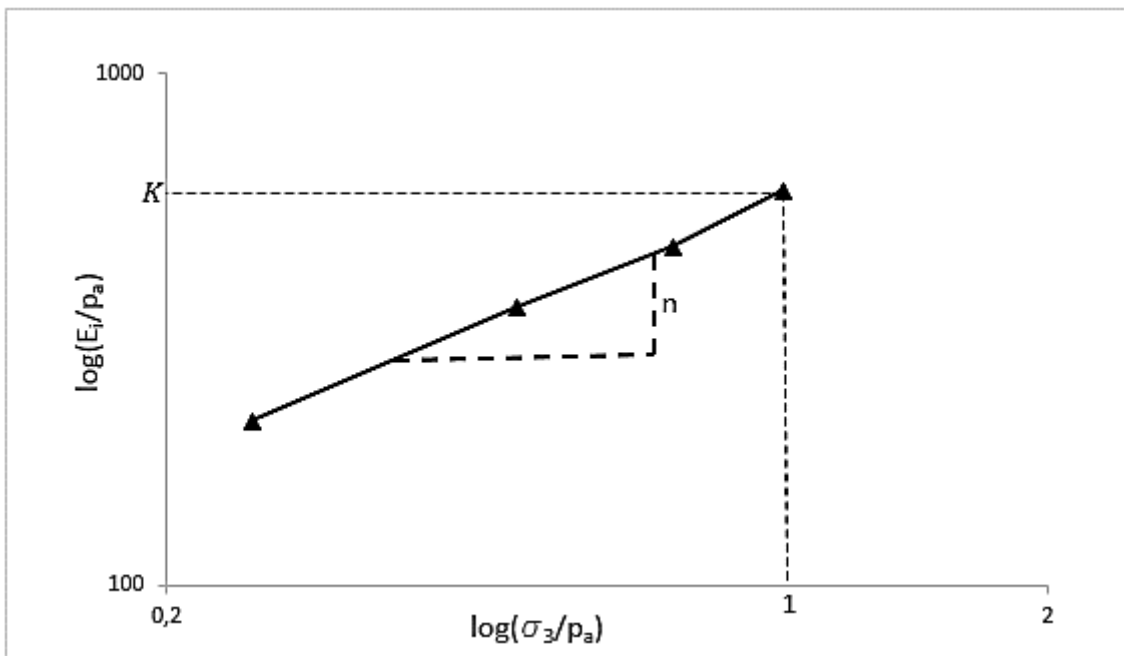


Figura 3.5 - Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante

Com base em Unterreiner et al. (1997), nas análises efetuadas consideraram-se o ângulo de atrito, ϕ , igual a 38° , e a coesão aparente, c , $3kPa$ e o peso específico, γ , $16,1 kN/m^3$. Segundo os autores, os dois primeiros parâmetros estão de acordo com os valores adotados por outros pesquisadores que trabalharam no Projeto Clouterre e tendo obtidos resultados satisfatórios em suas análises. Ademais, o valor do ângulo de atrito apresenta-se consistente com os determinados através de ensaios em laboratório (Tabela 3.2).

O cálculo de σ_3 foi feito considerando o meio da camada do aterro, ou seja, a 3,5 m de profundidade. Assim, tem-se que:

$$\sigma_3 = \sigma_h = \sigma_v \cdot K_0 = \gamma \cdot z \cdot (1 - \sin \phi) = (16,1.3,5) \cdot (1 - \sin 38) = 21,7 \text{ kPa}$$

Substituindo todos os parâmetros na equação 38, tem-se:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{2.3 \cdot \cos 38 + 2.21,7 \cdot \sin 38}{1 - \sin 38} = 81,7 \text{ kPa}$$

O módulo de Young inicial, E_i , foi calculado pela expressão de Janbu (1963), equação 36:

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n = 590.100 \cdot \left(\frac{21,7}{100} \right)^{0,71} = 19912,3 \text{ kPa} \cong 20 \times 10^3 \text{ kPa}$$

Esse valor de E_i coincide com o módulo de Young adotado por Unterreiner et al. (1997) para o aterro. Os autores estimaram o módulo de Young correlacionando-o ao módulo pressiométrico de Ménard, E_M . Eles estimaram que $E = 2E_M$, em que $E_M \approx 10 \times 10^3 \text{ kPa}$.

A Figura 3.6 apresenta a curva tensão-deformação do modelo Hiperbólico que foi adotada como referência nas análises efetuadas com o modelo *Hardening Soil*. Na definição dessa curva utilizou-se a equação (49), tomando-se a razão de ruptura, R_f , igual a 0,70. Esta equação é um rearranjo da equação da hipérbole (vide Apêndice A.1).

$$\varepsilon_a = \frac{1}{E_i} \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{1 - R_f \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \right] = \frac{1}{20 \times 10^3} \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{1 - 0,7 \cdot \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{81,7}} \right] \quad (49)$$

A Tabela 3.3 resume os parâmetros estimados para geração da curva tensão-deformação do modelo Hiperbólico.

Tabela 3.3 – Compilação dos parâmetros do modelo Hiperbólico

| Parâmetros | | |
|------------|-------|-----|
| n | 0,71 | -- |
| K | 590 | -- |
| p_a | 100 | kPa |
| E_i | 20000 | kPa |
| c | 3 | kPa |
| ϕ | 38 | ° |
| R_f | 0,70 | -- |

✓ Modelo Hardening Soil

O programa de elementos finitos Plaxis 2D, utilizado nesta pesquisa, permite simular diferentes ensaios de laboratório, dentre eles, o ensaio triaxial. Desta forma, para gerar a curva tensão-deformação do modelo *Hardening Soil*, fez-se uso dessa ferramenta do programa. O procedimento é bem simples. Como entrada deve-se alimentar o programa com os parâmetros desejados e o mesmo fornece como saída as curvas que melhor se aproximam dos parâmetros fornecido na entrada. Quando se têm as curvas dos ensaios triaxiais, que não é o caso, o programa também permite que seja feito o oposto, isto é, dar como saída os parâmetros que melhor se aproximam das curvas que foram fornecidas como entrada.

Com exceção do parâmetro K da Tabela 3.3, todos os outros foram utilizados como parâmetros do modelo *Hardening Soil*, ocorrendo apenas mudança de simbologia, em que “n” mudou para “m” e “ p_a ” para “ p^{ref} ”.

Para o cálculo do módulo de rigidez secante de referência, E_{50}^{ref} , primeiro foi calculado o valor do módulo de Young secante a 50%, E_{50} , por meio da equação 45.

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \rightarrow E_{50} = \frac{E_i(2 - R_f)}{2} = \frac{20000(2 - 0,7)}{2} = 13 \times 10^3 \text{ kPa}$$

Pela equação 46, tem-se:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m$$

$$13000 = E_{50}^{ref} \left(\frac{3 \cdot \cos 38 + (21,7) \cdot \sin 38}{3 \cdot \cos 38 + 100 \cdot \sin 38} \right)^{0,71} \rightarrow E_{50}^{ref} = 35233,1 \text{ kPa}$$

Fazendo $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$ e $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$, conforme sugere o manual do Plaxis, obtiveram-se todos os parâmetros de entrada necessários para simular no Plaxis a curva tensão-deformação do modelo *Hardening Soil*.

A Tabela 3.4 resume os parâmetros utilizados para simulação do ensaio triaxial no Plaxis.

Tabela 3.4 - Parâmetros utilizados para simular o ensaio triaxial no Plaxis

| Parâmetros | | |
|-----------------|----------|------------|
| σ_3 | 21,7 | <i>kPa</i> |
| p^{ref} | 100 | <i>kPa</i> |
| m | 0,71 | -- |
| c | 3 | <i>kPa</i> |
| ϕ | 38 | $^\circ$ |
| R_f | 0,70 | -- |
| E_{50}^{ref} | 35233,1 | <i>kPa</i> |
| E_{oed}^{ref} | 35233,1 | <i>kPa</i> |
| E_{ur}^{ref} | 105699,3 | <i>kPa</i> |
| K_0^{nc} | 0,3843 | -- |
| ν_{ur}^* | 0,2 | -- |

* $\nu_{ur} = 0,2$ é o valor padrão definido pelo Plaxis.

A Figura 3.6 ilustra a curva tensão-deformação de ambos os modelos.

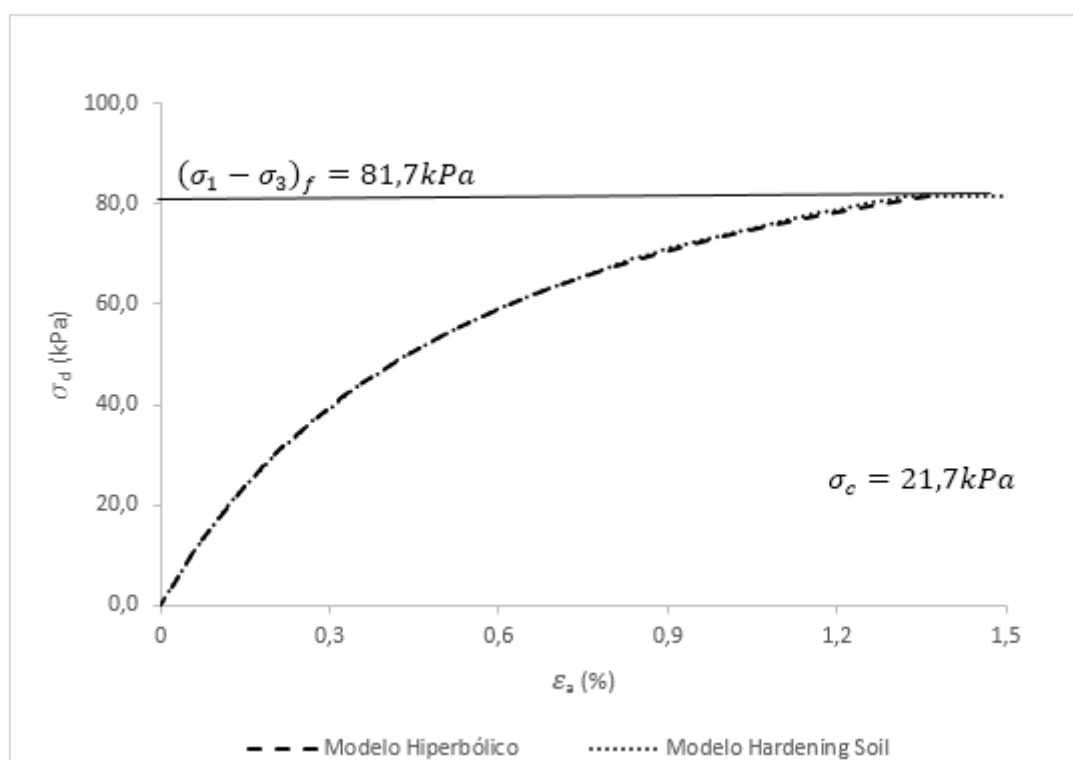


Figura 3.6 - Curva tensão - deformação

Para uma primeira análise de sensibilidade, além dos parâmetros apresentados na Tabela 3.4, também foi adotado um ângulo de dilatância, ψ , de 25° , que é igual ao estimado por Unterreiner et al. (1997). Esse ângulo de dilatância corresponde a um valor um pouco abaixo da média dos resultados dos ensaios triaxiais apresentados na Tabela 3.2. Como o modelo Hiperbólico não é capaz de simular dilatância, uma vez que não é

válida a teoria da plasticidade, não fazia sentido falar deste parâmetro até então. No entanto, o efeito da dilatância do solo não poderia ser negligenciado no modelo *Hardening Soil*, uma vez que ela controla as deformações plásticas.

As análises realizadas para validação do modelo físico foram conduzidas de forma a encontrar o melhor ajuste entre os valores calculados por elementos finitos e os medidos em campo. Com isso, após a realização de diversas análises de sensibilidade dos parâmetros do solo, em que apenas um parâmetro era modificado por vez, observou-se que dos parâmetros definidos anteriormente para o modelo *Hardening Soil* três precisaram ser ajustados visando um melhor ajuste com os resultados medidos. São eles: E_{oed}^{ref} , m e ψ .

Observou-se que o valor da rigidez tangente para ensaio oedométrico, E_{oed}^{ref} , que melhor representa os resultados medidos em campo é de $E_{oed}^{ref} = 28,37 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$. Para chegar a este valor, fez-se uso da equação abaixo, considerando os parâmetros da Tabela 3.4.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi + \left(\frac{\sigma_3}{K_0^{nc}} \right) \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m$$

O cálculo do módulo oedométrico, E_{oed} , foi realizado por meio da equação (29), que considera a teoria da elasticidade. Como se objetivava reduzir o valor de E_{oed}^{ref} , foi admitido para o modelo de Young, E , o valor calculado para o E_{50} . Para o coeficiente de Poisson, ν , foi adotado o mesmo valor usado por Unterreiner et al. (1997), $\nu = 0,33$. Assim, obteve-se que:

$$E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} = \frac{E_{50}(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} = \frac{13000 \cdot (1-0,33)}{(1+0,33)(1-2 \cdot 0,33)}$$

$$E_{oed} = 19261,4 \text{ kPa}$$

Substituindo os valores na equação acima, tem-se:

$$19261,4 = E_{oed}^{ref} \left(\frac{3 \cdot \cos 38 + \left(\frac{21,7}{0,3843} \right) \sin 38}{3 \cdot \cos 38 + 100 \cdot \sin 38} \right)^{0,71} \rightarrow E_{oed}^{ref} = 28369,0 \text{ kPa}$$

Para estimar o novo ângulo de dilatância, foi considerada a seguinte expressão: $\psi = \phi - 30^\circ$. Assim, adotou-se que $\psi = 8^\circ$. Já o parâmetro do módulo expoente para

dependência da rigidez com o nível de tensão, m , foi modificado para 0,5. Verificou-se que módulo expoente m afeta significativamente o deslocamento horizontal e os esforços axiais nos grampos.

Na Tabela 3.5 estão resumidos os parâmetros do modelo *Hardening Soil* adotados nos solos de aterro e de fundação para validação do modelo físico. Nota-se que a relação $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$ foi adotada conforme sugere o manual do Plaxis. No Apêndice A2 apresentam-se análises considerando $E_{ur}^{ref} = 6E_{50}^{ref}$, em linhas gerais os resultados tomando esta relação apresentaram uma pior correspondência entre resultados medidos e calculados.

Tabela 3.5 - Parâmetros do modelo *Hardening Soil* adotados para validação do modelo físico

| SOLO DE ATERRO E DE FUNDAÇÃO (Areia de <i>Fontainebleau</i>) | | |
|--|---------------------|----------|
| Parâmetros | Valores | Unidades |
| γ | 16,1 | kN/m^3 |
| E_{50}^{ref} | $35,23 \times 10^3$ | kN/m^2 |
| E_{oed}^{ref} | $28,37 \times 10^3$ | kN/m^2 |
| E_{ur}^{ref} | $10,57 \times 10^4$ | kN/m^2 |
| m | 0,5 | -- |
| c_{ref} | 3 | kPa |
| ϕ | 38 | ° |
| ψ | 8 | ° |
| ν_{ur} | 0,2 | -- |
| K_0^{nc} | 0,3843 | -- |
| p_{ref} | 100 | kN/m^2 |
| R_f | 0,7 | -- |

3.2 Obtenção dos parâmetros das estruturas

Nas análises realizadas no Plaxis, os grampos, a face e o muro de peso em “L” foram simulados por meio do elemento *plate* como um material de comportamento elástico. Para este elemento, como parâmetro de entrada, é necessário conhecer a rigidez axial (EA), a rigidez à flexão (EI), o coeficiente de Poisson (ν) e o peso relativo (w).

Conforme lembra o Manual do Plaxis (2015), no meio contínuo, o elemento *plate* se sobrepõe ao solo, como consequência, o cálculo do peso relativo deve ser feito por meio da equação:

$$w = (\gamma_c - \gamma_s).e$$

em que: γ_c e γ_s são, respectivamente, o peso específico do concreto e do solo e e é a espessura do grampo (ou da face ou do muro). Com base em Unterreiner et al. (1997), foi adotado $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$.

3.2.1 Grampos

Os cálculos da rigidez axial (EA) e da rigidez à flexão (EI) dos grampos foram realizados considerando somente a contribuição do alumínio, uma vez que, conforme ilustrado na Figura 3.4, a nata de cimento sofre trincas quando submetida a pequenas deformações. Em outras palavras, a nata de cimento só suporta, sem trincar, esforços de tração muito baixos.

Os parâmetros EA e EI dos tubos de alumínio ociosos foram calculados por meio das seguintes expressões:

$$EA = \frac{E_{al}}{S_h} \left[\frac{\pi(D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} \right]$$

e

$$EI = \frac{E_{al}}{S_h} \left[\frac{\pi(D_{ext}^4 - D_{int}^4)}{64} \right]$$

em que: E_{al} é o módulo de elasticidade do alumínio ($E_{al} = 70 \times 10^6 \text{ kPa}$), S_h é o espaçamento horizontal entre grampos ($S_h = 1,15 \text{ m}$) e D_{ext} e D_{int} são, respectivamente, o diâmetro externo e interno dos tubos. Os valores de D_{ext} e da espessura, e , de cada tubo de alumínio para o cálculo de D_{int} , estão na Tabela 3.1, que foi anteriormente apresentada.

Com a incorporação dos valores de EA e EI no Plaxis, o cálculo da espessura equivalente do elemento *plate*, d_{eq} , é feito automaticamente utilizando a expressão:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$$

O coeficiente de Poisson, ν , adotado para os grampos foi de 0,2. O peso relativo, w , dos grampos calculado a partir da expressão $w = (\gamma_c - \gamma_s) \cdot e$, em que $w = (24 - 16,1) \cdot 0,063$, foi de $0,4977 \text{ kN/m/m}$.

A Tabela 3.6 sumariza os parâmetros dos grampos. A validação do modelo físico foi realizada sob condições de trabalho, admitindo-se a hipótese de aderência perfeita entre o solo e o grampo. Assim, não se fez uso de elementos de interface.

Tabela 3.6 – Parâmetros elásticos dos grampos – elemento *plate*

| Parâmetros | Grampo A | Grampo B | Grampos C, D e E | Unidades |
|------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------|
| EA | $2,868 \times 10^3$ | $10,71 \times 10^3$ | $7,458 \times 10^3$ | kN/m |
| EI | 0,08 | 1,05 | 1,42 | kNm^2/m |
| d_{eq} | 0,01829 | 0,03430 | 0,04780 | m |
| ν | 0,20 | 0,20 | 0,20 | -- |
| w | 0,4799 | 0,4799 | 0,4799 | $kN/m/m$ |

3.2.2 Face e muro de flexão com seção em “L”

O modelo físico de solo grampeado foi realizado com faceamento em concreto projetado reforçado com tela. Com base em Unterreiner et al. (1997) foi adotado para o faceamento, o módulo de elasticidade de $25 \times 10^6 \text{ kPa}$. Com isso, acredita-se que o f_{ck} do concreto utilizado era de 20 MPa , pois, como módulo de elasticidade do concreto é dado por $E_c = 5600 \sqrt{f_{ck}}$, tem-se que: $E_c \cong 25 \times 10^6 \text{ kPa}$, que corresponde ao valor adotado.

O cálculo da rigidez axial, EA , e da rigidez à flexão, EI , do faceamento foi feito por metro de face. Sendo, a área da face, A , e o momento de inércia, I , dados por:

$$A = b \cdot h = \text{espessura da face} \times 1 = 0,08 \text{ m}^2/\text{m}$$

e

$$I = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{\text{espessura da face}^3 \times 1}{12} = \frac{0,08^3 \times 1}{12} \cong 4,27 \times 10^{-5} \text{ m}^4/\text{m}$$

O peso relativo, w , utilizado na face, em que $w = (24 - 16,1) \cdot 0,08$, foi de $0,632 \text{ kN/m/m}$.

Em relação ao muro em “L”, com exceção da sua geometria, como a apresentada na Figura 3.2, não há, na literatura, nenhuma informação relacionada às suas propriedades. Assim, adotou-se, para o muro, alguns dos parâmetros definidos para a face.

O cálculo da rigidez axial, EA , e da rigidez à flexão, EI , do muro em “L”, também foi feito por metro de muro.

Para o cálculo da área do muro por metro, primeiro, foi calculado o valor da área total e depois dividiu-se esse valor pela soma do comprimento da base com a altura do muro, desprezando o comprimento dos dentes/embutimentos. Mostrando de maneira algébrica o cálculo área do muro por metro, tem-se:

$$A = \frac{\text{Área total}}{\text{base} + \text{altura}} = \frac{3,69}{3,3 + 5,3} = 0,429 \text{ m}^2/\text{m}$$

Para o cálculo do momento de inércia do muro por metro, levando em consideração a armadura, adotou-se um recobrimento de 5 cm. Com isso, a espessura do muro para o cálculo do I passou de 0,30 m para 0,25 m.

A partir da equação abaixo, foi calculado o momento de inércia do muro. No Apêndice A.3 está demonstrado como a equação foi obtida.

$$I = \frac{b^3 \cdot h}{3} = \frac{\text{espessura do muro}^3 \times 1}{3} = \frac{0,25^3 \times 1}{3} \cong 5,21 \times 10^{-3} \text{ m}^4/\text{m}$$

O peso relativo, w , adotado no muro em “L”, sendo $w = (24 - 16,1) \cdot 0,03$, foi de $2,37 \text{ kN/m/m}$.

A Tabela 3.7 resume os parâmetros utilizados na face e no muro de peso para validação do modelo físico.

Tabela 3.7 - Parâmetros elásticos da face e do Muro em “L” – elemento *plate*

| Parâmetros | Face | Muro em “L” | Unidades |
|------------|------------------|---------------------|-------------------------|
| γ | 24,0 | 24,0 | kN/m^3 |
| E_c | 25×10^6 | 25×10^6 | kPa |
| EA | 2×10^6 | $1,073 \times 10^7$ | kN/m |
| EI | 1066,67 | $1,3 \times 10^5$ | kNm^2/m |
| d_{eq} | 0,08 | 0,3813 | m |
| ν | 0,20 | 0,20 | -- |
| w | 0,632 | 2,37 | kN/m/m |

No faceamento não foi utilizado elemento de interface. Tal foi feito devido ao concreto projetado adotado (material de revestimento da face) ser de baixa espessura, baixo peso relativo e, na prática, o seu lançamento ocorre sob alta pressão, conferindo assim uma aderência junto ao solo.

O comportamento dos elementos de interface entre o solo e muro em “L” foi admitido como linear elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura Mohr Coulomb. Os parâmetros da interface solo - muro em “L” são os mesmo que os utilizados como referência para estimar os parâmetros do modelo hiperbólico e do modelo *hardening soil*, os quais foram obtidos com base em Unterreiner et al. (1997). Na interface, os parâmetros de resistência do solo, coesão e ângulo de atrito, foram reduzidos até valores que simulassem melhor o resultado medido em campo. Assim, essa redução ficou em 66,7% (um terço) e 60%, respectivamente. O coeficiente de redução de

resistência na interface (R_{inter}) não foi alterado. Utilizou-se o valor padrão de 1,0, ou seja, não foi permitida a perda de resistência na interface devida a este coeficiente. A Tabela 3.8 apresenta os parâmetros do elemento de interface do muro em “L”.

Tabela 3.8 - Parâmetros elástico-plástico do elemento de interface entre o solo de aterro e o muro em “L”

| Interface do muro em “L” | | |
|--------------------------|------------------|----------|
| Parâmetros | Valores | Unidades |
| γ | 16,1 | kN/m^3 |
| E | 20×10^3 | kPa |
| ν | 0,33 | -- |
| c | 1 | kPa |
| ϕ | 22,8 | ° |
| ψ | 0 | ° |

A Figura 3.7 ilustra o elemento de interface do muro em “L”.

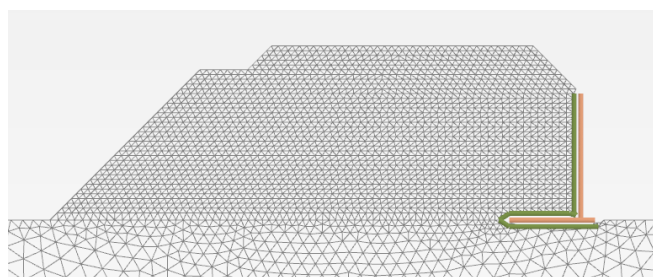


Figura 3.7 – Ilustração do elemento de interface do contato solo - muro em “L”

3.3 Modelagem da compactação do solo de aterro

O aterro construído para a execução do modelo físico de solo grampeado foi compactado em camadas de 20 cm de espessura. No entanto, não foi encontrada na literatura qualquer informação sobre a tensão de compactação e nem sobre o tipo de compactador utilizado. Objetivando considerar o efeito nas análises, adotou-se na validação uma tensão induzida de compactação de 55kPa.

Buscando verificar o impacto da compactação nos resultados medidos de campo, foram efetuadas análises negligenciando o efeito da compactação e três outras considerando a tensão vertical induzida de 55kPa, 110kPa e 220kPa, respectivamente. Comparando as quatro análises realizadas, observou-se que o aumento da carga de compactação induz a um aumento nas tensões horizontais do solo, como já era esperado. Quando da construção da estrutura grampeada, verificou-se que tal efeito, produzido durante a construção do aterro, também leva a um aumento dos esforços axiais nos grampos e nos deslocamentos horizontais da estrutura. No entanto, esses aumentos não se apresentaram significativos e, com isso, adotou-se a menor tensão induzida de

compactação (55kPa), visando representar o que ocorreu durante a execução do modelo físico.

A modelagem para representar o efeito da compactação no aterro foi realizada em cima e embaixo de cada camada compactada (compactação tipo II), conforme sugere Mirmoradi e Ehrlich (2015a). No entanto, devido à face do talude de aterro ser inclinada, usou-se um artifício, com base em Morrison et al. (2006), de considerar na face de cada camada compactada um carregamento perpendicular de igual valor ao aplicado ao longo da camada compactada considerada, Figura 3.8.

O procedimento utilizado para simulação da construção do aterro no Plaxis foi realizado da seguinte maneira: primeira etapa – lançamento da camada de solo; segunda etapa – ativação da carga de compactação dessa camada, conforme ilustrado no detalhe da Figura 3.8; terceira etapa – desativação da carga de compactação da camada de solo da etapa anterior (segunda etapa) e lançamento (ativação) da seguinte camada de solo. Essas duas últimas etapas foram repetidas até o final da construção do aterro (Figura 3.9).

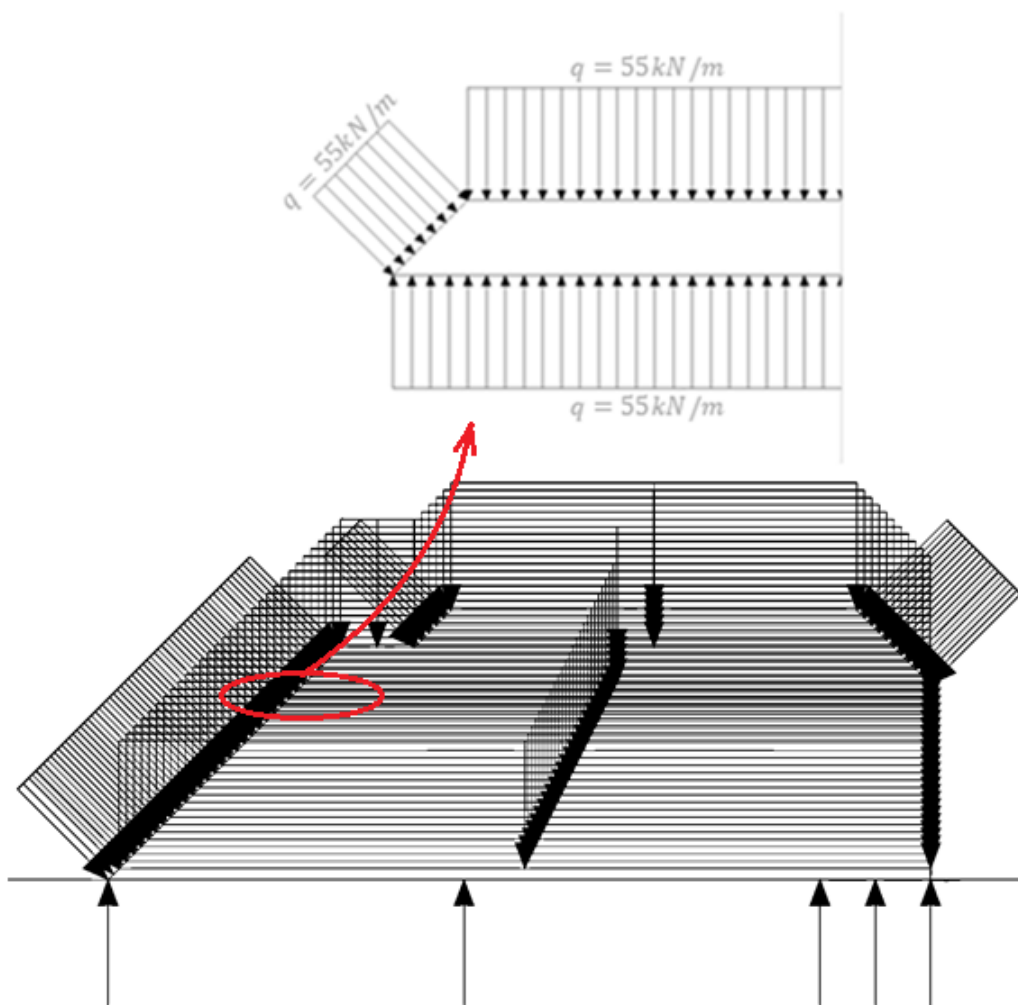


Figura 3.8 - Ilustração da modelagem da compactação

A Figura 3.9 ilustra as etapas construtivas executadas no plaxis para a validação do modelo físico. Ao todo foram 83 fases, excetuando a fase inicial. Sendo 73 fases referentes à construção do aterro e 10 fases referentes à construção do solo grampeado.

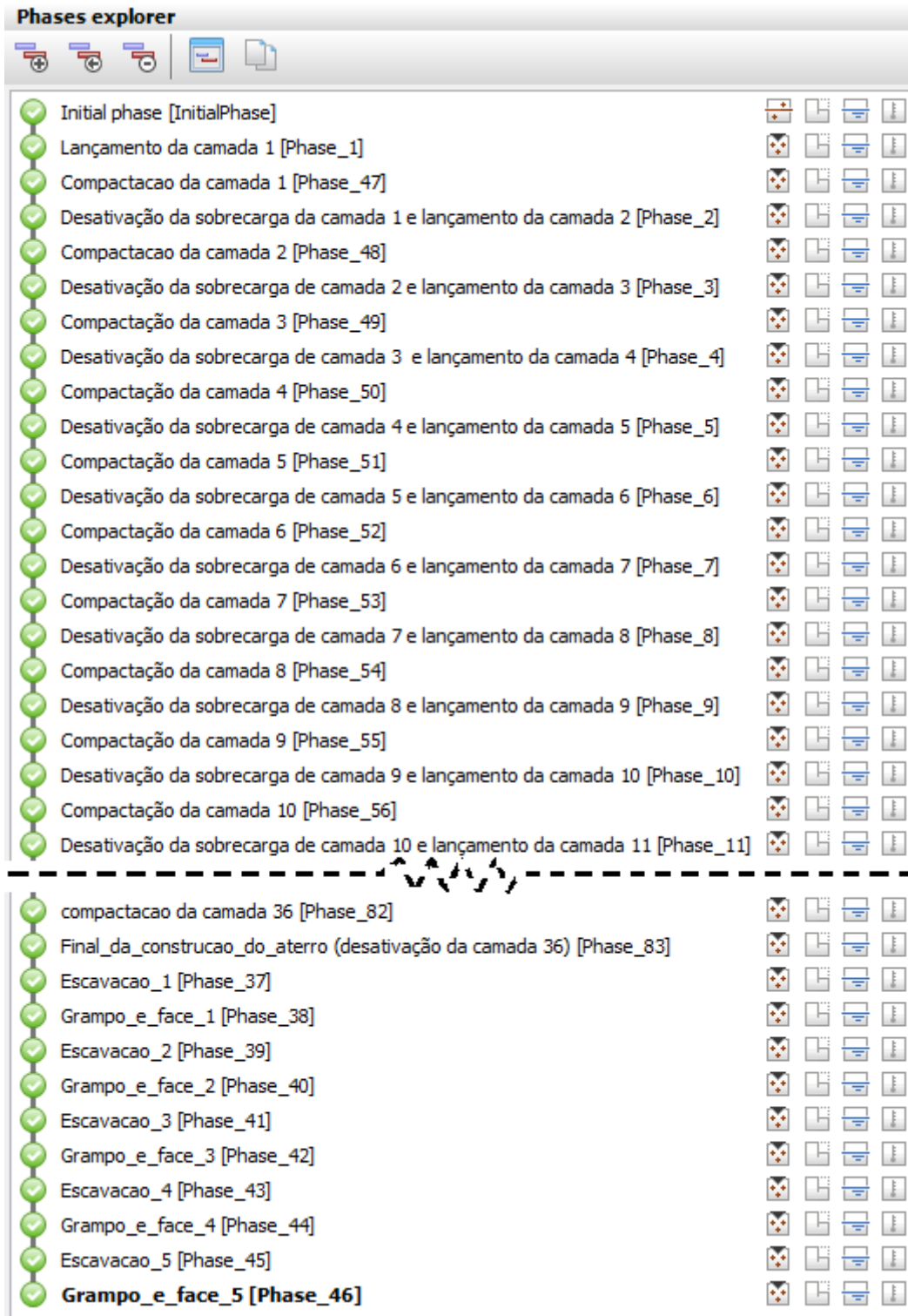


Figura 3.9 - Etapas construtivas do aterro e da escavação em solo grampeado do modelo físico validado

3.4 Malha de elementos finitos da validação

A malha de elementos finitos utilizada na validação, Figura 3.10, é formada por 62912 nós e 7791 elementos, sendo cada elemento triangular composto por 15 nós. O tamanho relativo do elemento é de 0,667, valor este que reflete que a malha utilizada é refinada. Neste *output* do Plaxis (Figura 3.10) não é possível visualizar o elemento de interface colocado no contato solo - muro em “L”.

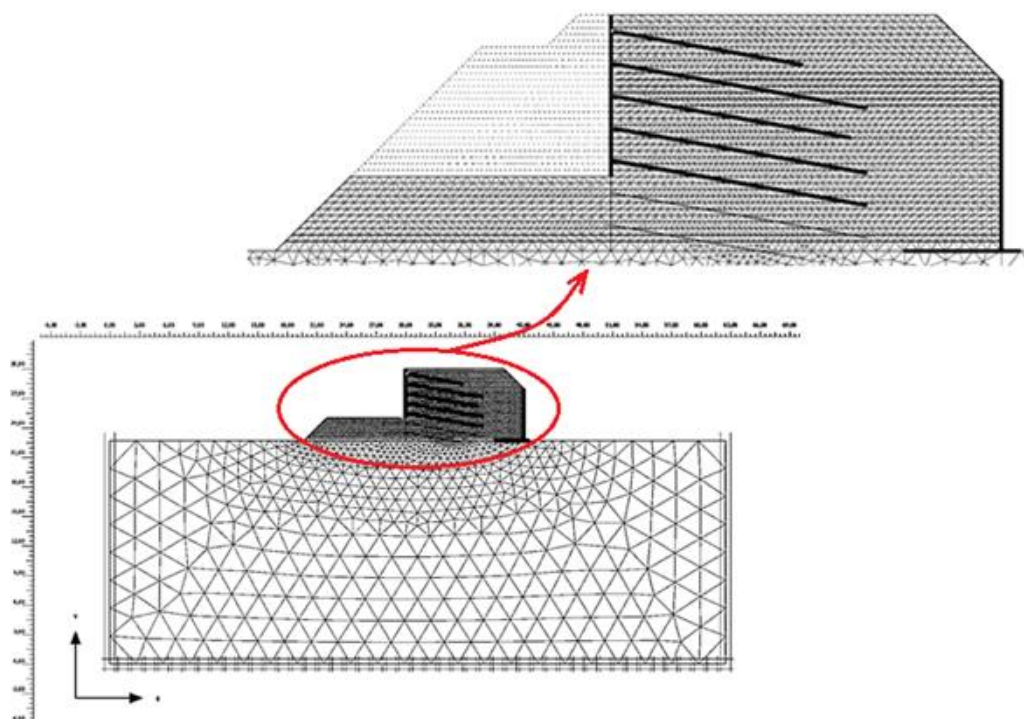


Figura 3.10 - Malha de elementos finitos do modelo de solo grampeado validado

A validação realizada no Plaxis 2D foi feita para os cinco primeiros metros de escavação, ou seja, só foram ativados os cinco grampos superior. Entretanto, pode-se observar na Figura 3.10 que a geometria da malha utilizada nas análises inclui todos os 7 grampos e não apenas os 5 primeiros grampos que foram de fato considerados nas análises. Foi verificado que a representação ou não na malha de elementos finitos considerando os dois últimos grampos não afeta os resultados, apenas modifica a distribuição desta no domínio do problema.

3.5 Resultados e discussões da validação

De uma maneira geral, os resultados calculados na presente pesquisa mostraram-se condizentes com os medidos permitindo assim a validação do estudo numérico. Nas Figuras 3.11, 3.12 e 3.13 são mostrados após 5 m de escavação os deslocamentos horizontais calculados utilizando o método dos elementos finitos (MEF) no presente estudo e por outros autores (Benhamida et al. 1997; Unterreiner et al. 1997; Fan e Luo 2008 apenas na Figura 3.11). Note-se que os autores supracitados adotaram para representar o comportamento do solo o modelo constitutivo linear elástico perfeitamente plástico e no presente estudo foi utilizado o modelo *Hardening Soil - HS*. Os resultados obtidos são cotejados com o observado na medição de campo por meio de inclinômetros. Todos os inclinômetros possuem 12 m de extensão e extremidade inferior de cada um deles está a 18 m de distância da fronteira inferior do solo de fundação.

Na Figura 3.11, que é referente ao inclinômetro nº1, instalado a 2 m de distância da face, é possível observar que a curvatura do deslocamento horizontal calculado (pelo modelo HS) é semelhante à do medido, até os três primeiros metros de escavação. A partir dessa profundidade, a curvatura do deslocamento calculado torna-se um pouco diferente e o seu valor passa a ser cada vez menor, até apresentar valor negativo. O deslocamento negativo calculado ocorreu de aproximadamente 4,5 a 8,8 m de profundidade, ou seja, praticamente todo dentro da fundação. Nos metros finais de medição do deslocamento horizontal, o resultado calculado voltou a se aproximar do valor medido.

A Figura 3.12 mostra os resultados referentes ao inclinômetro nº2 que foi instalado a 4 m de distância da face. Nesta figura, foi observado que a curvatura do deslocamento horizontal calculado (pelo modelo HS) é semelhante a do medido ao longo de toda a profundidade. No entanto, acredita-se que houve algum problema com o inclinômetro. A princípio, pensou-se que a movimentação negativa medida pelo inclinômetro era referente a um problema de ancoragem, visto que o resultado medido mostra um descolamento em toda a fundação. Porém, analisando os resultados medidos pelos inclinômetros nº1 e 3 (Figura 3.11 e Figura 3.13), observa-se que ambos tiveram a movimentação da fundação no sentido da escavação, isto é, no sentido de alívio de tensão. Como o inclinômetro nº2 foi instalado entre os inclinômetros nº1 e 3, esperava-se que o deslocamento medido, na fundação, pelo inclinômetro nº2, também fosse no sentido da região escavada, mesmo que a ancoragem estivesse solta. Mas, isso não ocorreu. Além disso, não faz sentido o deslocamento medido pelo inclinômetro nº2 ser menor que o do

medido pelo o inclinômetro nº3, visto que o último está mais distante da região onde ocorre o alívio de tensão.

Ainda com relação a Figura 3.12, também se observou uma movimentação negativa, no deslocamento calculado (pelo modelo HS), entre 4,75 e 9,5 m de profundidade.

Pela Figura 3.13, que é referente ao inclinômetro nº3, instalado a 8 m de distância da face, identifica-se uma razoável coerência entre a curvatura do deslocamento horizontal calculado (pelo modelo HS) e do medido, existindo um desvio mais acentuado no primeiro metro de escavação e em um trecho da fundação. Unterreiner et al. (1997) comentam que até um metro abaixo do topo do modelo físico, os resultados dos inclinômetros podem estar sujeitos a alguns erros devido a perturbações de campo (vibrações de veículo, batidas acidentais por trabalhadores no campo). Tal poderia ser uma explicação para a baixa concordância entre o valor calculado e o medido no trecho superficial do inclinômetro nº3. Assim como foi observado nas análises referentes aos inclinômetros nº1 e 2, verifica-se no deslocamento calculado da Figura 3.13, uma pequena movimentação negativa entre 4,5 e 10 m de profundidade.

Nas análises realizadas do Plaxis 2D, as deformações devidas à construção do aterro foram desconsideradas quando se iniciou a construção da estrutura grampeada. Com isso, esperava-se que todo o deslocamento calculado fosse ocorrer no sentido de alívio de tensão (sentido da região escavada). No entanto, conforme comentado nos parágrafos anteriores, houve uma movimentação negativa dentro da fundação. Note-se que devido à escavação, movimentações verticais foram geradas entre o solo de aterro e a fundação (Figura 3.14). Adicionalmente, o muro de peso em “L”, sofreu rotação em função do levantamento solo conduzindo a uma movimentação adicional da massa de solo no sentido oposto à escavação.

Olhando os resultados dos outros autores nas Figuras 3.11, 3.12 e 3.13, parece que o modelo linear elástico perfeitamente plástico é menos sensível a este efeito de movimentação do muro do que o modelo *Hardening Soil*, pois, como se pode observar, os deslocamentos horizontais próximos à fundação, calculados pelos demais autores, são maiores que os calculados neste trabalho.

É importante lembrar que os deslocamentos horizontais medidos e calculados são milimétricos e, devido à escala escolhida, pode parecer que os valores medidos e calculados são muito diferentes.

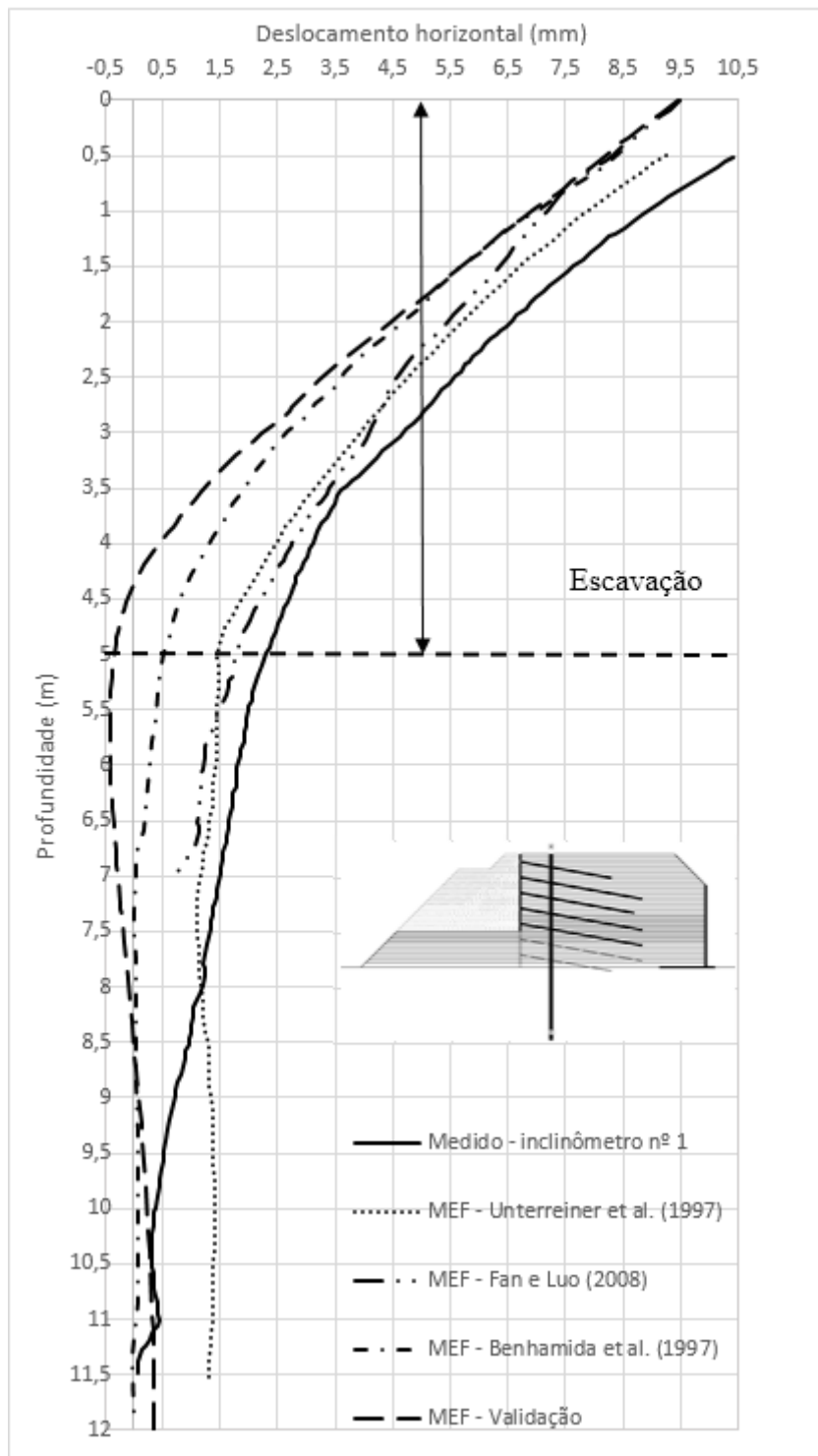


Figura 3.11 - Comparação dos deslocamentos horizontais calculados pelo MEF com o resultado medido pelo inclinômetro a 2m da face, após construção de 5m da estrutura grampeada

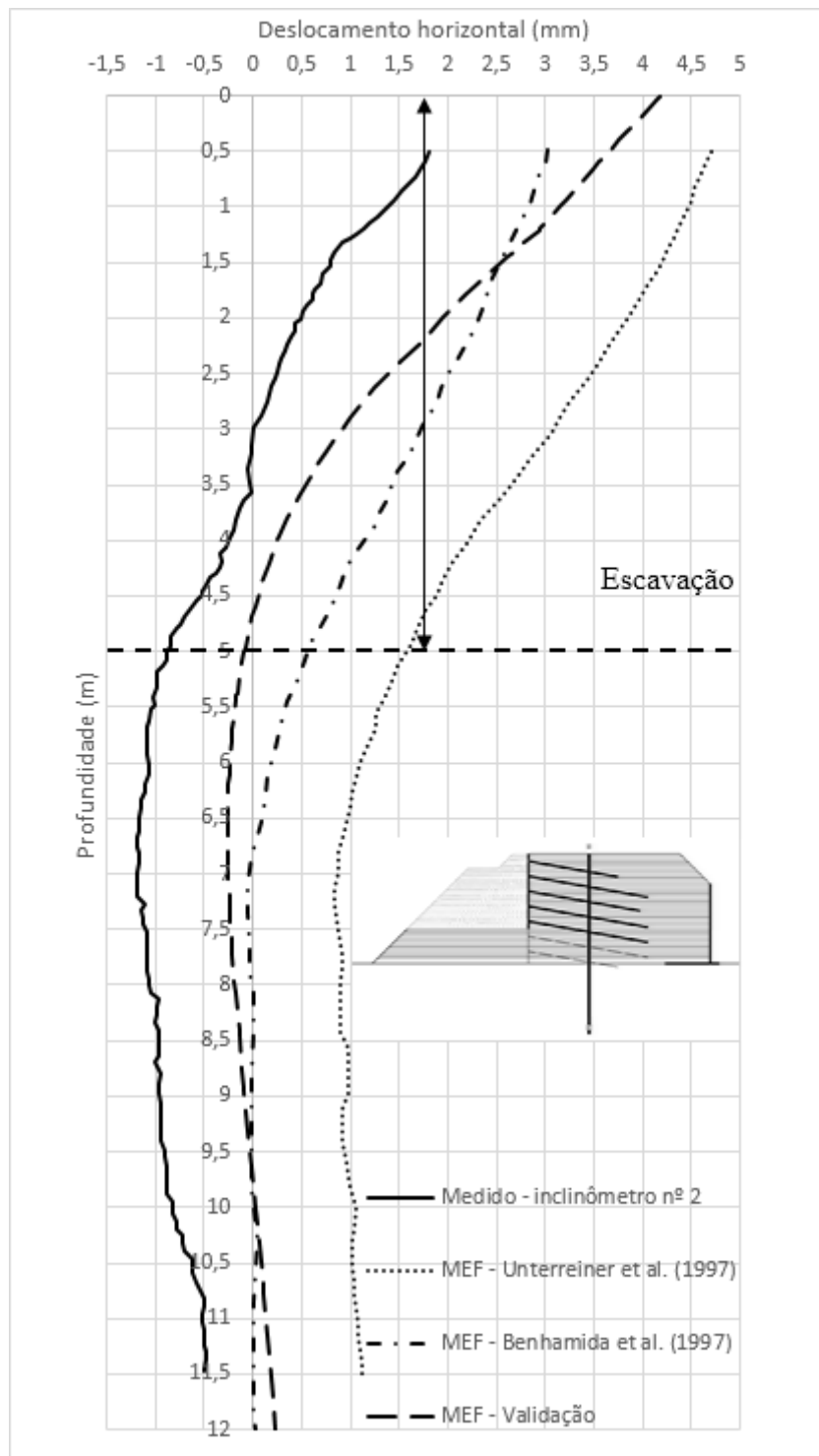


Figura 3.12 - Comparação dos deslocamentos horizontais calculados pelo MEF com o resultado medido pelo inclinômetro a 4m da face, após construção de 5m da estrutura grampeada

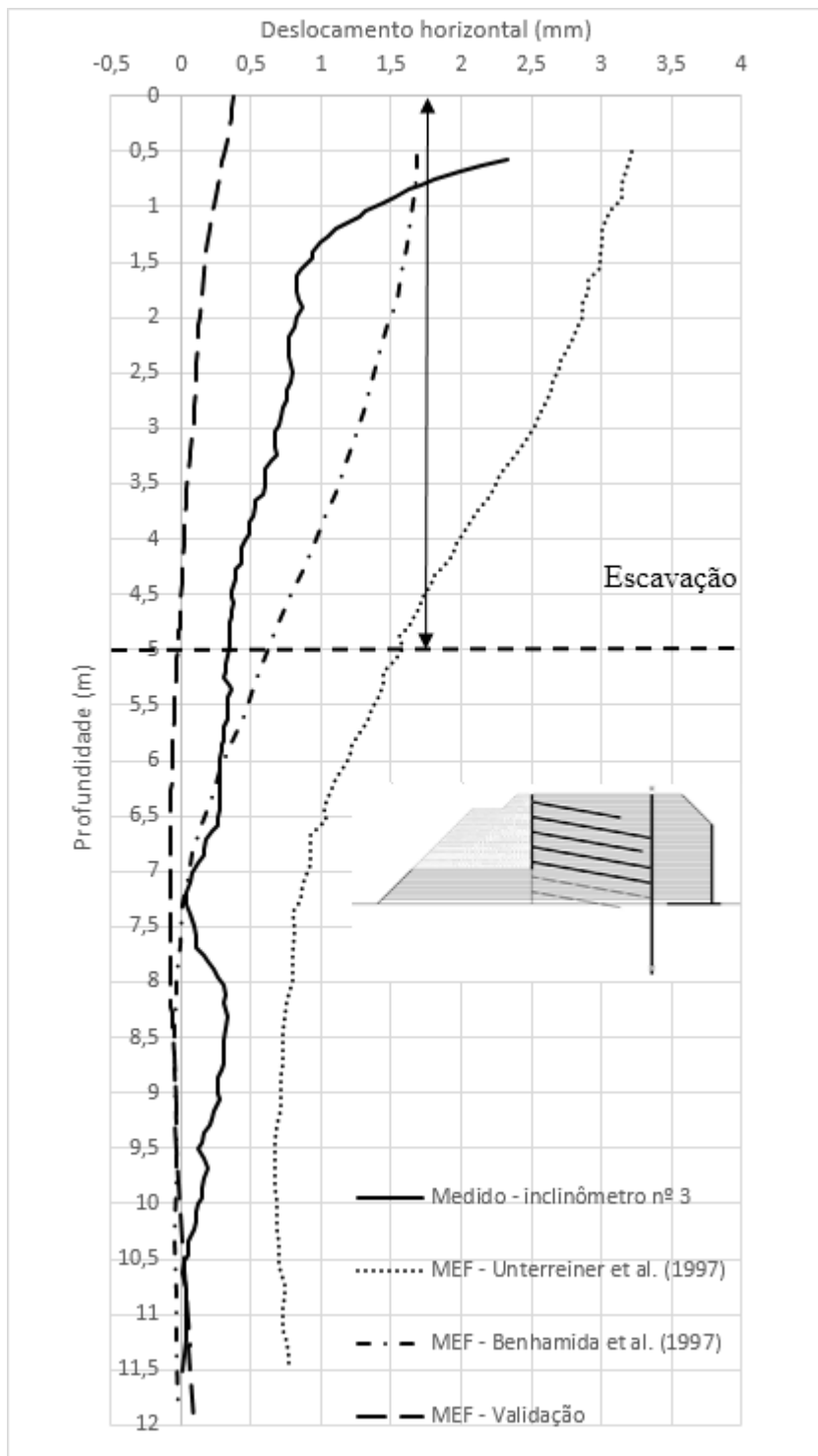


Figura 3.13 - Comparação dos deslocamentos horizontais calculados pelo MEF com o resultado medido pelo inclinômetro a 8m da face, após construção de 5m da estrutura grampeada

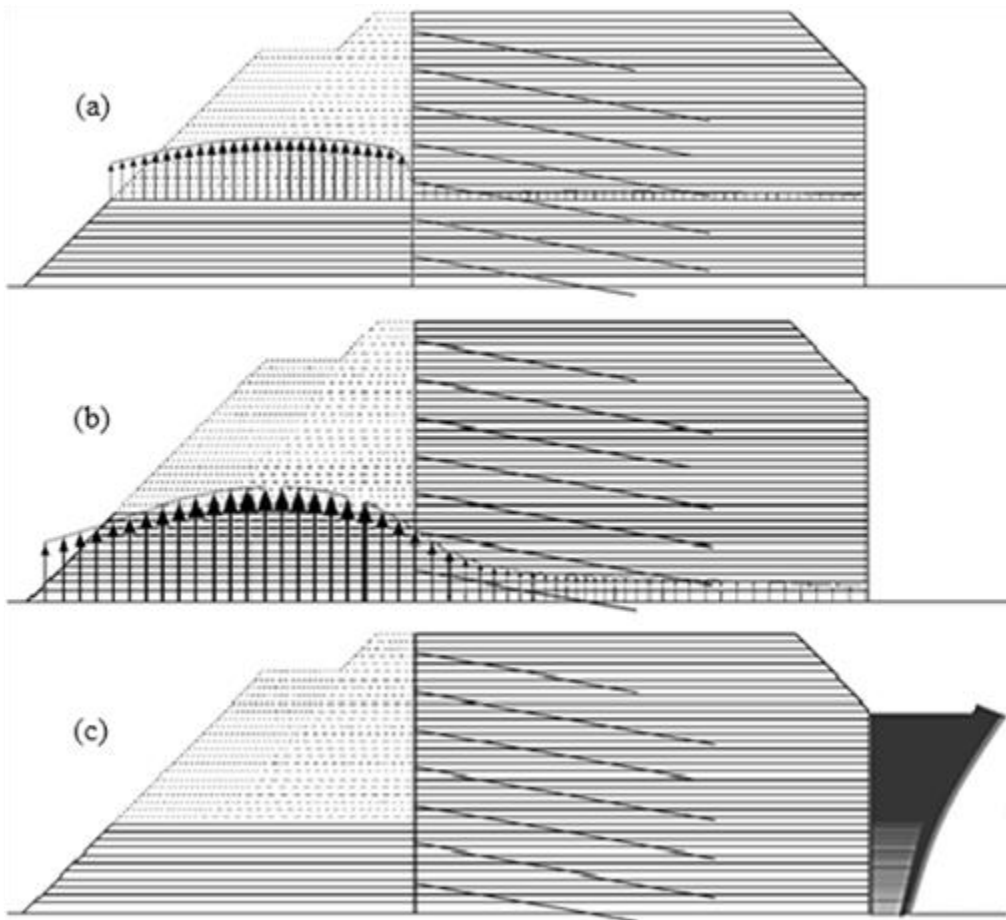


Figura 3.14 - Movimentação: (a) vertical no topo da escavação (b) vertical na base do aterro e na laje de base do muro em “L” (c) horizontal no muro em “L”

Nas Figuras 3.15, 3.16, 3.17 e 3.18 tem-se a comparação dos resultados dos esforços de tração medidos nos grampos com os determinados numericamente nesse trabalho e no de outros autores. A numeração definida para cada grampo segue a ordem de instalação. Assim, a numeração é feita em ordem crescente a partir do topo do modelo físico até o final da escavação.

Observa-se que nos grampos mais próximos da base da escavação, tem-se tração máxima nos grampos mais próxima à face. Em linhas gerais, o modelo HS utilizado na presente pesquisa foi o que levou a melhor correspondência entre os valores medidos e calculados, principalmente próxima à face (T_0). Em função da escavação executada em campo ter sido feita sem nicho, o grampo nº5 não teve solicitação de carga. Esse assunto é tratado em detalhe no próximo capítulo (item 4.3).

No grampo nº1 (Figura 3.15), o ponto de ocorrência da máxima tração verificou-se mais distante da face se comparado aos outros grampos. Em toda a extensão desse grampo, os esforços de tração calculados utilizando o modelo HS se apresentaram inferiores aos valores medidos, sendo a diferença aproximadamente constante ao longo

do mesmo. No grampo nº 2 (Figura 3.16), a diferença entre valores medidos e calculados se apresentou mais elevada bem próxima à face e a cerca de 1 a 2m da mesma, trecho no qual se verificou o máximo valor calculado de tração no grampo.

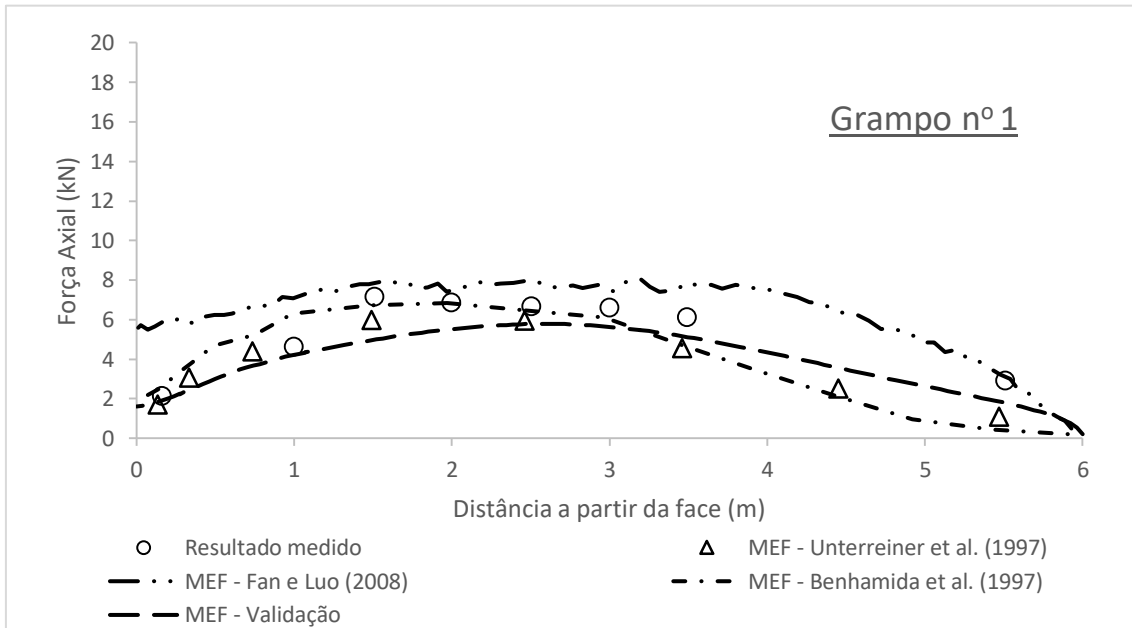


Figura 3.15 - Comparação dos esforços de tração, ao longo do grampo 1, calculados pelo MEF com o resultado medido, após construção de 5m da estrutura grampeada

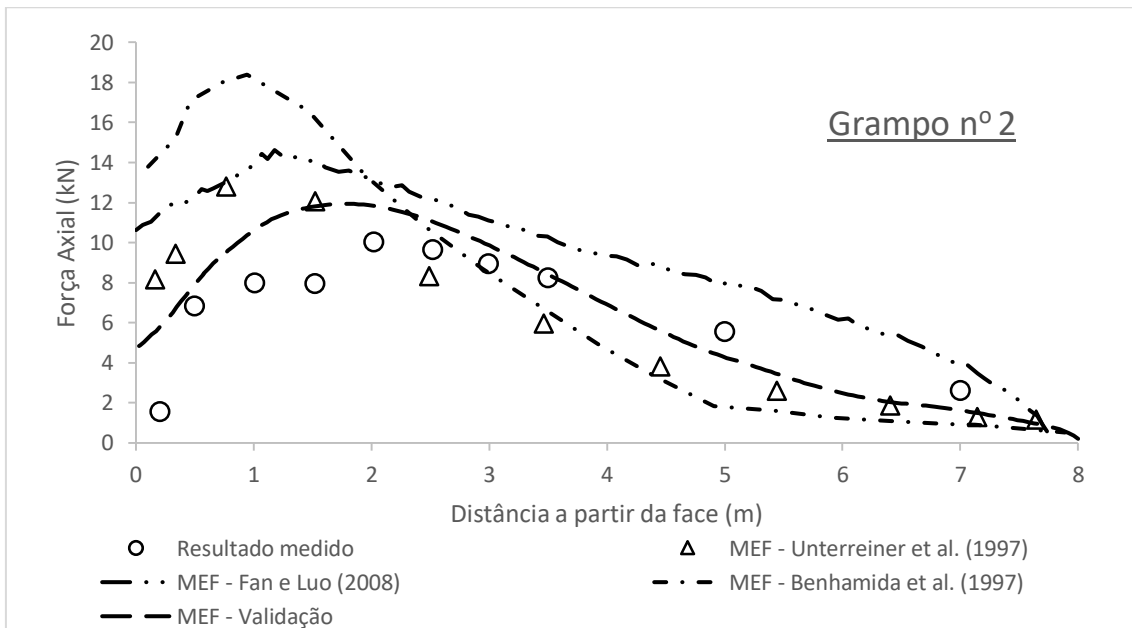


Figura 3.16 - Comparação dos esforços de tração, ao longo do grampo 2, calculados pelo MEF com o resultado medido, após construção de 5m da estrutura grampeada

No grampo nº3 (Figura 3.17) não se observa um bom ajuste entre os valores medidos e calculados. Os valores calculados pelos diferentes autores apresentaram curvas com formatos mais similares entre si do que a correspondente aos valores medidos. A

exceção é o trecho afastado da face entre 2,5 e 5 m para o valor calculado por Fan e Luo (2008).

No grampo n°4 (Figura 3.18), o esforço de tração calculado pelo modelo HS se ajustou muito bem ao esforço medido nos dois primeiros metros do grampo. No entanto, observa-se um afastamento entre os valores medidos e calculados a partir desses primeiros metros.

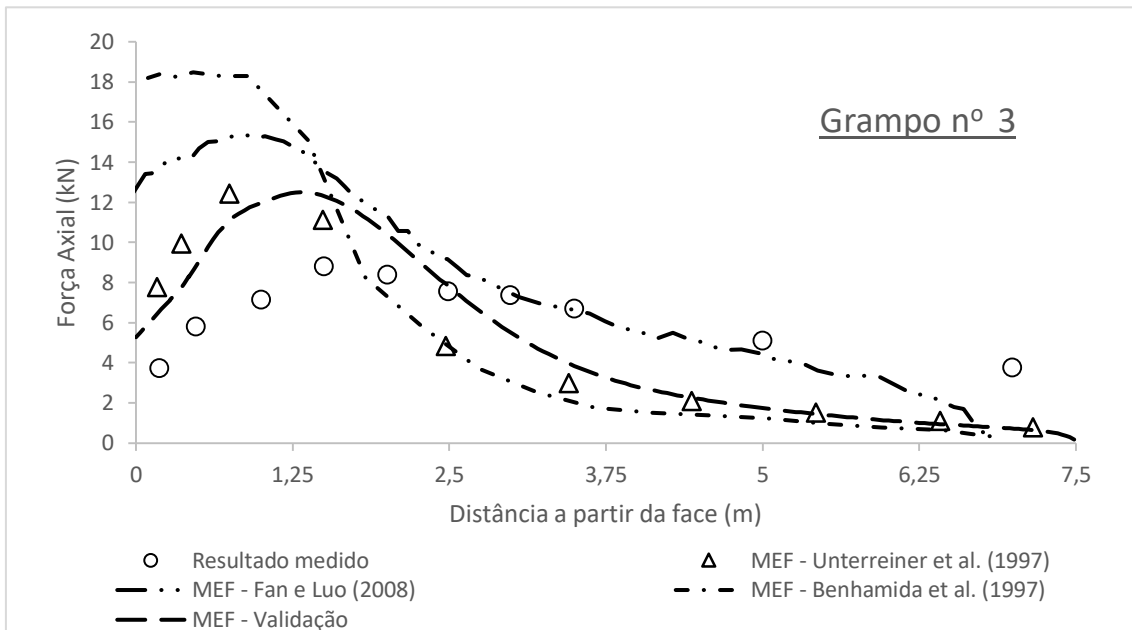


Figura 3.17 - Comparação dos esforços de tração, ao longo do grampo 3, calculados pelo MEF com o resultado medido, após construção de 5m da estrutura grampeada

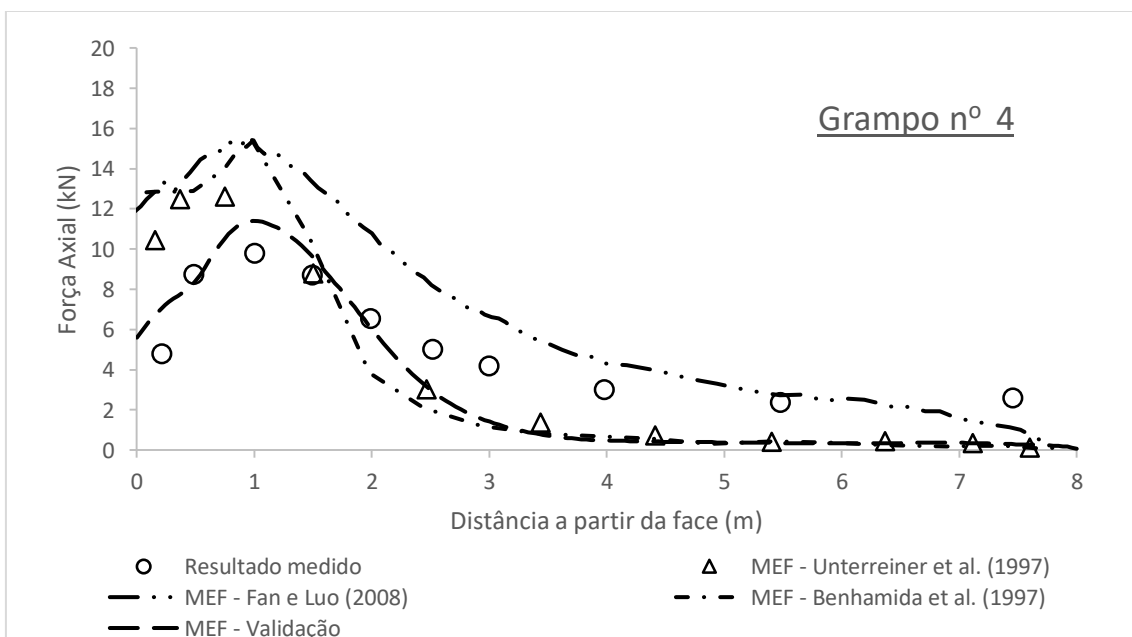


Figura 3.18 - Comparação dos esforços de tração, ao longo do grampo 4, calculados pelo MEF com o resultado medido, após construção de 5m da estrutura grampeada

A Figura 3.19 mostra a região de plastificação do solo no final da construção do modelo físico de solo grampeado. Observa-se que a plastificação ocorre dentro e atrás da área reforçada. Porém, a zona que concentra a maior plastificação segue próxima ao correspondente à condição ativa de Rankine, isto é, a um plano com inclinação $45 + \frac{\phi}{2}$, em relação à horizontal ($\varphi = 45 + \frac{38}{2} = 64^\circ$).

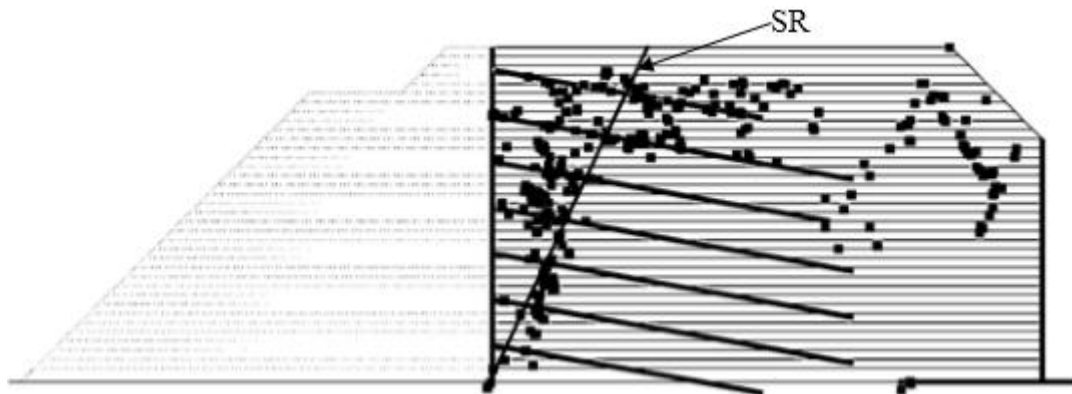


Figura 3.19 - Plastificação do solo, em que SR é superfície de ruptura crítica calculada pelo método de Rankine

4. ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Análises paramétricas foram conduzidas variando a inclinação da face e a forma da execução da escavação (sem nicho ou com nicho). Avaliou-se também a influência da resistência e da rigidez do solo, o efeito da aplicação de carregamentos externos, o efeito de escavações próximas ao pé da estrutura grampeada e a variação da rigidez do grampo e da face. Nestas análises, verificou-se o impacto destas variações nos esforços de tração mobilizados nos grampos, na deformação da face, na plastificação da massa reforçada e nos pontos de atuação da tensão máxima nos reforços. A Tabela 4.1 resume os parâmetros adotados nas análises paramétricas.

Tabela 4.1 - Compilação dos parâmetros usados nas análises paramétricas

| Parâmetro | Valor/Condição |
|--|---|
| Inclinação da face (°) | 90, ~83, ~76 e ~63 |
| Coesão do solo (kPa) | 1, 10 e 20 |
| Ângulo de atrito do solo (°) | 28, 33 e 38 |
| Rigidez do solo - E_{50}^{rsf} - (kN/m ²) | 3523,3; 7047,6 e 35233,1 |
| Rigidez do solo - E_{osd}^{rsf} - (kN/m ²) | 2836,9; 5673,8 e 28369 |
| Rigidez do solo - E_{ur}^{rsf} - (kN/m ²) | 10569,9; 21139,9 e 105699,3 |
| Escavação próxima à base (m) | 1 e 2 |
| Sobrecarga (kN/m) | 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225 e 250 |
| Extensão da sobrecarga (m) | 5, 10, 30 e variável de 53 a 58 |
| Rigidez axial da face (kN/m) | 2×10^4 ; 2×10^5 ; 2×10^6 ; 2×10^7 e 2×10^8 |
| Rigidez à flexão da face (kNm ² /m) | 10,7; 106,7; 1066,7; 10666,7 e 106666,7 |
| Rigidez axial do grampo (kN/m) | $10,71 \times 10^3$; $39,66 \times 10^3$ e $146,86 \times 10^3$ |
| Rigidez à flexão do grampo (kNm ² /m) | 1,05; 3,1415 e 9,3991 |
| Forma de execução da escavação | Com e sem nicho |

As análises paramétricas foram realizadas considerando a estrutura de solo grampeado com 10 m de profundidade e faceamentos com inclinações de 90° (Vertical); ~83° (8V:1H); ~76° (4V:1H) e ~63° (2V:1H). Os grampos foram instalados com inclinação de 15 graus com relação à horizontal e com comprimento de 7 m, conforme ilustra a Figura 4.1. O espaçamento, entre grampos, de 1m na vertical e de 1,15 m na horizontal foi o mesmo do caso real que deu base à validação.

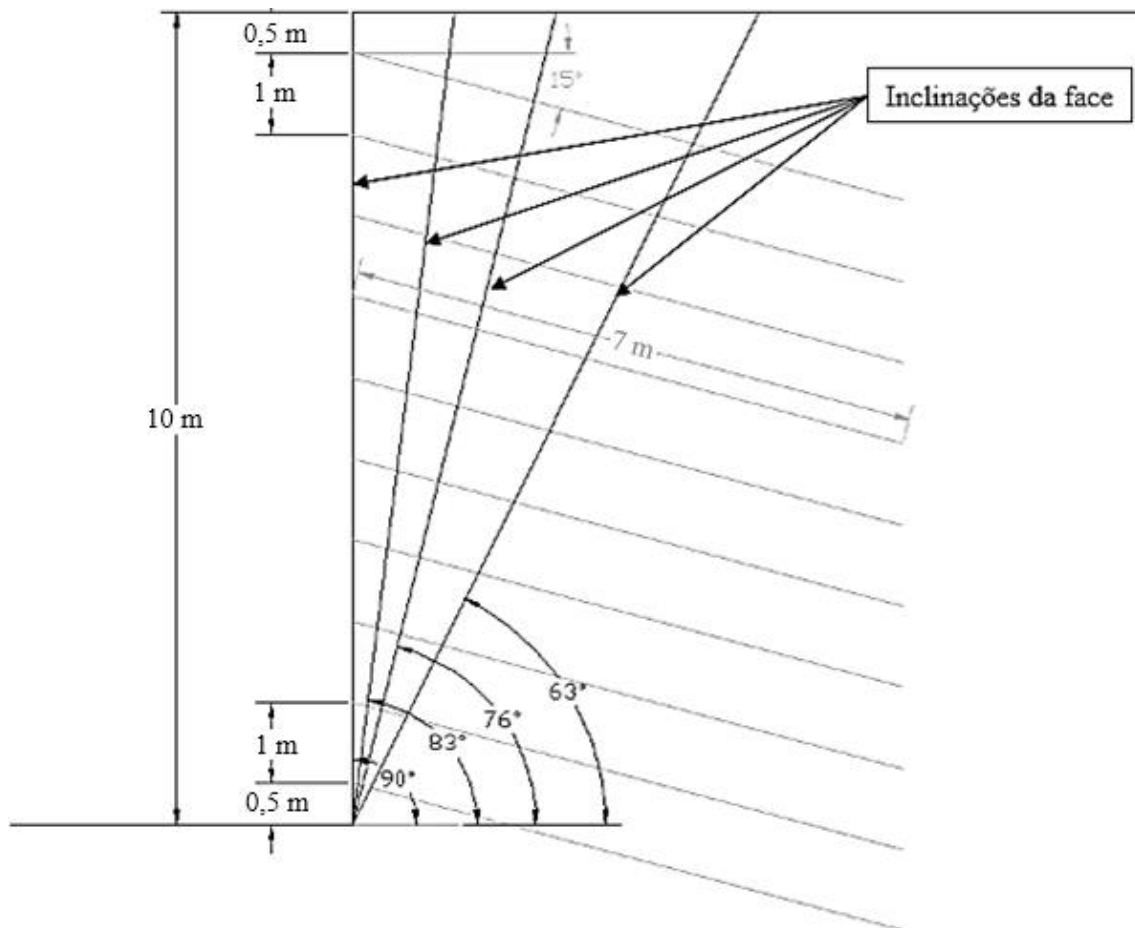


Figura 4.1 - Geometria típica da estrutura de solo grampeado das análises paramétricas

A execução da escavação do solo grampeado foi considerada de duas maneiras: (i) sem nicho e (ii) com nicho. No estudo, ambas as formas de escavação foram realizadas em etapas de 1 m de profundidade. Na escavação do solo realizada sem nicho toda a largura da obra é escavada de uma só vez, para posterior instalação do grampo e execução da face. Na modelagem intercalou-se a escavação do solo em uma fase, com a instalação do grampo e execução da face na outra. Esse processo foi repetido até o final da construção da estrutura grampeada, dando um total de 20 etapas construtivas, conforme mostra a Figura 4.2.

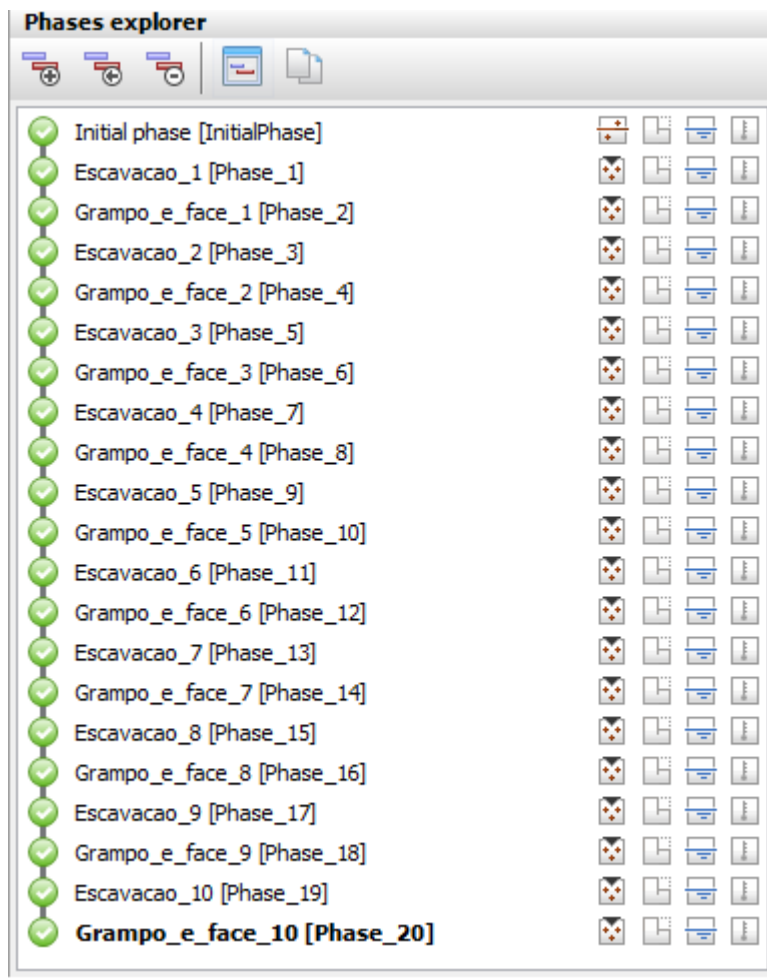


Figura 4.2 - Etapas construtivas da estrutura grampeada com escavação sem nicho

Na modelagem da estrutura grampeada para a condição de escavação com nicho foi considerado, na mesma fase, a escavação do solo, a instalação do grampo e execução da face. Da mesma forma que para condição sem nicho, esse processo foi repetido até o final da construção da estrutura de solo grampeado, mas, dando um total de 10 etapas construtivas, conforme ilustra a Figura 4.3.

Vale ressaltar que o procedimento de escavação com nicho definido neste trabalho é uma aproximação pelo limite superior do efeito real do nicho, para o qual seria preciso usar um programa 3D.

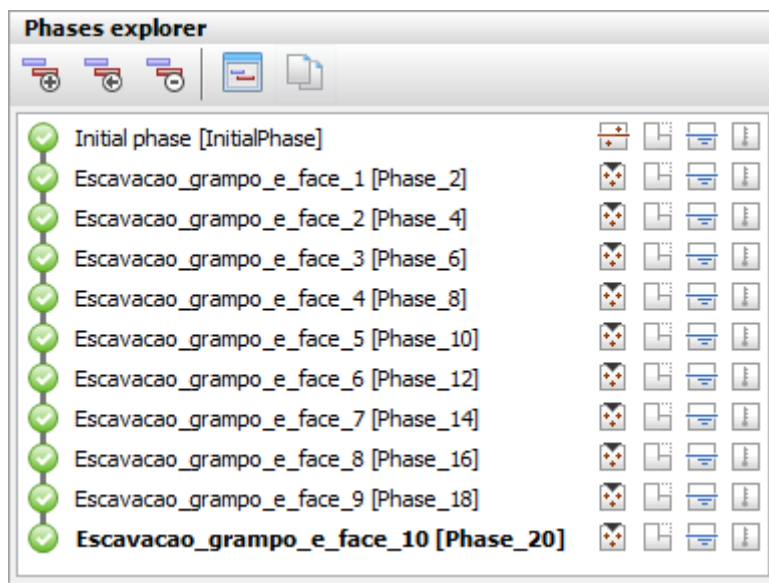


Figura 4.3 - Etapas construtivas da estrutura grampeada com escavação com nicho

Em conjunto com a inclinação da face e a forma da execução da escavação, foram conduzidas análises considerando a aplicação de carregamento externo no topo e de escavação próxima ao pé da estrutura grampeada para avaliar o comportamento do solo grampeado quando submetido a esforços pós construtivos. A sobrecarga no topo da estrutura representa um caso hipotético de construção de uma edificação de até treze pavimentos. A distância mínima que a fundação da edificação deve ter dos grampos para não prejudicar o desempenho dos mesmos não foi avaliada. A sobrecarga aplicada de 150kN/m foi realizada com extensões (B) de 5, 10, 30 m e em “todo” o topo da estrutura grampeada, iniciando a 2 m de distância da face, ou seja, vide Figura 4.4 o valor de B só cresce para direita sendo o afastamento de 2 m da face até início do carregamento sempre fixo para todas as análises. A extensão de sobrecarga nomeada de “em “todo” o topo” varia de 53 a 58 m de acordo com a inclinação da face. Ressalta-se que a sobrecarga com extensão de 5 m não reflete a real largura de uma edificação de até treze pavimentos. Este valor foi adotado a fim de permitir uma melhor comparação entre os possíveis comportamentos da estrutura em solo grampeado.

Com relação à escavação próxima ao pé da estrutura, objetiva-se simular um caso no qual haveria a necessidade de escavação para execução de uma fundação rasa para suporte de uma residência de dois pavimentos. Iniciando a 1 m de distância do pé, a escavação foi feita metro a metro até 2 m de profundidade.

Ao todo foram realizados quatro tipos de análises após a construção da estrutura de solo grampeado. São elas: (i) escavação de até 2 m de profundidade próxima à base da

estrutura grampeada; (ii) aplicação de carregamento externo no topo da estrutura; (iii) aplicação de carregamento externo no topo da estrutura com posterior escavação de 2 m próxima à base; e (iv) escavação de 2 m de profundidade próxima à base da estrutura grampeada com posterior aplicação de sobrecarga no topo.

Para avaliar melhor o efeito da escavação próxima ao pé da estrutura quando ocorre a aplicação de sobrecarga no topo, análises também foram conduzidas considerando o somatório da tração máxima dos grampos, ΣT_{max} , com o aumento progressivo da sobrecarga no topo.

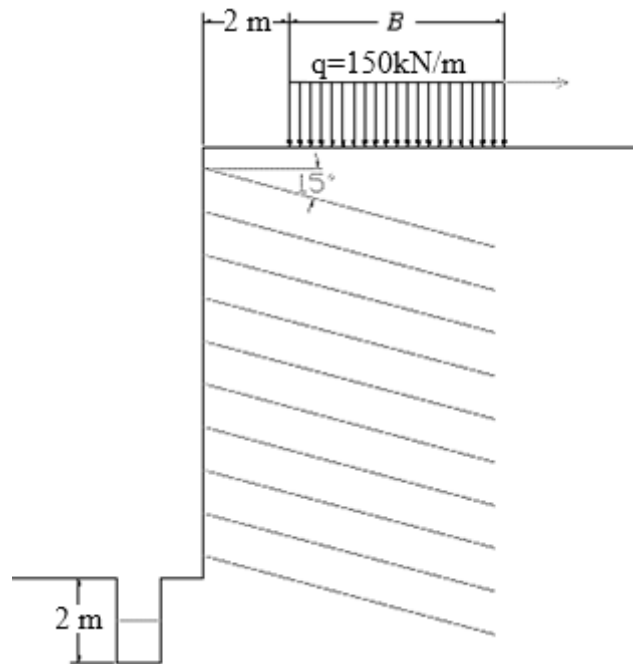


Figura 4.4 - Seção típica representando a escavação próxima ao pé e o carregamento externo

4.1 Parâmetros do solo e das estruturas

A Tabela 4.2 sumariza os parâmetros do modelo *Hardening Soil* adotados no solo, o qual foi usado como de referência para as análises paramétricas realizadas. Dentre esses parâmetros, cinco são diferentes dos utilizados para a validação do modelo físico do Projeto Clouterre, são eles: a coesão (c_{ref}) os ângulos de atrito (ϕ) e de dilatância (ψ) o coeficiente de empuxo no repouso ($K_c^{nc} = 1 - \sin \phi$) e a razão de ruptura (R_f).

Tabela 4.2 - Parâmetros de entrada do solo de referência no Plaxis

| SOLO | | |
|-----------------|---------------------|----------|
| Parâmetros | Valores | Unidades |
| γ | 16,1 | kN/m^3 |
| E_{50}^{ref} | $35,23 \times 10^3$ | kN/m^2 |
| E_{sed}^{ref} | $28,37 \times 10^3$ | kN/m^2 |
| E_{ur}^{ref} | $10,57 \times 10^4$ | kN/m^2 |
| m | 0,5 | -- |
| c_{ref} | 10 | kPa |
| ϕ | 33 | ° |
| ψ | 0 | ° |
| ν_{ur} | 0,2 | -- |
| K_0^{nc} | 0,4554 | -- |
| p_{ref} | 100 | kN/m^2 |
| R_f | 0,9 | -- |

A Tabela 4.3 apresenta os parâmetros de referência de entrada no Plaxis da face. Esses parâmetros são os mesmos que os utilizados para a validação do modelo físico de solo grampeado.

Tabela 4.3 - Parâmetros elásticos da face - elemento plate

| FACE | | |
|------------|-----------------|-----------|
| Parâmetros | Valores | Unidades |
| EA | 2×10^6 | kN/m |
| EI | 1066,67 | kNm^2/m |
| d_{eq} | 0,08 | m |
| ν | 0,20 | -- |
| w | 0,632 | $kN/m/m$ |

A fim de avaliar o quanto a rigidez da face afeta o somatório da tração máxima dos grampos ($\sum T_{max}$), individualmente, análises foram conduzidas variando, respectivamente, a rigidez axial (EA) e rigidez à flexão da face (EI) da Tabela 4.3. Cada rigidez foi alterada quatro vezes e, em duas dessas alterações, o valor de EA e de EI foi reduzido em dez e cem vezes. Nas outras duas alterações, essas rigidezes foram aumentadas na mesma proporção. Também foi avaliada a influência da rigidez à flexão da face (EI) no deslocamento horizontal máximo da mesma. Vale lembrar que os parâmetros da Tabela 4.3 são referentes a uma face de 8 mm, a qual é feita com tela metálica e concreto projetado.

Na Tabela 4.4 são apresentados os parâmetros de três tipos de grampos. Os parâmetros do grampo identificado por Tipo I (tubo de alumínio) foram utilizados como referência nas análises paramétricas (Tabela 4.4a). Os parâmetros desse grampo são os

mesmos do grampo de maior rigidez axial (EA) - Grampo B - utilizado para a validação do modelo físico de solo grampeado. Os grampos Tipo II e III foram utilizados em algumas análises paramétricas complementares para avaliar como grampos com maior rigidez afetam o comportamento de escavações em solo grampeado. Os parâmetros de rigidez axial (EA) e de rigidez à flexão (EI) do Grampo Tipo II (Barra Equivalente) equivalem a uma proporção entre os dois outros tipos de grampos.

Tabela 4.4 - Parâmetros elásticos dos grampos utilizados nas análises paramétricas: (a) de referência; e (b) e (c) complementares - elemento plate

| GRAMPOS | | | | |
|------------|---------------------|---------------------------------|-------------------------------------|-----------|
| Parâmetros | Tipo I (a) | Tipo II (b) | Tipo III (c) | Unidades |
| | Tubo de Alumínio | Aço CA50 (Barra Equivalente) | Aço CA50 ($D = 32 \text{ mm}$) | |
| EA | $10,71 \times 10^3$ | $39,66 \times 10^3$ | $146,86 \times 10^3$ | kN/m |
| EI | 1,05 | 3,1415 | 9,3991 | kNm^2/m |
| d_{eq} | 0,03430 | 0,03083 | 0,02771 | m |
| ν | 0,2 | 0,3 | 0,3 | -- |
| w | 0,4799 | 0,79 | 0,79 | $kN/m/m$ |

Assim como a validação, as análises paramétricas foram conduzidas sob condição de trabalho. Logo, admitiu-se a hipótese de aderência perfeita entre o solo e o grampo e, por isso, não se fez uso de elementos de interface. Entretanto, para garantir que o esforço de tração fosse nulo na extremidade final do grampo, usou-se o artifício de atribuir, nessa região, uma pequena camada de material de elevada deformabilidade de aproximadamente $5 \times 5 \text{ cm}$. Foi verificado que o uso desse recurso não altera os esforços máximos de tração nos grampos e nem sua posição de atuação (as alterações foram extremamente baixas, em torno de 0,1%) e assegura pequenos esforços na ponta final do grampo, concordando com Dantas e Ehrlich (2001) e Damians et al. (2015).

Nas análises conduzidas visando avaliar a zona de plastificação da massa de solo, desconsiderou-se o artifício supracitado para que a região plastificada não fosse afetada por esse recurso.

Com relação a plastificação, no modelo *hardening soil* existe mais de um tipo de plastificação, no entanto, nesta pesquisa apenas a de ruptura foi considerada. Ou seja, a plastificação que ocorre no solo quando as tensões atingem a envoltória de resistência. Neste estudo se considerou o comportamento dos grampos elástico-linear, portanto não se avaliou a possibilidade de plastificação dos mesmos.

4.2 Malha de elementos finitos

A Figura 4.5 ilustra a malha de elementos finitos utilizada nas análises paramétricas com face vertical. Essa é formada por 20913 nós e 2586 elementos, sendo esses números variáveis de acordo com o domínio do problema, como por exemplo, a inclinação da face. Da mesma forma que na validação, nas análises paramétricas cada elemento triangular é composto por 15 nós e o tamanho relativo do elemento é de 0,667, valor este que reflete que a malha utilizada é refinada.

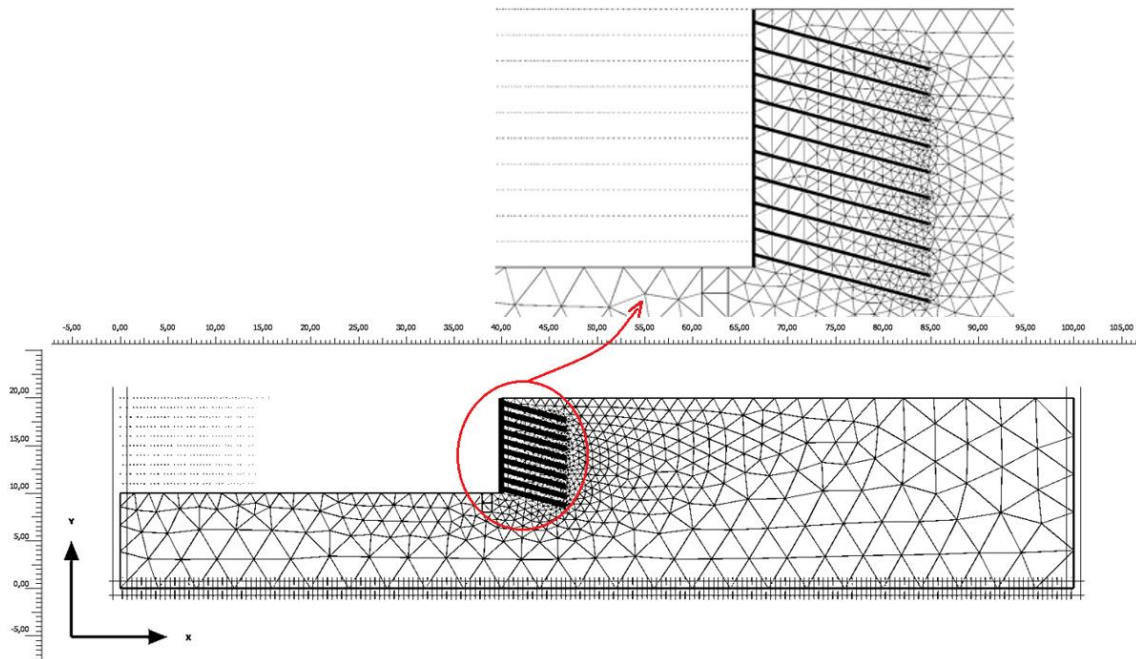


Figura 4.5 - Típica malha de elementos finitos utilizada nas análises paramétricas

4.3 Resultados e discussões das análises paramétricas

Na Figura 4.6 e na Figura 4.7, apresentam-se a tração máxima nos grampos e o deslocamento horizontal da face com a profundidade, respectivamente. Estas análises foram efetuadas considerando os parâmetros de referência do solo e das estruturas (face e grampo) apresentados nas Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4a. Neste estudo, variou-se a inclinação da face e o procedimento de execução da escavação (sem nicho e com nicho).

Fazendo uma análise para a mesma inclinação de face, é possível observar que a execução da escavação por nicho, quando cotejada ao processo de escavação sem nicho, conduz a menores movimentações laterais e a menores esforços máximos de tração nos grampos. Isso se dá, porque os grampos são elementos passivos e, portanto, só são mobilizados quando ocorre deformação da massa de solo reforçada. Como a escavação em nicho minimiza as movimentações é coerente que a tração máxima nos grampos seja menor. Contudo, isso não se aplica no último grampo, conforme mostra a Figura 4.6.

Diversamente da escavação sem nicho, na escavação por nicho os grampos da última linha são também mobilizados. Pois, como o processo de escavação segue lateralmente, cada trecho escavado gera alívio de tensão no trecho anterior, levando a deformação da massa reforçada ao lado e a conseqüente mobilização dos grampos. Na escavação sem nicho o solo nesse trecho é retirado todo de uma vez, e, portanto, não se verifica mobilização nesta última linha de grampos. Neste caso, os pequenos esforços de tração que possam vir a surgir têm origem no peso face, caso os grampos sejam conectados à mesma.

Na Figura 4.6, verifica-se também que para as escavações realizadas sem nicho, as maiores solicitações a tração ocorrem na linha de grampos nº 6, 7 e 8, independentemente da inclinação da face. Estas linhas de grampos situam-se entre 5 e 8 m de profundidade, ou seja, um pouco abaixo da região central da escavação. Nas escavações em nicho, essa independência da inclinação da face também é verificada, no entanto, a região em que ocorre as maiores solicitações a tração nos grampos é mais próxima ao pé da estrutura grampeada, acontecendo numa zona compreendida entre 7 e 9 m de profundidade (grampos nº 8 e 9).

Os resultados também indicam que a magnitude dos máximos esforços de tração mobilizada nos grampos cresce à medida que o faceamento se torna mais verticalizado. E, que os grampos próximos à superfície são menos solicitados a tração que os inferiores, ou seja, os grampos mais próximos do topo contribuem menos para estabilização do solo

que os grampos mais próximos à base da estrutura de solo grampeado. Tal constatação também foi observada por Springer (2001) e Lima (2002).

Análises adicionais foram efetuadas nas quais se variaram os parâmetros de coesão e ângulo de atrito do solo da Tabela 4.2, para 1kPa e 20kPa e para 28° e 38°, respectivamente. No Apêndice A.4 e no Apêndice A.5, tem-se resultados da tração máxima no grampo e do deslocamento horizontal da face com a profundidade, respectivamente. No Apêndice A.4, com exceção da curva “Face Vertical $c=1kPa$ ” onde o último grampo da análise da escavação sem nicho teve uma expressiva sollicitação e da curva “Face 2V:1H $c=20kPa$ ” em que a maior sollicitação a tração ocorre no grampo nº 9, os demais resultados apresentam-se de acordo com o que foi comentado anteriormente.

A Tabela 4.5 mostra os grampos mais sollicitados de cada análise, para escavação feita sem nicho, de acordo com a inclinação de face e parâmetro de resistência do solo.

Tabela 4.5 - Grampo mais sollicitado a tração de acordo com a inclinação de face e parâmetro de resistência

| Inclinação da Face | Referência | $c = 1kPa$ | $c = 20kPa$ | $\phi = 28^\circ$ | $\phi = 38^\circ$ |
|--------------------|------------|----------------------------------|-------------|-------------------|-------------------|
| | | Grampo mais sollicitado a tração | | | |
| Vertical | 8 | 8 | 8 | 7 | 8 |
| 8V:1H | 8 | 7 | 8 | 7 | 8 |
| 4V:1H | 6 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| 2V:1H | 8 | 7 | 9 | 6 | 8 |

Cotejando os resultados calculados da Figura 4.6 e do Apêndice A.4 com o resultado de Cartier e Gigan (1983), que foi apresentado na Figura 2.17, nota-se um distanciamento entre eles. Verificou-se que os resultados calculados para escavação sem nicho, a zona de atuação das máximas trações nos grampos se aproximam um pouco do resultado de Juran et al. (1984), o qual ocorre próximo a região central da escavação, porém com um limite inferior abaixo da mesma, conforme foi mostrado na Figura 2.18. Com relação aos resultados de Lima (2002), os quais ocorrem entre o meio e o pé da escavação, conforme foi mostrado na Figura 2.19, verificou-se que resultados calculados nesta pesquisa, se ajustam muito bem aos encontrados pelo autor. Deve-se destacar tal qual observado em muros de solo reforçado por Mirmoradi e Ehrlich (2017) que a zona de atuação das máximas trações nos grampos pode ser também influenciada pela altura de escavação. Para escavações com pequena altura devem ocorrer mais próximo à região central, enquanto para escavações com maiores alturas mais proximamente ao pé.

Os resultados calculados mostram que perto do topo da estrutura grampeada os esforços máximos então acima da linha K_0 para faces mais verticalizadas. Tais esforços

vão se aproximam dessa linha ou ficam até abaixo da mesma à medida que a inclinação da face reduz. Em uma faixa próxima ao meio da escavação, a tração máxima nos grampos está entre as linhas K_a e K_0 para quase todas as inclinações de face. Ficando abaixo da linha K_a , nessa região central, só a face com inclinação de 2V:1H. À medida que a profundidade aumenta, só os esforços das faces mais íngremes que seguem entre as linhas K_a e K_0 , os demais esforços, seguem abaixo de K_a . Quando a escavação chega bem próxima do pé da estrutura grampeada todos os esforços de tração estão abaixo da linha K_a . O que é coerente, pois a mobilização dos grampos é reduzida no final da escavação.

Na Figura 4.7 pode-se observar que, a inclinação da face influencia significativamente nos deslocamentos horizontais, os quais crescem de magnitude à medida que o faceamento torna-se mais íngreme, principalmente no topo da escavação. Nota-se que o deslocamento horizontal no topo só é máximo quando a escavação é feita sem nicho e com face vertical. À medida que, a inclinação da face diminui a posição do deslocamento horizontal máximo da mesma vai se deslocando para baixo, isto é, em direção ao pé da escavação, independentemente da forma da execução da escavação (sem nicho e com nicho). Conforme comentado, a escavação em nicho conduz movimentações laterais menores que a escavação sem nicho, porém observa-se que a diferença de magnitude entre deslocamentos horizontais das escavações realizadas sem nicho e com nicho reduz expressivamente do a diminuição da inclinação da face. Observa-se que o comportamento das movimentações laterais dos resultados cálculos estão condizentes com o resultado de Lima (2002), conforme foi ilustrado na Figura 2.27.

No Apêndice A.5 quase todos os gráficos mostram o mesmo comportamento que o apresentado na Figura 4.7. A exceção foi o gráfico das análises conduzidas considerando para o solo uma coesão de 1kPa, onde o deslocamento horizontal apresentou para a condição com face vertical, com nicho e sem nicho, o valor máximo no topo da escavação, o mesmo ocorrendo também para o caso da face com inclinação 8V:1H, sem nicho.

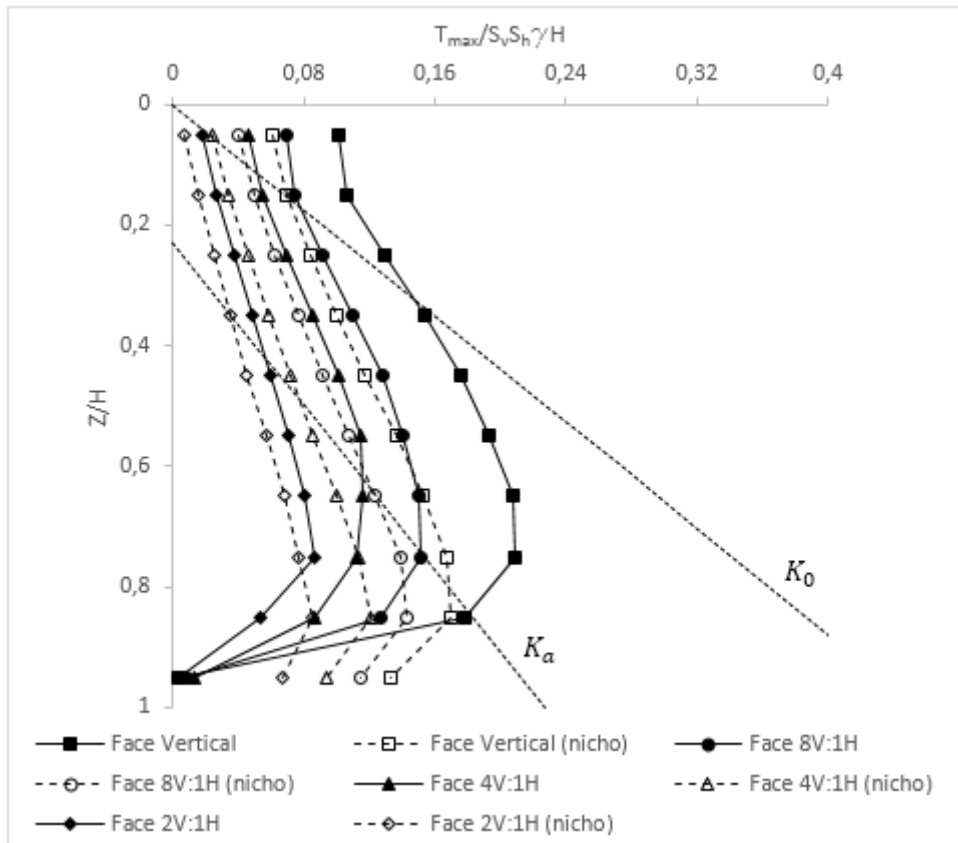


Figura 4.6 - Tração máxima no grupo com a profundidade para faces com diferentes inclinações

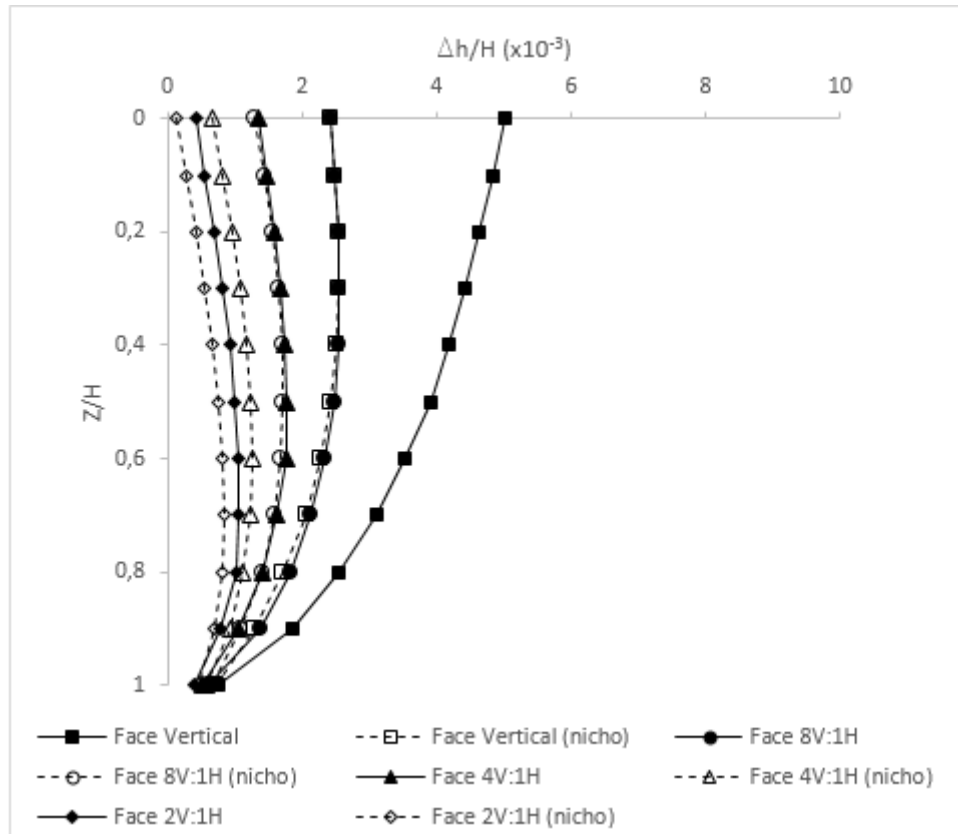


Figura 4.7 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para faces com diferentes inclinações

A Figura 4.8 e a Figura 4.9 mostram a relação entre somatório da tração máxima dos grampos, $\sum T_{max}$, com a inclinação da face, considerando, respectivamente, a variação da coesão e do ângulo de atrito. Os resultados mostram que, à medida que o faceamentos que tornam mais verticalizados o valor do $\sum T_{max}$ aumenta, sendo mais significativo esse aumento para menores valores de coesão e ângulo de atrito. Também pode-se observar que a diferença de magnitude entre o somatório da tração máxima dos grampos para escavações realizadas com e sem nicho aumenta com a diminuição os parâmetros de resistência do solo, sendo mais significativa para variação da coesão. Entretanto, observa-se na Figura 4.8 que, para face vertical e coesão do solo igual a 1kPa, apresenta-se muito pequena a diferença dos valores de $\sum T_{max}$ para escavações com e sem nichos. Na Figura 4.8 também se verifica que, para coesão de 20kPa, ocorre uma inversão de comportamento para escavações com faces menos verticalizadas. No caso o maior valor do somatório da tração máxima dos grampos se verificou na escavação com nicho.

Em regra, conforme foi mostrado na Figura 4.6 e no Apêndice A.4, com exceção dos últimos grampos, a magnitude da tração máxima mobilizada nos grampos em escavações realizadas sem nicho apresenta-se superior à verificada em escavações efetuadas por nicho, sendo que a diferença aumenta quando os parâmetros de resistência do solo diminuem e/ou a face se torna mais verticalizada. Nestas condições, por mais que a magnitude na tensão mobilizada no último grampo da escavação feita com nicho seja muito maior que a feita sem nicho, quando se faz o somatório da tração máxima dos grampos, o somatório correspondente a escavação feita sem nicho fica sempre mais elevado. No entanto, quando os parâmetros de resistência do solo aumentam e a face se torna menos verticalizada, a diferença de magnitude da tração máxima nos grampos da escavação realizada sem e com nicho diminui significativamente ao longo da profundidade escavada, mas, proporcionalmente, a diferença de magnitude da tração máxima no último grampo segue acentuada, fazendo com que o valor do somatório da tração máxima dos grampos da escavação feita por nicho fique muito próximo ou até maior do que o valor do somatório para a escavação feita sem nicho. Isso explica o comportamento observado no caso das análises tomando a coesão do solo igual a 20kPa (Figura 4.8).

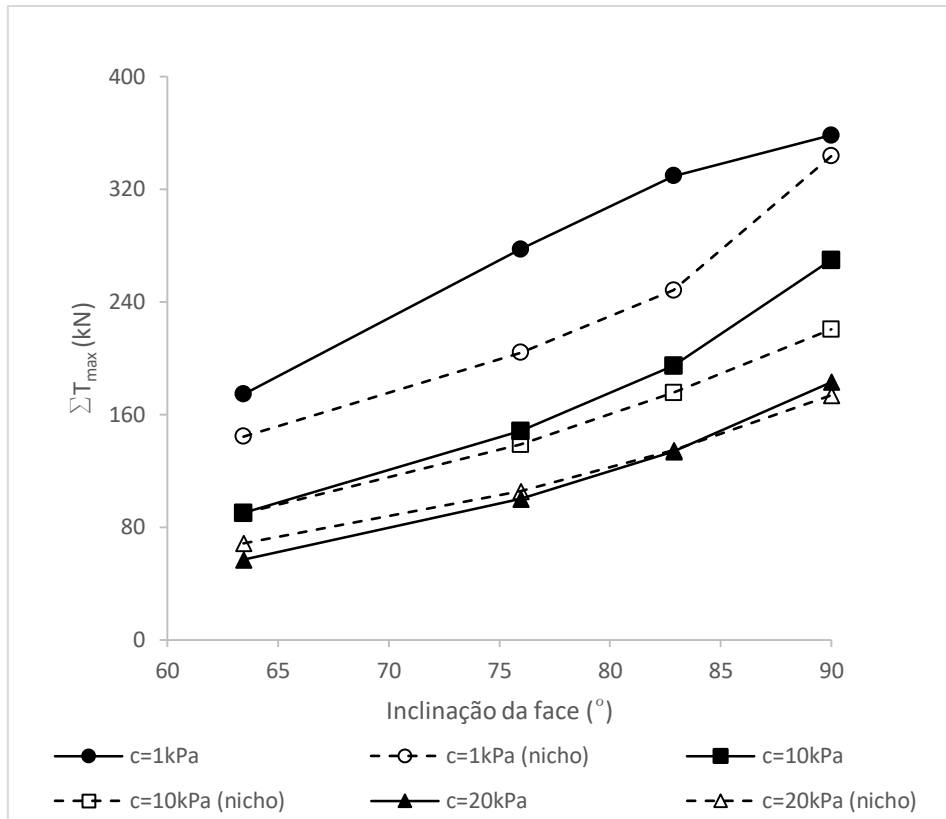


Figura 4.8 - Relação entre o somatório da tração máxima dos grampos, ΣT_{max} , a inclinação da face e a coesão do solo, cujo valor de 10kPa é referente as análises de referência

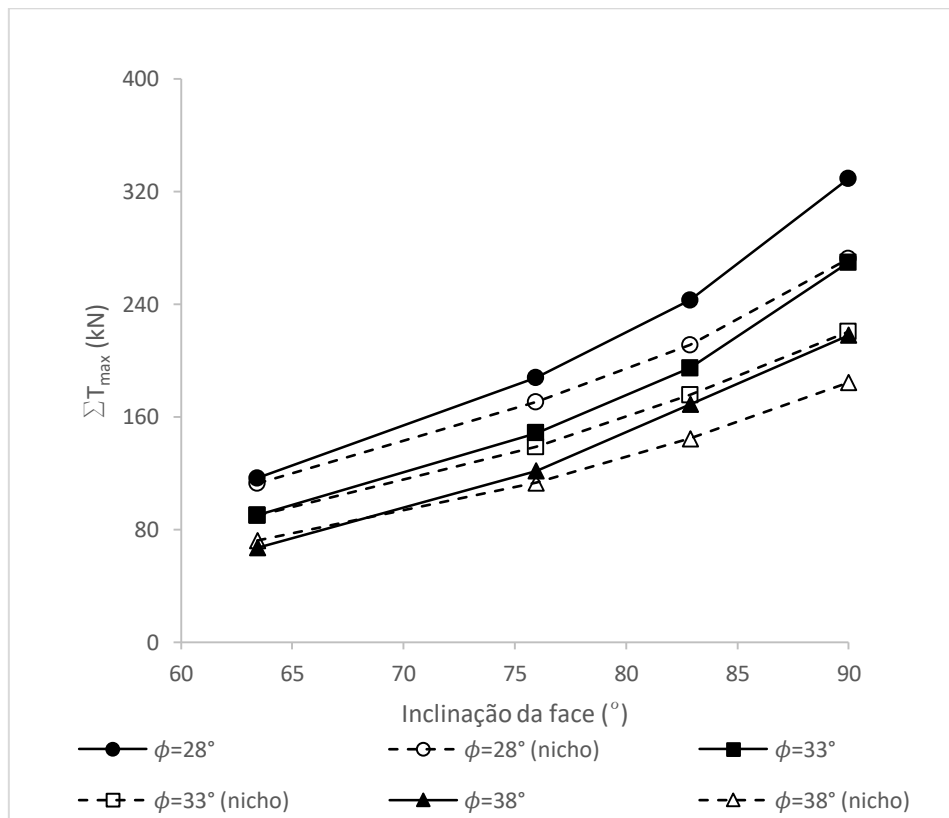


Figura 4.9 - Relação entre o somatório da tração máxima dos grampos, ΣT_{max} , a inclinação da face e o ângulo de atrito do solo, cujo valor de 33° é referente as análises de referência

A Figura 4.10 e a Figura 4.11 mostram a relação entre deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a inclinação da face, considerando, respectivamente, a variação da coesão e do ângulo de atrito. Os resultados indicam, conforme já comentado, que o valor do Δh_{max} aumenta à medida que o face que torna mais verticalizada, sendo mais significativo esse aumento para menores valores de coesão e ângulo de atrito. Os resultados também mostram, conforme comentado antes, que a diferença de magnitude entre o deslocamento horizontal máximo da escavação realizada sem nicho e com nicho aumenta expressivamente com a elevação da inclinação da face. Verifica-se que essa a diferença de magnitude é, em geral, mais exacerbada com a diminuição os parâmetros de resistência do solo.

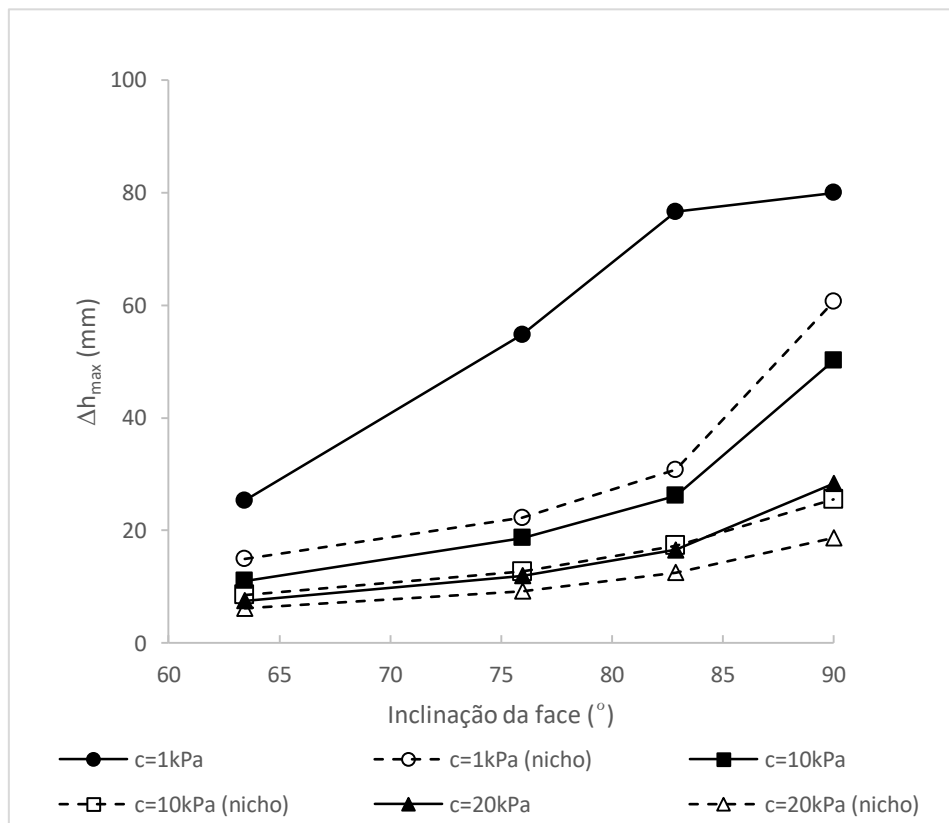


Figura 4.10 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , a inclinação da face e a coesão do solo, cujo valor de 10kPa é referente as análises de referência

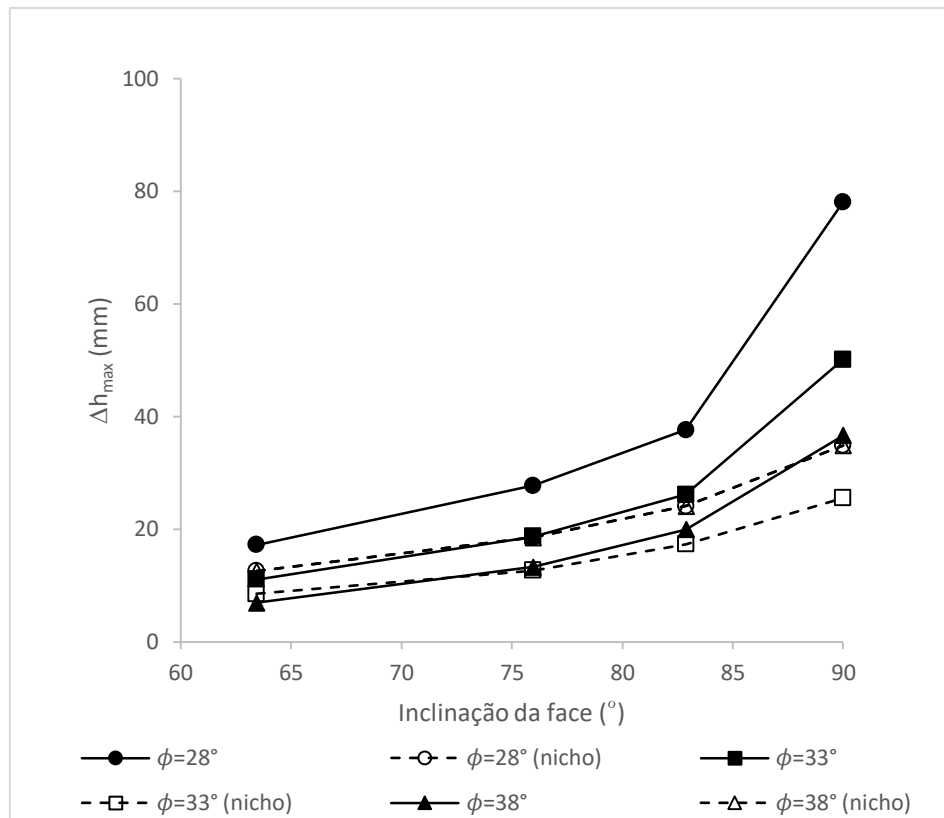


Figura 4.11 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , a inclinação da face e o ângulo de atrito do solo, cujo valor de 33° é referente às análises de referência

Na Figura 4.12 compara a tração máxima, T_{max} , e a tração na cabeça do grampo (conexão), T_0 , ao longo da profundidade. Pode-se observar que, na escavação executada sem nicho a tração máxima nos grampos é maior do que na escavação executada com nicho (com exceção do último grampo), no entanto, junto a face, é na escavação executada com nicho que se tem os maiores esforços. O que é coerente, pois o processo construtivo da escavação com nicho gera menor alívio de tensão junto a face e como a face possui revestimento, é razoável que na escavação executada com nicho a tração na conexão seja maior que na escavação realizada sem nicho. A tração na conexão é também função do tipo de revestimento da face, faces mais rígidas conduzem a maiores esforços na cabeça do grampo e faces com rigidez nula (ou seja, não há faceamento) a tração na conexão também será nula independentemente do tipo de escavação executada (com ou sem nicho). Verifica-se também que a curvas da tração na conexão e tração máxima nos grampos ao longo da profundidade apresentam formatos similares. O mesmo comportamento é também observado para outras inclinações de face (vide Apêndice A.6).

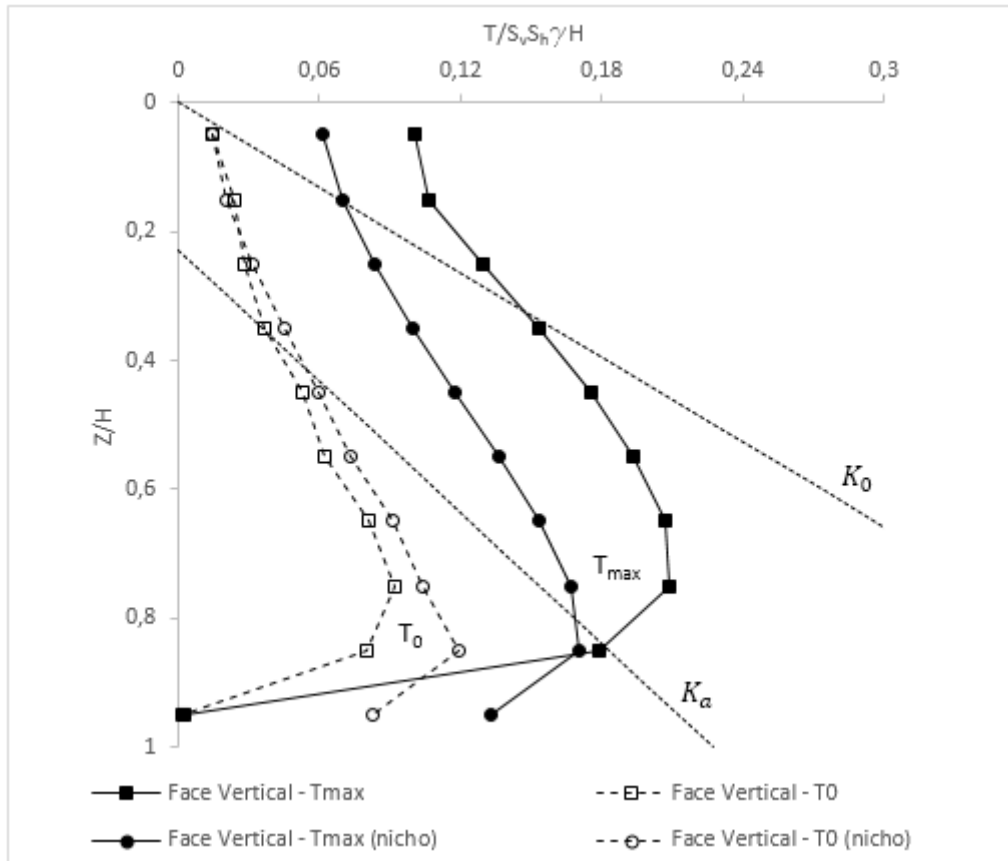


Figura 4.12 - Tração máxima no grampo e da tração na cabeça do grampo (conexão) com a profundidade para face vertical

A Figura 4.13 apresenta a tração na conexão, T_0 , ao longo da profundidade para diferentes inclinações de face. É possível observar que a magnitude dos esforços de tração na conexão cresce à medida que o faceamento se torna mais verticalizado. E, assim como verificado para tração máxima dos grampos, os reforços mais solicitados a tração na conexão são os grampos próximos à base da estrutura grampeada (grampos nº 8 e 9), independentemente da inclinação da face. Tais verificações vão de acordo com Ehrlich (2003), o qual indica que em taludes mais verticalizados, os esforços junto à face podem se apresentar mais elevados, próximo ao pé da escavação, podendo se tornar necessário o uso de faces estruturalmente resistentes nestas condições a fim de garantir a estabilidade local entre grampos.

Na Figura 4.13 também é possível verificar, como já foi comentado anteriormente, que na escavação executada com nicho a tração na conexão é maior que na escavação realizada sem nicho, independentemente da inclinação da face.

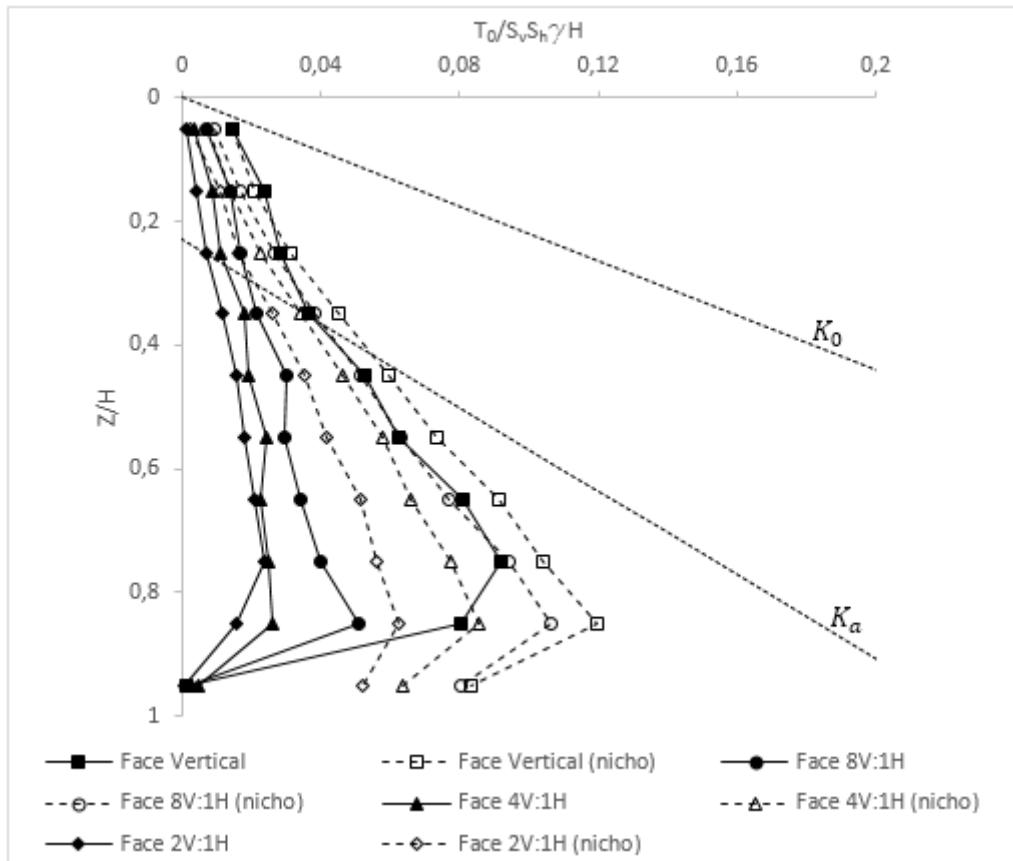


Figura 4.13 - Tração na cabeça do grampo (conexão) no grampo com a profundidade para faces com diferentes inclinações

4.3.1 Análises variando a rigidez do solo

Foram realizadas análises reduzindo em cinco e dez vezes os parâmetros de rigidez do solo (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref}) apresentados na Tabela 4.2, para avaliar o impacto destas variações nos esforços de tração mobilizados nos grampos e na deformação da face. Nas Figuras 4.14 e 4.15, observa-se que a redução de rigidez do solo leva para as escavações realizadas sem nicho, a maiores solicitações de tração nos grampos mais próximos do pé da escavação, numa região compreendida entre 6 e 9 m de profundidade. Ou seja, a zona escavada que possui os grampos mais solicitados desloca em 1 m de profundidade em relação aos resultados das análises anteriormente apresentadas. Quanto as escavações realizadas em nicho, verifica-se que não há alteração em relação ao que já foi discutido, pois os grampos mais solicitados seguem sendo os mesmos. A independência da inclinação da face, com relação a profundidade da região escavada em que ocorre as maiores solicitações a tração nos grampos, também é confirmada essas análises.

Os resultados também mostram que quando há uma redução significativa dos parâmetros de rigidez do solo, a tração máxima nos grampos, para face 2V:1H, passa a ser maior ao longo da profundidade para escavação realizada com nicho, a exceção são dos grampos próximos ao topo da estrutura e o penúltimo grampo onde a tração máxima é maior para escavação sem nicho.

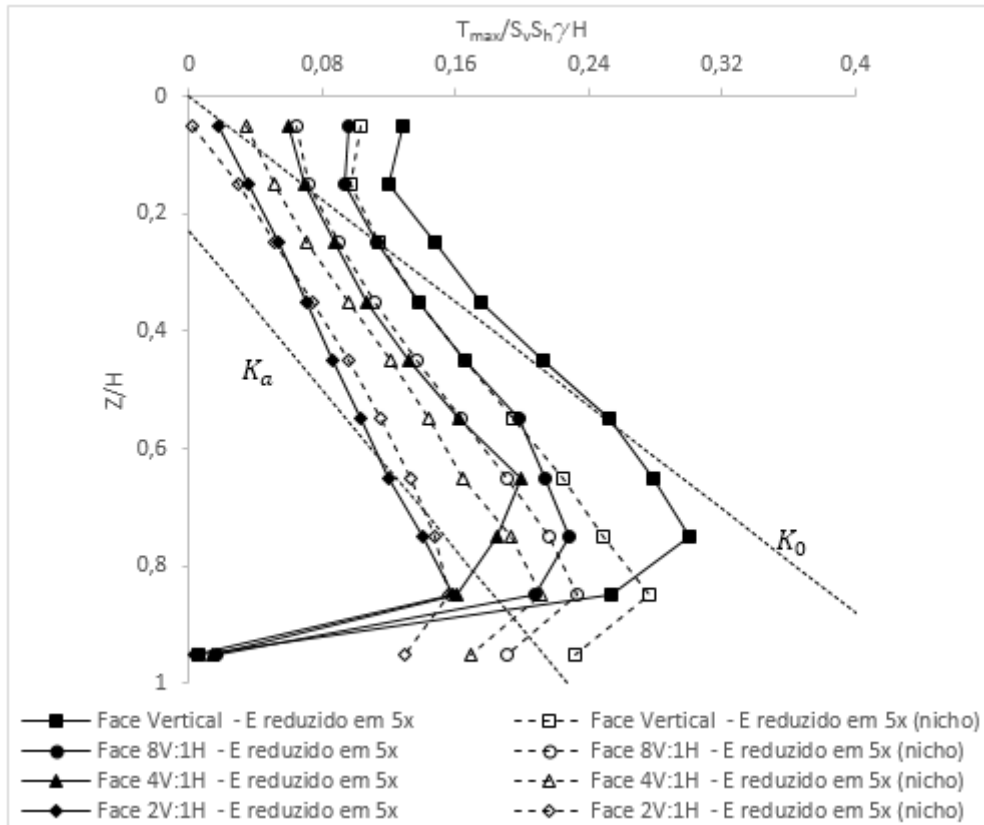


Figura 4.14 - Tração máxima no grampo com a profundidade, com redução de E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} em cinco vezes

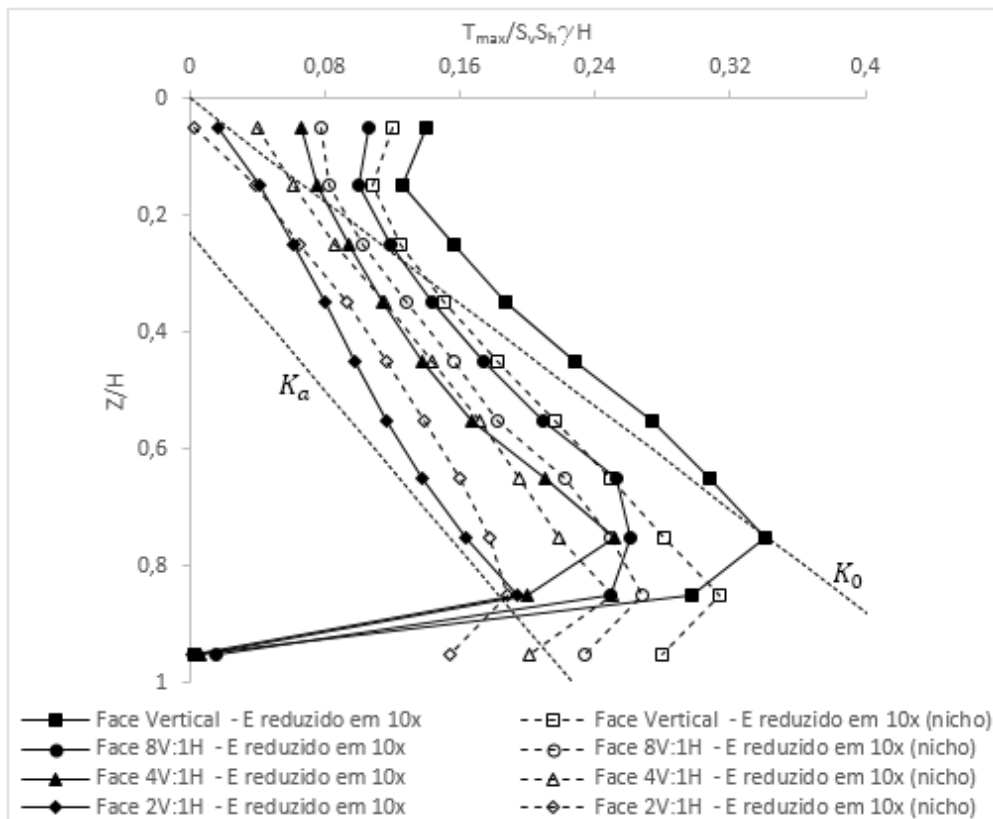


Figura 4.15 - Tração máxima no grampo com a profundidade, com redução de E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} em dez vezes

Na Figura 4.16 verifica-se que, quando existe redução da rigidez do solo, o somatório da tração máxima dos grampos, $\sum T_{max}$, é significativamente mais elevado para escavação realizada com nicho do que sem nicho, para inclinações da face de 4V:1H e 2V:1H. No caso da escavação com face 2V:1H a tração máxima na maioria dos grampos é mais elevada na escavação efetuada por nicho. Já no caso da escavação com face 4V:1H, a diferença de magnitude da tração máxima nos grampos na condição com e sem nicho diminui significativamente ao longo da profundidade escavada, sendo a diferença de magnitude da tração máxima no último grampo muito mais acentuada do que a verificada na análise de referência (Figura 4.6). Por isso, que na face 4V:1H também ocorre do somatório da tração máxima dos grampos ser significativamente mais elevado para escavação realizada com nicho quando a rigidez do solo é reduzida em 10 vezes. Vale comentar que caso a tração do último grampo fosse desconsiderada o $\sum T_{max}$ seria maior para escavação realizada sem nicho, no caso da face 4V:1H.

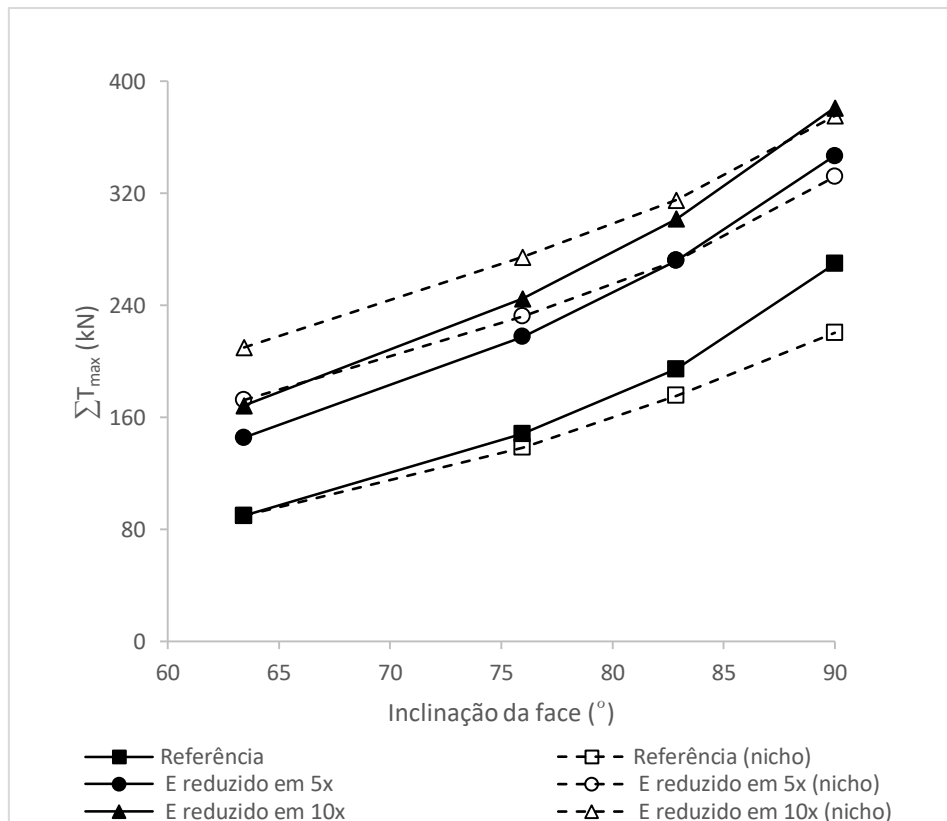


Figura 4.16 - Relação entre somatório da tração máxima dos grampos, ΣT_{max} , com a inclinação da face, considerando a redução de E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} em cinco e em dez vezes

As Figuras 4.17 e 4.18 apresentam os resultados das variações dos deslocamentos horizontais da face ao longo da profundidade escavada, com redução dos parâmetros E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} em cinco e dez vezes, respectivamente. Como esperado os deslocamentos crescem com a redução dos valores dos módulos de deformação. Para taludes com faces verticais, tem-se também que independentemente do valor considerado para os módulos de deformação do solo e do método de escavação (sem ou com nicho), o deslocamento horizontal no topo é máximo.

A Figura 4.19 mostra a relação entre a rigidez do solo, o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , e a inclinação da mesma. Observa-se que o valor do Δh_{max} aumenta à medida que o face que torna mais verticalizada, sendo mais significativo o aumento para menores rigidezes do solo. Verifica-se também que a diferença de magnitude entre deslocamento horizontal máximo da escavação realizada sem nicho e com nicho aumenta com a diminuição da rigidez do solo.

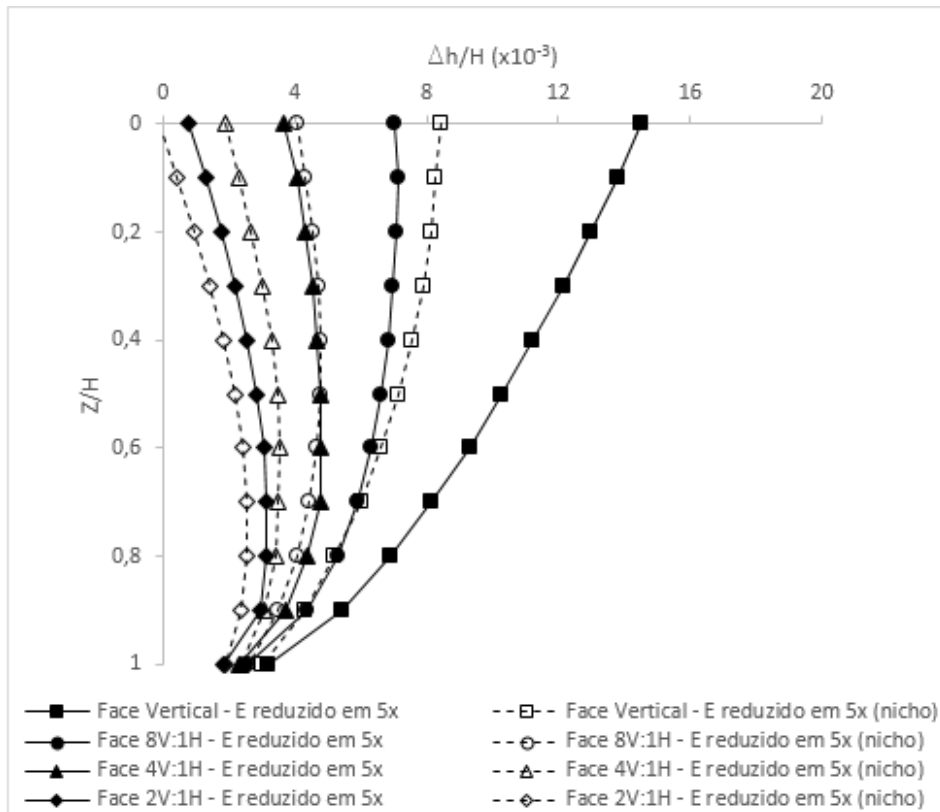


Figura 4.17 - Variação do deslocamento horizontal da face com a profundidade, com redução de E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} em cinco

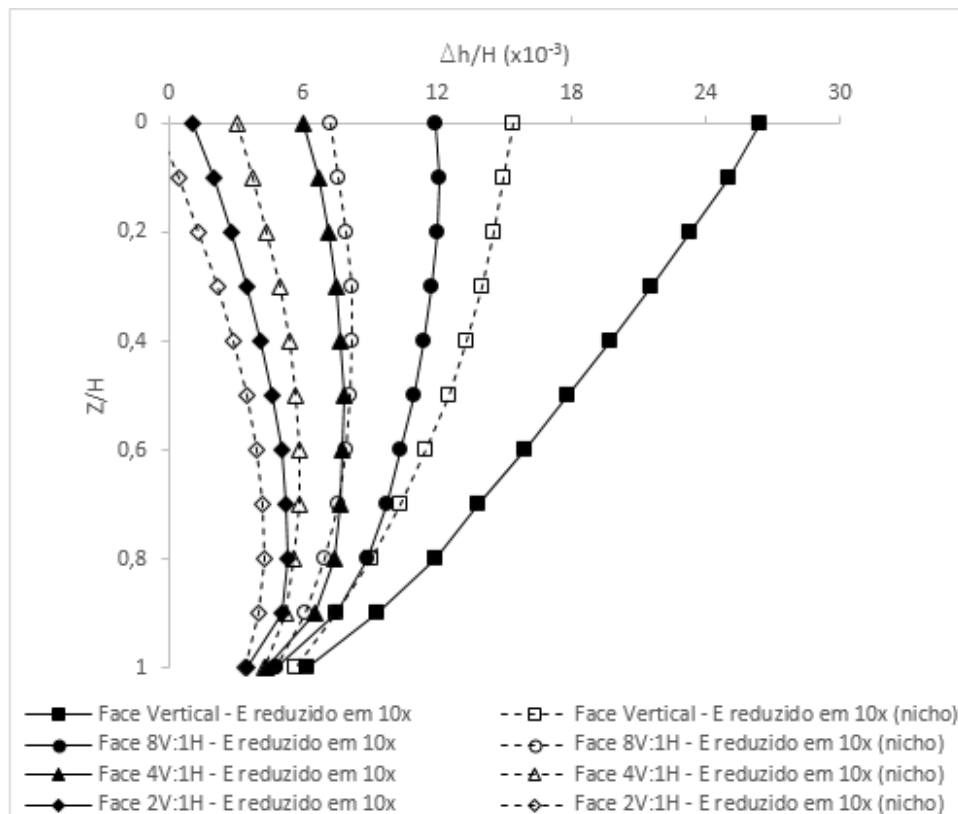


Figura 4.18 - Variação do deslocamento horizontal da face com a profundidade, com redução de E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} em dez vezes

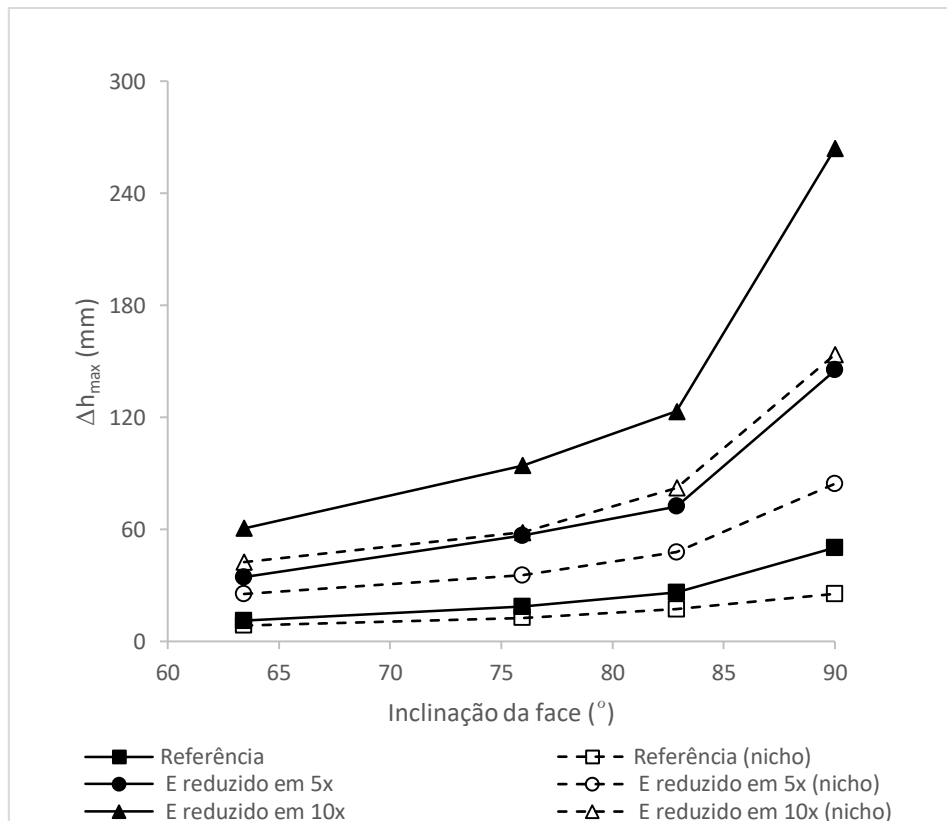


Figura 4.19 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a inclinação da face, considerando a redução de E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} em cinco e em dez vezes

4.3.2 Escavação próxima à base da estrutura em solo grampeado

Após a construção da estrutura em solo grampeado, análises foram conduzidas admitindo a hipótese de uma escavação na base de até 2 m de profundidade a uma distância de 1 m da estrutura grampeada para execução de uma fundação rasa para suporte de uma residência de dois pavimentos. A Figura 4.20 ilustra a geometria típica utilizada nas análises paramétricas em talude com face vertical.

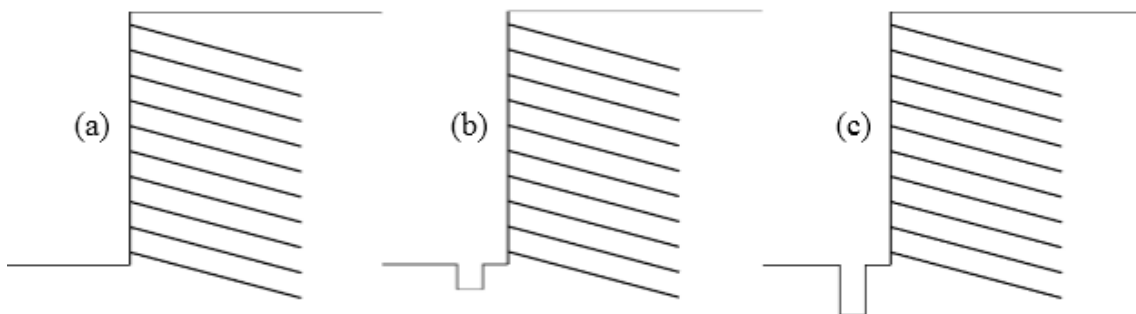


Figura 4.20 - Geometria típica de talude com face vertical onde há possibilidade de escavação próxima à base. (a) sem escavação, (b) 1 m de escavação e (c) 2 m de escavação

A escavação próxima à base da estrutura de solo grampeado provoca alívio de tensão e deformações na massa de solo reforçada, levando a uma maior mobilização nos

grampos. A Figura 4.21 mostra que, para uma estrutura grampeada com face vertical realizada por nicho, a tração máxima nos grampos sofre um significativo acréscimo com o aumento da profundidade da escavação próxima à base. No entanto, observa-se que isso não acontece quando a execução da estrutura é realizada sem nicho, pois no caso a tração máxima nos grampos não sofre alteração significativa na metade superior da estrutura (cerca de 5 m de profundidade). Neste caso considerando uma escavação de 1m de profundidade na base, a alteração da tração máxima nos grampos só foi observada na última linha de grampos. Para o caso de uma escavação próxima à base de 2 m de profundidade, as curvas de tração máxima nos grampos com a profundidade para as condições com e sem nicho se assemelham, a menos das duas últimas linhas de grampos. Em função da escavação próxima à base, a última linha de grampos da escavação sem nicho passa a ser mobilizada e, no caso da escavação com nicho, tem-se nesta linha a maiores solicitações.

Nas Figuras 4.22, 4.23 e 4.24 correspondentes a análises com inclinações da face de 8V:1H, 4V:1H e 2V:1H sob efeito de escavação próxima à base da estrutura grampeada, respectivamente, observa-se um comportamento similar ao verificado para o caso com faceamento vertical (Figura 4.21). Observa-se também que a profundidade, a partir do topo, em que a tração nas linhas de grampos, da escavação sem nicho, não sofre alteração significativa (devido a escavação próxima à base da estrutura grampeada), é um pouco maior, isto é, em torno de 6 m.

Para o caso da escavação sem nicho, a escavação vertical próxima à base da estrutura grampeada promove um pequeno acréscimo das cargas máximas nos grampos situados na metade superior da estrutura. Estes resultados estão de acordo com Clouterre (1991), que indica que a mobilização dos esforços de tração numa linha de grampo ocorre basicamente durante as três/quarto etapas subsequentes à escavação da camada considerada.

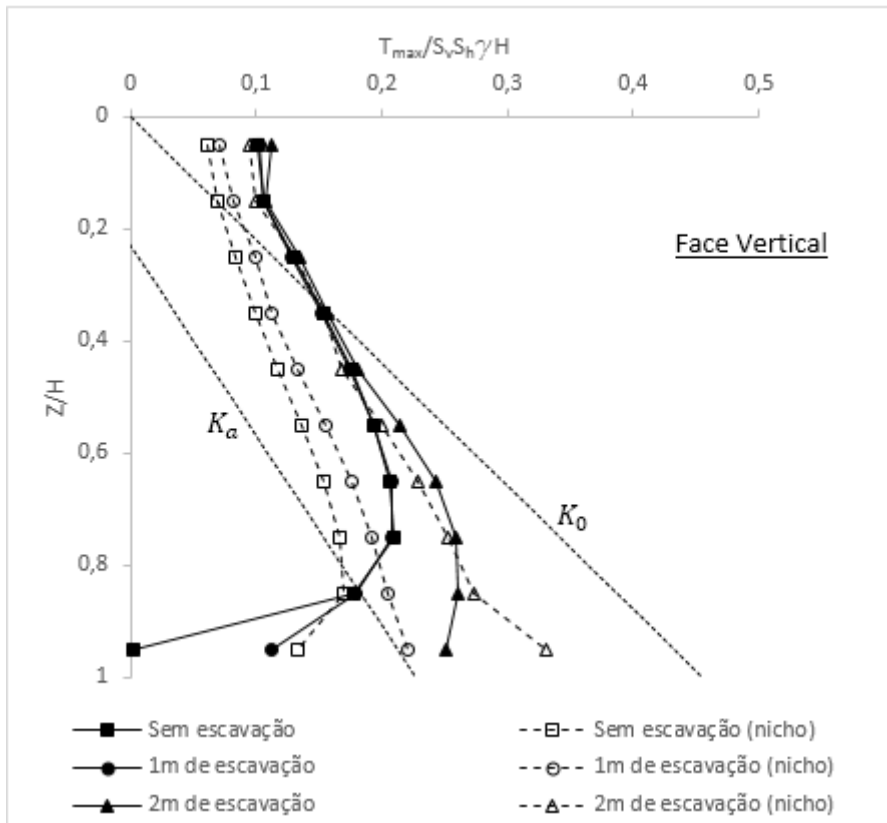


Figura 4.21 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face vertical, considerando também possível escavação próxima ao pé

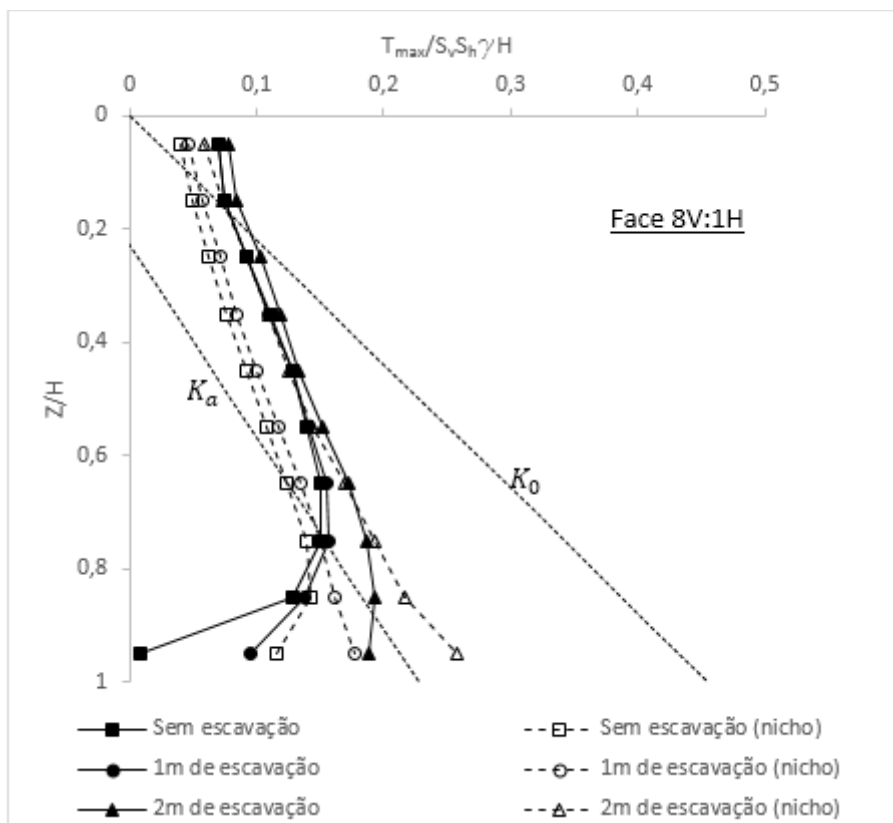


Figura 4.22 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face 8V:1H, considerando também possível escavação próxima ao pé

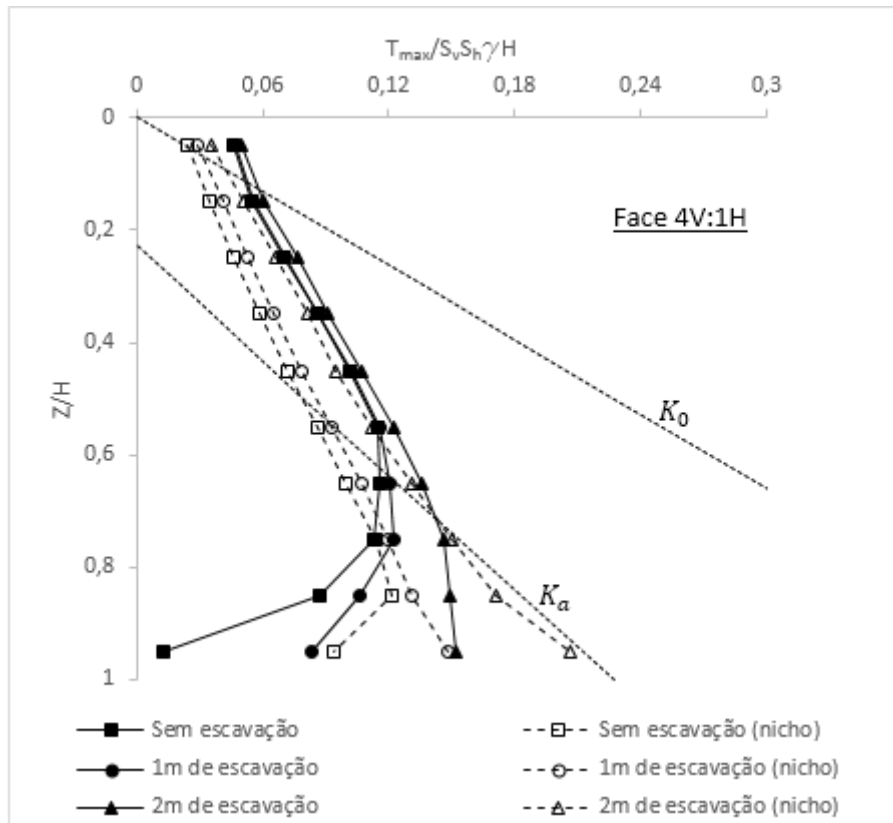


Figura 4.23 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face 4V:1H, considerando também possível escavação próxima ao pé

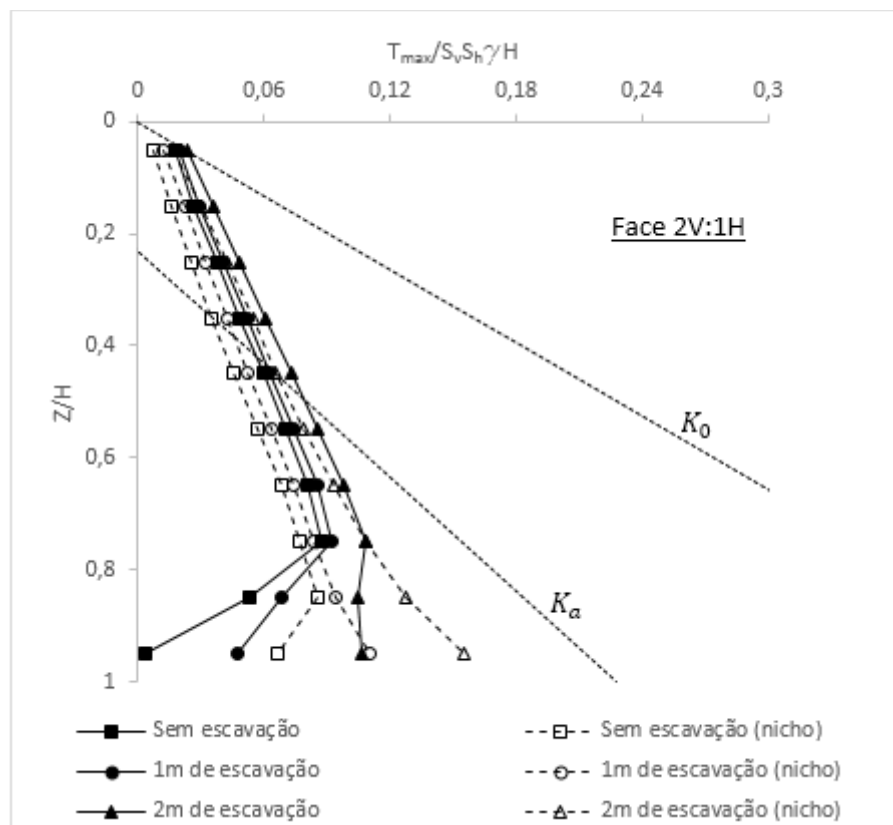


Figura 4.24 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face 2V:1H, considerando também possível escavação próxima ao pé

Na Figura 4.25, tem-se que o somatório da tração máxima dos grampos, $\sum T_{max}$, aumenta à medida que o face que torna mais íngreme, sendo mais significativo esse aumento para maiores profundidades escavadas próximo à base da estrutura grampeada. Os resultados também indicam que, a diferença de magnitude entre o valor de $\sum T_{max}$ da escavação feita sem nicho e com nicho diminui com o aumento de profundidade da escavação realizada próxima à base. Nesta figura tem-se que quando a escavação executada próxima à base atinge os 2 m de profundidade, o somatório da tração máxima dos grampos da escavação feita por nicho fica ligeiramente maior que o da escavação feita sem nicho. Isto ocorre pois com exceção dos últimos grampos, a magnitude da tração máxima nos grampos da escavação realizada sem nicho é maior do que a da escavação feita por nicho. No entanto, devido ao avanço da escavação próxima ao pé da estrutura, a diferença de magnitude da tração máxima nos grampos da escavação realizada com e sem nicho diminui significativamente com a profundidade escavada, porém o mesmo não ocorre nas últimas linhas de grampos. Em função disso, o valor de $\sum T_{max}$ da escavação feita por nicho se apresenta ligeiramente superior à efetuada sem nicho, quando a escavação próxima à base atinge os 2 m de profundidade.

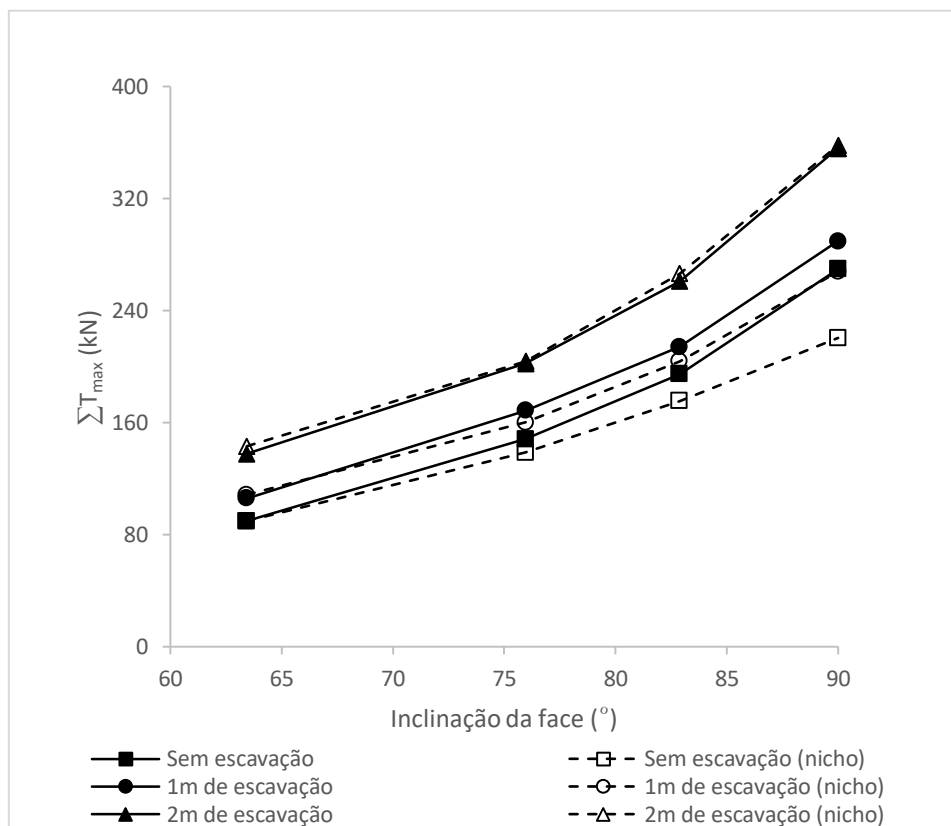


Figura 4.25 - Relação entre somatório da tração máxima dos grampos, $\sum T_{max}$, com a inclinação da face, considerando também possível escavação próxima ao pé

Ainda com relação a Figura 4.25, para caso de face vertical e escavação com nicho, verificou-se que, quando a escavação próxima à base atinge os 2 m de profundidade o valor de $\sum T_{max}$ aumenta em 160% se cotejado com a condição sem escavação. Para o caso em que a inclinação da face é de 4V:1H, o aumento de $\sum T_{max}$ fica em torno de 146% quando comparado com o valor de $\sum T_{max}$ da análise que não tem escavação próxima à base.

Na Figura 4.26, é apresentada a variação da tração máxima, T_{max} , e da tração na cabeça do grampo (conexão), T_0 , com a profundidade, sob o efeito de uma escavação próxima à base da estrutura. Excetuando próximo na base da estrutura, observa-se que o valor da tração na conexão se apresenta basicamente o mesmo, independentemente do tipo de execução adotado para a estrutura (com e sem nicho). Nas linhas de grampos posicionadas próximas à base, a tração da conexão apresenta-se mais elevada na estrutura realizada por nicho.

Nas Figuras 4.27, 4.28 e 4.29, têm-se resultados de análises correspondentes a estruturas com inclinação da face de 8V:1H, 4V:1H e 2V:1H, respectivamente. Observa-se que a diferença entre a tração na conexão da escavação realizada com e sem nicho aumenta significativamente de magnitude com a profundidade, sendo a tração na conexão da escavação realizada por nicho expressivamente maior. Independentemente do tipo de execução da estrutura grampeada (com ou sem nicho), os resultados mostram que o aprofundamento de 1m para 2m de uma escavação junto ao pé da estrutura, a menos da última linha de grampo, praticamente não afeta a tração mobilizada na conexão de linhas de grampos.

As Figuras 4.26, 4.27, 4.28 e 4.29, assim como já destacado nas análises dos resultados das Figura 4.12 e Figura 4.13, assinalam que a escavação executada sem nicho leva a uma tração máxima nos grampos mais elevada do que na escavação executada com nicho, com exceção dos últimos grampos. No entanto, junto a face, observa-se que, é a escavação executada com nicho que gera os maiores esforços. Observa-se também que a magnitude dos esforços de tração na conexão cresce à medida que o faceamento se torna mais verticalizado. Além disso, verifica-se que a curvas da tração na conexão e tração máxima nos grampos ao longo da profundidade apresentam formatos similares.

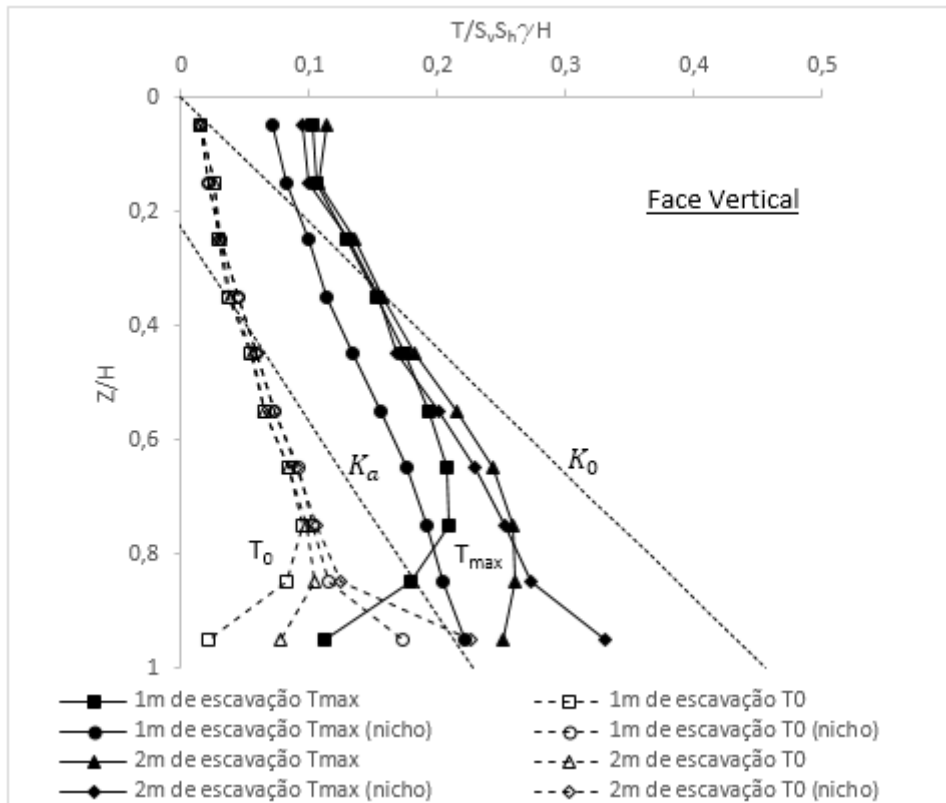


Figura 4.26 - Tração máxima no grampo e da tração na cabeça do grampo (conexão) com a profundidade, considerando face vertical e também possível escavação próxima ao pé

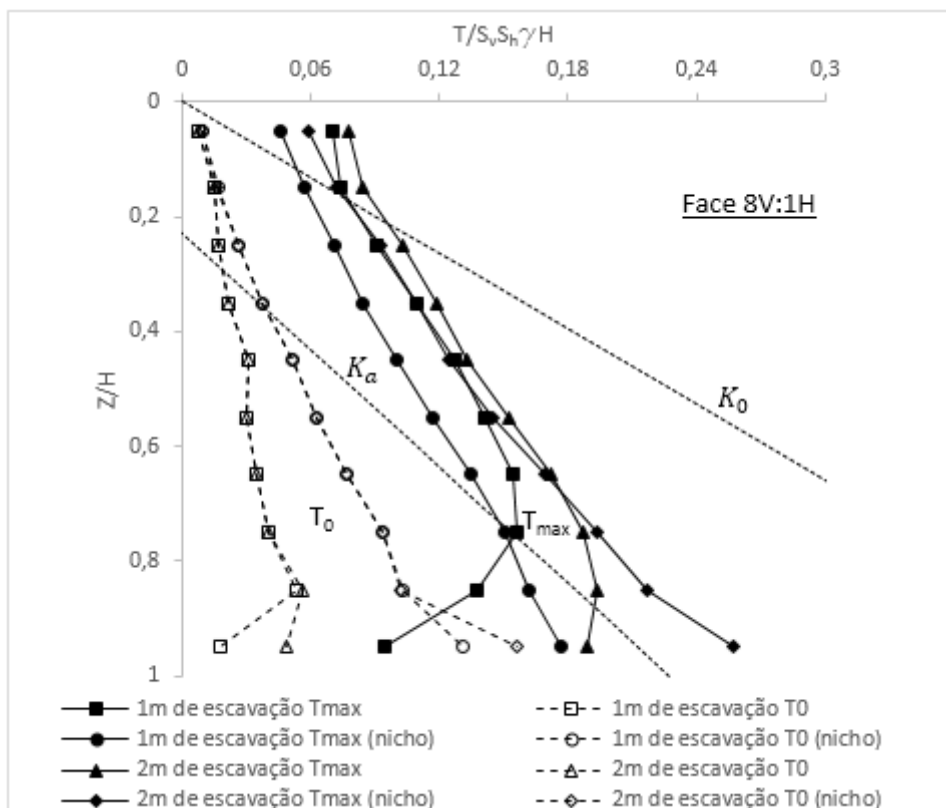


Figura 4.27 - Tração máxima no grampo e da tração na cabeça do grampo (conexão) com a profundidade, considerando face 8V:1H e também possível escavação próxima ao pé

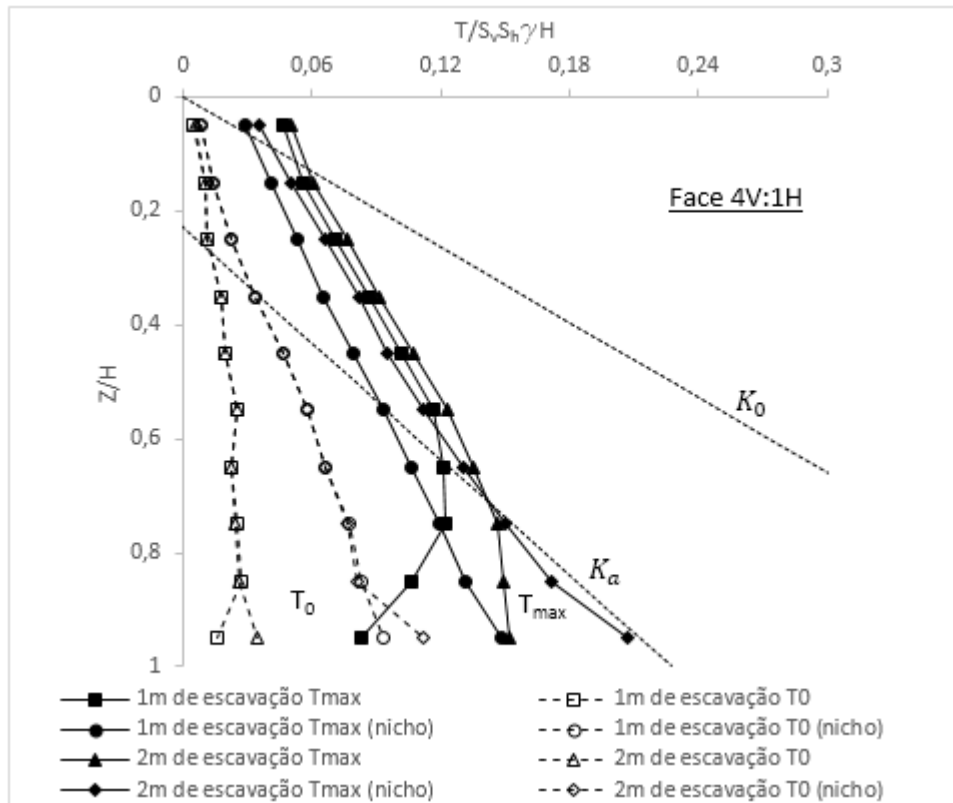


Figura 4.28 - Tração máxima no grampo e da tração na cabeça do grampo (conexão) com a profundidade, considerando face 4V:1H e também possível escavação próxima ao pé

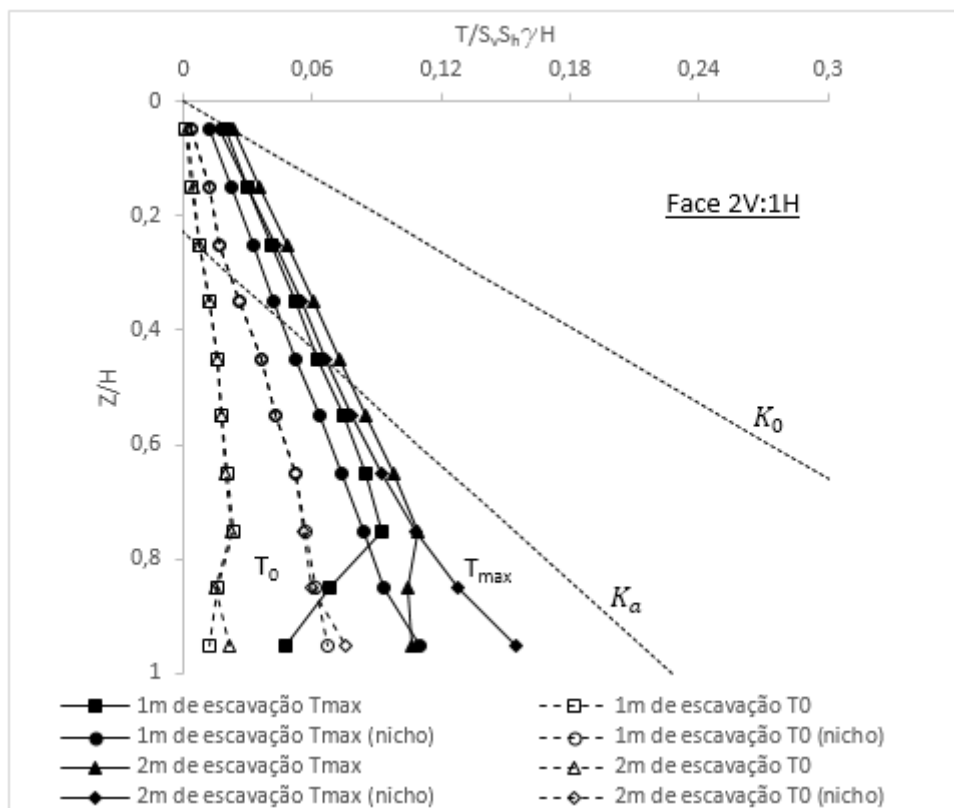


Figura 4.29 - Tração máxima no grampo e da tração na cabeça do grampo (conexão) com a profundidade, considerando face 2V:1H e também possível escavação próxima ao pé

Analisando a Figura 4.30 e a Figura 4.31, observa-se que com o aumento da profundidade da escavação próxima à base, de 1m para 2m, há um aumento nos deslocamentos horizontais da face como um todo, sendo que, proporcionalmente, os maiores deslocamentos ocorrem próximos à base da estrutura. No caso de talude com face vertical em que a escavação foi realizada sem nicho, o deslocamento horizontal no topo aumenta em 1,5 vezes quando a escavação próxima ao pé avança de 1m para 2m. Na base da estrutura, o deslocamento fica 2,2 vezes maior devido a esse avanço na escavação.

Em linhas gerais, a escavação por nicho minimiza os deslocamentos da face. No entanto, junto à base da estrutura de solo grampeado (Figuras 4.30 e 4.31), observam-se maiores deslocamentos da face quando uma estrutura é executada por nicho. Isso vale para toda as inclinações de face, ficando mais evidente quando a profundidade da escavação próxima ao pé, aumenta de 1m para 2m. Isso ocorre porque, teoricamente, no processo construtivo, utilizando escavação sem nicho, não há deslocamento junto à base quando o último grampo é instalado. Quando se faz a escavação próxima à base da estrutura tal região passa a sofrer movimentações, porém em menor intensidade se comparada ao processo de escavação por nicho.

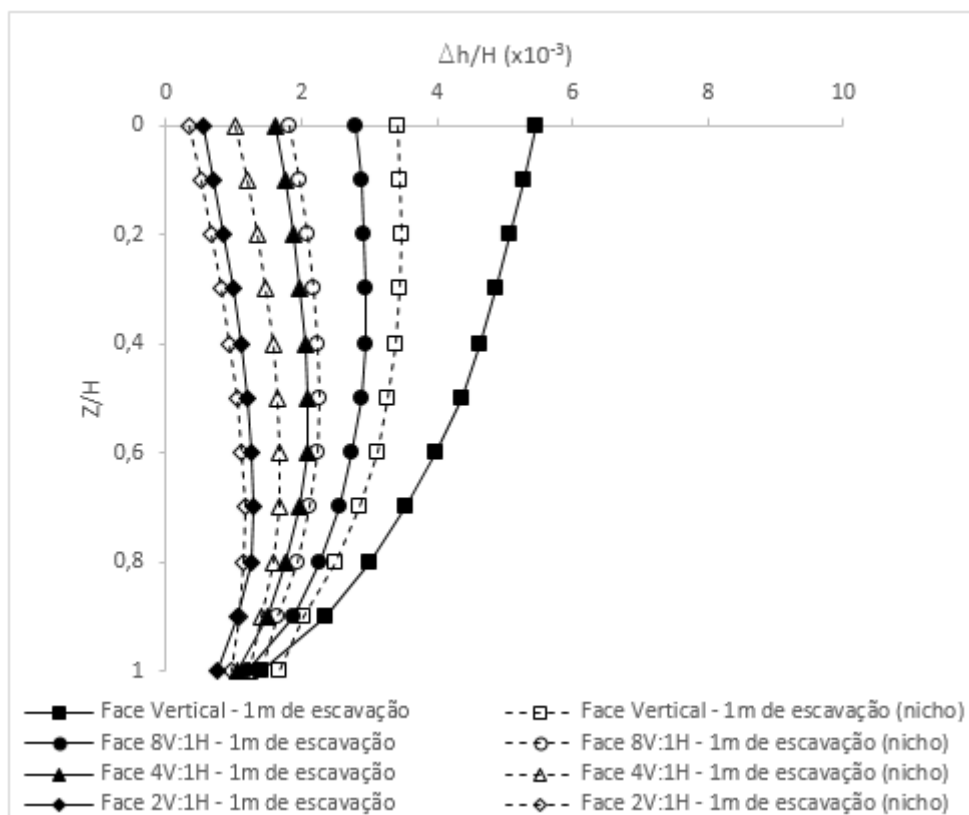


Figura 4.30 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para diferentes inclinações de face, e escavação de 1 m de profundidade próxima ao pé da estrutura grampeada

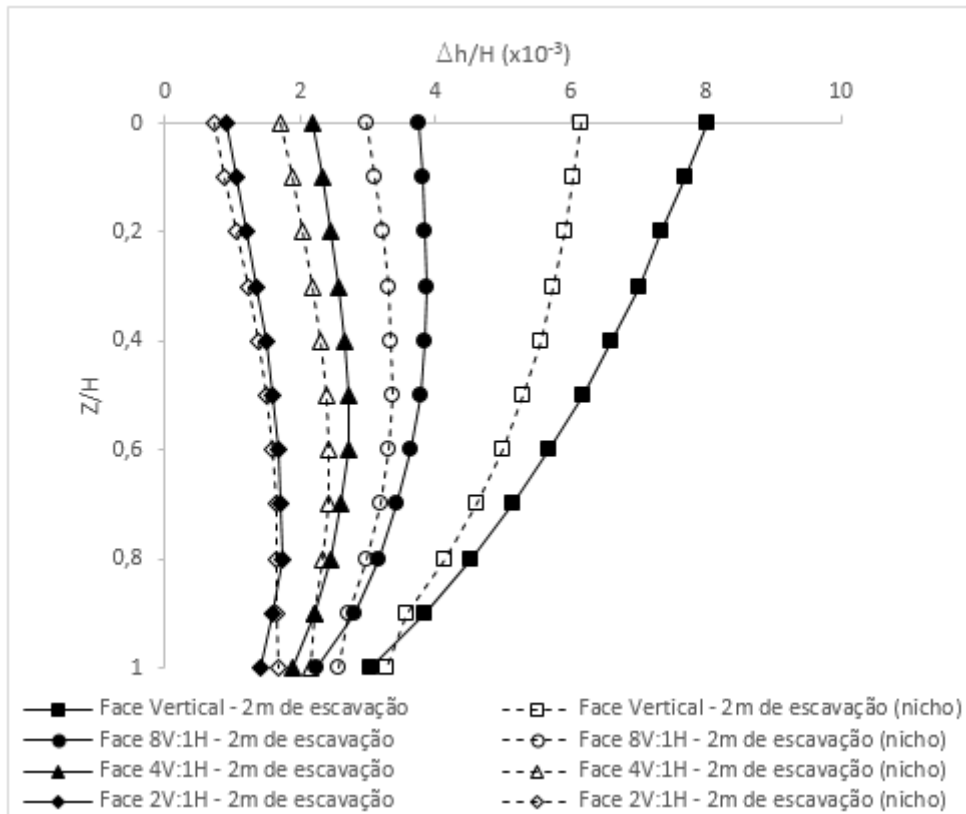


Figura 4.31 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para diferentes inclinações de face, e escavação de 1 m de profundidade próxima ao pé da estrutura grampeada

A Figura 4.32 mostra a relação entre deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a inclinação da mesma, considerando uma escavação próxima ao pé estrutura. Nota-se que o comportamento das curvas este gráfico é bastante similar aos resultados já apresentados para as outras análises. Contudo, verifica-se que, a diferença de magnitude entre deslocamento horizontal máximo da escavação realizada sem nicho e com nicho diminui com o aprofundamento da escavação próxima à base da estrutura. Além disso, similarmente às outras análises, observa-se que o valor do Δh_{max} aumenta à medida que a face se torna mais verticalizada, sendo mais significativo o aumento com o aprofundamento da escavação próxima ao pé estrutura.

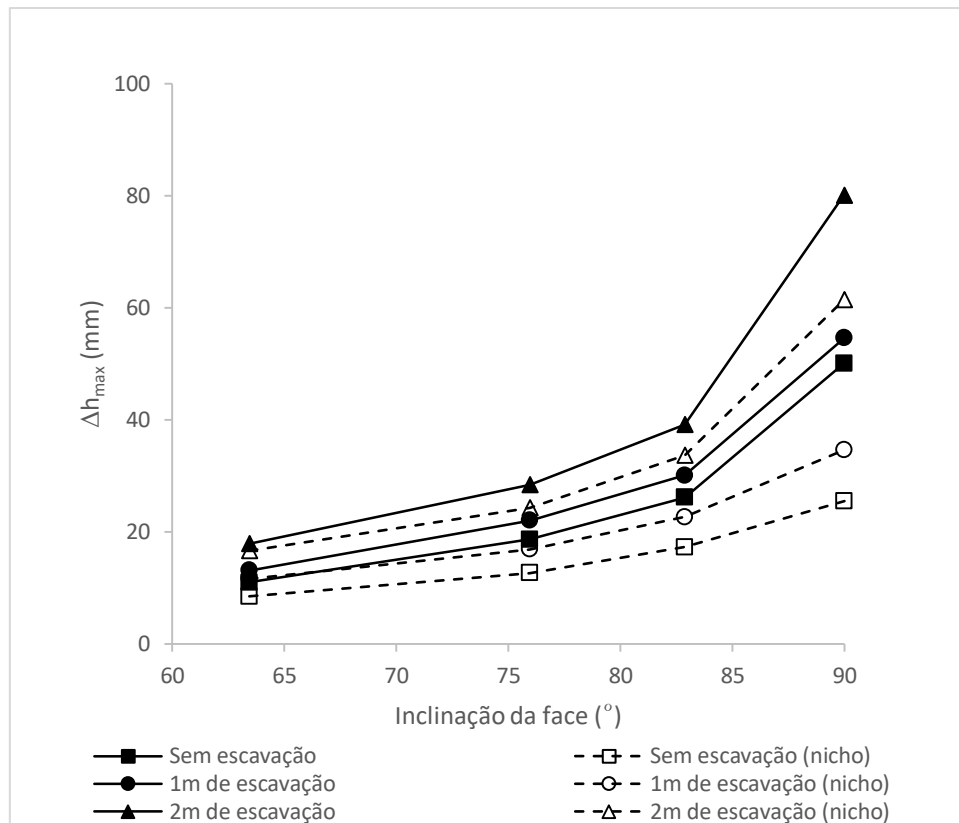


Figura 4.32 - Relação entre deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a inclinação da face, considerando também possível escavação próxima ao pé

4.3.3 Sobrecarga no topo de escavações em solo grampeado

Visando avaliar o comportamento da estrutura grampeada quando submetida a solicitações pós-construtivas, decorrentes, do já citado caso hipotético, da construção de uma edificação de até treze pavimentos, análises foram também efetuadas considerando a aplicação de carregamentos externos. Neste estudo, sobrecargas de $150kN/m$ foram aplicadas no topo da estrutura grampeada, iniciando a 2 m de distância da face, com extensões de 5 m, 10 m, 30 m e em “todo” o topo da estrutura. Na Figura 4.33, são ilustradas as extensões da sobrecarga das análises paramétricas com face vertical. Nas figuras 4.34, 4.40 e 4.41, estabeleceram-se para balizamento curvas correspondentes à condição ativa (K_a) e de repouso (K_0). No caso de carregamento externo, estas curvas foram estabelecidas considerando a sobrecarga como carregamento infinito, estas condições passam a ser referenciadas como K_a^* e K_0^* , respectivamente.

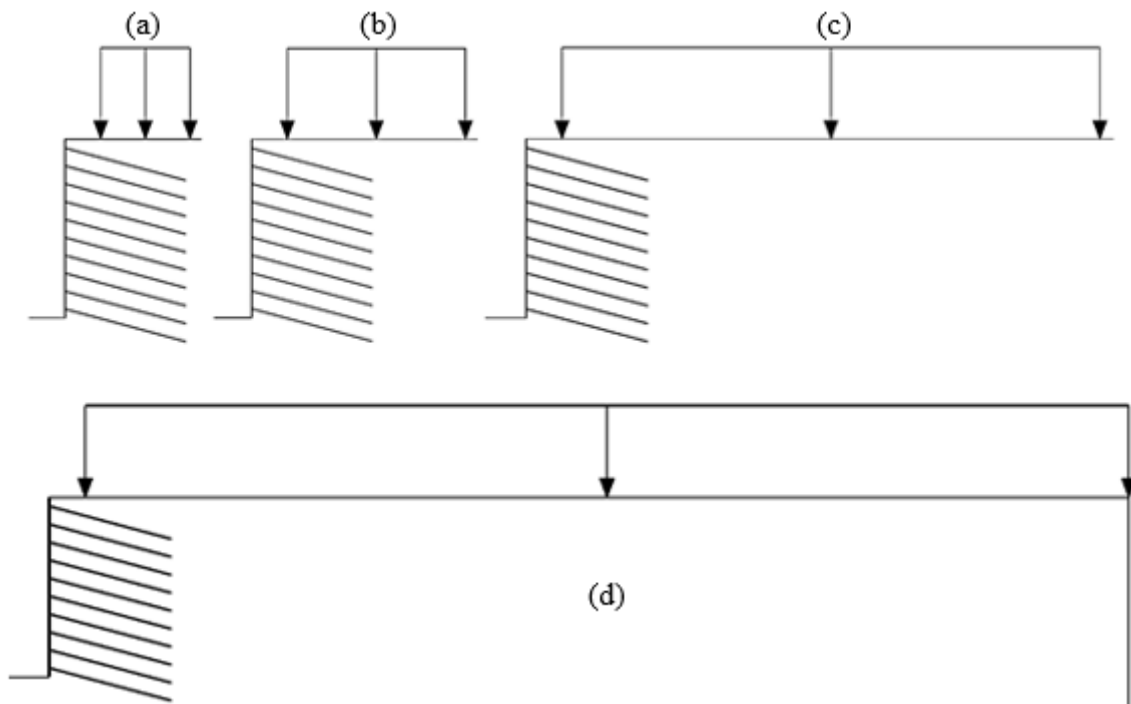


Figura 4.33 - Extensão da sobrecarga de 150kN/m aplicada no topo da escavação em solo grampeado: (a) 5m; (b) 10m; (c) 30 m e (d) em “todo” o topo

A Figura 4.34 mostra, para escavação com face vertical, que a aplicação da sobrecarga impacta significativamente na tração máxima dos grampos. Em linhas gerais, se observa que a tração máxima nos grampos fica entre as linhas correspondentes a K_a^* e K_0^* . Os resultados indicam que a extensão da sobrecarga ser de 5 m, 10 m ou em “todo” o topo da estrutura grampeada, causa praticamente o mesmo impacto na tração máxima dos grampos. A exceção é o trecho abaixo do meio da escavação para a sobrecarga de 5 m extensão, onde a sollicitação da tração máxima é menor. O que é razoável, visto que o acréscimo de tensão no solo para carregamentos finitos reduz de intensidade à medida que a profundidade aumenta. Essa análise também mostra que, a partir de 10 m de extensão o carregamento passa a ter um comportamento similar ao do carregamento infinito, pois o acréscimo de esforço de tração no grampo ao longo da profundidade é similar ao da sobrecarga aplicada em “toda” a extensão do topo. Note-se que, como neste estudo a sobrecarga inicia-se à 2 m da face, os acréscimos de carga independentemente da extensão da mesma variam com a profundidade. Isto não ocorreria no caso de carregamento infinito, nesta condição o acréscimo de tensão vertical no solo seria constante com profundidade. Tais observações também se verificam para as demais inclinações de face (vide Apêndice A.7).

Os resultados também indicam que, a aplicação da sobrecarga conduz a uma redução na diferença de magnitude entre as trações máximas nos grampos para a

escavação feita com nicho e sem nicho. Contudo, a tração máxima nos grampos na escavação executada sem nicho segue maior do que na escavação executada com nicho, com exceção dos últimos grampos, como será melhor detalhado mais à frente.

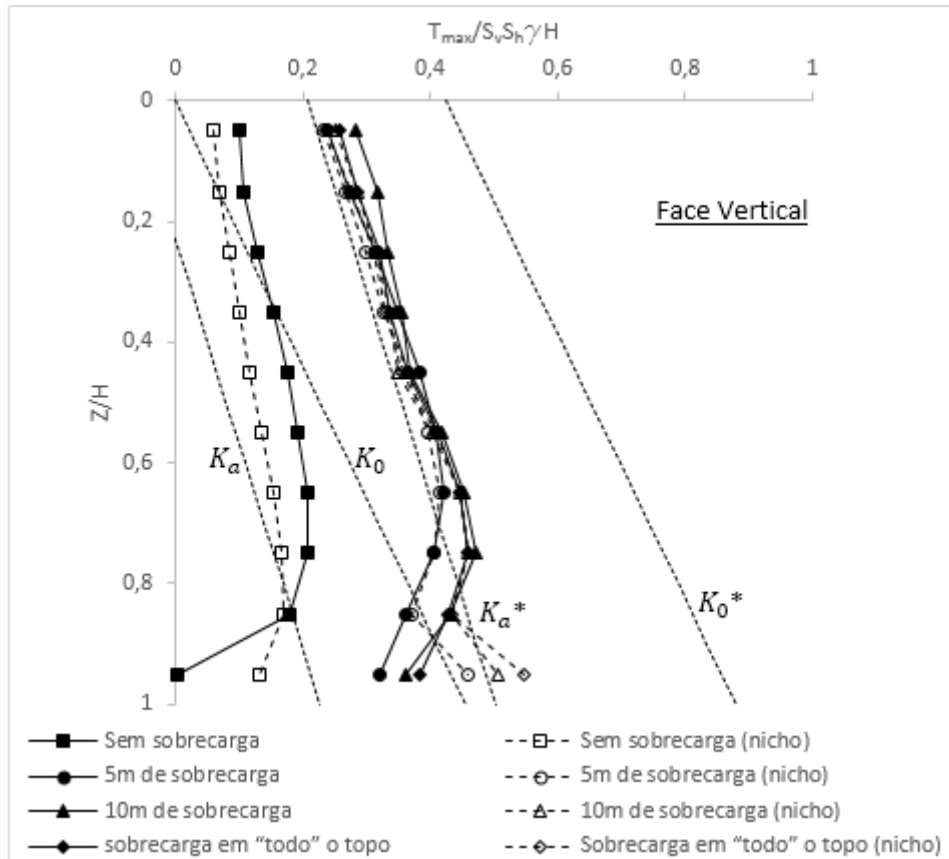


Figura 4.34 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face vertical, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo

A Figura 4.35 mostra a relação entre somatório da tração máxima dos grampos, $\sum T_{max}$, com a inclinação da face. Além do significativo acréscimo no somatório da tração máxima dos grampos devido a aplicação da sobrecarga, os resultados indicam que o valor de $\sum T_{max}$ aumenta à medida que os faceamentos se tornam mais verticalizados, conforme já comentado. No caso de faces verticais escavadas sem nicho, a aplicação de sobrecarga em "todo" o topo conduz a um aumento do somatório da tração máxima dos grampos 2,5 vezes maior se comparado com o caso sem sobrecarga. No caso de escavação por nicho, esse aumento é 3,2 vezes maior. Quando a face possui inclinação de 2V:1H, a sobrecarga leva a um aumento em torno de 3,9 vezes, para ambos os procedimentos de escavação (sem e com nicho), se comparado com o caso sem sobrecarga.

Observa-se a aplicação da sobrecarga, a execução da estrutura efetuada por nicho leva o somatório da tração máxima dos grampos a um valor ligeiramente superior. A

magnitude da tração máxima mobilizada nos grampos da escavação realizada sem nicho é superior à com nicho, com exceção da verificada nas últimas linhas de grampos. No entanto, como a diferença de magnitude da tração máxima, geralmente, é mais acentuada na última linha de grampos, o valor do somatório da tração máxima dos grampos da escavação feita por nicho fica muito próximo ou até superior à verificada na estrutura executada sem nicho.

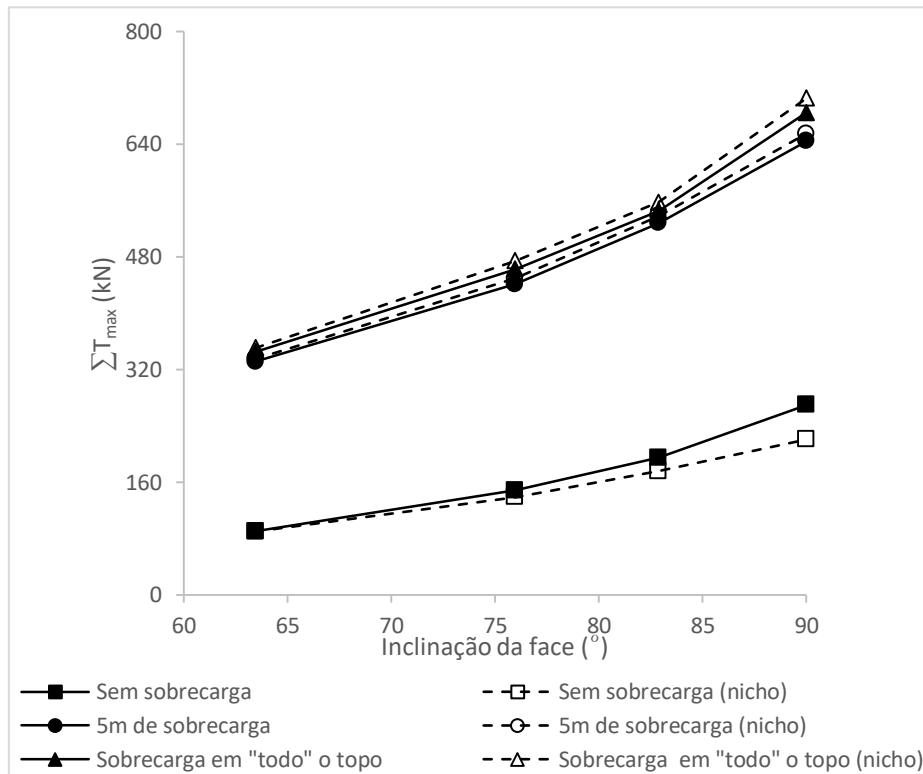


Figura 4.35 - Relação entre somatório da tração máxima dos grampos, ΣT_{max} , com a inclinação da face, considerando a aplicação de sobrecarga no topo

A Figura 4.36 ilustra a relação entre o somatório da tração máxima dos grampos, ΣT_{max} , e a extensão da sobrecarga, observa-se que para sobrecargas com extensões a partir de 10 m o valor de ΣT_{max} é praticamente constante para cada inclinação da face. Os resultados também mostram que a transição entre a sobrecarga de 5 e 10 metros de extensão, sofre uma suavização no aumento do ΣT_{max} quando a inclinação da face é reduzida. Assim, para faces com inclinações inferiores a 2V:1H o valor do ΣT_{max} tende a ficar aproximadamente constante para sobrecargas com extensões a partir de 5 m.

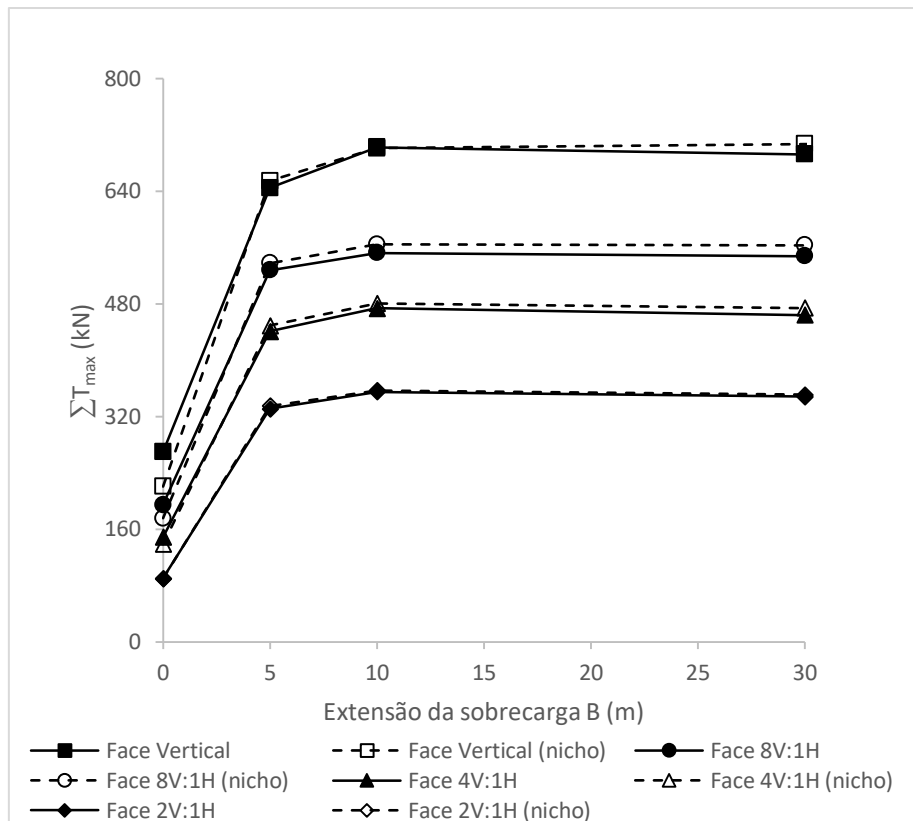


Figura 4.36 - Relação entre o somatório da tração máxima dos grampos, ΣT_{max} , e a extensão da sobrecarga, B

Na Figura 4.37, é apresentada a relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a sua inclinação, considerando a aplicação de sobrecarga no topo da estrutura. Observa-se um expressivo acréscimo no deslocamento horizontal máximo da face com a aplicação da sobrecarga, os resultados assinalam também um significativo aumento do deslocamento horizontal máximo com a inclinação da face. Os resultados também mostram que aplicar sobrecarga em “todo” o topo da estrutura conduzem a maiores deslocamentos horizontais máximos do que aplicar sobrecarga com extensão 5m. Também se observa que devido a aplicação da sobrecarga, a diferença de magnitude do deslocamento máximo entre a escavação feita com e sem nicho sofre uma redução, diferença essa que se mostra mais significativa para faceamentos mais íngremes.

A Figura 4.38 mostra a relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , e a extensão da sobrecarga, B . Considerando cada inclinação da face, verifica-se que o valor de Δh_{max} aumenta muito pouco para sobrecargas com extensões a partir de 10 m. Além disso, observa-se que para sobrecargas com extensões a partir de 5 m, a diferença de magnitude do Δh_{max} para escavação feita sem e com nicho é quase constante para cada inclinação de face, ocorrendo uma variação um pouco mais acentuada entre 5

e 10 metros de extensão de sobrecarga para a face vertical. Os resultados também mostram que essa diferença de magnitude aumenta bastante para maiores inclinações de face.

A Figura 4.39 mostra que o deslocamento da base da estrutura é bastante significativo, apresentando resultados próximos para a sobrecarga de 10 m de extensão e em “todo” o topo da estrutura grampeada e menor para a sobrecarga com extensão de 5 m. Os resultados também mostram que devido à sobrecarga, o deslocamento horizontal no topo da estrutura deixa de ser máximo para escavação com face vertical. Para outras inclinações de face, observaram-se comportamentos similares, os quais são apresentados no Apêndice A.8. Também se verifica que à medida que a inclinação do talude diminui, a posição das movimentações laterais máximas se aproxima do pé da escavação.

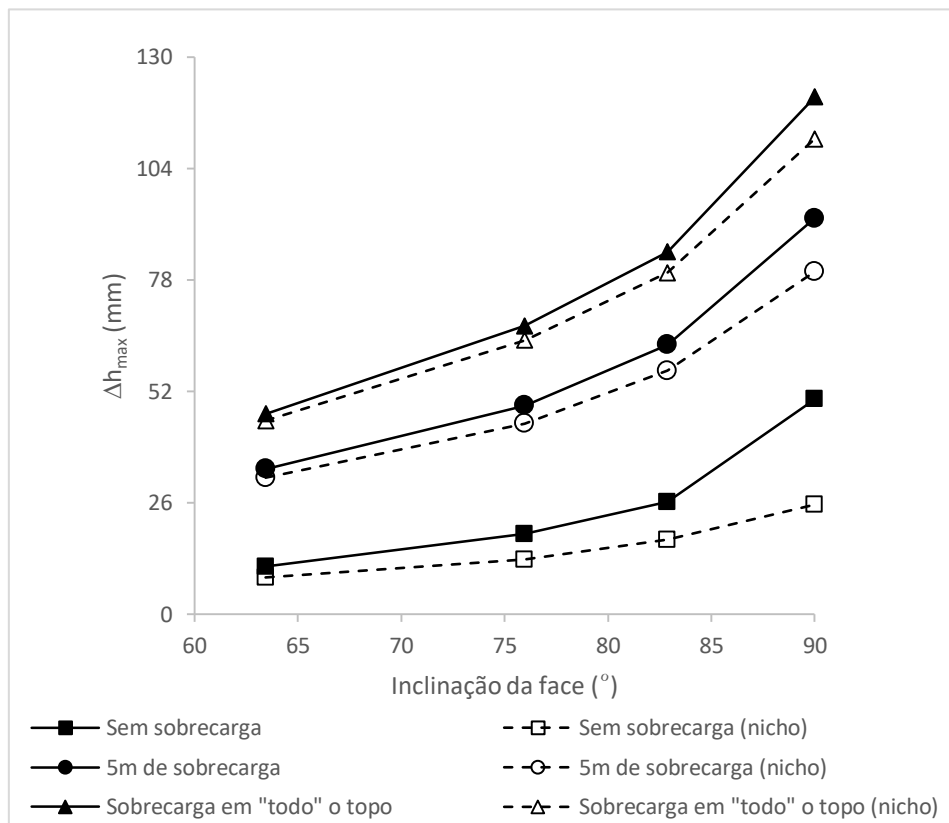


Figura 4.37 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a inclinação da face, considerando a aplicação de sobrecarga no topo

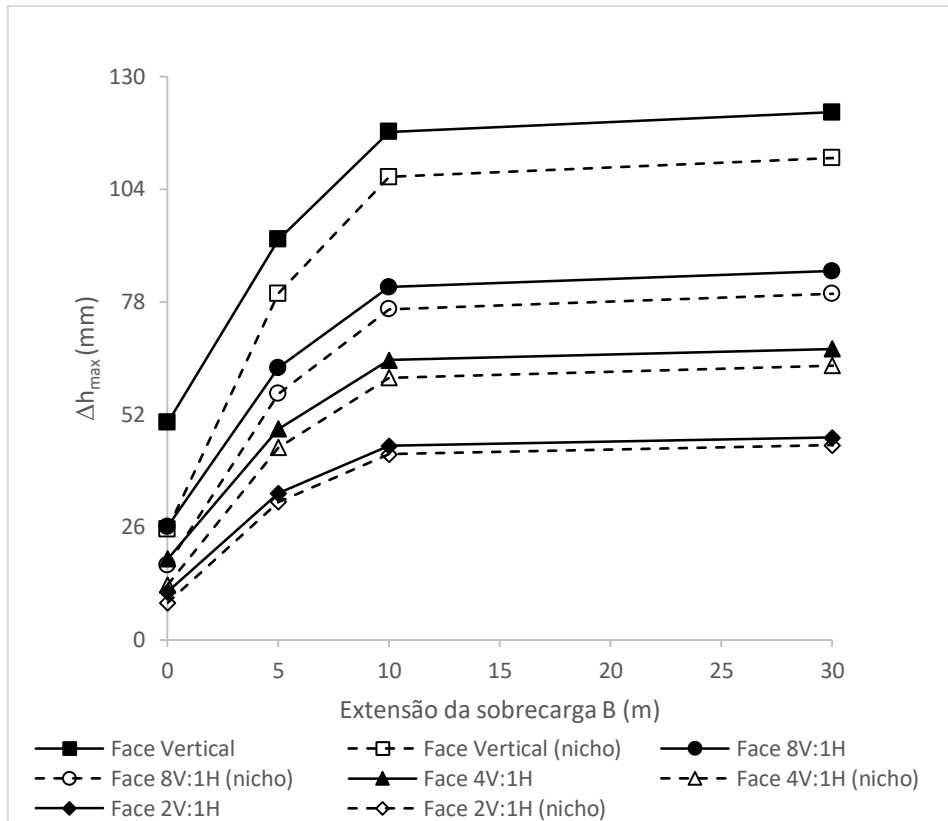


Figura 4.38 – Relação entre o deslocamento máximo da face, Δh_{max} , e a extensão da sobrecarga, B

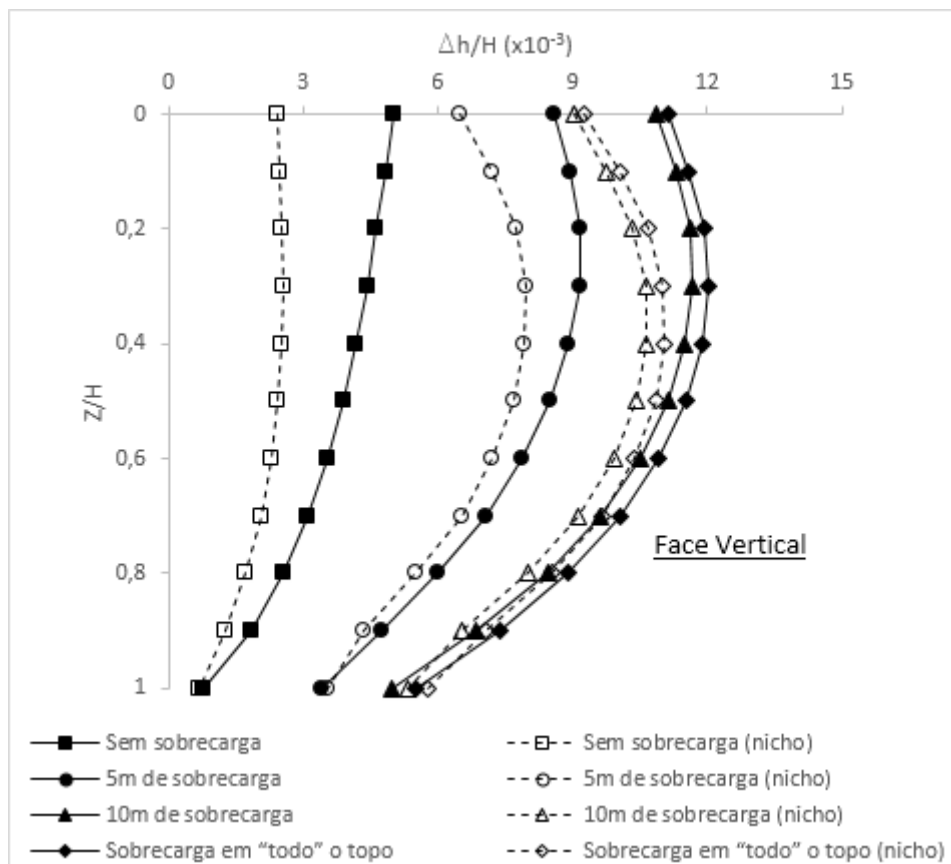


Figura 4.39 - Variação do deslocamento horizontal da face com a profundidade para face vertical, considerando a aplicação de sobrecarga de $150 kN/m$ no topo

A Figura 4.40 apresenta, para face vertical, a tração máxima no grampo e da tração conexão ao longo profundidade, considerando, no topo, a aplicação de sobrecarga de 150kN/m com extensão de 5 m. Com exceção dos últimos grampos, a tração máxima nos grampos da escavação realizada sem nicho segue sendo maior do que a tração máxima da escavação feita por nicho. Verifica-se também que a curva tração na conexão ao longo da profundidade tem um formato diverso da correspondente à tração máxima nos grampos. Também se observa que a tração na cabeça do último da escavação feita por nicho é maior que a tração máxima no último grampo da escavação feita sem nicho. Confirmando, que faces estruturalmente mais resistentes podem se fazer necessárias nas escavações por nicho para evitar instabilidade local entre grampos. Tais observações também se verificam para outras inclinações de face como mostra as figuras do Apêndice A.9.

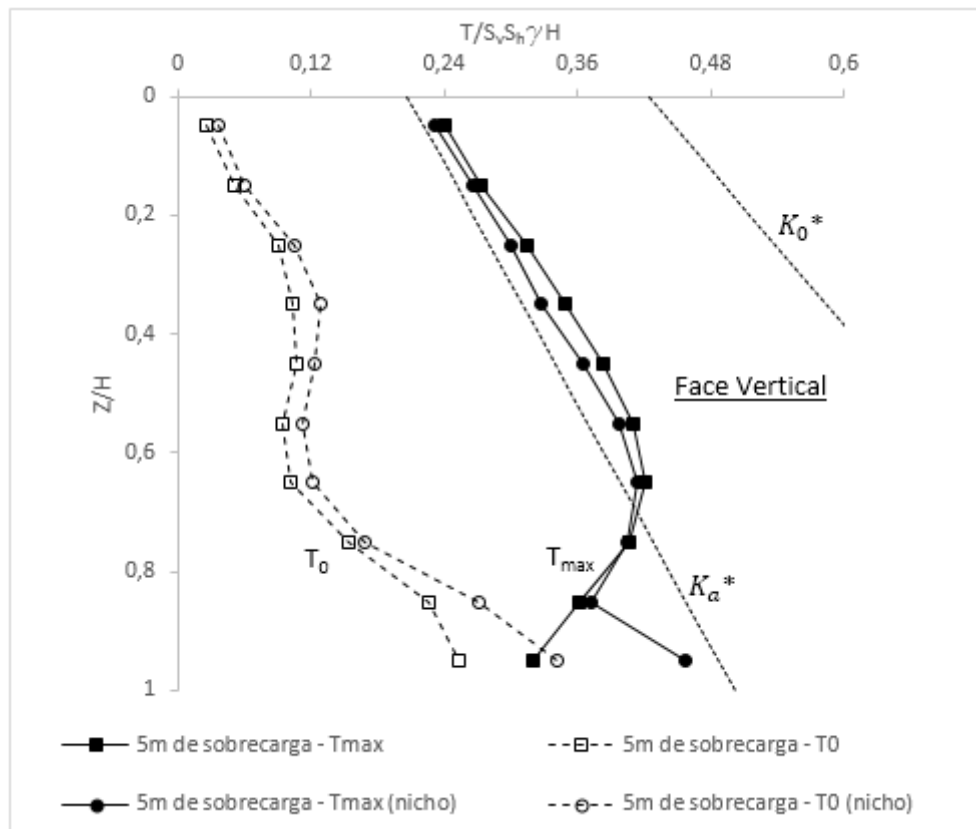


Figura 4.40 - Tração máxima no grampo e da tração na cabeça do grampo (conexão) com a profundidade para face vertical, considerando a aplicação de sobrecarga de 150kN/m no topo

A Figura 4.41 mostra a tração na conexão, T_0 , ao longo da profundidade para diferentes inclinações de face. Observa-se que, devido a aplicação da sobrecarga no topo da estrutura, a diferença de magnitude entre dos esforços de tração na conexão para escavação realizada com e sem nicho diminuiu. As demais verificações já comentadas

para as outras condições de contorno seguem válidas para essa análise. Como por exemplo que a magnitude dos esforços de tração na conexão cresce à medida que o faceamento se torna mais verticalizado ou que na escavação executada com nicho a tração na conexão é maior que na escavação realizada sem nicho, independentemente da inclinação da face. Análises considerando a extensão da sobrecarga com 10 m, 30 m e em “todo” o topo apresentaram resultados similares aos da extensão de 5 m.

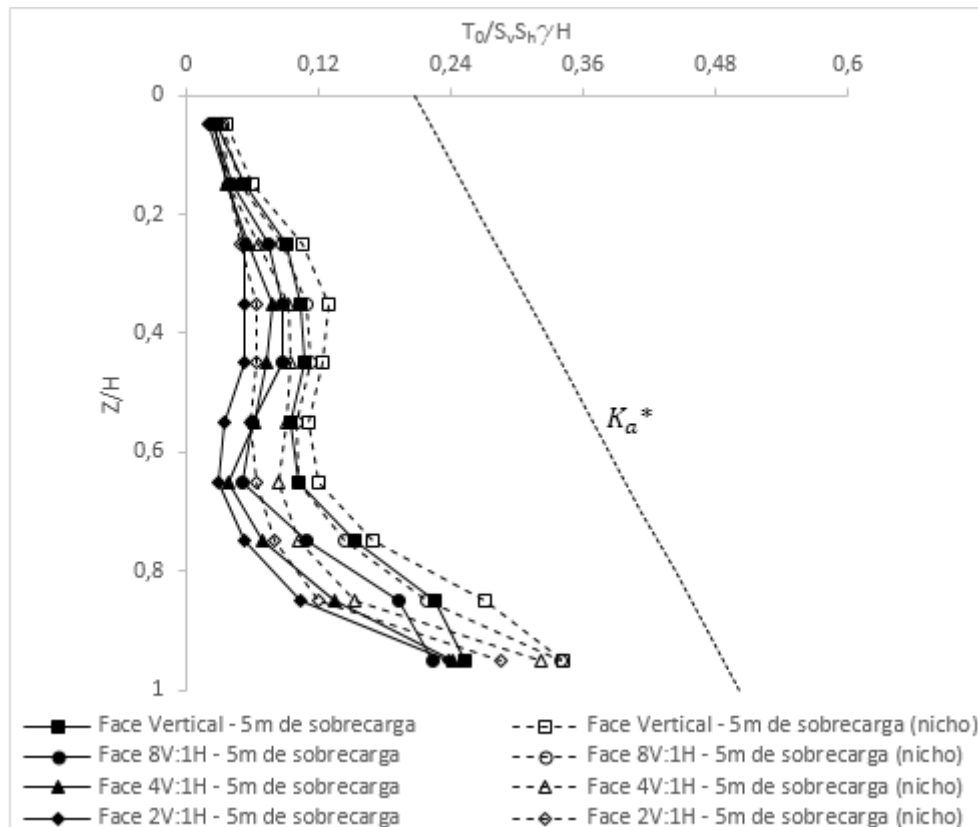


Figura 4.41 - Tração na cabeça do grampo (conexão) no grampo com a profundidade, considerando a aplicação de sobrecarga de 150kN/m no topo

4.3.4 Aplicação de sobrecarga e escavação próxima à base estrutura

Análises foram também conduzidas considerando a hipótese de construção da edificação de até 13 pavimentos no topo estrutura grampeada e a posterior realização de escavação próxima à base dessa estrutura para execução de uma fundação rasa (Figura 4.4). Estudou-se também a possibilidade de a execução das obras ocorrerem na ordem inversa. Assim, para representar tais hipóteses realizou-se análises considerando a aplicação de sobrecarga de 150kN/m no topo da estrutura grampeada e posterior escavação de 2 m próxima à base. E, também a situação de primeiro ocorrer a escavação de 2 m próxima da base e posteriormente a aplicação da sobrecarga. A Figura 4.42 mostra, para escavação com face vertical, que independente da ordem de execução, a aplicação

de sobrecarga no topo e de escavação próxima à base, tem-se um significativo impacto na tração máxima dos grampos. Comparando os resultados apresentados nas Figuras 4.42 e 34, observa-se que uma escavação próxima à base pode impactar de maneira significativa na tração máxima nos grampos.

Observa-se na Figura 4.42, para sobrecarga com extensão em “todo” o topo, que a diferença de magnitude entre a tração máxima mobilizada nos grampos da escavação com e sem nicho é mais acentuada no primeiro grampo e nos grampos próximos à base. Por outro lado, essa diferença de magnitude tende a diminuir com a redução da inclinação da face (vide Figura 4.43 e Apêndice A.10). Tem-se ainda, que a tração máxima na primeira linha de grampos se apresenta mais elevada na análise na qual a aplicação de sobrecarga no topo da estrutura grampeada ocorre primeiro, com posterior escavação próxima à base da estrutura. A Figura 4.43 e as figuras do Apêndice A.10 indicam que esse comportamento se mantém para faces com menores inclinações. Nota-se que para face vertical (e também 8V:1H) a primeira linha de grampos tem sua tração máxima mais solicitada para sobrecarga em “todo” o topo da estrutura grampeada. Já para faces com inclinação 4V:1H e 2V:1H, a tração máxima mais solicitada na primeira linha de grampos se verificaria para uma sobrecarga com 5 m de extensão.

Nas Figuras 4.42 e 4.43 e Apêndice A.10, também observa-se que comparando as curvas, de tração máxima nos grampos ao longo profundidade, das análises onde primeiro foi aplicada sobrecarga no topo da estrutura grampeada e em seguida a escavação próxima à base da estrutura, com as curvas correspondentes às análises com a ordem inversa (primeiro escavação e em sequência a sobrecarga), nota-se que ambas têm um comportamento similar. Nota-se que para maioria das curvas, independentemente de a escavação ter sido realizada em nicho ou não, o grampo mais solicitado a tração é o último (grampo nº10).

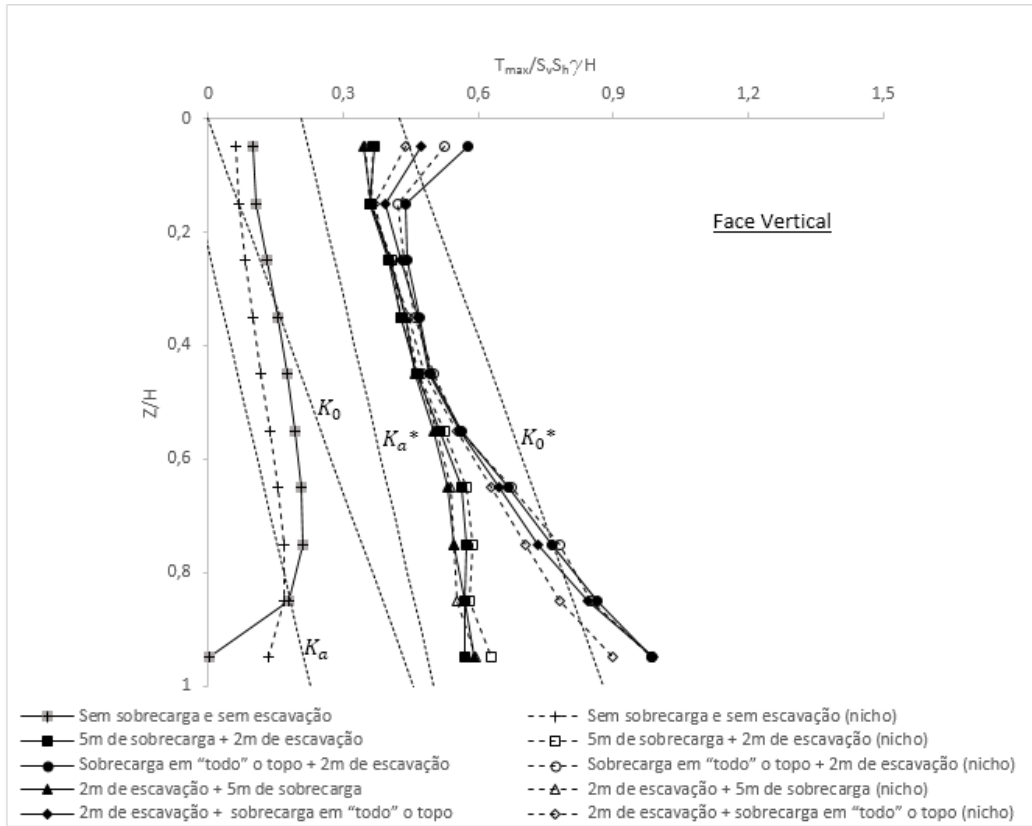


Figura 4.42 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face vertical, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base

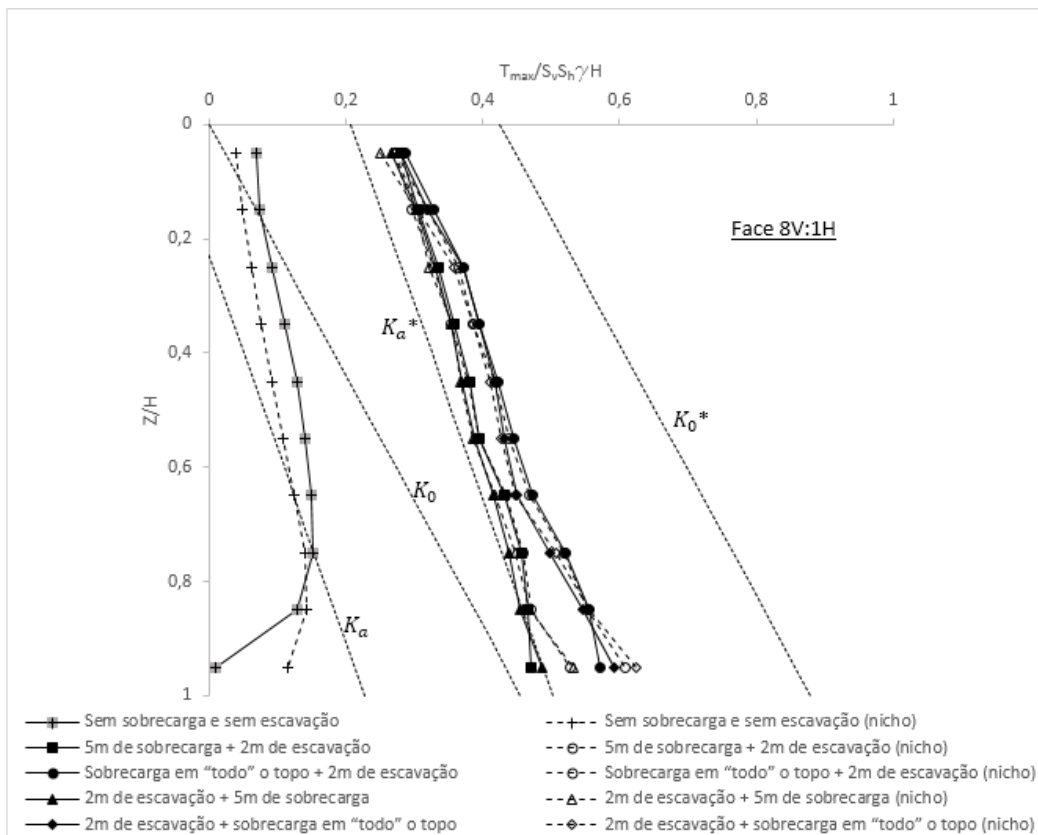


Figura 4.43 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face 8V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base

A Figura 4.44 apresenta a relação entre a inclinação da face e o somatório da tração máxima dos grampos, $\sum T_{max}$, considerando primeiro a aplicação de sobrecarga no topo com posterior escavação próxima à base, e o procedimento inverso. Os valores obtidos para $\sum T_{max}$ nos dois procedimentos são bem próximos. Entretanto, a aplicação de sobrecarga no topo da estrutura, seguida da escavação próxima à base, leva aos maiores valores. Os resultados indicam que para menores inclinações de face o valor do $\sum T_{max}$, para a extensão de sobrecarga em “todo” o topo se aproxima do valor do $\sum T_{max}$ para sobrecarga com extensão de 5 m. Do contrário, ou seja, para maiores inclinações de face, o valor do $\sum T_{max}$ se afasta. Os resultados também mostram que, para o mesmo tipo de análise, a diferença de magnitude entre somatório da tração máxima dos grampos para escavação feita sem nicho e com nicho é extremamente pequena. Contudo, nota-se que ocorre um maior afastamento com a verticalização da face, o qual é aceitável para as curvas que considera primeiro a sobrecarga com 5 m de extensão e sobrecarga em “todo” o topo da estrutura com posterior escavação próxima à base, pois a diferença de magnitude, para face vertical, entre o $\sum T_{max}$ para a escavação feita sem e com nicho, é de, 2,3% e 1,2%, respectivamente, tendo por base o menor valor do $\sum T_{max}$ de cada análise. Para a curva que considera primeiro a escavação próxima à base com posterior aplicação de sobrecarga em “todo” o topo da estrutura grampeada com face vertical, a diferença de magnitude de $\sum T_{max}$ para a escavação feita sem e com nicho foi de 5,6%.

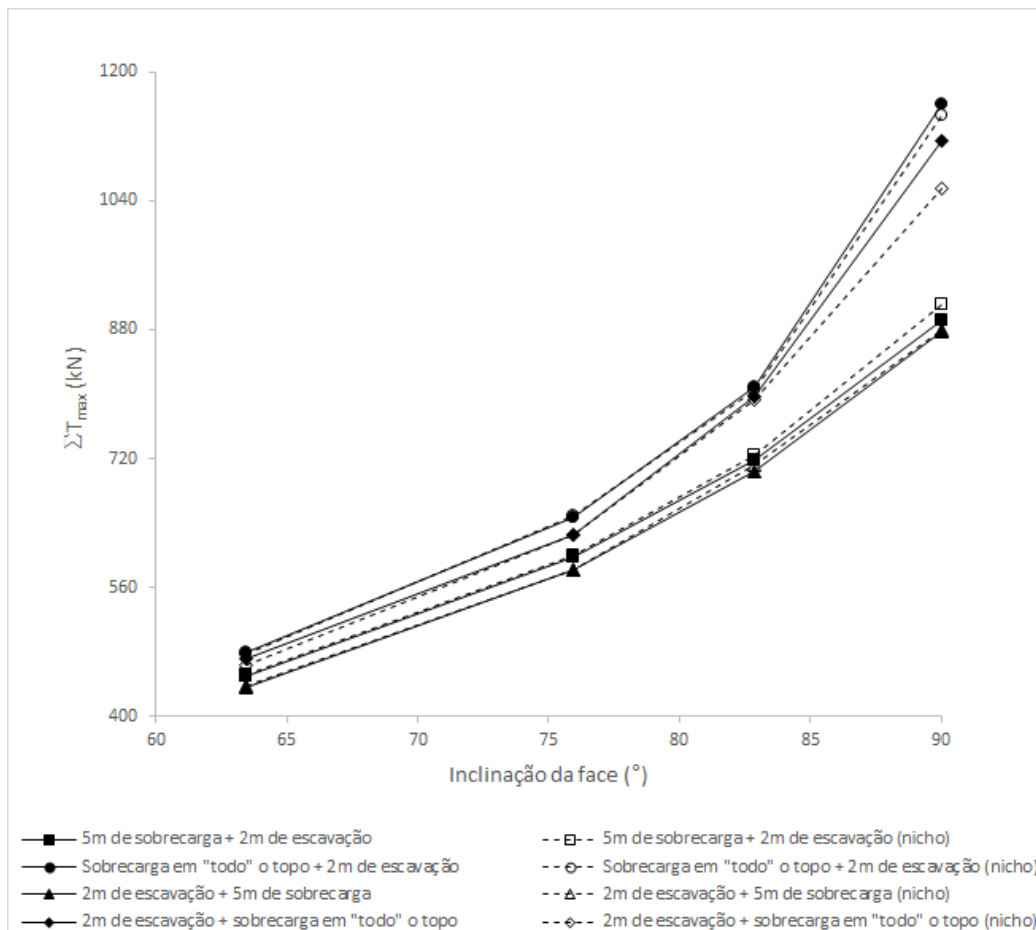


Figura 4.44 - Relação entre somatório da tração máxima dos grampos, ΣT_{max} , com a inclinação da face, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base

A Figura 4.45 ilustra a relação entre o somatório da tração máxima dos grampos, ΣT_{max} , e a extensão da sobrecarga, B , considerando a aplicação da sobrecarga com posterior escavação próxima ao pé. Os resultados mostram que, no caso de faces com menores inclinações da face (isto é, 2V:1H e 4V:1H) o valor do ΣT_{max} é praticamente constante para sobrecargas com extensões a partir de 10 m. Para maiores inclinações isso se nota apenas para escavação feita com nicho. Além disso, é possível observar que para as inclinações de face de 8V:1H e vertical a diferença de magnitude da escavação realizada sem e com nicho é mais acentuada quando é aplicada uma sobrecarga de 10 m de extensão. A Figura 4.46 mostra a mesma relação da Figura 4.45, porém considerando a ordem inversa (escavação próxima ao pé e posterior aplicação de sobrecarga) no topo. Da mesma forma observa-se que em menores inclinações da face (isto é, 2V:1H e 4V:1H) o valor do ΣT_{max} é quase constante para sobrecargas com extensões a partir de 10 m. Para maiores inclinações isso se verifica apenas para escavação feita com nicho. Os resultados também mostram que para as inclinações de face de 8V:1H e vertical a

diferença de magnitude da escavação realizada sem e com nicho começa a aumentar a partir de, aproximadamente, 15 m de extensão de sobrecarga. Nota-se que, para essas inclinações de face, as curvas correspondentes a escavação sem nicho começa a divergir com o aumento da extensão da sobrecarga.

Os resultados das Figuras 4.45 e 4.46 também mostram que a transição entre a sobrecarga de 5 e 10 metros de extensão, sofre uma suavização no aumento do $\sum T_{max}$ quando a inclinação da face é reduzida. Indicam que para faces com inclinações menores que 2V:1H o valor do $\sum T_{max}$ deve ficar aproximadamente constante para sobrecargas com extensões a partir de 5 m.

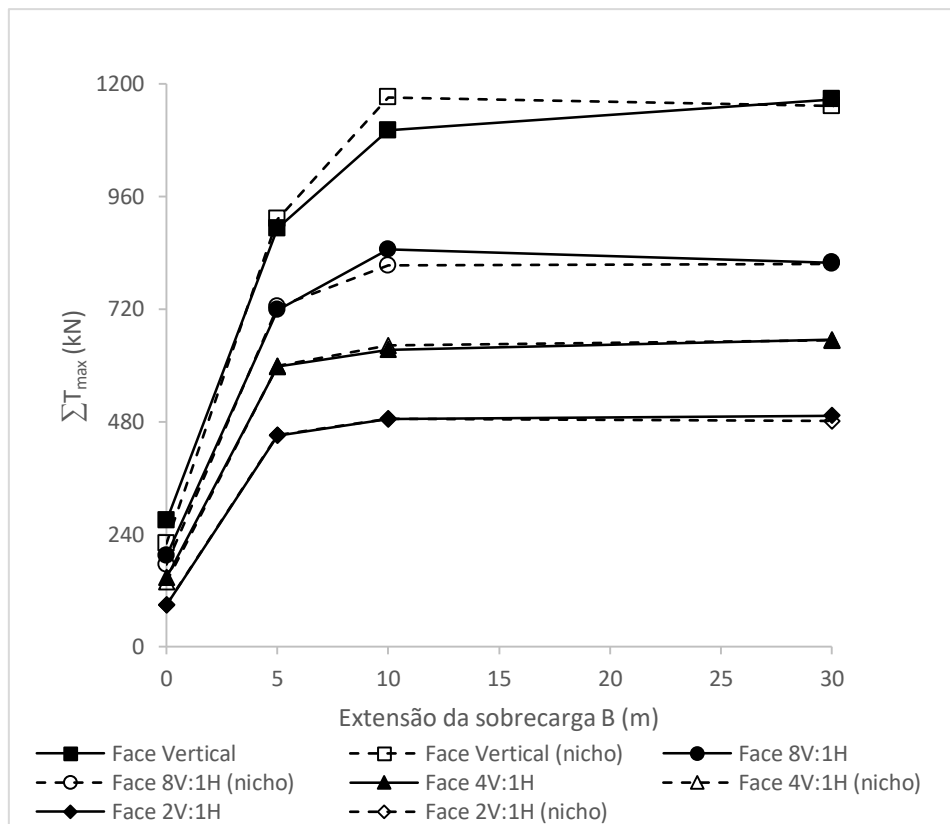


Figura 4.45 - Relação entre o somatório da tração máxima dos grampos, $\sum T_{max}$, e a extensão da sobrecarga, B , considerando a aplicação da sobrecarga com posterior escavação próxima ao pé

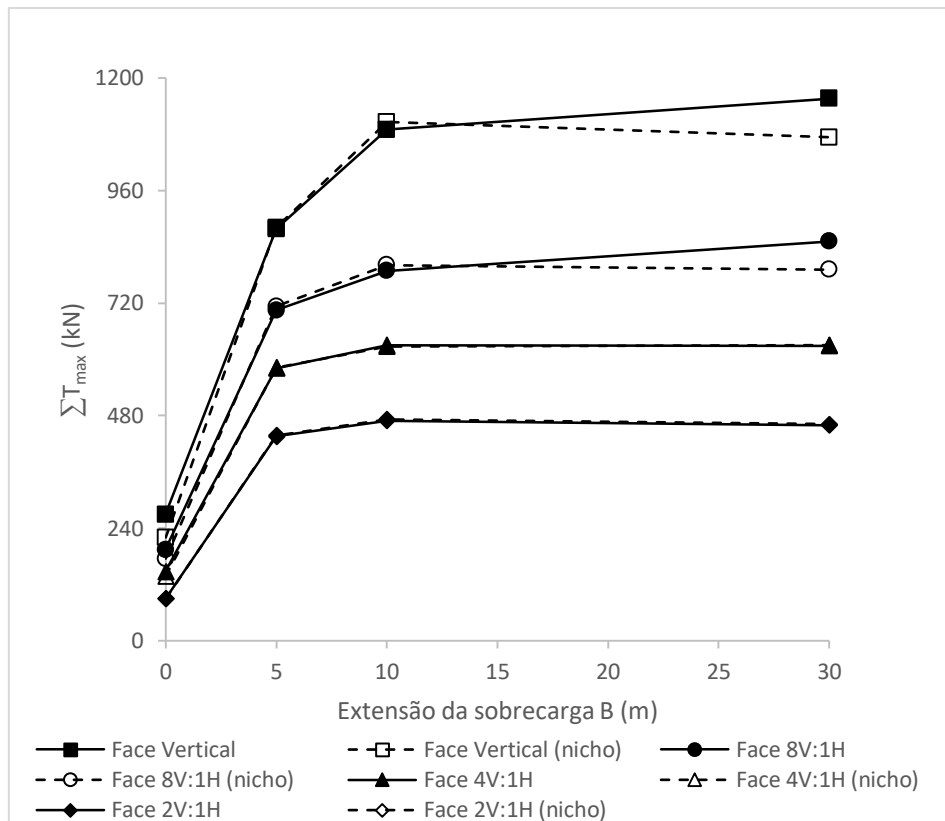


Figura 4.46 - Relação entre o somatório da tração máxima dos grampos, ΣT_{max} , e a extensão da sobrecarga, B , considerando a escavação próxima ao pé com posterior aplicação da sobrecarga no topo

Na Figura 4.47 é apresentada a relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a inclinação da mesma, considerando a aplicação de sobrecarga no topo com posterior escavação próxima à base, e o procedimento inverso. Os resultados mostram que, tecnicamente, para menores inclinações de face (2V:1H e 4V:1H) o valor do Δh_{max} é praticamente o mesmo para ambas as situações. Com o aumento da inclinação da face fica mais fácil visualizar que considera primeiro a escavação próxima à base da estrutura de solo grampeado com posterior a aplicação de sobrecarga no topo, acarreta em Δh_{max} , com maiores valores. Contudo, a diferença do valor do Δh_{max} para o procedimento inverso, é pequena, a exceção é o trecho mais verticalizado da curva que considera primeiro a escavação próxima à base com posterior aplicação de sobrecarga em “todo” o topo da estrutura. Os resultados também indicam que a diferença de magnitude do deslocamento horizontal máximo da face das análises que consideram a extensão de sobrecarga em “todo” topo e das que consideram a sobrecarga com extensão de 5 m, aumenta de forma suave até a inclinação de face de 8V:1H, ficando extremamente acentuada para faces mais verticalizadas.

Com exceção do trecho mais verticalizado da curva que considera primeiro a escavação próxima à base com posterior aplicação de sobrecarga em “todo” o topo, observa-se que, para as análises com as mesmas condições de contorno, independentemente da inclinação da face, a diferença de magnitude entre o Δh_{max} da escavação feita sem e com nicho é muito pequena. A sobrecarga no topo e escavação próxima ao pé conduzem a essa aproximação, conforme foi mostrado das Figura 4.32 e Figura 4.37.

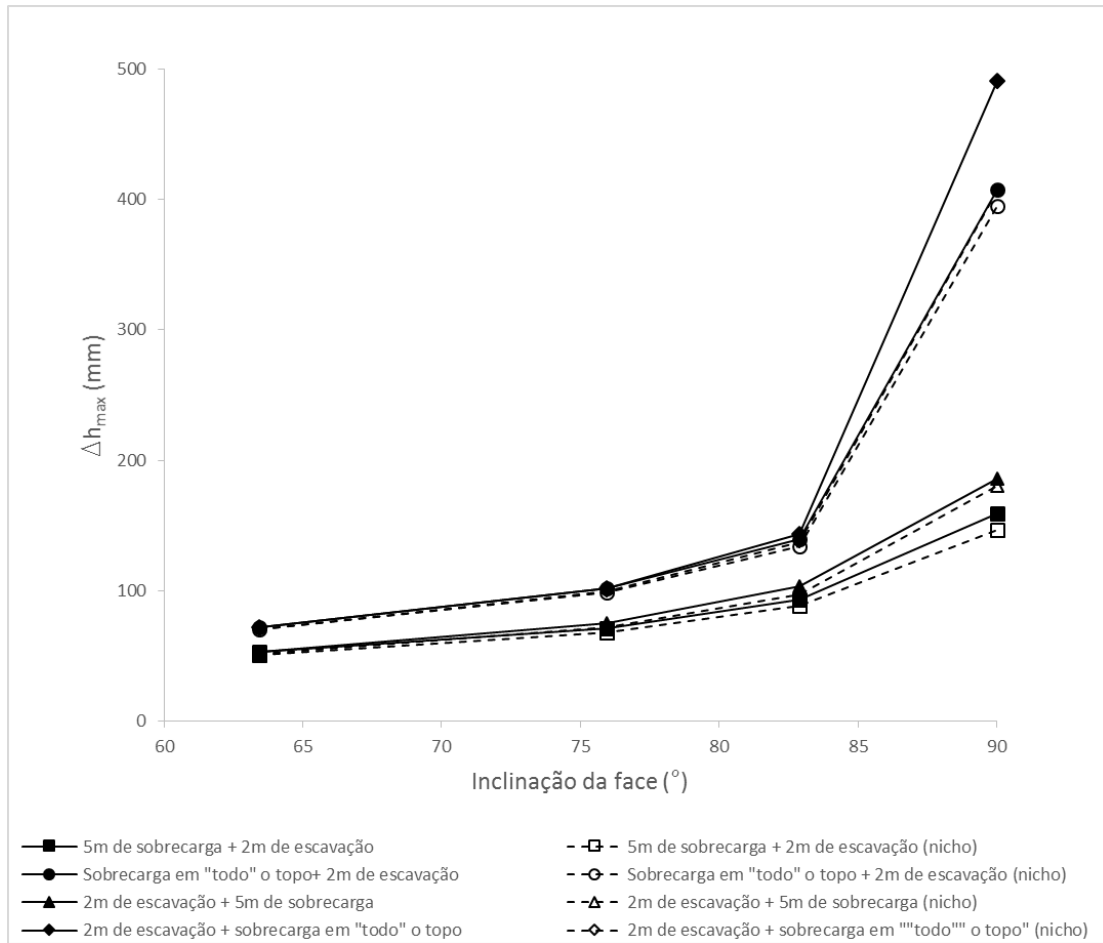


Figura 4.47 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a inclinação da face, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base

A Figura 4.48 e a Figura 4.49 mostram a relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , e a extensão da sobrecarga, B , considerando a aplicação da sobrecarga com posterior escavação próxima ao pé e o procedimento executivo inverso, respectivamente. Considerando a respectiva inclinação da face, verifica-se que para sobrecargas com extensões a partir de 10 m o valor do Δh_{max} é praticamente constante para diferentes inclinações da face (2V1H, 4V:1H e 8V:1H). Observa-se um aumento

significativo Δh_{max} com a inclinação da face, sendo, em linhas gerais, pequenas as diferenças dos resultados de escavações efetuadas sem e com nicho.

Na Figura 4.48, observa-se que Δh_{max} tende a se estabilizar para sobrecarga com extensão superior a 30 m. Contudo, na Figura 4.49, o mesmo não se pode dizer para a condição sem nicho, no caso a diferença de magnitude segue crescendo, uma vez que para sobrecarga em “todo” o topo da estrutura a diferença é elevada, como foi mostrado na Figura 4.47. Esse deslocamento elevado da face para a condição da escavação sem nicho, ocorre em função da plastificação do solo. Comparando a zona plastificada das Figuras 4.50 e 4.51, nota-se que, no geral, a região de plastificação do solo da análise que considera primeiro a escavação próxima ao pé com posterior aplicação da sobrecarga no topo é maior. Justificando o elevado valor de Δh_{max} da escavação sem nicho comparativamente à escavação com nicho.

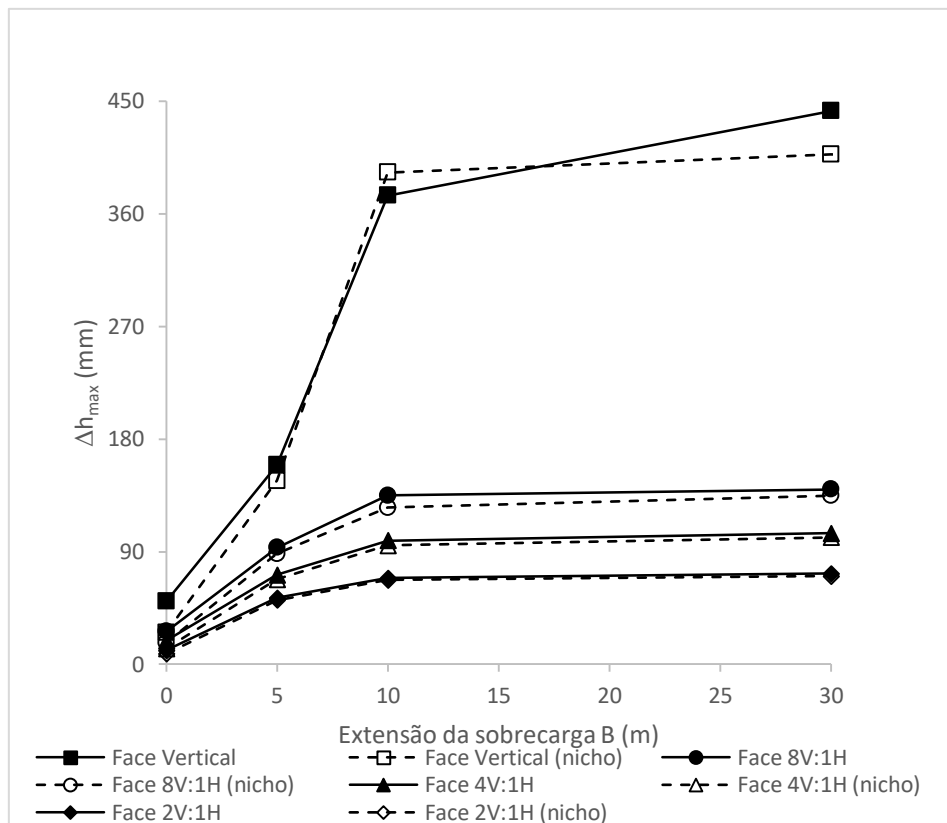


Figura 4.48 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , e a extensão da sobrecarga, B , considerando a aplicação da sobrecarga com posterior escavação próxima ao pé

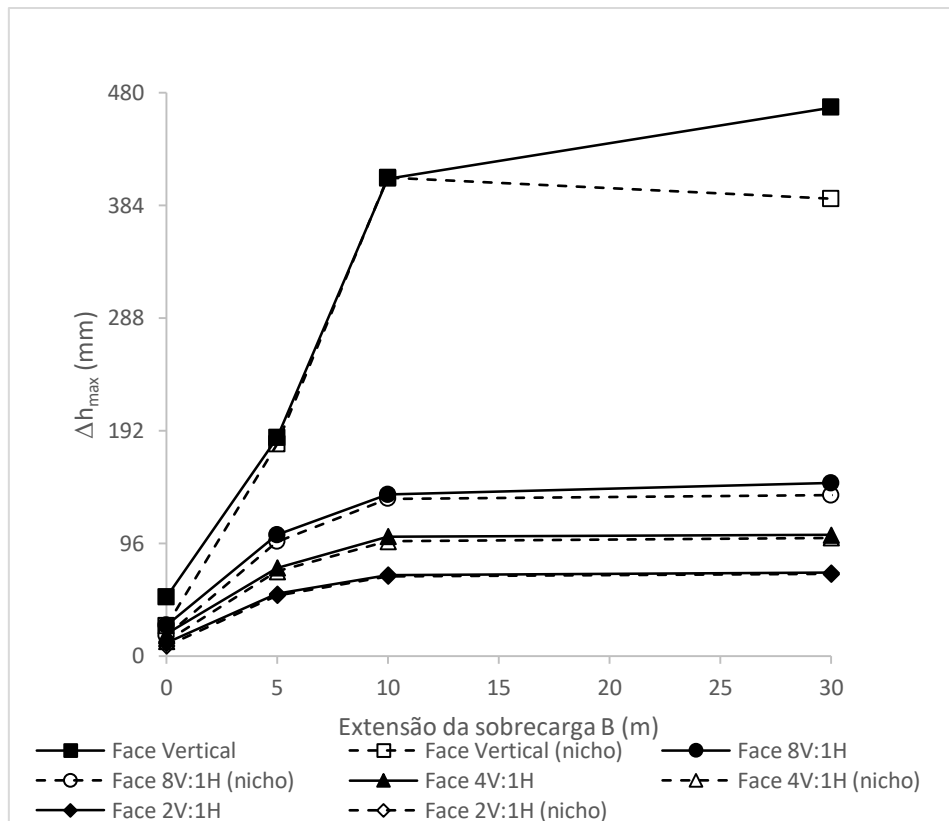


Figura 4.49 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , e a extensão da sobrecarga, B , considerando a escavação próxima ao pé com posterior aplicação da sobrecarga no topo

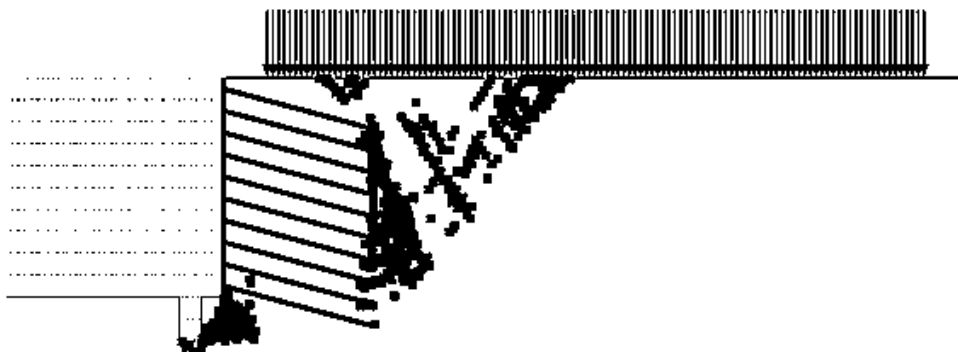


Figura 4.50 - Região plastificada considerando a aplicação da sobrecarga, no topo, com extensão de 30 m com posterior escavação próxima ao pé



Figura 4.51 - Região plastificada considerando a escavação próxima ao pé com posterior aplicação da sobrecarga com extensão de 30 m no topo

A Figura 4.52 confirma que realizar primeiro a escavação de 2 m próxima à base da estrutura grampeada com posterior aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo da estrutura, conduz a maiores deslocamentos horizontais ao longo da face do que fazer o procedimento inverso. Pode-se verificar que, com exceção da curva que considera primeiro a escavação próxima à base com posterior aplicação de sobrecarga em “todo” o topo da estrutura, realizar o procedimento executivo com ou sem nicho se torna indiferente. Para faces mais abatidas as diferenças são ainda menos evidentes, como mostra as figuras do Apêndice A.11. Os resultados também indicam que, as movimentações laterais ao longo da face sofrem um aumento bastante significativo quando a sobrecarga passa de 5 m de extensão para “todo” o topo da estrutura grampeada. Também se pode observar que, devido a escavação próxima à base, para taludes com faces verticais, independentemente do método de escavação (sem ou com nicho), o deslocamento horizontal é máximo no topo da estrutura, para maioria das condições analisadas na Figura 4.52.

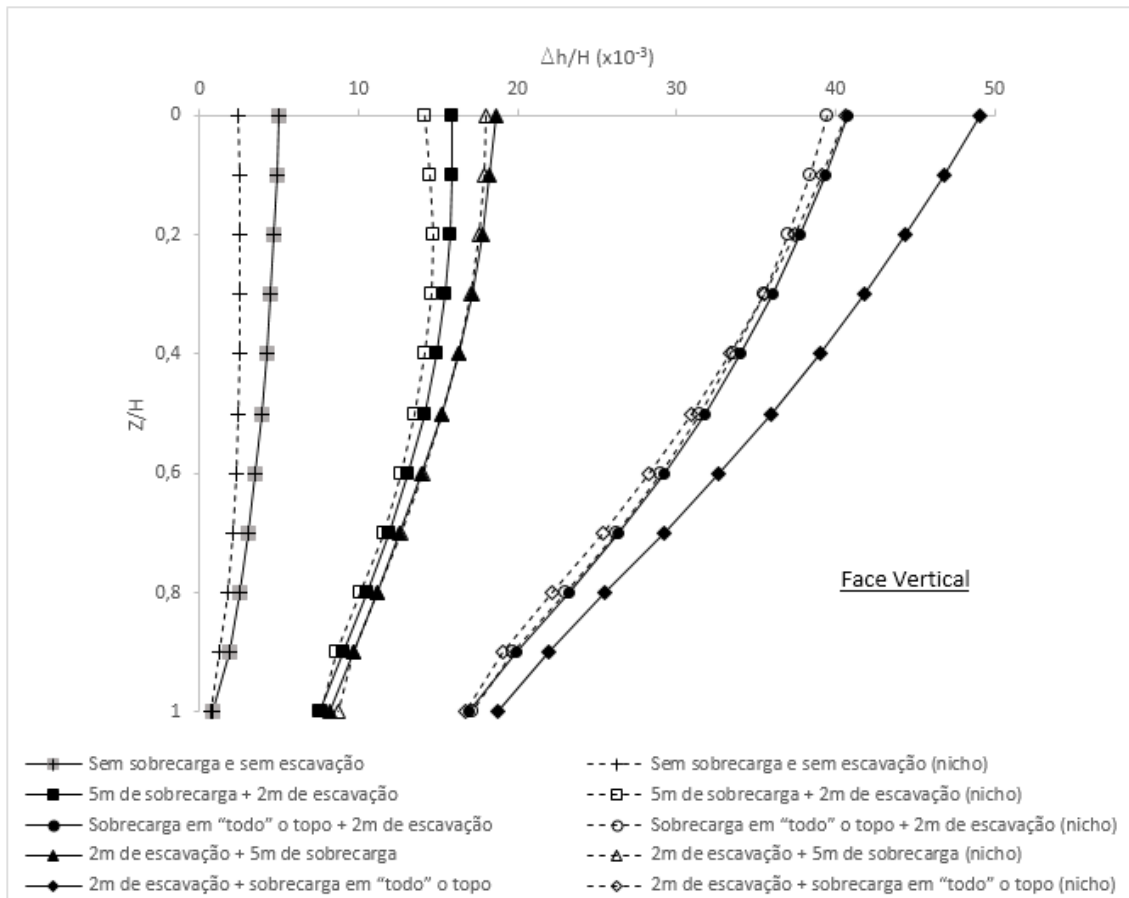


Figura 4.52 - Variação do deslocamento horizontal da face com a profundidade para face vertical, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base

A Figura 4.53 mostra, para face vertical, a tração na conexão e da tração máxima no grampo ao longo da profundidade para análises que consideram primeiro a aplicação da sobrecarga no topo com a posterior escavação próxima ao pé da estrutura. Nesta figura, se observa que a tração na conexão é sempre maior na análise que considera primeiro a aplicação da sobrecarga no topo com a posterior escavação próxima ao pé da estrutura, para a escavação realizada por nicho. Observa-se também que a curva tração na conexão ao longo da profundidade tem um formato distinto da correspondente à tração máxima nos grampos. Também se constata que a tração máxima da última linha de grampos da escavação feita sem nicho é maior que a tração na conexão da última linha de grampos da escavação feita por nicho. Isto deve mais à escavação de 2 m próxima ao pé do que a sobrecarga aplicada no topo, como se verifica nas análises individuais de cada uma dessas condições de contorno. Para outras inclinações de face tais verificações também se confirmam (Apêndice A.12).

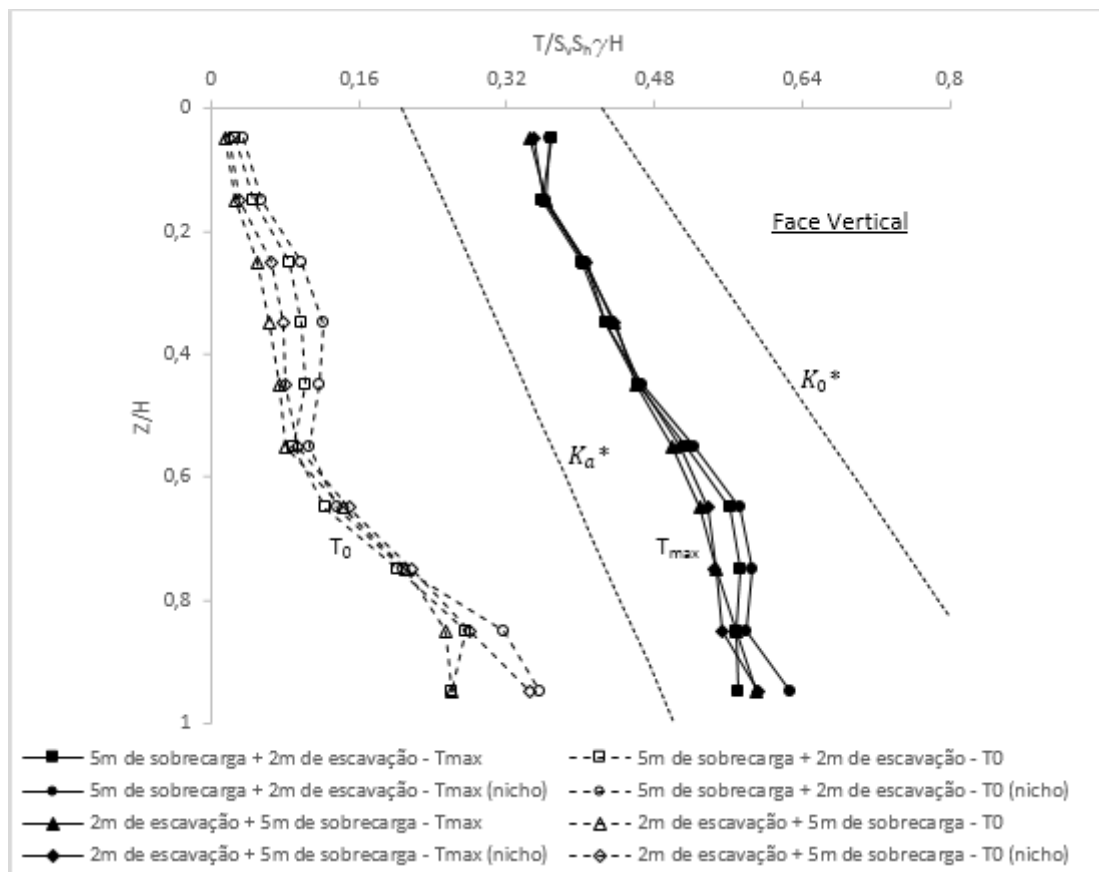


Figura 4.53 - Tração na conexão e da tração máxima no grampo ao longo da profundidade, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima ao pé

A Figura 4.54 e a Figura 4.55 mostram a tração na conexão, T_0 , ao longo da profundidade para diferentes inclinações de face, considerando, respectivamente, a aplicação de sobrecarga no topo com posterior escavação próxima ao pé e o procedimento inverso. As curvas de tração na conexão ao longo da profundidade é similar a curva da Figura 4.41, que considera somente a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo da estrutura grampeada. Observa-se que as escavações com nicho apresentam resultados sempre superiores às observadas na condição sem nicho.

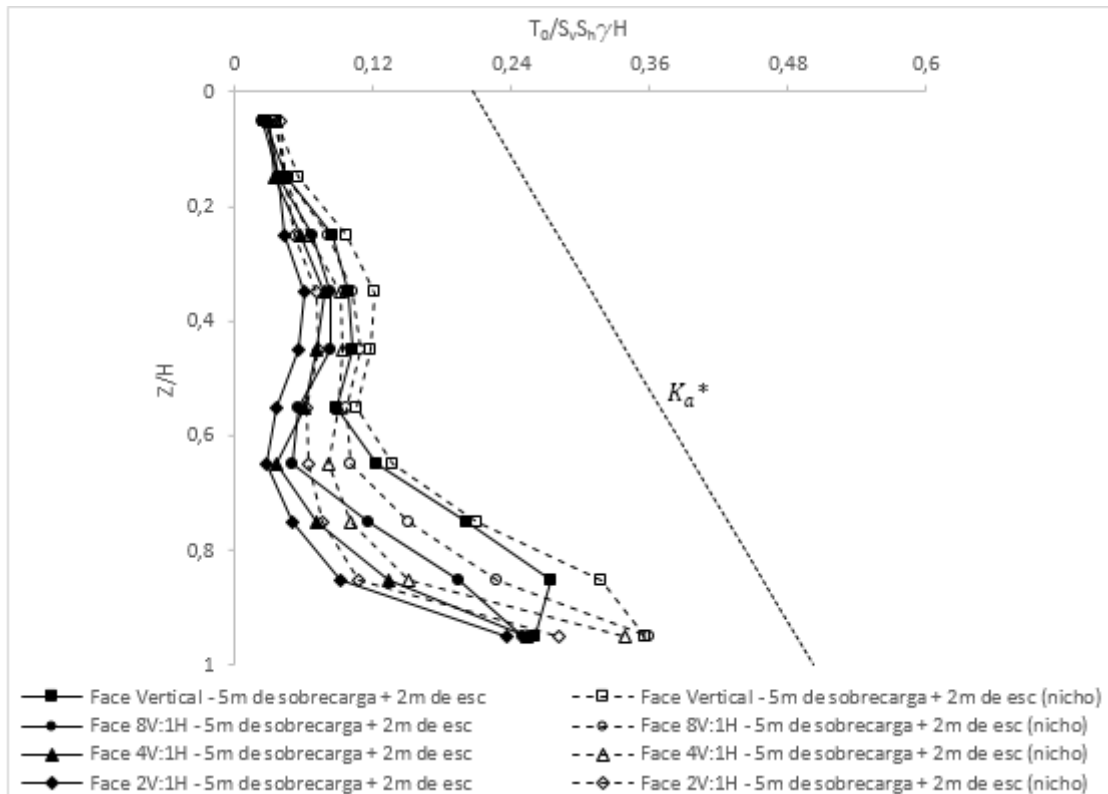


Figura 4.54 - Tração na conexão com a profundidade, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima ao pé

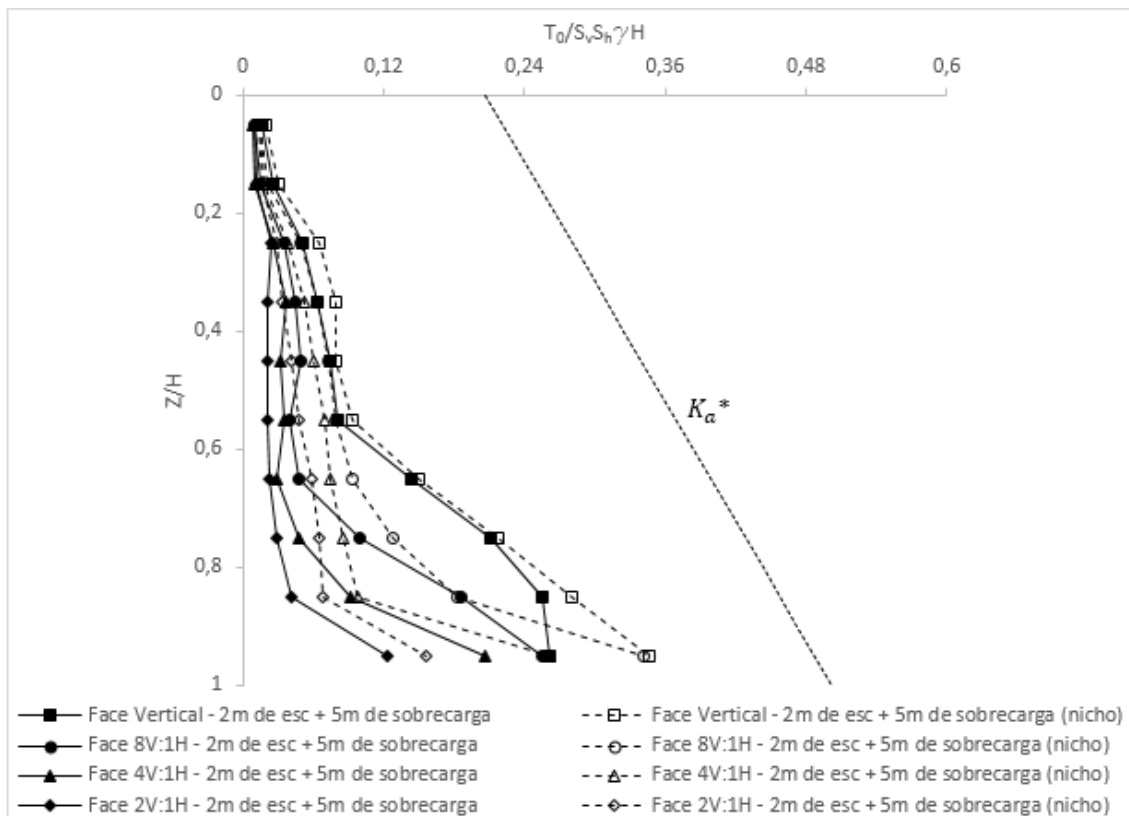


Figura 4.55 - Tração na conexão com a profundidade, considerando escavação de 2m próxima ao pé e a aplicação de sobrecarga de 150kN/m no topo

4.3.5 Aplicação progressiva de sobrecarga no topo da estrutura

Para aprofundar o entendimento do efeito da escavação próxima ao pé e da aplicação de sobrecargas na estrutura de solo grampeado, análises foram conduzidas considerando o aumento progressivo da sobrecarga e seu impacto no somatório da tração máxima dos grampos, ΣT_{max} . Os incrementos de sobrecarga foram de 25kN/m, com extensão de 5 m. Na Figura 4.56 e na Figura 4.57 que correspondem, respectivamente, a face vertical e a face 4V:1H, verifica-se que a execução da escavação de 2 m de profundidade próxima ao pé da estrutura, impacta significativamente o somatório da tração máxima dos grampos quando comparada com a curva que não considera a escavação. Sendo mais acentuado esse impacto quanto maior for o carregamento aplicado no topo. Os resultados indicam que faceamentos mais íngremes levam a tração nos grampos expressivamente mais elevada. Os resultados também indicam que, a forma de execução da escavação (com ou sem nicho) não influencia significativamente no valor do somatório da tração máxima dos grampos.

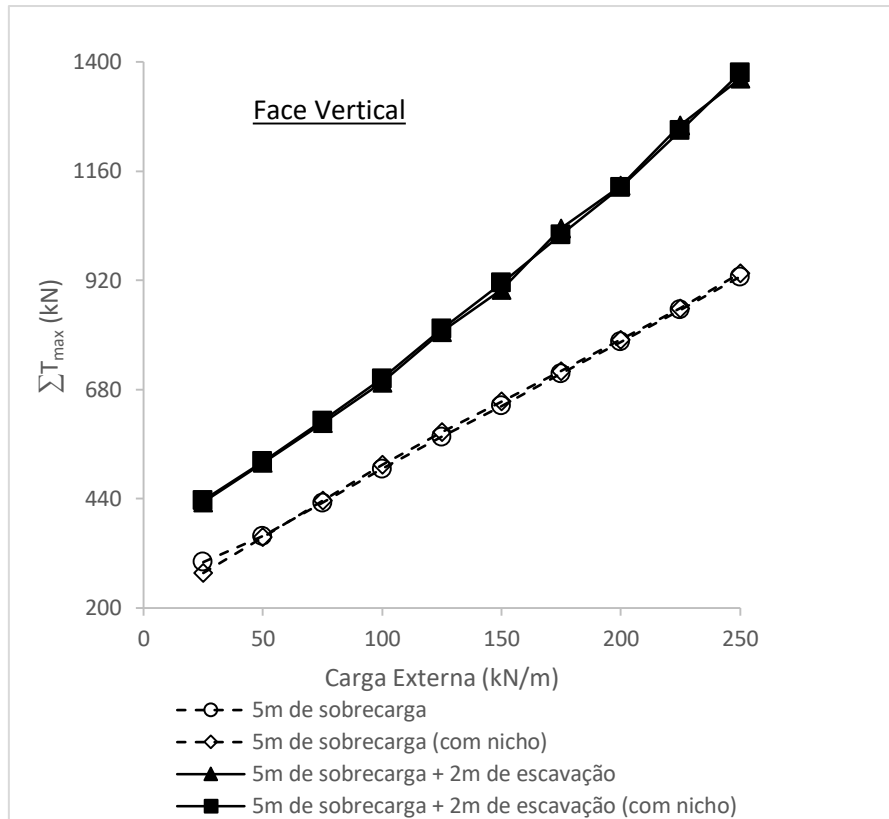


Figura 4.56 - Somatório da tração máxima dos grampos, ΣT_{max} , versus o aumento da carga externa no topo da estrutura de solo grampeado com face vertical, após a construção da estrutura

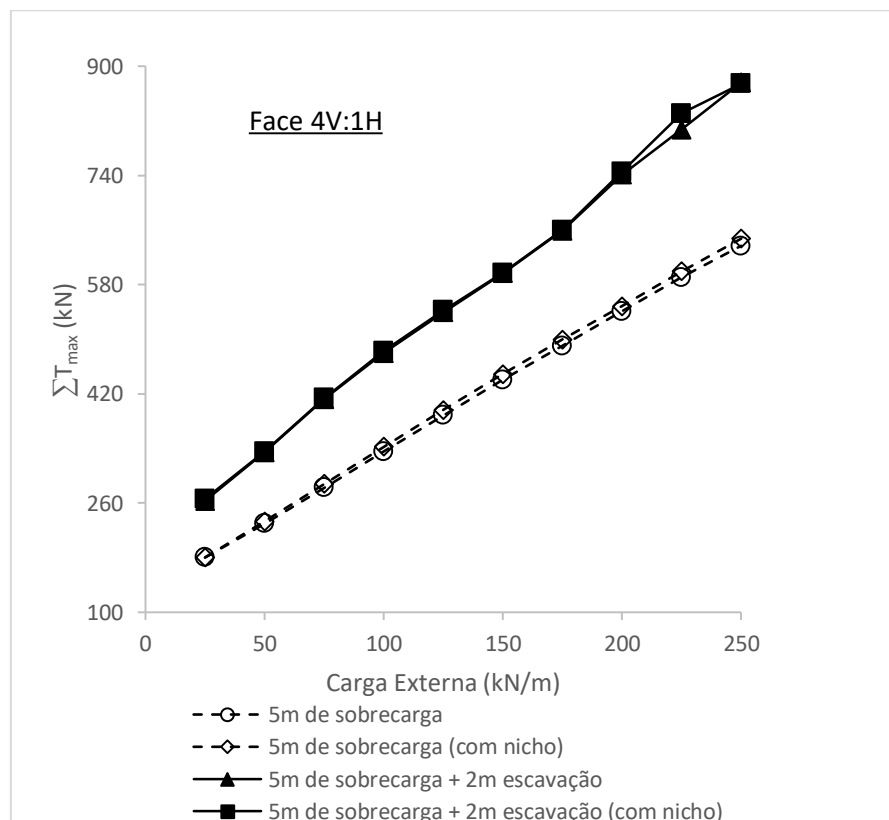


Figura 4.57 - Somatório da tração máxima nos grampos, ΣT_{max} , versus o aumento da carga externa no topo da estrutura de solo grampeado com face 4V:1H, após a construção da estrutura

4.3.6 Posição de atuação da tração máxima nos grampos

Para diferentes condições de contorno, as Figuras 4.58, 4.59, 4.60 e 4.61 apresentam o ponto de atuação da tração máxima (T_{max}) no grampo, para escavações feitas sem e com nicho, em conjunto com a superfície de ruptura crítica (SR) calculada por Coulomb, que é dada por: $\varphi = \frac{i+\phi}{2}$, sendo i é a inclinação da face com relação a horizontal. Para faces verticais, tal equação também define a superfície crítica calculada por Rankine. De uma forma geral, os resultados das figuras analisadas indicaram que os grampos situados na parte superior da escavação têm o ponto de T_{max} mais afastado da face que os grampos localizados próximo à base. Para faces verticais, conforme mostrado na Figura 2.6, em regra, a superfície de ruptura se afasta da face com o avanço da profundidade de escavação, confirmando o resultado encontrado neste trabalho. Para faces não verticais, a constatação do presente trabalho está em desacordo com Dantas e Ehrlich (2000) - Figura 2.31. Tais autores observaram que, na parte superior da estrutura, o ponto de atuação da tração máxima se próxima da face. Como o índice da rigidez relativa grampo - solo está dentro da faixa calculada por Dantas e Ehrlich (2000), talvez essa contradição de resultados possa ser explicada pela rigidez da face, a qual influencia na posição de T_{max} . O estudo realizado pelos autores supracitados foi para taludes reforçados sem faceamento.

Na Figura 4.58a, observa-se que os pontos de atuação das trações máximas nos grampos para escavação feita sem nicho e com nicho ficam razoavelmente próximas da SR, chegando a coincidir em alguns pontos. Nota-se que, na primeira linha de grampos, o ponto de T_{max} é mais afastado da SR para ambas as condições (sem e com nicho), e no segundo e terceiro para escavação feita com nicho. Os resultados também indicam que para a escavação feita sem nicho o ponto de T_{max} na parte superior da escavação ocorre a uma distância de 0,30H a 0,53H da face e entre 0,12H e 0,22H da mesma nos grampos situados na parte inferior da escavação. Já na escavação feita com nicho, o ponto de T_{max} na parte superior acontece a uma distância entre 0,34H e 0,59H da face e entre 0,05H e 0,18H da mesma nos grampos situados na parte inferior da escavação. Conforme citado na revisão bibliográfica, Lazarte et al. (2015) comenta que estudos experimentais têm indicado que o ponto de T_{max} na parte superior da escavação ocorre aproximadamente a uma distância de 0,3H a 0,4H da face e entre 0,15H e 0,20H da mesma nos grampos situados na parte inferior da escavação. Como o ponto de atuação da força máxima de tração depende de vários fatores, dentre eles: o tipo de conexão da cabeça do grampo e a

rigidez e inclinação do faceamento. Pode-se dizer que os resultados obtidos para a escavação sem nicho estão de acordo com Lazarte et al. (2015).

Na Figura 4.58, para a escavação efetuada sem nicho, consta o ponto de atuação de T_{max} do último grampo porque houve uma pequena leitura no programa (Figura 4.6). Este esforço se justifica devido ao peso da face, conforme já discutido. Por isso, ele não foi considerado nas análises acima. A distância supracitada de $0,12H$ é referente na penúltima linha de grampo da escavação efetuada sem nicho.

Os resultados das Figuras 4.58b, 4.58c e 4.58d mostram que com a inclinação da face, a posição de atuação da tração máxima dos grampos superiores começa a se afastar da SR de Coulomb. O mesmo ocorre com os grampos inferiores para a escavação realizada sem nicho, mas de maneira mais sensível. Também se observa que, nos grampos superiores o ponto de T_{max} da escavação realizada sem e com nicho começa a ter uma certa aproximação.

Na Figura 4.59 em função da escavação próxima ao pé, admitiu-se uma inclinação de face aproximada para realização do cálculo da superfície de ruptura. Dessa forma, o cálculo do valor de i foi feito considerando a inclinação entre o topo da estrutura de solo grampeado e o lado interno da base da escavação próxima ao pé. Nota-se que, devido a essa escavação, a posição de atuação da tração máxima da maioria dos grampos não tende mais em direção ao pé da estrutura como na Figura 4.58. E, sim para uma direção um pouco abaixo da base da escavação realizada próxima ao pé.

Verifica-se que, em função dessa escavação próxima ao pé, os pontos de atuação de T_{max} dos grampos superiores ficam aproximadamente com o mesmo distanciamento da respectiva face, com exceção da face 2V:1H (Figura 4.59d). Com a inclinação da face, a posição de T_{max} dos grampos superiores começa a se alinhar melhor com a posição de T_{max} dos grampos inferiores, ficando paralela a SR de Coulomb (Figura 4.59d). Nos grampos inferiores, a posição de T_{max} não sofre grandes alterações, ficando praticamente a mesma se comparada com a respectiva SR de cada inclinação de face. Também se observa uma maior coincidência entre a posição dos pontos de T_{max} da escavação realizada com e sem nicho, principalmente para faces mais verticalizadas.

Teoricamente, o ponto de atuação da tração máxima ocorre na interseção do grampo com a superfície de ruptura. As Figuras 4.59a, 4.59b, 4.59c, indicam que superfícies de ruptura bi-lineares talvez melhor representassem o que está sendo observado.

A Figura 4.60 mostra como se dá a posição da tração máxima nos grampos devido a aplicação da sobrecarga. É possível observar que, com exceção da inclinação de face de 2H:1H, a posição de atuação da tração máxima nos grampos superiores tende a apresentar o mesmo distanciamento da sua respectiva face. Verifica-se também que, os grampos localizados entre aproximadamente o meio da escavação e a base da estrutura grampeada, têm o ponto de T_{max} se distanciando da SR de Coulomb à medida que a inclinação da face reduz. Nota-se que, neste caso, como não houve alívio de tensão próximo à base (escavação), o ponto de atuação da tração máxima dos grampos inferiores tende mais em direção ao pé da estrutura. Como já comentado, superfícies de ruptura bi-lineares (ou circulares) melhor representassem o observado.

A Figura 4.61 apresenta os pontos de atuação de T_{max} dos grampos considerando a aplicação da sobrecarga e da escavação próxima à base. Conforme observado em algumas das análises anteriores, na Figura 4.61a verifica-se que, o ponto de T_{max} dos grampos superiores também tende a ter o mesmo distanciamento da face. Na Figura 4.61b também se observa essa tendência nos grampos em que a escavação foi feita com nicho. Nos grampos superiores em que a escavação foi feita sem nicho, verifica-se uma maior irregularidade do ponto de posicionamento de T_{max} . Nesta figura também se verifica que, a partir de 5 m de profundidade de escavação, a posição de T_{max} da escavação feita sem nicho é mais afastada da posição de atuação de T_{max} da escavação feita com nicho. Na Figura 4.61c verifica-se que nas duas linhas de grampos superiores e nas três inferiores, o ponto de T_{max} está mais próximo da SR de Coulomb. Os outros grampos, os quais então mais afastados SR de Coulomb, possuem um distanciamento da face aproximadamente igual. Na Figura 4.61d verifica-se algo semelhante ao da Figura 4.61c, quanto a proximidade do ponto de atuação de T_{max} em relação a SR, porém com a quantidade invertida, isto é, a posição de atuação de T_{max} está mais próximo da SR nos três grampos superiores e nos dois inferiores. Também no caso, talvez superfícies de ruptura bi-lineares ou circulares representassem melhor o que está ocorrendo.

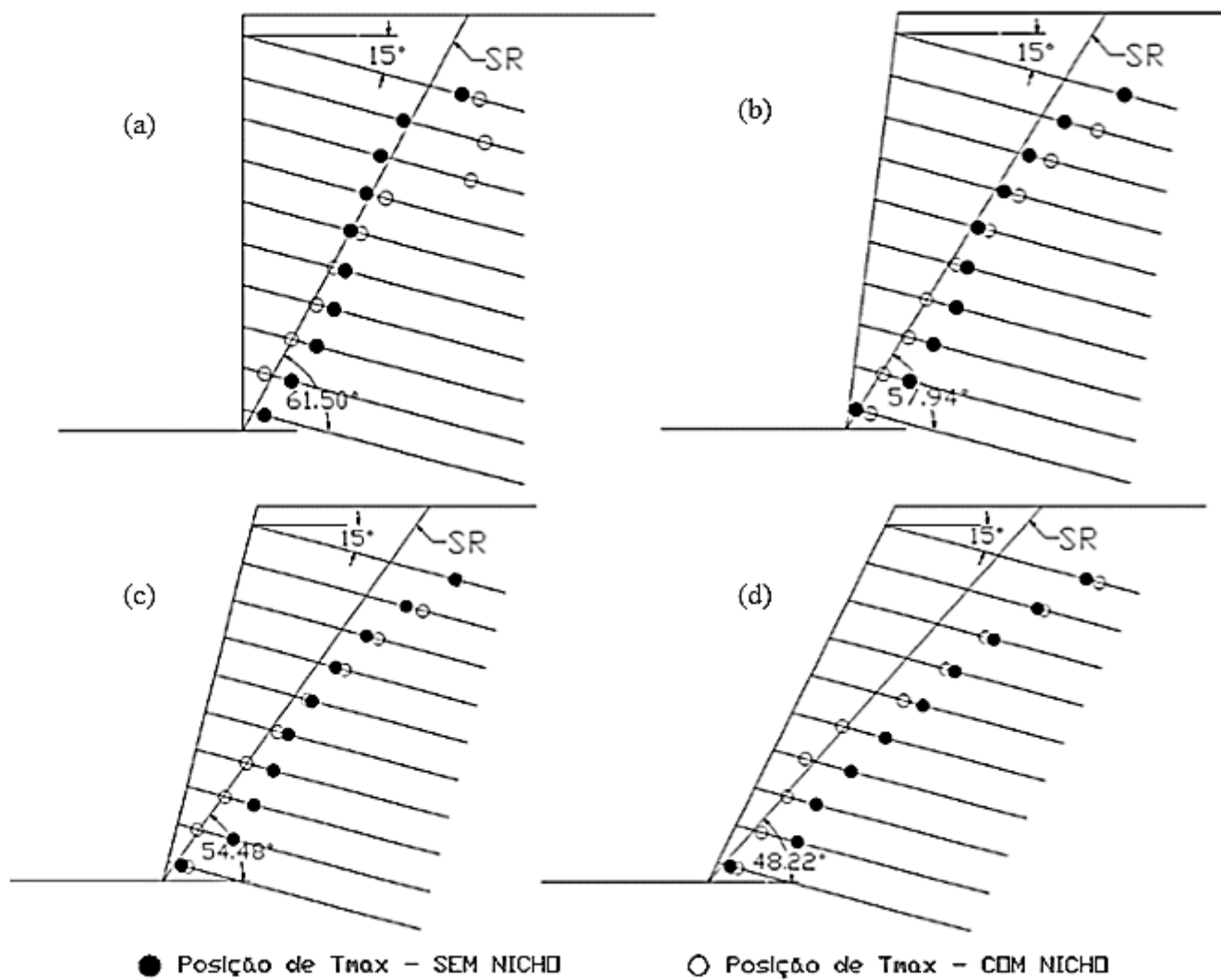


Figura 4.58 - Posição de atuação da tração máxima de cada grupo para escavação feita sem e com nicho. Inclinação da face: (a) vertical; (b) 8V:1H; (c) 4V:1H; e (d) 2V:1H

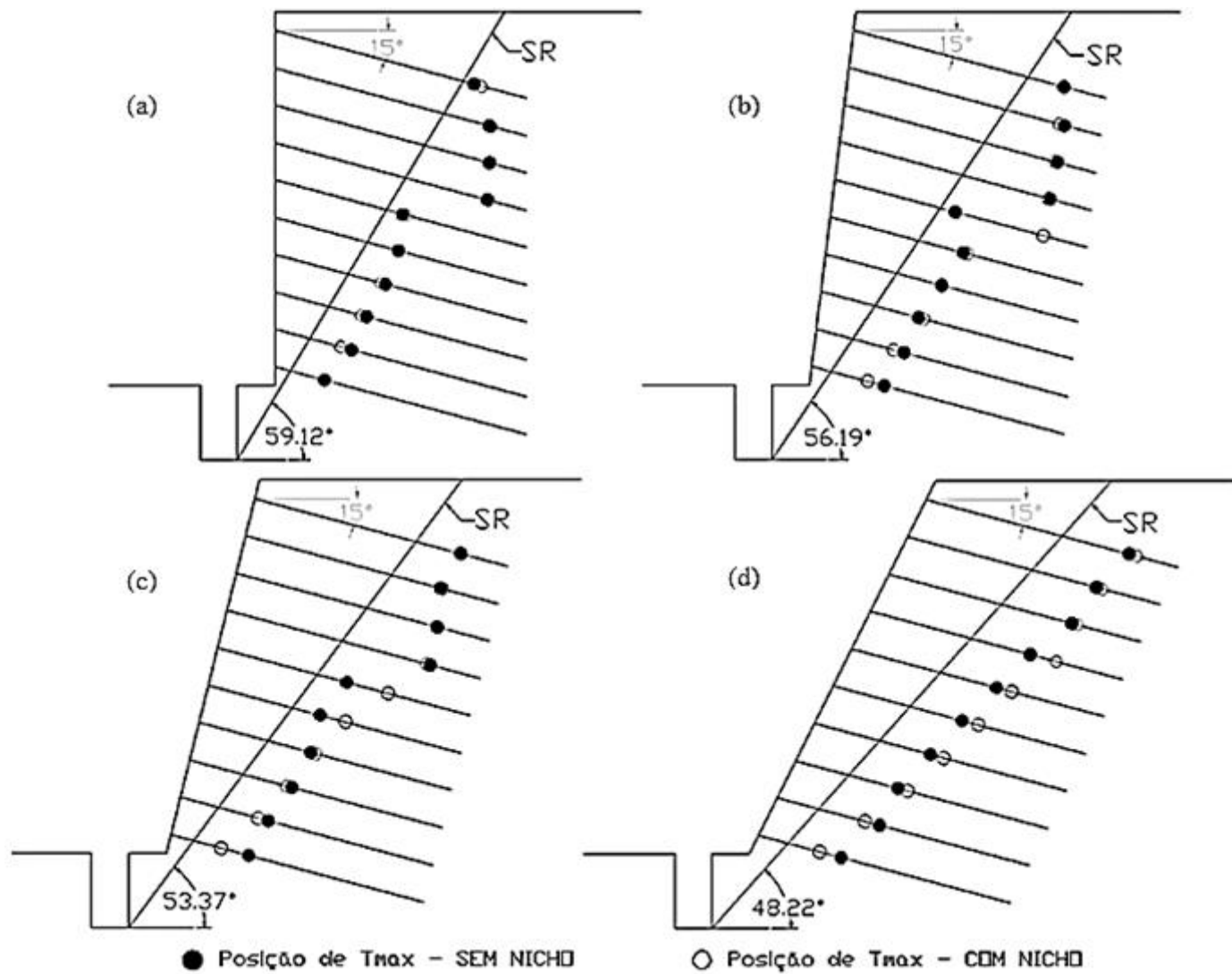


Figura 4.59 - Posição de atuação da tração máxima de cada grampo para escavação feita sem e com nicho, considerando escavação de 2m próxima ao pé

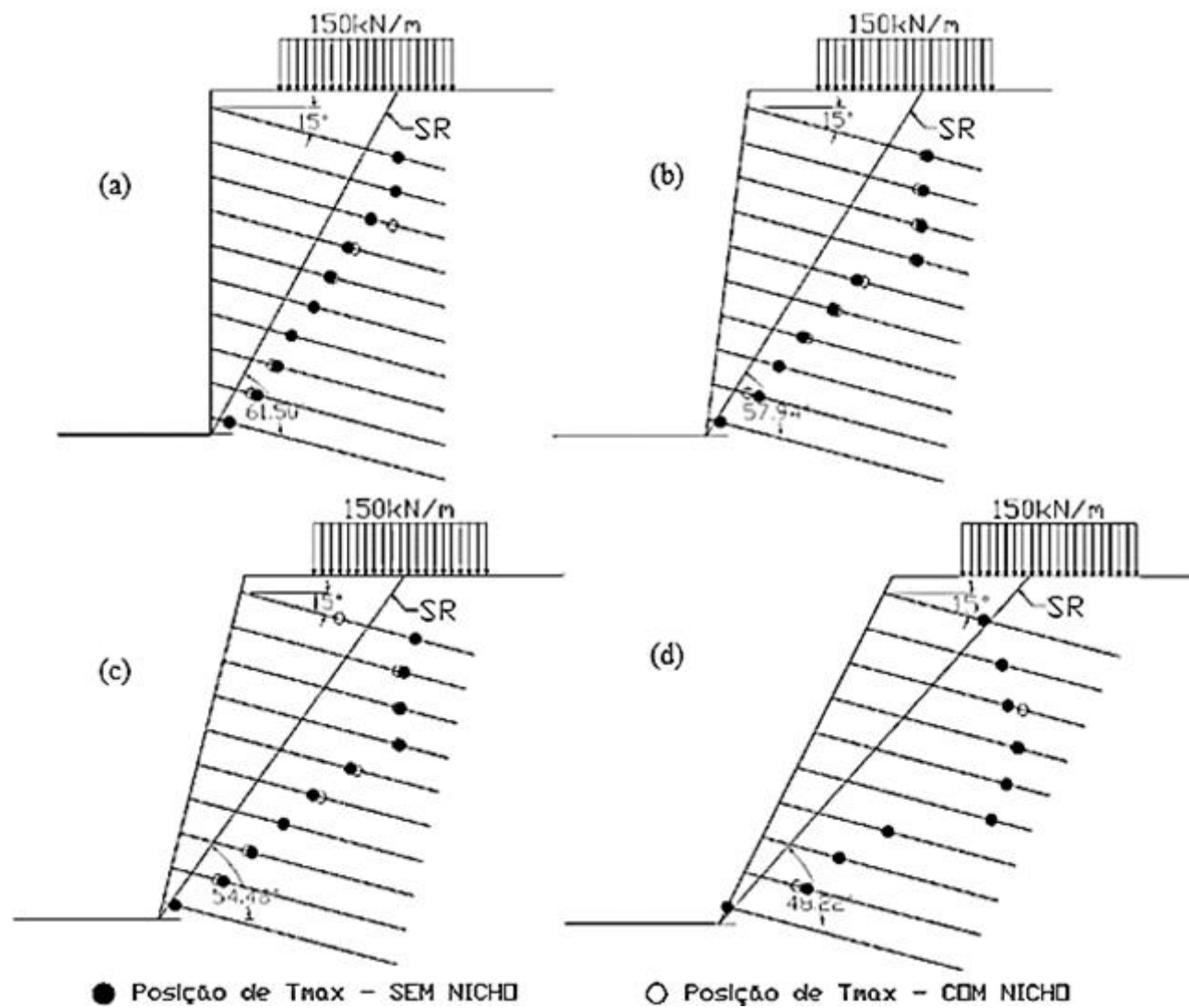


Figura 4.60 - Posição de atuação da tração máxima de cada grupo para escavação feita sem e com nicho, considerando sobrecarga com 5 m de extensão no topo

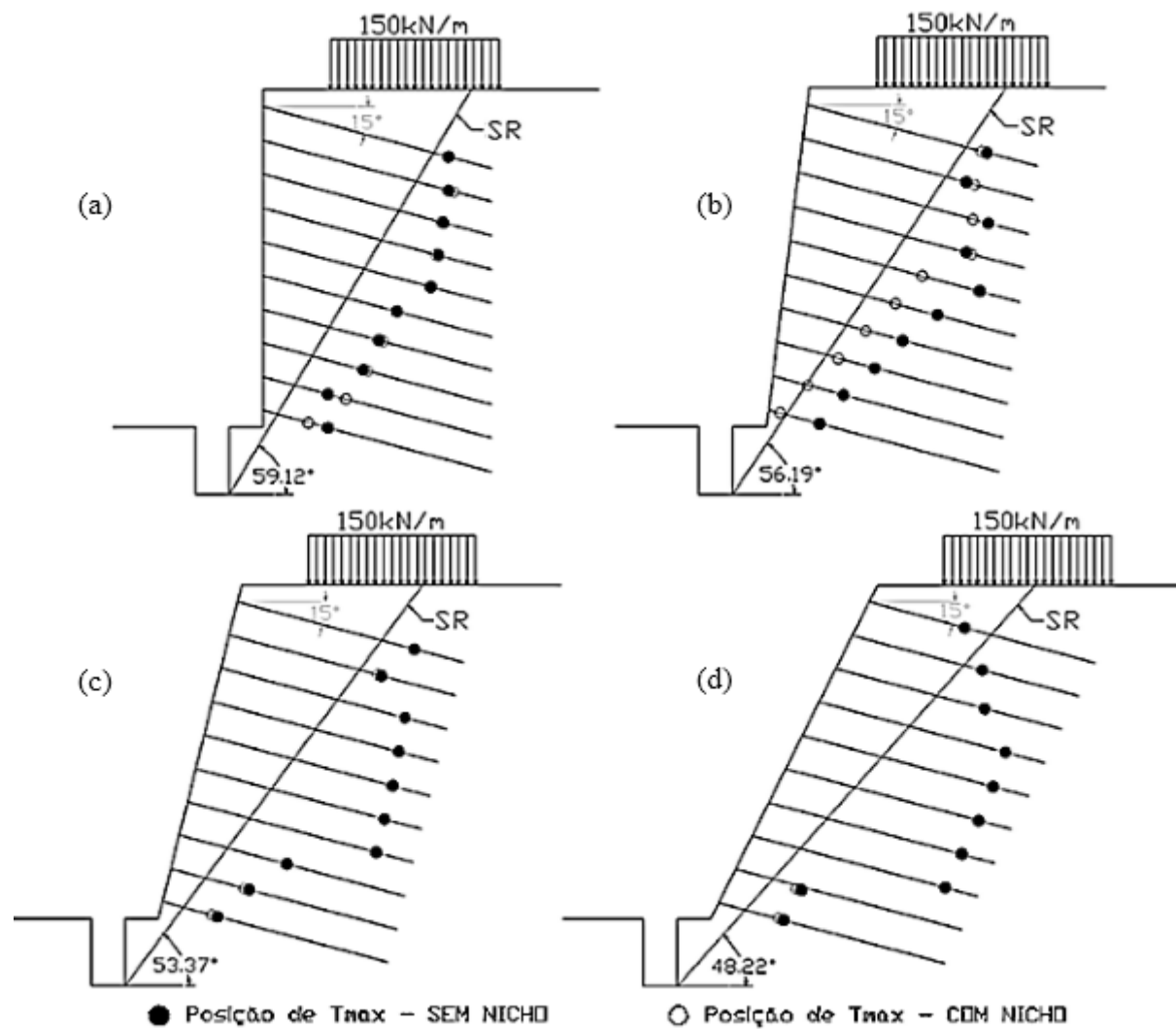


Figura 4.61 - Posição de atuação da tração máxima de cada grupo para escavação feita sem e com nicho, considerando sobrecarga com 5 m de extensão no topo

4.3.7 Análise da plastificação da massa de solo

A Figura 4.62 apresenta a zona de plastificação da massa de solo reforçada considerando uma escavação efetuada sem nicho e tomando a coesão do solo igual a 1kPa. Os demais parâmetros são os correspondentes ao caso padrão (Tabela 4.2). Observa-se que, à medida que a inclinação da face fica mais verticalizada a plastificação do solo aumenta próxima à base e atrás da área reforçada.

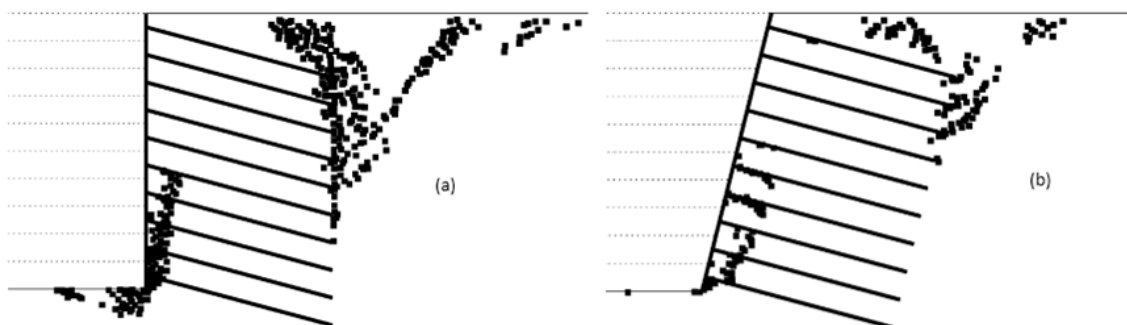


Figura 4.62 - Região de plastificação do solo para escavação feita sem nicho e com coesão de 1kPa, considerando a face (a) vertical; (b) 4V:1H

Na Figura 4.63, tem-se a região de plastificação do solo em uma estrutura grampeada com face vertical, considerando só a aplicação de sobrecarga no topo e em conjunto com a escavação próxima ao pé. Os parâmetros adotados nas análises são correspondentes ao caso padrão (Tabela 4.2). Observa-se em todas as análises, que a zona de plastificação ocorre próxima à base e atrás da área reforçada. Verifica-se que essa zona aumenta à medida que a sobrecarga no topo é elevada, e que a escavação próxima ao pé, quando é considerada, exacerbada ainda mais essa zona plastificada. Na Figura 4.64, realizou-se o mesmo tipo de análise apresentada na Figura 4.63, porém considerando-se a inclinação da face igual a 4V:1H. Comparando esta análise com a análise da Figura 4.63 verifica-se que a redução da inclinação da face do talude diminui significativamente a zona plastificada. Observa-se que não ocorre plastificação atrás da massa reforçada para sobrecarga de $25kN/m$, mesmo considerando a escavação perto do pé da estrutura. Contudo, a zona plastificada segue aumentando à medida que a sobrecarga no topo é elevada, sendo o processo exacerbado com a escavação perto à base da estrutura.

Note-se que em situações reais, a plastificação dos grampos também poderia se desenvolver. No entanto, nas análises efetuadas os grampos foram modelados considerando o comportamento elástico-linear, e, portanto, uma possível plastificação dos mesmos não foi avaliada.

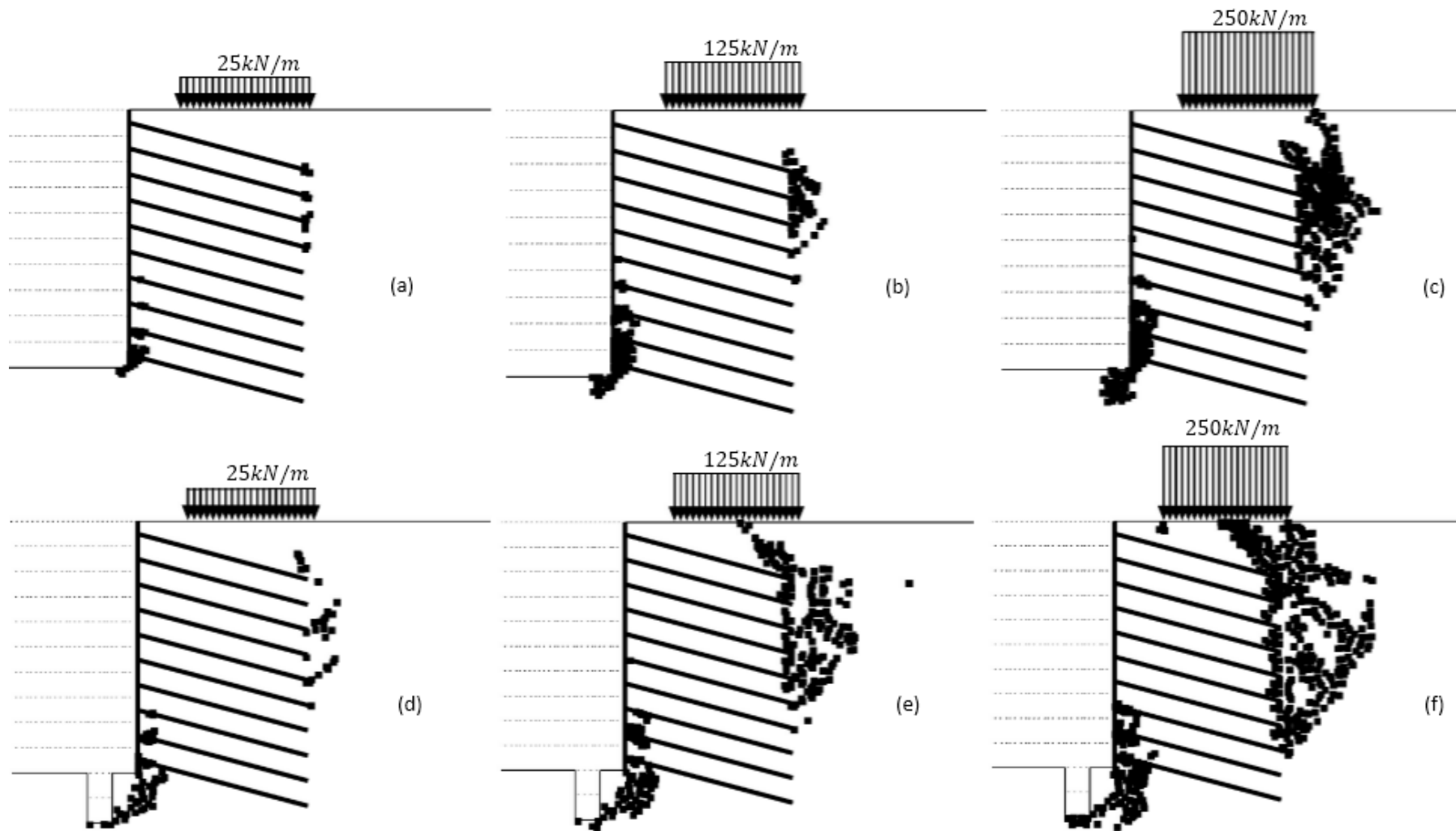


Figura 4.63 - Região de plastificação do solo para escavação feita sem nicho, em muro com face vertical, considerando sobrecarga de (a) e (d) 25kN/m ; (b) e (e) 125kN/m ; (c) e (f) 250kN/m . E, (d), (e) e (f) escavação de 2m próxima ao pé

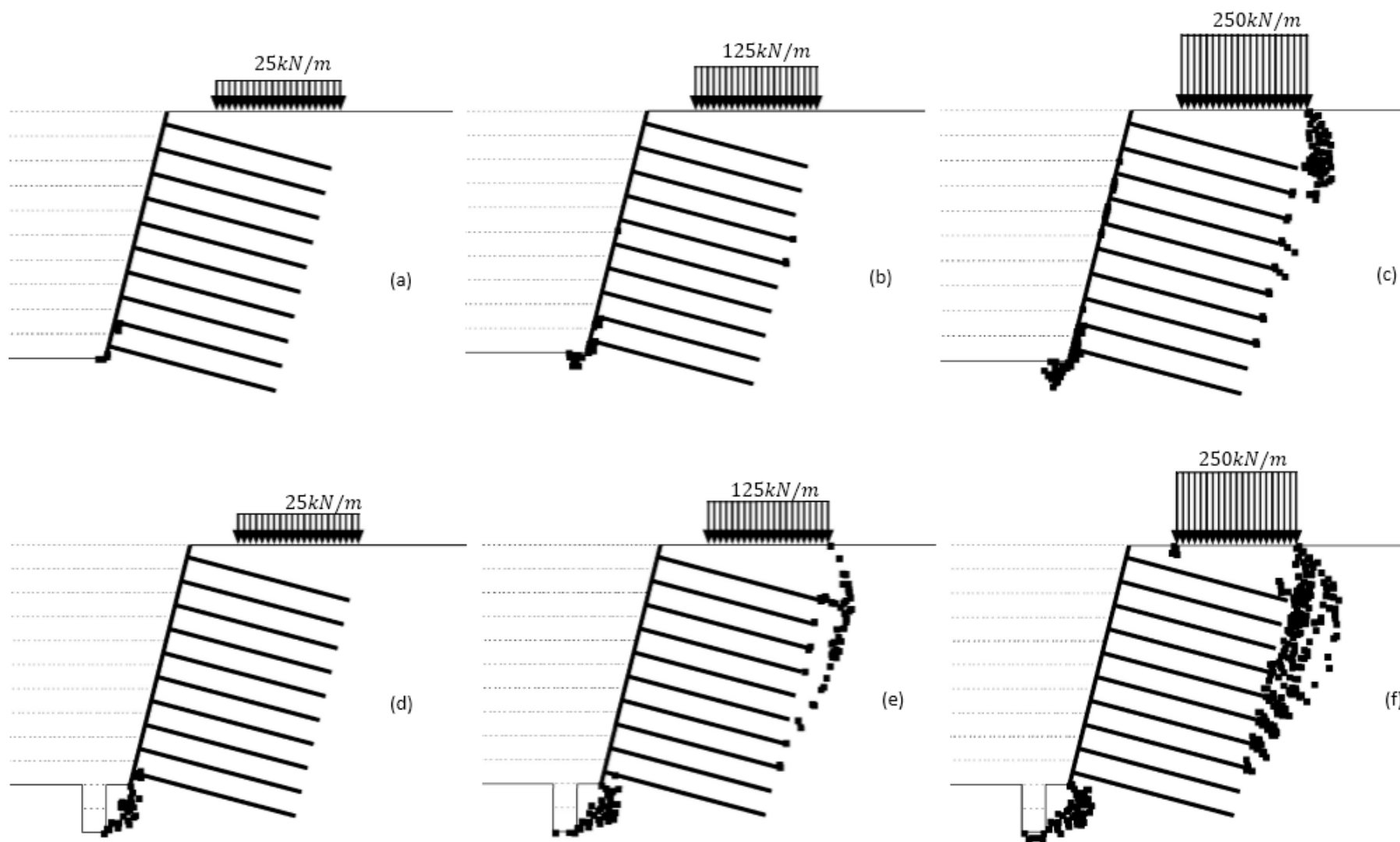


Figura 4.64 - Região de plastificação do solo para escavação feita sem nicho, em muro com face 4V:1H, considerando sobrecarga de (a) e (d) 25kN/m ; (b) e (e) 125kN/m ; (c) e (f) 250kN/m , com 5 m de extensão. E, (d), (e) e (f) escavação de 2m próxima ao pé

4.3.8 Estudo da rigidez do faceamento

Nas Figuras 4.65 e 4.66, analisa-se o efeito de variações da rigidez da face no somatório da tração máxima dos grampos ($\sum T_{max}$). Nestes estudos variaram-se a rigidez axial (EA) e à flexão da face (EI), respectivamente. Nestas análises, os parâmetros de rigidez apresentados na Tabela 4.3 foram reduzidos e posteriormente aumentados em dez e cem vezes.

Na Figura 4.65, observa-se que no caso da escavação por nicho, quando o valor de EA é muito baixo ($2 \times 10^4 kN/m$) o valor de $\sum T_{max}$ apresenta um pequeno aumento, sendo mais notório para faces mais verticalizadas. Para rigidez axial superiores à $2 \times 10^5 kN/m$, o valor de $\sum T_{max}$ é praticamente constante. No caso da escavação sem nicho, o valor de $\sum T_{max}$ não sofre variações.

Na Figura 4.66, observa-se que o aumento de EI conduz de forma mais evidente à menores valores de $\sum T_{max}$. Embora de modo bem menos significativo, devido ao processo construtivo ser de cima para baixo, esse comportamento é similar ao apresentado para muros de solo reforço com geossintético com base fixa (Mirmoradi e Ehrlich 2015, Figura 2.25). No caso de faces mais verticalizadas (8V:1H e vertical) a diferença de magnitude de $\sum T_{max}$ pode chegar a 8% em função da rigidez da face quando o procedimento da escavação é por nicho. No caso da escavação sem nicho e face vertical, essa diferença é em torno de 4%.

Para faces com inclinação de 2V:1H ($\sim 63^\circ$), a variação da rigidez axial (Figura 4.65) e à flexão (Figura 4.66) da face praticamente não influencia o valor do somatório da tração máxima dos grampos. Tal está de acordo com o sugerido pela GeoRio (2014), que para faces com inclinações inferiores a 60° com a horizontal, somente recobrimento vegetal da face pode ser adotado, a fim de evitar processos erosivos no solo.

A Figura 4.67 mostra que, somente quando a face é vertical e o procedimento de escavação é realizado sem nicho, o aumento da rigidez à flexão do faceamento conduz a uma significativa redução dos deslocamentos horizontais máximos da face. Entretanto, mesmo no caso de faces verticais, quando a escavação é realizada por nicho, a variação da rigidez do faceamento pouco influencia os resultados.

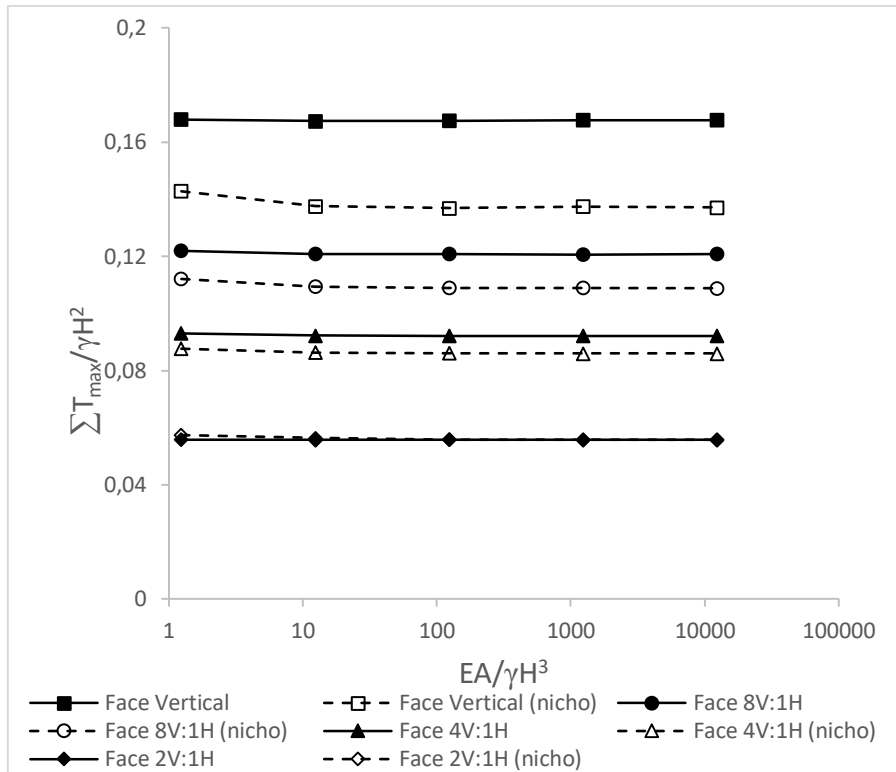


Figura 4.65 - Influência da rigidez axial da face normalizada, $EA/\gamma H^3$, no somatório normalizado da tração máxima dos grampos, $\Sigma T_{m\acute{a}x}/\gamma H^2$

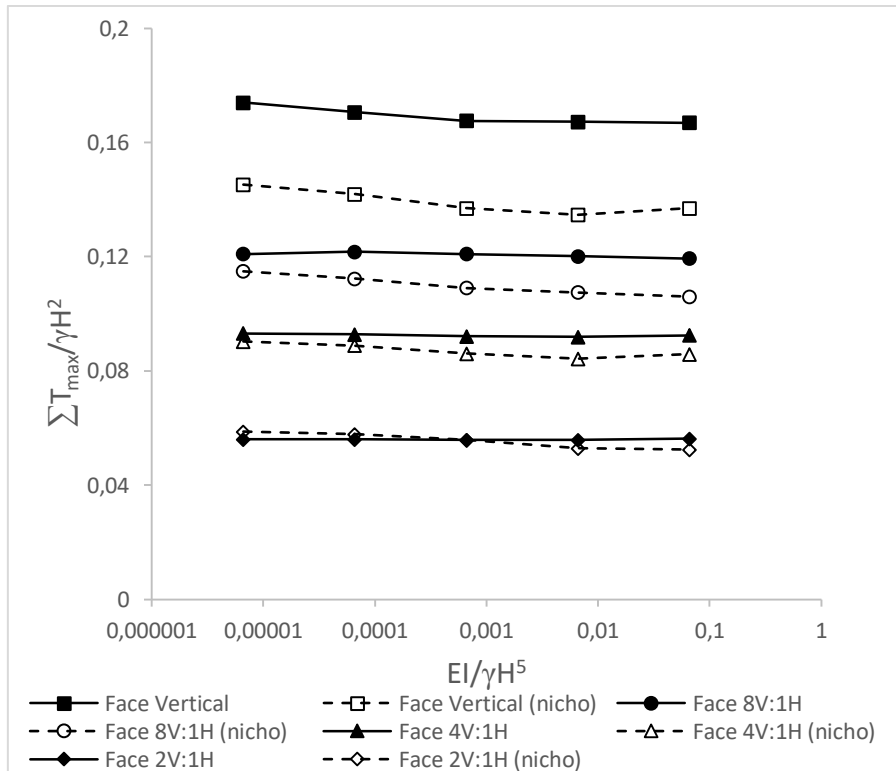


Figura 4.66 - Influência da rigidez à flexão da face normalizada, $EI/\gamma H^5$, no somatório normalizado da tração máxima dos grampos, $\Sigma T_{m\acute{a}x}/\gamma H^2$

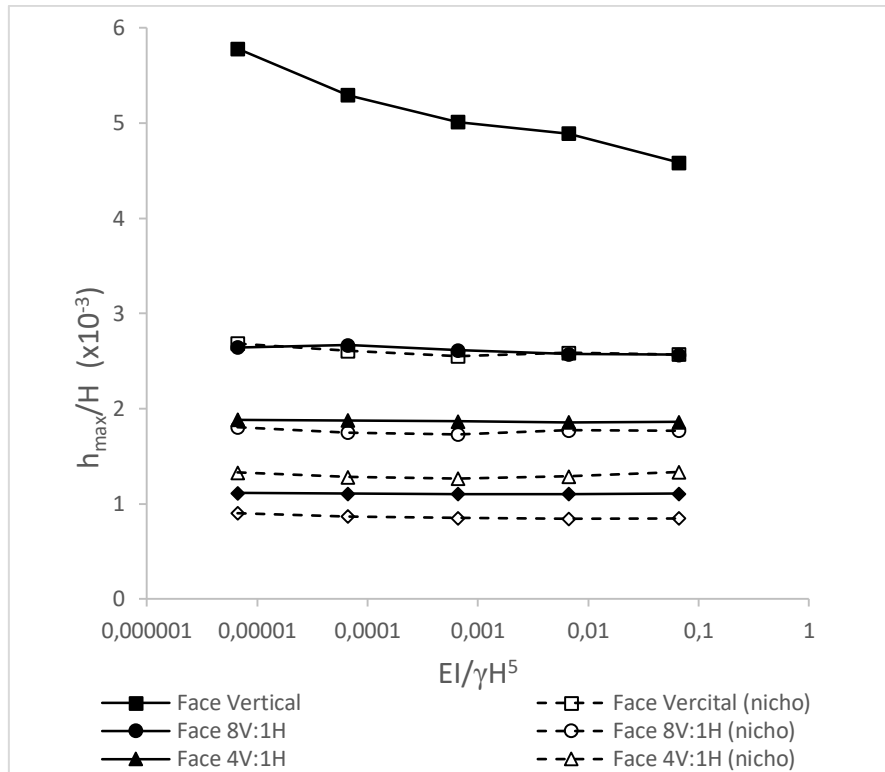


Figura 4.67 - Influência da rigidez à flexão da face normalizada, $EI/\gamma H^5$, no deslocamento horizontal máximo da face normalizado, $h_{m\acute{a}x}/H$

4.3.9 Rigidez do grampo

Na Figura 4.68 tem-se resultados de análises variando a rigidez dos grampos, conforme apresentado na Tabela 4.4. Observa-se que para rigidez axial (EA) dos grampos igual ou superior a $39,66 \times 10^3 \text{ kN/m}$ (Grampo Tipo II) o valor de $\sum T_{max}$ é mais elevado no caso de escavações por nicho, excetuando estruturas com face vertical. Também é observado que, para grampos muito rígidos ($EA = 146,86 \times 10^3 \text{ kN/m}$) - Grampo Tipo III, à medida que a face se torna mais verticalizada, a diferença entre $\sum T_{max}$ para escavações com e sem nicho diminui progressivamente, até convergir a um mesmo valor quando a face é vertical. Este comportamento está de acordo com o esperado, pois o procedimento de execução da escavação por nicho conduz a menores movimentações laterais e, conseqüentemente, tensões laterais no solo (mais perto de K_0) e valores de $\sum T_{max}$ mais elevados.

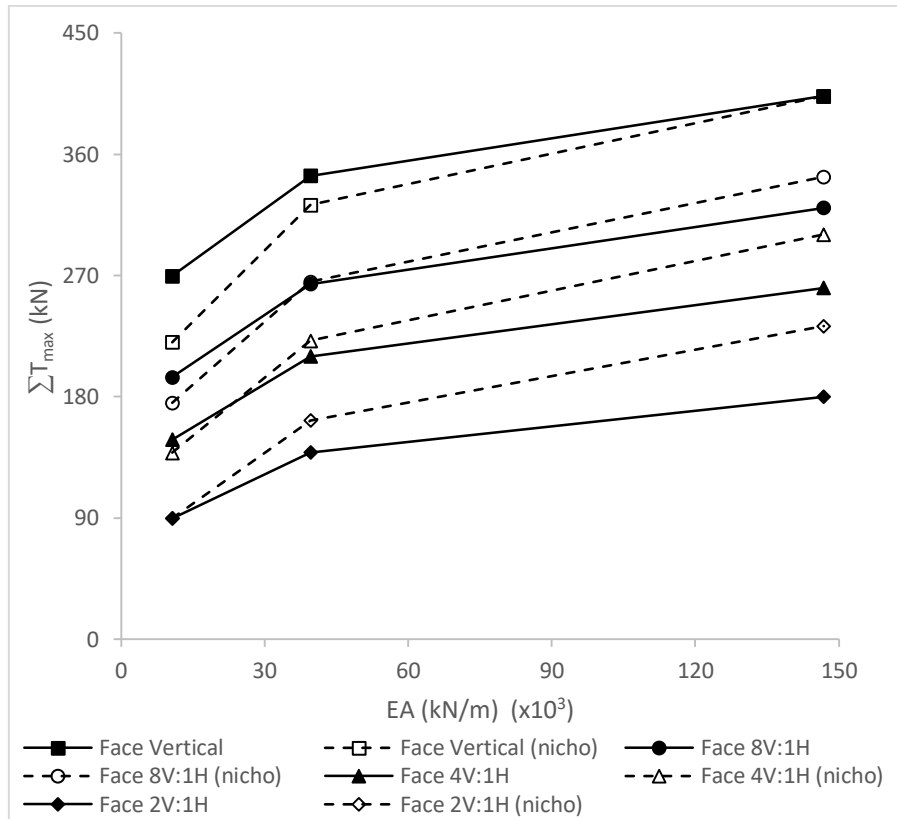


Figura 4.68 - Comportamento do somatório da tração máxima dos grampos, $\sum T_{max}$, com o aumento da rigidez axial, EA, dos grampos

A Figura 4.69 apresenta a relação entre $\sum T_{max}$ e a inclinação da face, variando o ângulo de atrito do solo e a rigidez do grampo. Os resultados indicam que grampos mais rígidos acarretam em menores deslocamentos horizontais da face. Para grampos com maior rigidez (Grampo Tipo III - barra de aço com diâmetro de 32 mm) a diferença de magnitude entre o deslocamento horizontal máximo da escavação realizada com e sem nicho aumenta quando o ângulo de atrito do solo diminui. Análises indicam (vide Apêndice A.13) que independentemente da rigidez dos grampos e da inclinação da face: (a) o grampo mais solicitado à tração se localiza entre o meio e o pé da escavação; (b) quando o procedimento de escavação é feito por nicho, a tração na conexão é maior e o grampo mais solicitado a tração é ainda mais do pé da escavação; (c) a diferença de magnitude entre o deslocamento horizontal máximo da escavação realizada sem nicho e com nicho diminui quando há, após a construção da estrutura grampeada, escavação próxima à base da estrutura ou aplicação de sobrecarga no topo. Além disso, as análises também indicam que para taludes com faces mais verticalizadas, com exceção dos últimos grampos, a magnitude da tração máxima nos grampos da escavação realizada sem nicho é maior que a da escavação feita por nicho ao longo da profundidade escavada.

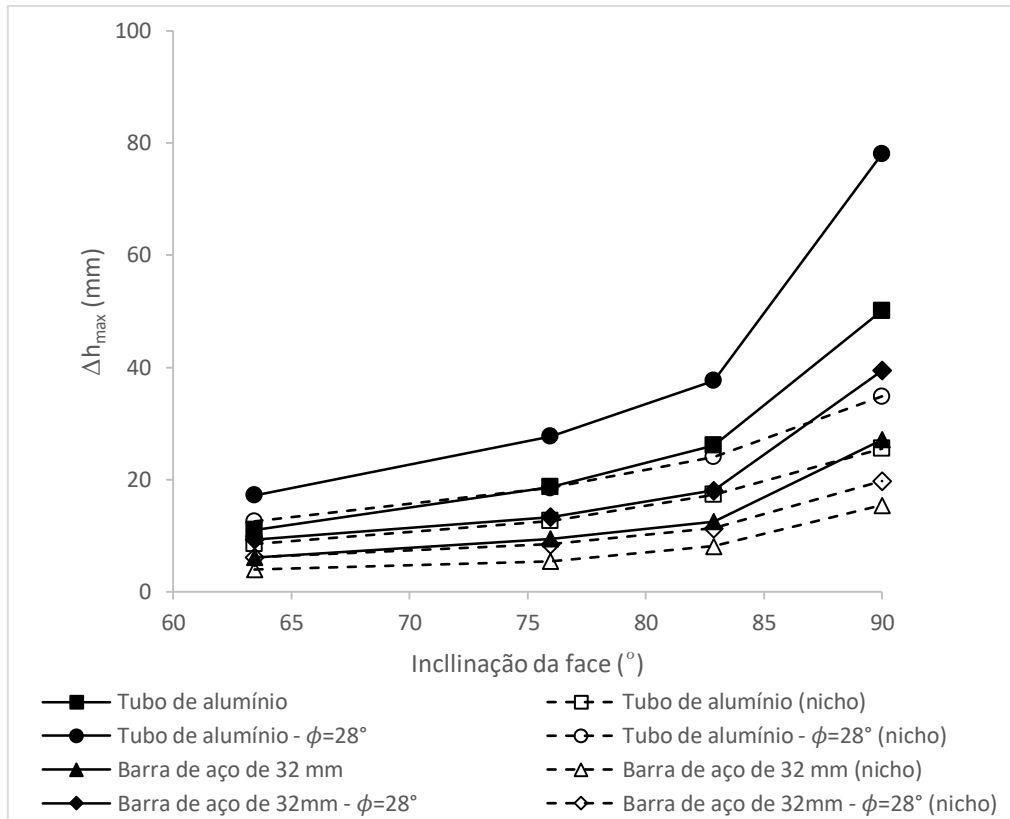


Figura 4.69 - Relação entre somatório da tração máxima dos grampos, $\sum T_{max}$, e a inclinação da face, considerando o grampo Tipo I (tubo de alumínio) e o grampo Tipo III (Barra de aço com diâmetro de 32mm)

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Após validação de um caso descrito em Clouterre (1991), análises paramétricas de uma escavação grampeada de 10 m de profundidade foram executadas com o auxílio do programa computacional Plaxis 2D. Em conjunto com a inclinação da face e a forma da execução da escavação, as análises foram conduzidas variando os parâmetros de resistência e rigidez do solo. Também se admitiu, após a construção, a aplicação de sobrecargas no topo e de escavação próximo ao pé da estrutura grampeada. Análises adicionais foram efetuadas variando-se a rigidez do grampo e da face. As análises realizadas levaram às seguintes conclusões:

- Os grampos mais solicitados para a escavação sem nicho apresentam-se localizados entre 5 e 8 m de profundidade. Quando ocorre redução dos parâmetros de rigidez do solo ou escavação próxima ao pé e/ou aplicação de sobrecarga no topo, os grampos mais solicitados serão os localizados ainda mais próximo à base da estrutura. Nas análises onde a escavação foi realizada por nicho, observou-se que, quando não havia escavação próxima ao pé e/ou aplicação de sobrecarga no topo, em regra, as maiores solicitações à tração ocorriam entre 7 e 9 m de profundidade. No entanto, quando essas condições ocorriam, o último grampo era sempre o mais solicitado à tração. Tal comportamento se verificou independentemente da inclinação da face.
- A magnitude da tração máxima nos grampos diminui à medida que o faceamento se torna menos verticalizado. As análises de referência mostraram que na escavação sem nicho a tração do grampo mais solicitado se reduz em 27,8% quando a inclinação da face muda de vertical (90°) para 8V:1H (~83°), chegando a 58% quando essa comparação é feita em relação a face 2V:1H (~63°). Quando a escavação é por nicho, essas reduções são de 16% e 49,8%, respectivamente.
- Os grampos próximos à superfície do terreno contribuem menos para estabilização do solo que os grampos próximos ao pé da estrutura de solo grampeado.
- No caso de grampos de baixa rigidez axial ($EA \approx 11 \times 10^3 \text{ kN/m}$), a diferença de magnitude entre o somatório da tração máxima dos grampos, da escavação feita sem nicho e com nicho, aumenta quando os parâmetros de resistência do solo diminuem. Excetuando para face vertical e coesão do solo igual a 1kPa, essa diferença acentua-se ainda mais à medida que a face se torna mais verticalizada. Sendo o valor do somatório da tração máxima dos grampos da escavação feita sem nicho o mais elevado. Quando ocorre escavação próxima à base da estrutura e/ou aplicação de

sobrecarga no topo, verificou-se que, essa diferença de magnitude entre o somatório da tração máxima dos grampos, da escavação feita sem e com nicho, diminui.

- A existência de uma escavação de 2 m próxima à base da estrutura grampeada afeta significativamente a tração máxima das linhas de grampos ao longo da profundidade escavada quando a escavação é realizada por nicho. No caso da escavação efetuada sem nicho o impacto ocorre somente na metade inferior da escavação, a parte superior praticamente não é afetada.
- A tração na conexão para escavações executadas por nicho gera sempre os maiores esforços junto à face, se comparada ao procedimento de escavação sem nicho.
- Em regra, grampos mais rígidos quando instalados em faces não verticais possuem a magnitude do somatório da tração máxima dos grampos ($\sum T_{max}$) mais elevada quando o procedimento da escavação é realizado por nicho.
- À medida que a inclinação da face diminui, a posição das movimentações laterais máximas se aproxima do pé da escavação em solo grampeado. Isso ocorre independentemente do procedimento executivo da escavação ser com ou sem nicho, da existência ou não de escavação próxima ao pé e de sobrecarga no topo, acompanhada ou não de escavação próxima à base.
- O deslocamento horizontal da face, ao longo da profundidade, é maior quando a escavação é feita sem nicho. A exceção pode vir a ocorrer junto à base da estrutura grampeada.
- Considerando as condições de referência para escavação sem nicho, verificou-se que, quando a inclinação da face reduz de 90° com relação à horizontal (face vertical) para aproximadamente 83° (face 8V:1H) a magnitude da movimentação lateral máxima diminui em torno de 48%. Isto mostra que uma pequena redução da inclinação da face diminui significativamente as movimentações laterais. Quando essa comparação é feita com a face de aproximadamente 63° (face 2V:1H), a redução é ainda mais acentuada, chegando a 78%. No caso de escavação com nicho, para tais condições, a redução da magnitude da movimentação lateral máxima fica em torno de 32% e 67%, respectivamente.
- Nas análises de referência, tendo como base a escavação feita sem nicho, observou-se que a diferença de magnitude entre o deslocamento horizontal da mesma e da

escavação feita com nicho pode chegar a 23% para face com inclinação de 2V:1H e a 49% para face vertical.

- No caso de uma sobrecarga no topo de 150 kN/m e escavação próxima à base de 2m de profundidade, praticamente não se observou diferença na magnitude dos deslocamentos horizontais face em escavações realizadas com e sem nicho, principalmente para faces menos verticalizadas. O mesmo foi verificado para a tração máxima nos grampos, no caso de grampos de baixa rigidez axial ($EA \approx 11 \times 10^3 \text{ kN/m}$). Assim, para menores inclinações de face, realizar a escavação com ou sem nicho se torna indiferente.
- Quando ocorre escavação próxima ao pé e/ou aplicação de sobrecarga, o deslocamento horizontal da face junto à base da estrutura grampeada é bastante significativo. Sendo a intensidade desse deslocamento proporcional a cada situação analisada.
- Em taludes com faces verticais em que a escavação foi realizada por nicho, a aplicação de uma sobrecarga de 150 kN/m com 5 m de extensão gera um deslocamento horizontal junto à base da estrutura 5 vezes maior se comparado a um caso sem sobrecarga. Caso a extensão dessa sobrecarga seja dobrada (10 m de extensão), o deslocamento torna-se 7,5 vezes maior. Nestas condições, quando a escavação é feita sem nicho, o aumento fica em torno de 4,4 vezes e 6,5 vezes, respectivamente.
- Com exceção da escavação onde a face é vertical e a coesão do solo igual a 1kPa, a diferença de magnitude entre o deslocamento horizontal máximo da escavação realizada sem e com nicho aumenta quando os parâmetros de resistência do solo, ou de rigidez do solo, diminuem. Entretanto, quando há escavação próxima à base da estrutura e/ou aplicação de sobrecarga no topo após a construção da estrutura grampeada, essa a diferença de magnitude diminui.
- As análises numéricas indicaram que para face vertical os pontos de atuação das trações máximas nos grampos, para escavação feita sem e com nicho, ficam próximos da superfície crítica, calculada pelo método de Rankine, quando não há escavação próxima ao pé e/ou aplicação de sobrecarga.
- Apesar de pouco significativo, valores muito baixos da rigidez axial e da rigidez à flexão da face conduzem a um aumento no valor do somatório da tração máxima

dos grampos ($\sum T_{max}$). O aumento é mais notório quando o procedimento de escavação é realizado por nicho e a face é mais verticalizada. Nesta condição, quando o valor de EA diminui de $2 \times 10^6 \text{kN/m}$ para $2 \times 10^4 \text{kN/m}$ o valor do $\sum T_{max}$ aumenta em aproximadamente 4,3% para face vertical e em torno de 2,8% para face com inclinação 8V:1H. Quando o valor de EI diminui de $1066,7 \text{kNm}^2/\text{m}$ para $10,7 \text{kNm}^2/\text{m}$ o valor do $\sum T_{max}$ aumenta perto de 6,0% para face vertical e próximo a 5,3% quando a face tem inclinação 8V:1H. Isso mostra que a variação de EI influencia mais no valor de $\sum T_{max}$ do que a variação de EA.

- A variação de EI do faceamento só influencia na magnitude do deslocamento horizontal máximo da face quando a mesma é vertical e o procedimento de escavação é realizado sem nicho. Quando o valor de EI aumenta de $10,7 \text{kNm}^2/\text{m}$ para $106666,7 \text{kNm}^2/\text{m}$, o deslocamento horizontal diminui perto de 20,7%. Usando os resultados calculados significa que o deslocamento reduziu de 5,8 cm para 4,6 cm. Quando a escavação é realizada por nicho, o deslocamento reduz para aproximadamente 3,7%. Isto é, o deslocamento diminui de 2,7 cm para 2,6 cm.

Como sugestões para futuras pesquisas, recomendam-se:

- Realização de análises paramétricas admitindo-se escavações em solos grampeados variando a profundidades da escavação para avaliar a distribuição da tensão máxima no grampo com sua posição.
- Análises 3D para compreender o efeito do arqueamento do solo durante a construção pela execução dos nichos.

6. REFERÊNCIAS

- Alves, L. M. (2007). *Introdução a mecânica do contínuo: Uma abordagem Moderna*. Apostila organizada pelo autor como resultado do estudo das aulas da disciplina de Introdução a mecânica do contínuo. Curitiba, PR, Brasil, 329 p.
- Azambuja, E., Strauss, M., Silveira, F. G. (2003). *Sistemas de Contenção em Solo Grampeado na Cidade de Poro Alegre, RS*. In: Workshop Solo Grampeado: Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, ABMS - SindusCon, São Paulo, SP, Brasil, p. 21-34.
- Benhamida B., Unterreiner P., Schlosser F., (1997). *Numerical analysis of a full scale experimental soil nailed wall*. Journal Ground Improvement, p. 453-458.
- Byrne, R. J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., Ueblacker, G. (1998). *Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls*. In: Report FHWA-SA-96-069R, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA.
- Cartier, G., Gigan, J. P. (1983). *Experiments and Observations on Soil Nailing Structures*. In: Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Helsinki, Finland, 2, p. 473-476.
- 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.
- Damians, I. P., Bathurst, R. J., Josa, A., Lloret, A. (2015). *Numerical Analysis of an Instrumented Steel-Reinforced Soil Wall*. International Journal of Geomechanics, ASCE, 15(1), 04014037.
- Dantas, B. T. e Ehrlich, M. (2000). *Métodos de Análise de Taludes Reforçados sob Condições de Trabalho*. Solos e Rochas, Rio de Janeiro, 23(2), p.113-133.
- Dantas, B. T., Ehrlich, M. (2001). *Estudos Numéricos sobre o Comportamento de Taludes de Solo Reforçado sob Condições de Trabalho*. In: 3ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (III COBRAE). Rio de Janeiro, RJ, Brasil, p. 547-553.
- Décourt, L., Campos, L. E. P., Menezes, M. S. S. (2003b). *Projeto e Comportamento de Escavações Estabilizadas com Solo Grampeado em Salvador*. In: Workshop Solo Grampeado: Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, ABMS - SindusCon, São Paulo, SP, Brasil, p. 105-120.

Décourt, L., Zirlis, A., Pitta, C. A. (2003a). *Projeto e Comportamento de Escavações Estabilizadas com Solo Grampeado em São Paulo*. In: Workshop Solo Grampeado: Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, ABMS - SindusCon, São Paulo, SP, Brasil, p. 57-104.

Desai, C. S., Abel, J. F. (1972). *Introduction to the finite element method a numerical method for engineering analysis*. Reprint Indian Edition 2005. CBS Publishers and Distributors Pvt. Ltd., ISBN: 81-239-08/95-4, 477 p.

Duncan, J. M. (1980). *Hyperbolic Stress-Strain Relationships*. Workshop sobre Limit Equilibrium, Plasticity and Stress-Strain in Geotechnical Engineering, Montreal, Quebec, Canadá, ASCE, p. 443-460.

Duncan, J. M., Byrne, P., Wong., K. S., Mabry, P. (1980). *Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movements in soil masses*. Report no. UCB/GT/80-01, Department of Civil Engineering, University of California, Berkley.

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

Ehrlich, M. e Becker, L. B. (2010). *Reinforced soil wall measurements and predictions*. In: 9th International Conference on Geosynthetics. 9ICG, Brazil, p. 547-559.

Ehrlich, M. e Silva R. C. (2012). *Resistência ao arrancamento de grampos - Análise da influência do N_{SPT} e da injeção da bainha nos resultados*. In: 16º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (XVI COBRAMSEG). Porto de Galinhas, PE, Brasil, CD-ROM.

Ehrlich, M., Almeida, M.S.S. e Lima, A. M. L. (1996). *Parametric numerical analysis of soil nailing system*. In: 2nd International Conference on Soil Reinforcement, Fukuoka, Japão, p. 747-752.

Ehrlich, M., Becker, L. B. (2009). *Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução*. Oficina de Textos, São Paulo, 126 p.

Ehrlich, M., Mitchell, J. K., 1994. *Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls*. Journal of Geotechnical Division, ASCE, 120(4), p. 625-645.

Eleutério, J. O. S. (2013). *Análise do Comportamento de Estruturas sujeitas a Deformações de Fundo através de Modelos Físicos (Escala 1:1) e Numéricos*. Dissertação de Mestrado, PEC-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 187 p.

Fan, C-C. e Luo, J-H. (2008). *Numerical study on the optimum layout of soil-nailed slopes*. Computers and Geotechnics 35, p. 585-599.

Feijó, R. L. (2007). *Monitoração de uma Escavação Experimental Grampeada em Solo Residual Gnáissico Não Saturado*. Tese de Doutorado, PEC-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 157p.

Feijó, R. L., Ehrlich, M. (2001). *Resultados de Ensaios de Arrancamento em Grampos Injetados em Dois Pontos do Município do Rio de Janeiro*. In: 3ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (III COBRAE). Rio de Janeiro, RJ, Brasil, p. 517-524.

Feijó, R. L., Ehrlich, M. (2005) *Resultados do Monitoramento de uma Obra Experimental em Solo Grampeado*. In: 4ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (I COBRAE). Salvador, BA, Brasil.

Fish, J, Belytschko, T. (2007). *A First Course in Finite Elements*. Publicado por John Wiley and Sons Ltd, ISBN 978-0-470-03580-1, 319 p.

Gässler, G. e Gudehus, G. (1981). *Soil Nailing - Some Aspects of a New Technique*. In: Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE), 3, Stockholm, Sweden, p. 665-670.

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

GeoRio. (1999). *Manual Técnico de Encostas*. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro - GeoRio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, volume 4.

Gerscovich, D. M. S., (2009). *Modelos Constitutivos*. Notas de Aula PGECIV - UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Gerscovich, D. M. S., Rosa, C. A. B., Lima, A. P., Saguias, G. R., (2013). *Influência do processo executivo e tipo de solo na resistência ao arrancamento de grampos*. In: 6ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (VI COBRAE). Angra dos Reis, RJ, Brasil, p. 423-431.

Gerscovich, D. M. S., Sayão, A. S. F. J., Lima, A. P., Rosa, C. A. B, (2015). *Consideração de detalhes executivos no projeto de taludes com solo grampeado*. Resista Geotecnia (Lisboa), Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 135, p. 41-65.

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*. In: 4ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (IV COBRAE). Salvador, BA, Brasil, p. 671-680.

Jewell, R.A., (1980). *Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behavior of Soils*, Doctor of Philosophy Thesis, Cambridge University.

Juran, I., Beech J. and De Laure, E. (1984). *Experimental Study of the Behavior of Nailed Soil Retaining Structures on Reduced Scale Models*. International Symposium on In Situ Soil and Rock Reinforcement, Paris.

Lazarte, C. A., Elias, V., Espinoza, R. D., Sabatini, P. J. (2007) *Geotechnical Engineering Circular n° 7*. Report n° FHWA0-IF-03-017, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, USA.

Lazarte, C. A., Robinson. H. Gómez, J. E. Baxter, A. Cadden, A., Berg R. (2015) *Geotechnical Engineering Circular n° 7 Soil Nail Walls - Reference Manual*. Report n° FHWA-NHI-14-007, National Highway Institute, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA.

Leschinsky, D., Boedeker, R. H. (1989). *Geosynthetic Reinforced Soil Structures*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115(10), p. 1459-1478.

Leshchinsky, D., Dantas, B. T., Ehrlich, M. Zornberg, J. G., Sitar, N, Mitchell, J. K (2000). *Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes at Failure*. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(3), p. 281-286.

Lima, A. M. L. (1996). *Análise Numérica do Comportamento de Solos Grampeados*. Dissertação de Mestrado, PEC-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 85 p.

Lima, A. P. (2002). *Deformabilidade e estabilidade de taludes em solo grampeado*. Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio, RJ, Brasil, 180 p.

Lopes. F. R. (2006). *Métodos Numéricos em Geotecnia*. Notas de aula PEC-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Manual do Plaxis 2D (2015). *Reference Manual e Material Models Manual*.

Martins, I. S. (2018). *Resistência ao cisalhamento dos solos*. Notas de aula PEC-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Mirmoradi, S.H. e Ehrlich, M. (2015). *Numerical Evaluation of the Behavior of GRS Walls with Segmental Block Facing under Working Stress Conditions*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 141(3), 04014109.

Mirmoradi, S.H. e Ehrlich, M. (2015a). *Modeling of the compaction-induced stress on reinforced soil walls*. Geotextiles and Geomembranes, 43(1), p. 82-88.

Mirmoradi, S.H. e Ehrlich, M. (2017). *Effects of facing, reinforcement stiffness, toe resistance, and height on reinforced walls*. Geotextiles and Geomembranes, 45(1), p. 67-76.

Mirmoradi, S.H. e Ehrlich, M. (2018). *Numerical simulation of compaction-induced stress for the analysis of RS wall under working conditions*. Geotextiles and Geomembranes, 46(3), p. 354-365.

Mitchell, J. K., Villet, W. C. B. (1987) *Reinforcement of Earth Slopes and Embankments*. In: Report NCHRP 290, U.S.A. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, USA.

Moraes, L. J., Arduino, E. G. A. (2003). *Estabilização de Talude por Solo Grampeado em Manaus - AM*. In: Workshop Solo Grampeado: Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, ABMS - SindusCon, São Paulo, SP, Brasil, p. 121-126.

Morrison, K. F., Harrison, F. E., Collin, J. G., Dodds, A., Arndt, B. (2006). *Shored Mechanically Stabilized Earth (SMSE) Wall Systems Design Guidelines*. Report nº FHWA-CFL/TD-06-011, Federal Highway Administration, Central Federal Lands Highway Division, Lakewood, CO, USA.

Ortigão, J. A. R., Palmeira, E. M. (1992). *Solo Grampeado: técnica para estabilização de encostas e escavações*. In: 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (I COBRAE). Rio de Janeiro, RJ, Brasil, p. 57-74.

Ortigão, J.A.R., Zirlis, A., Palmeira, E. M. (1993). *Experiência com solo grampeado no Brasil: 1970 - 1993*. Revista Solos e Rochas, ABMS, v. 16, n. 4, pp. 291-304, Dezembro.

Pitta, C. A., Souza, G. J. T., Zirlis, A. C. (2013). *Alguns Detalhes da Prática de Execução de Solo Grampeado*. In: 6ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (VI COBRAE). Angra dos Reis, RJ, Brasil

Pitta, C. A., Souza, J. T., Zirlis, A. C. (2003). *Solo Grampeado: Alguns Detalhes Executivos - Ensaios - Casos de Obras*. In: Workshop Solo Grampeado: Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, ABMS - SindusCon, São Paulo, SP, Brasil, p. 1-20.

Plaxis: história. Disponível em: <https://www.plaxis.com/company/about-plaxis/company-profile/> Acesso em: 13 julho de 2018.

Plumelle C. e Schlosser F., (1991). *Three Full-Scale Experiments of French Project on Soil Nailing: CLOUTERRE*. Transportation Reserarch Record,1330.

Plumelle C., (1987). *Expérimentation em vraie grandeur d'une paroi clouée*. Revue Française de Géotechnique, 40, p. 45-50.

Plumelle C., Schlosser F., Degale P., Knochenmus G., (1990). *French national research project on soil nailing: CLOUTERRE*. Geotechnical Special Publication, 25, ASCE, p. 660-675.

Potts. D. M., Zdravkovic, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: theory*. Publicado por Thomas Telford, Londres, ISBN: 0 7277 2753 2, 440 p.

Riccio, M. V. F. (2007). *Comportamento de um Muro de Solo Reforçado com Solos Finos Tropicais*. Tese de Doutorado, PEC-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 444 p.

Saramago, R. P., Mendonça, M. P., Brugger, P. J., Ferreira Jr, J. A. (2005). *Muro de solo grampeado com face em blocos pré-moldados*. In: 4ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (IV COBRAE). Salvador, BA, Brasil, p. 827-833.

Schlosser, F. (1983). *Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en terre armée et par le clouage des sols*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n° 418, Paris.

Schlosser, F., Elias, V. (1978). *Friction in reinforced earth*. In: Proceedings of the Symposium Earth Reinforcement, ASCE, Pittsburgh, Pennsylvania, pp. 735-763.

Shen, C. K., Herrman, L. R., Bang, S. (1981). *Ground Movement Analysis of Earth Support System*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 107(12), pp. 1609-1624.

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, PEC-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 354 p.

Silva, R. C. (2017). *Comportamento de uma Escavação com Cortina Ancorada e Grampeamento em Solo Residual com Camadas Reliquiarias*. Tese de Doutorado, PEC-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 210 p.

Simões, F. M.F. (2017). *Introdução à mecânica dos meios contínuos*. 1ª ed. IST Press (Coleção Ensino da Ciência e da Tecnologia).

Soares, J. E. S., Gomes, R. C. (2003). *Um Caso de Obra de Solo Grampeado na Encosta da BR-101 em Angra dos Reis*, RJ. In: Workshop Solo Grampeado: Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, ABMS - SindusCon, São Paulo, SP, Brasil, p. 49-56.

Springer, F. O. (2001). *Estudos de Deformabilidade de Escavações com Solo Grampeado*. Dissertação de Mestrado, DEC/PUC-Rio, RJ, Brasil, 94 p.

Springer, F. O., Gerscovich, D. M. S., Sayão, A. S. F. J., (2001). *Deformabilidade de Taludes Estabilizados com Solo Grampeado*. In: 3ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (III COBRAE). Rio de Janeiro, RJ, Brasil, p. 483-490.

Springer, F.O. (2006). *Ensaio de Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse*. Tese de Doutorado, DEC/PUC-Rio, RJ, Brasil, 309 p.

Stocker, M. F., Korber, G. W., Gässler, G., Gudehus, G. (1979). *Soil nailing: loutage du sol*. In: Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement: reinforced earth and other techniques, Ecole des Ponts et Chaussées, Paris, France, 2, pp. 463-474.

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), p. 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.

Zirlis, A. C., Pitta, C. A. (1992). *Soil nailing: chumbamento de solos experiência de uma equipe na aplicação do método*. In: 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (I COBRAE). Rio de Janeiro, RJ, Brasil, p. 81-99.

Zirlis, A. C., Val, E. C., Neme, P. A. (1999). *“Solo Grampeado”: Projeto, Execução e Instrumentação*. ABMS, São Paulo, SP, Brasil, p. 69.

Zornberg, J. G., Sitar, N., Mitchell, J. K. (1998). *Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes at Failure*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124(8), p. 670-683.

APÊNDICE A

A.1 Rearranjo da Equação Tensão-Deformação do Modelo Hiperbólico

Rearranjo da equação da Hipérbole de Duncan para que a deformação axial, ε_a , fique em função da tensão desviadora, $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

A equação de Kondner (1963) é dada por:

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

Rearrumando a equação, tem-se:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)a + (\sigma_1 - \sigma_3)b\varepsilon_a = \varepsilon_a$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)a = \varepsilon_a - (\sigma_1 - \sigma_3)b\varepsilon_a$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)a = [1 - (\sigma_1 - \sigma_3)b]\varepsilon_a$$

$$\varepsilon_a = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)a}{[1 - b(\sigma_1 - \sigma_3)]}$$

Duncan e Chang (1970) mostram que:

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

Como:

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

Tem-se que:

$$\varepsilon_a = \frac{1}{E_i} \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{1 - R_f \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \right]$$

A.2 Comparação dos resultados medidos e calculados, com $E_{ur}=3E_{50}$ e $E_{ur}=6E_{50}$, para validação do modelo físico

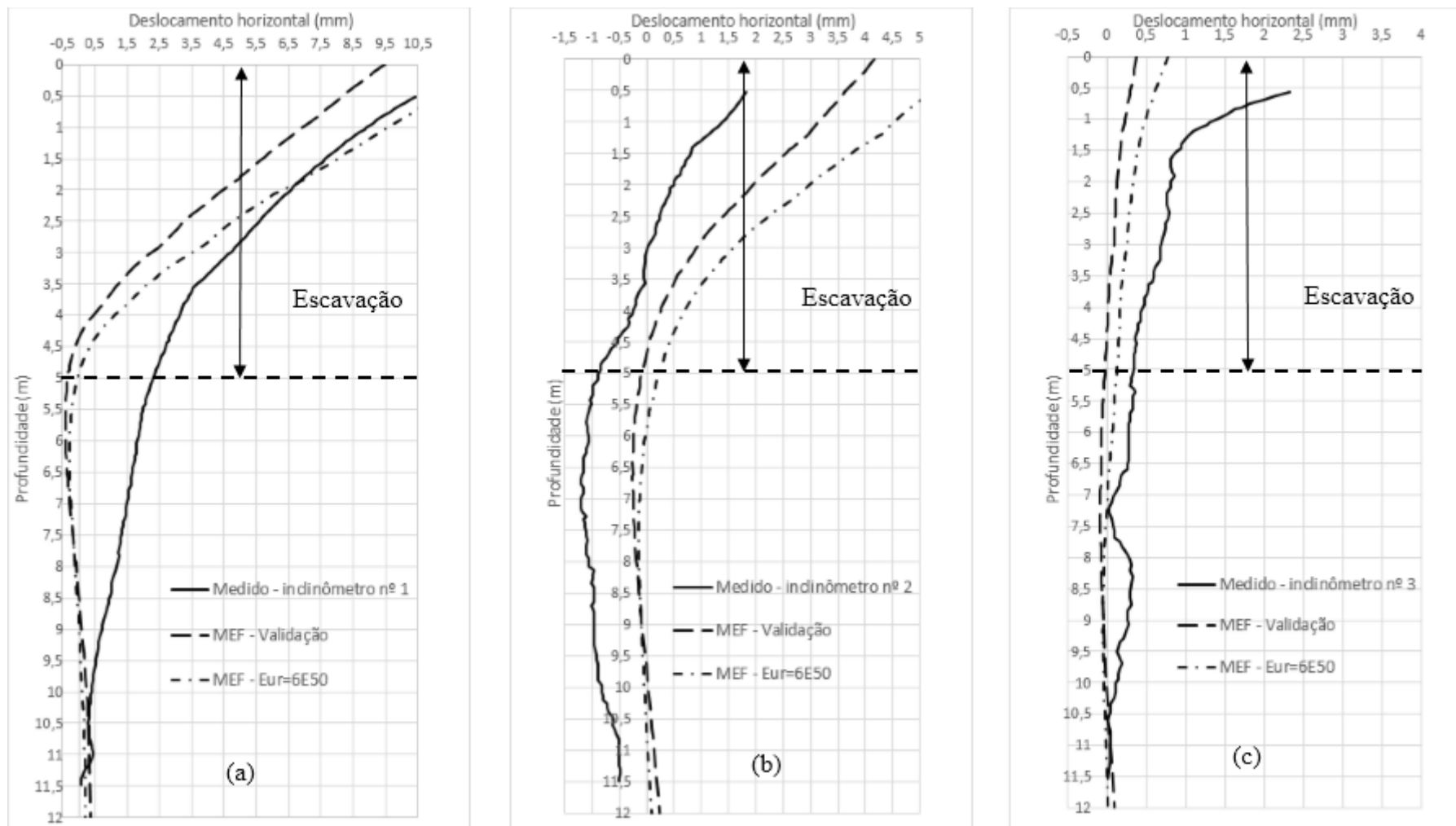


Figura A.2. 1 - Comparação dos deslocamentos horizontais calculados pelo MEF com o resultado medido após construção de 5m da estrutura grampeada. (a) inclinômetro a 2m da face, (b) inclinômetro a 4m da face e (c) inclinômetro a 8m da face

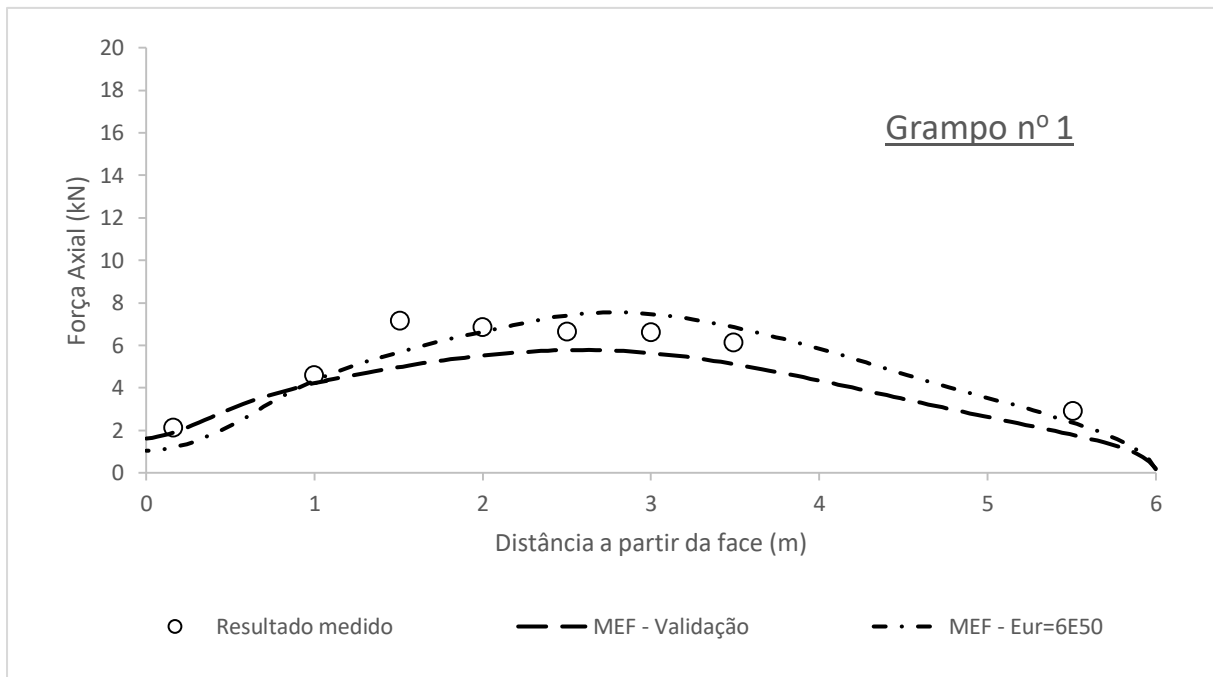


Figura A.2. 2 - Comparação dos esforços de tração, ao longo do grampo 1, calculados pelo MEF com o resultado medido, após construção de 5m da estrutura grampeada

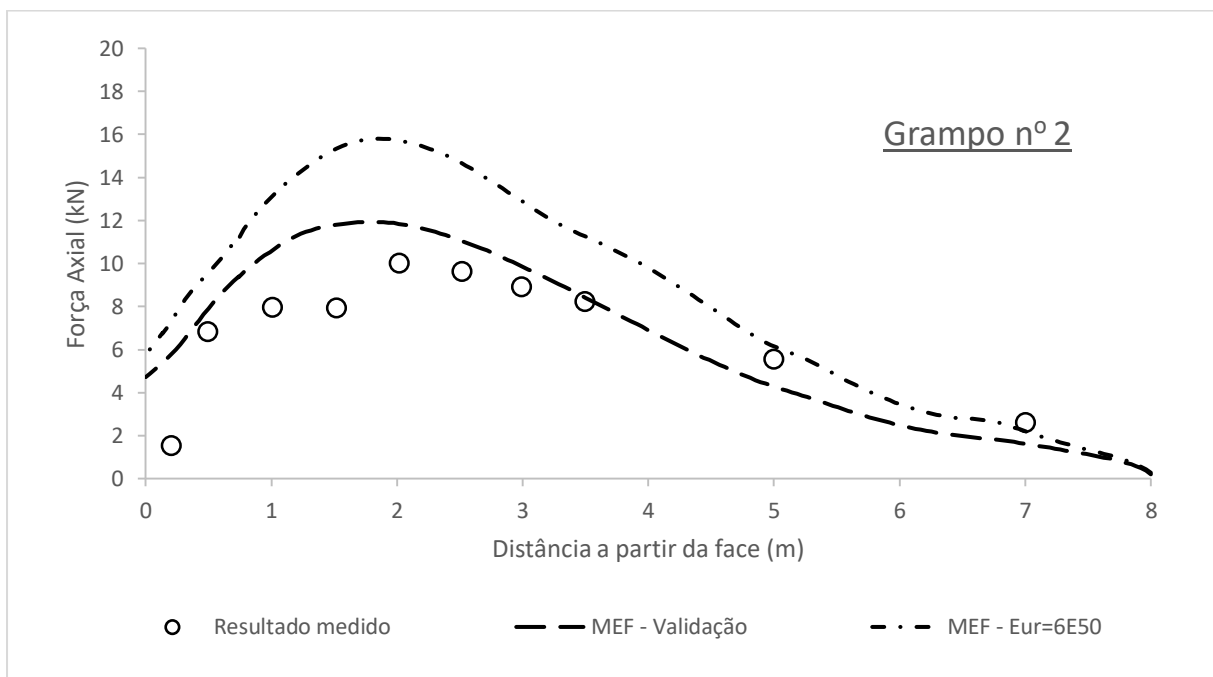


Figura A.2. 3 - Comparação dos esforços de tração, ao longo do grampo 2, calculados pelo MEF com o resultado medido, após construção de 5m da estrutura grampeada

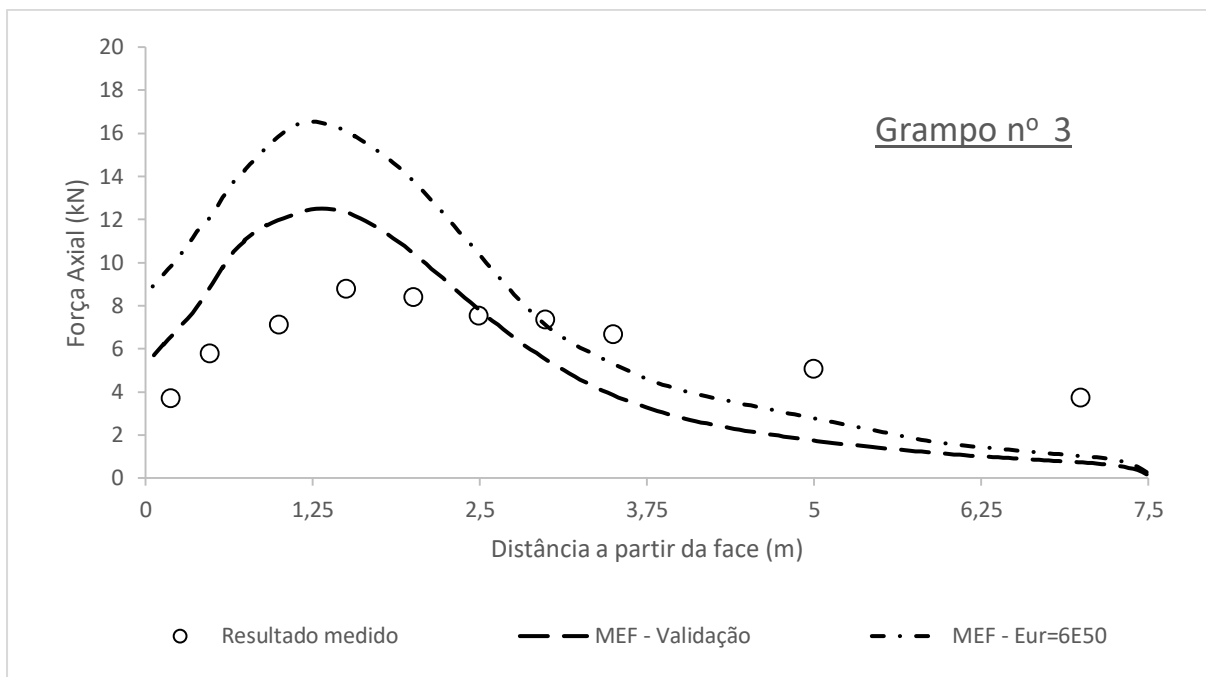


Figura A.2. 4 - Comparação dos esforços de tração, ao longo do grampo 3, calculados pelo MEF com o resultado medido, após construção de 5m da estrutura grampeada

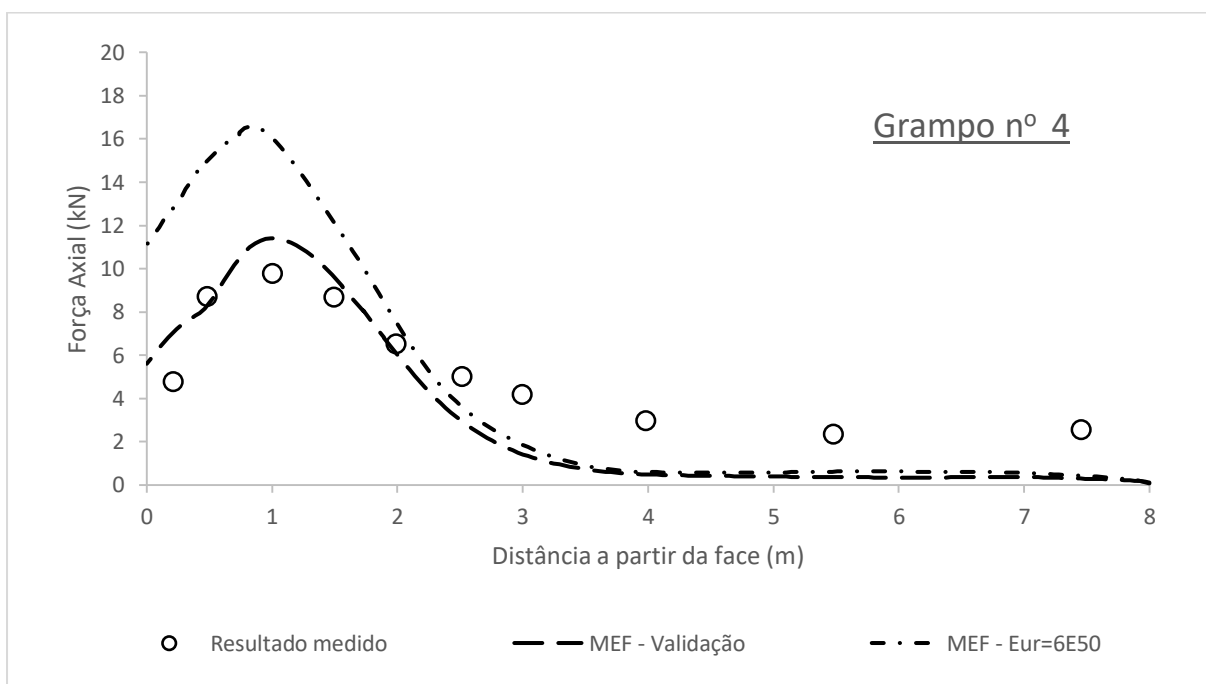
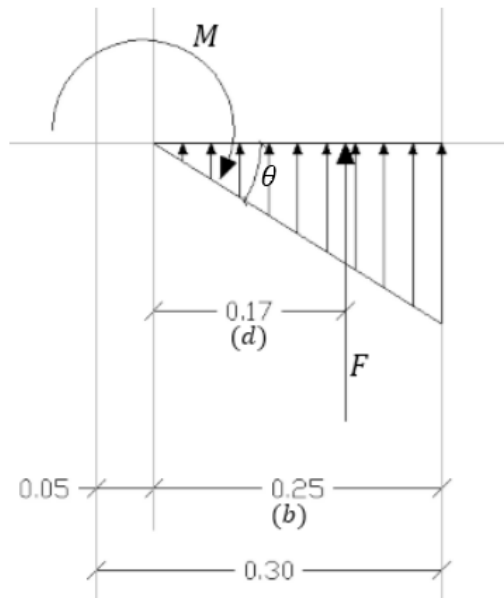


Figura A.2. 5 - Comparação dos esforços de tração, ao longo do grampo 1, calculados pelo MEF com o resultado medido, após construção de 5m da estrutura grampeada

A.3 Estimativa do Cálculo do Momento de Inércia

Para o cálculo do momento de inércia do muro em “L”, levando em consideração a armadura, foi admitido a hipótese apresentada na figura abaixo.



Sabe-se que:

$$\theta = \frac{M}{E \cdot I}$$

Sendo o momento dado por:

$$M = d \cdot F = 0,17 \cdot F \quad (1)$$

E sabendo que

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \rightarrow \frac{F}{A} = E \cdot \varepsilon \rightarrow F = E \cdot \varepsilon \cdot A \quad (2)$$

em que

$$A = \frac{b \cdot \text{um metro de muro}}{2} = \frac{0,25 \cdot 1}{2} = 0,125 \text{ m}^2$$

E como,

$$\varepsilon = \theta \cdot b = \theta \cdot 0,25 \quad (3)$$

Tem-se, Substituindo (2) e (3) em (1), que:

$$M = d \cdot F = d \cdot E \cdot \varepsilon \cdot A = d \cdot E \cdot \theta \cdot b \cdot A = E \cdot \theta \cdot d \cdot b \cdot A = E \cdot \theta \cdot I$$

Assim, tem-se que o valor do momento de inércia é dado por:

$$I = d \cdot b \cdot A = d \cdot b \cdot \frac{b \cdot 1}{2} = \frac{d \cdot b^2 \cdot 1}{2}$$

Como

$$d = \frac{2}{3}b$$

Tem-se:

$$I = \frac{b^3 \cdot 1}{3} \cong 5,21 \times 10^{-3} \text{ m}^4/\text{m}$$

A.4 Tração Máxima nos Grampos ao Longo da Profundidade - Variação dos Parâmetros de Resistência do Solo

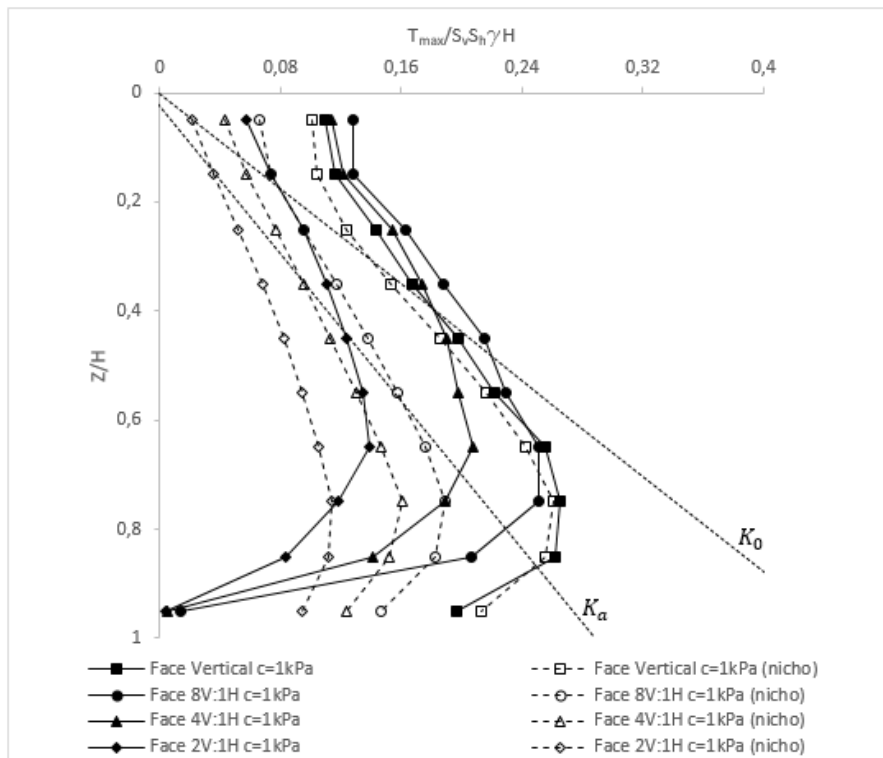


Figura A.4. 1 - Tração máxima no grampo com a profundidade para coesão de 1kPa.

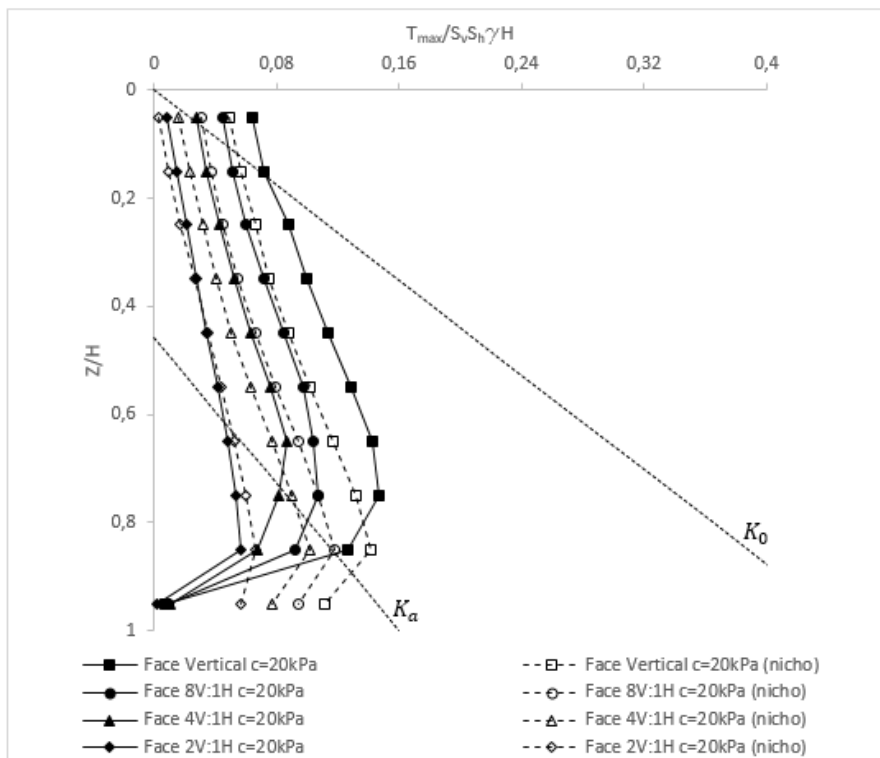


Figura A.4. 2 - Tração máxima no grampo com a profundidade para coesão de 20kPa.

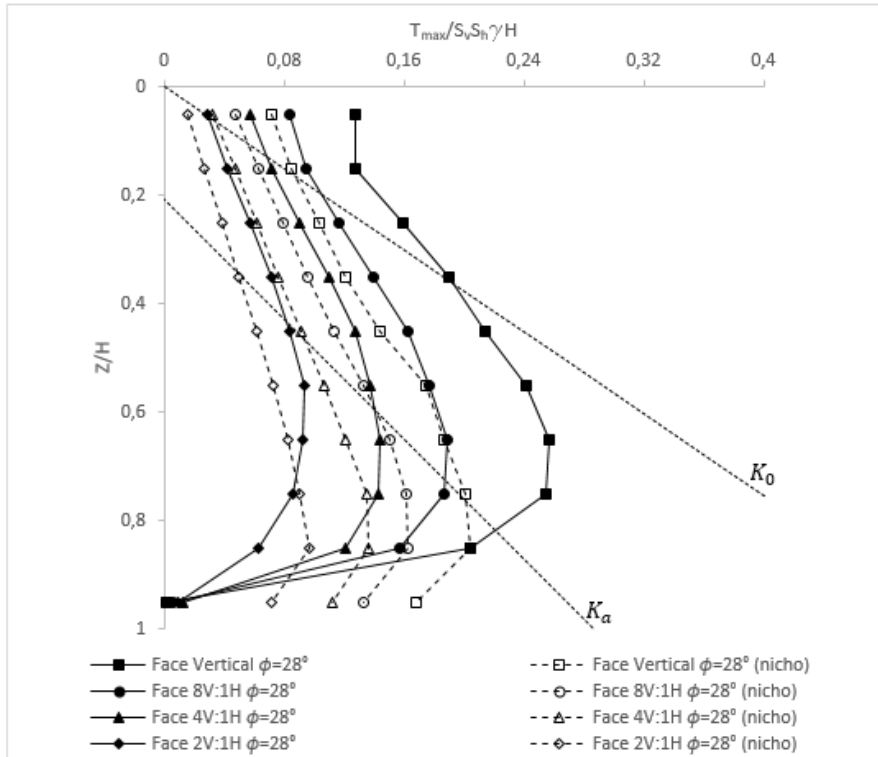


Figura A.4. 3 - Tração máxima no grampo com a profundidade para ângulo de atrito de 28° .

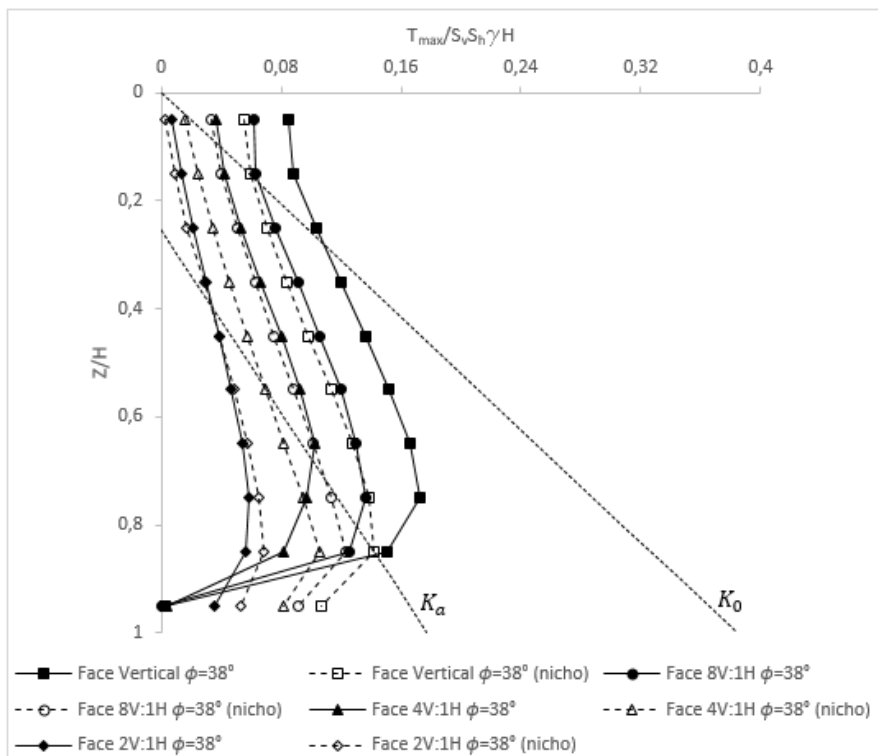


Figura A.4. 4 - Tração máxima no grampo com a profundidade para ângulo de atrito de 38° .

A.5 Deslocamento Horizontal na Face ao Longo da Profundidade - Variação dos Parâmetros de Resistência do Solo

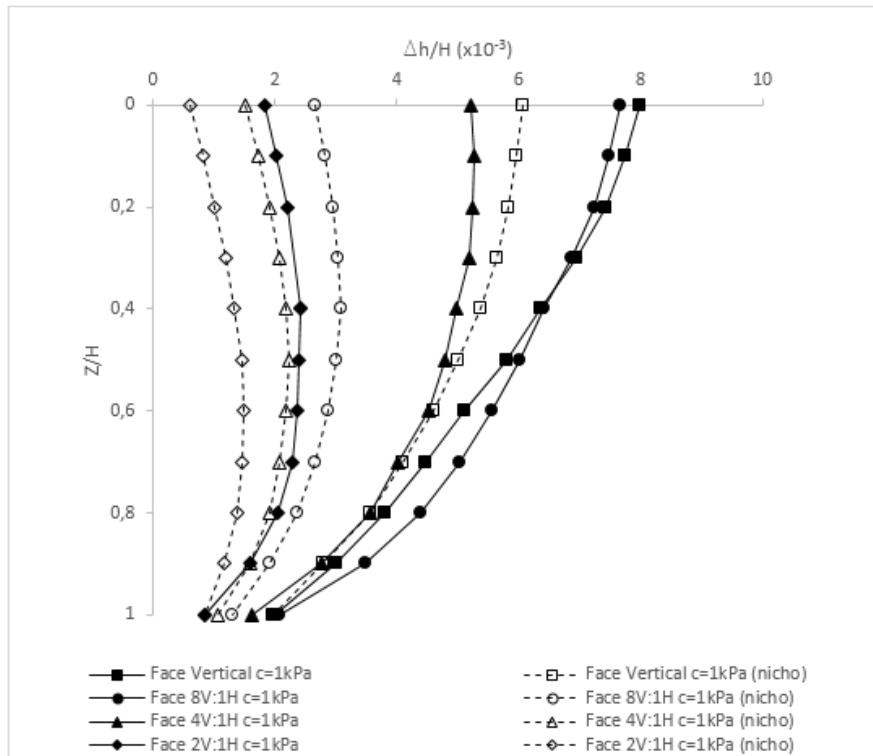


Figura A.5. 1 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para coesão de 1kPa.

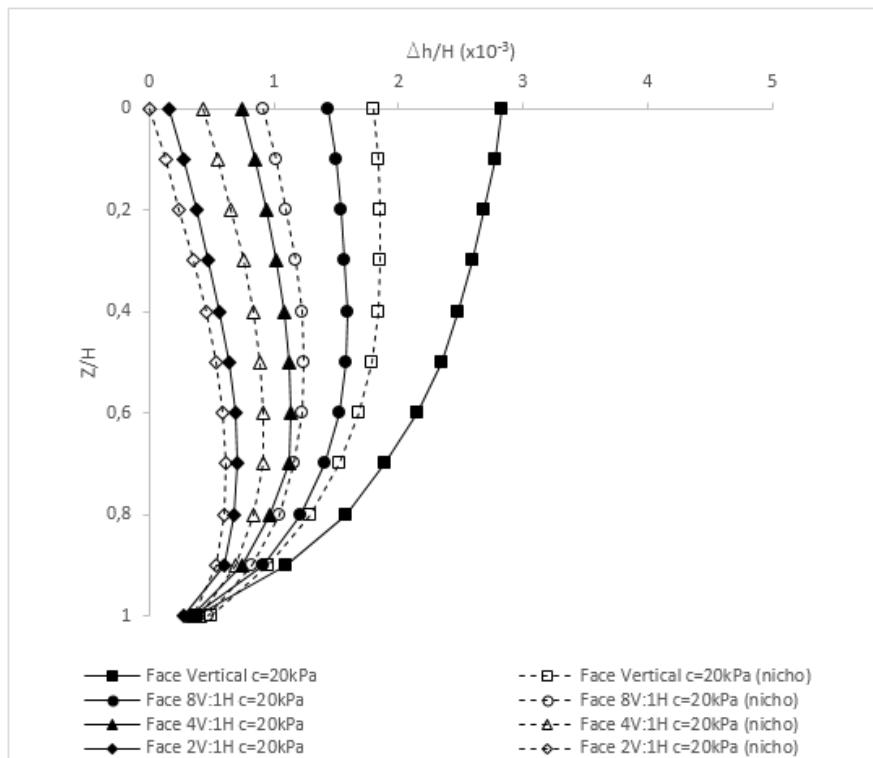


Figura A.5. 2 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para coesão de 20kPa.

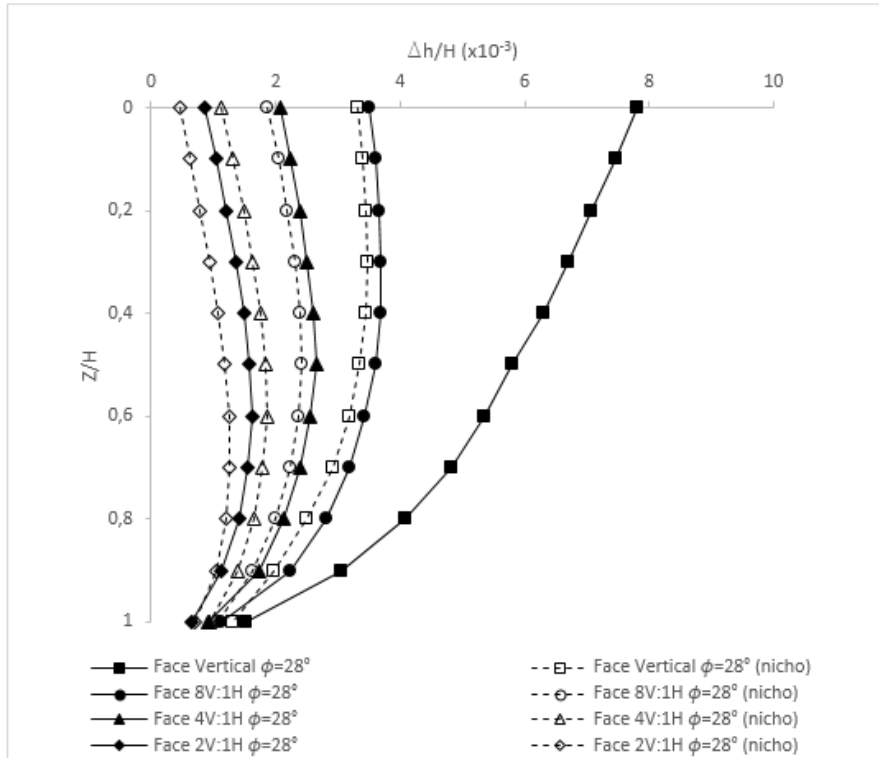


Figura A.5. 3 Deslocamento horizontal da face com a profundidade para ângulo de atrito de 28° .

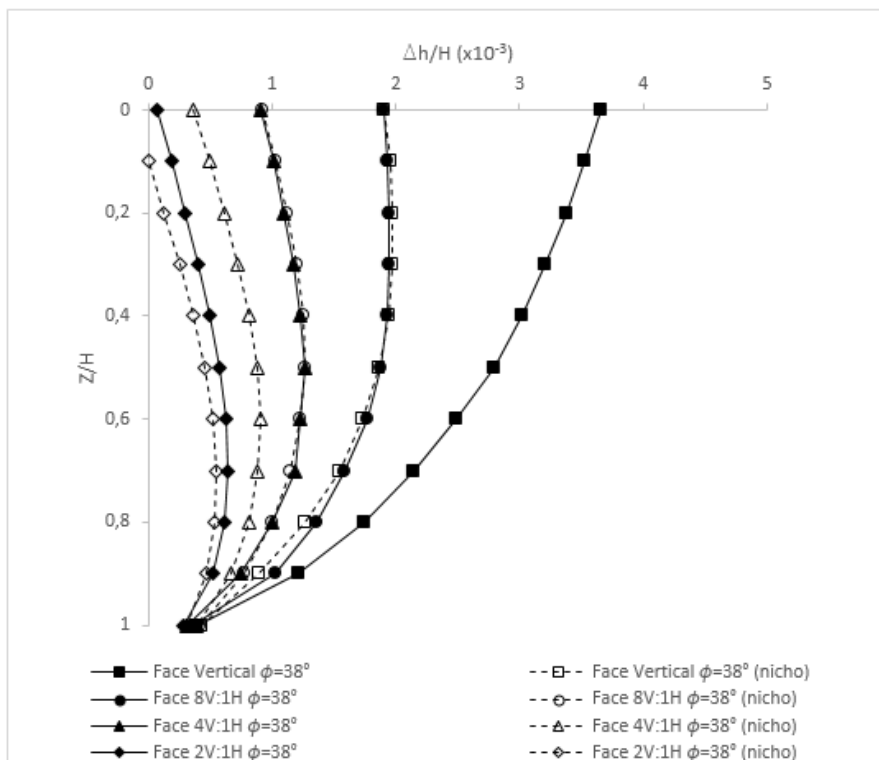


Figura A.5. 4 - Variação do deslocamento horizontal da face com a profundidade para ângulo de atrito de 38° .

A.6 Tração Máxima nos Grampos e da Tração na Conexão ao Longo da Profundidade

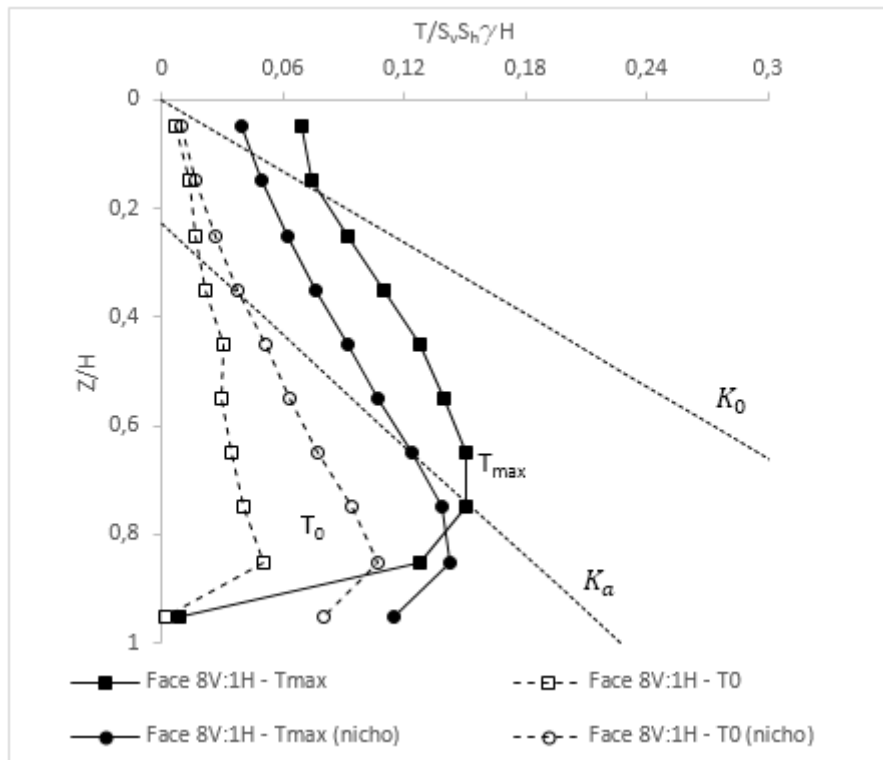


Figura A.6. 1 - Tração máxima no grampo e da tração na conexão com a profundidade - Face 8V:1H.

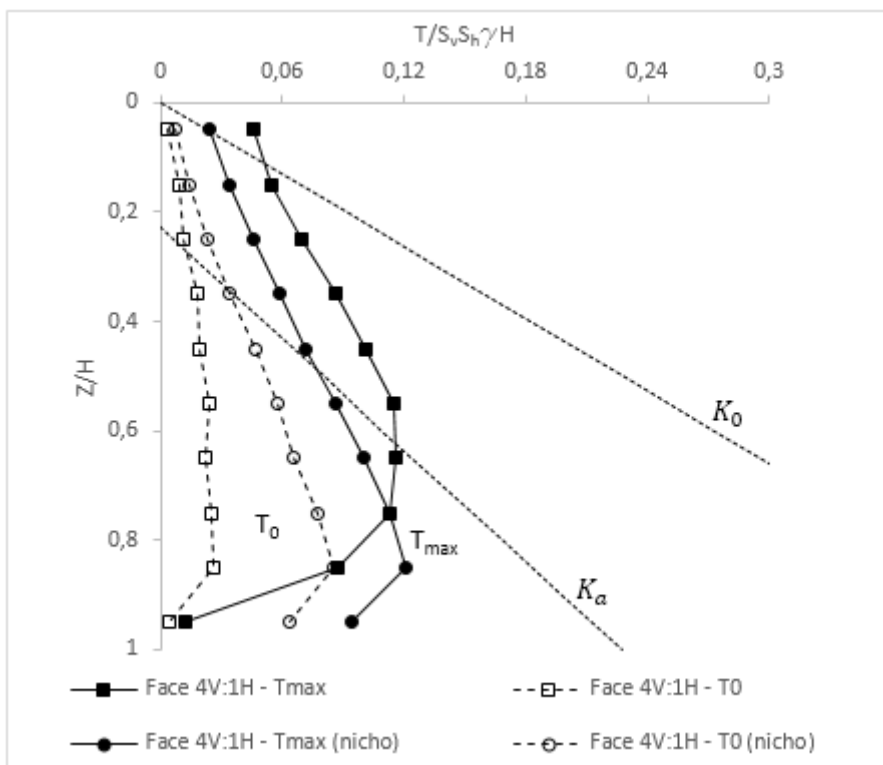


Figura A.6. 2 - Tração máxima no grampo e da tração na conexão com a profundidade - Face 4V:1H.

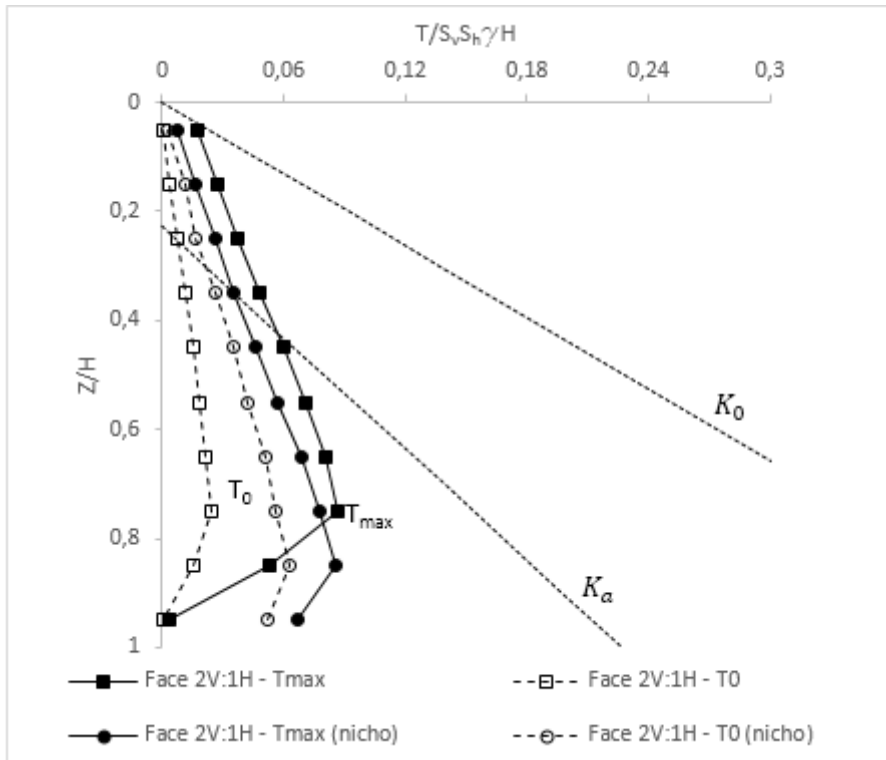


Figura A.6. 3 - Tração máxima no grampo e da tração na conexão com a profundidade - Face 2V:1H.

A.7 Tração Máxima nos Grampos ao Longo da Profundidade - Aplicação de Sobrecarga no Topo da Estrutura

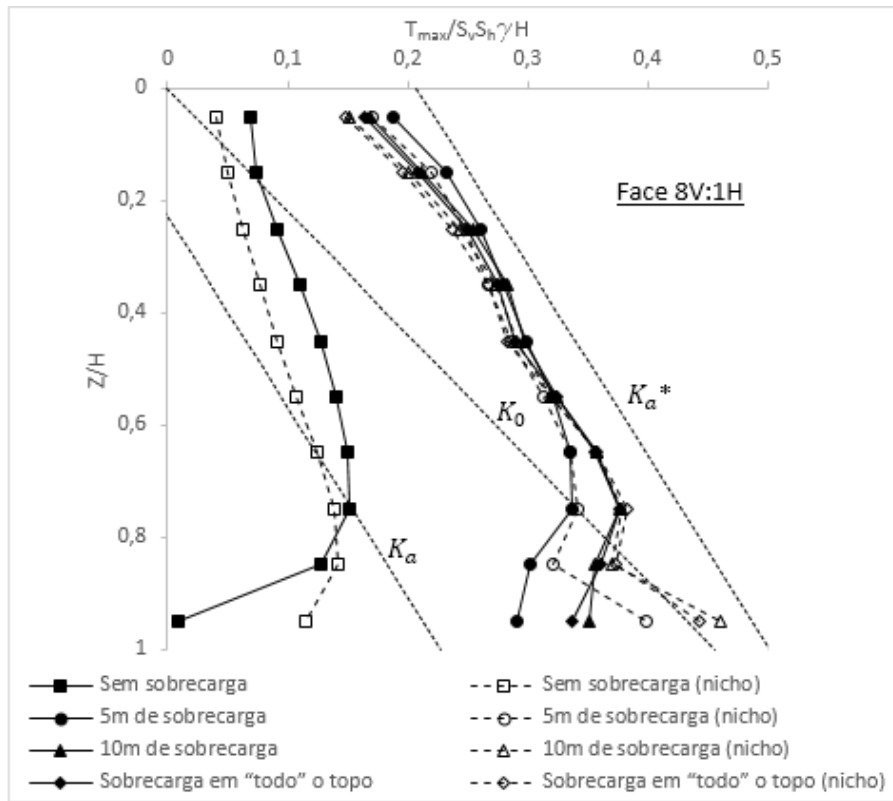


Figura A.7. 1 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face 8V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de 150kN/m no topo.

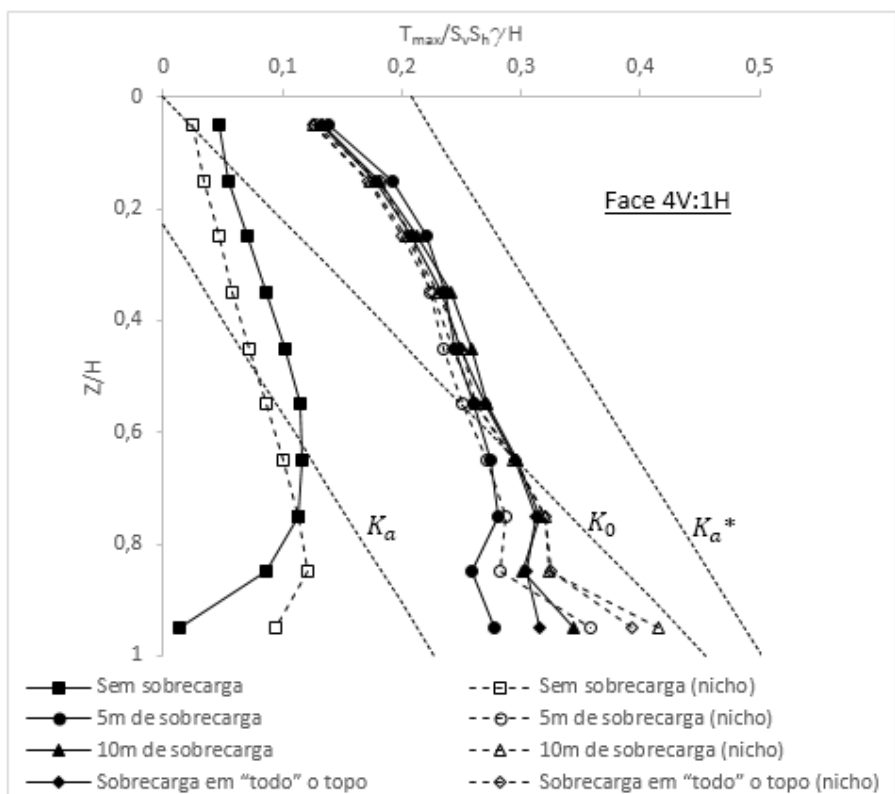


Figura A.7. 2 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face 4V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de 150kN/m no topo.

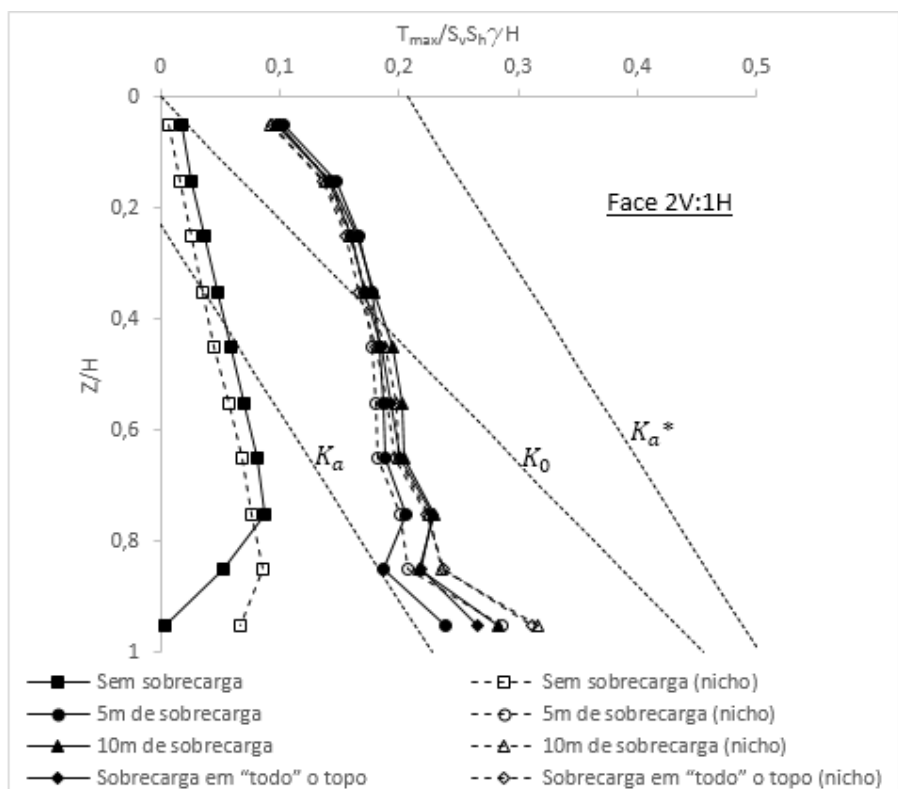


Figura A.7. 3 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face 2V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de 150kN/m no topo.

A.8 Deslocamento Horizontal na Face ao Longo da Profundidade - Aplicação de Sobrecarga no Topo da Estrutura

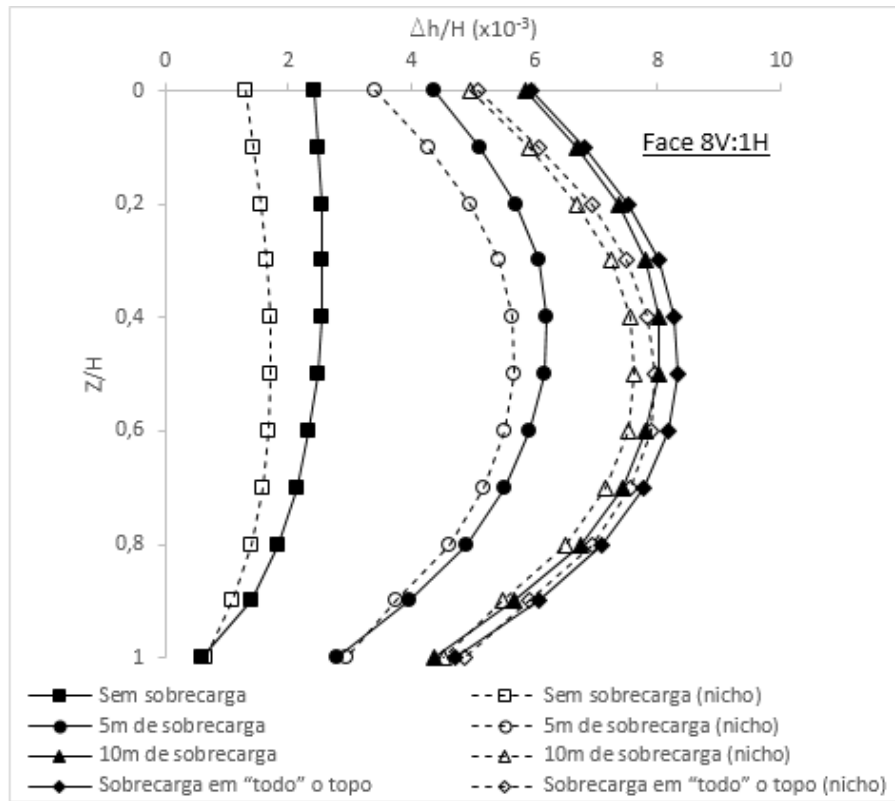


Figura A.8. 1 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para face 8V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de 150kN/m no topo.

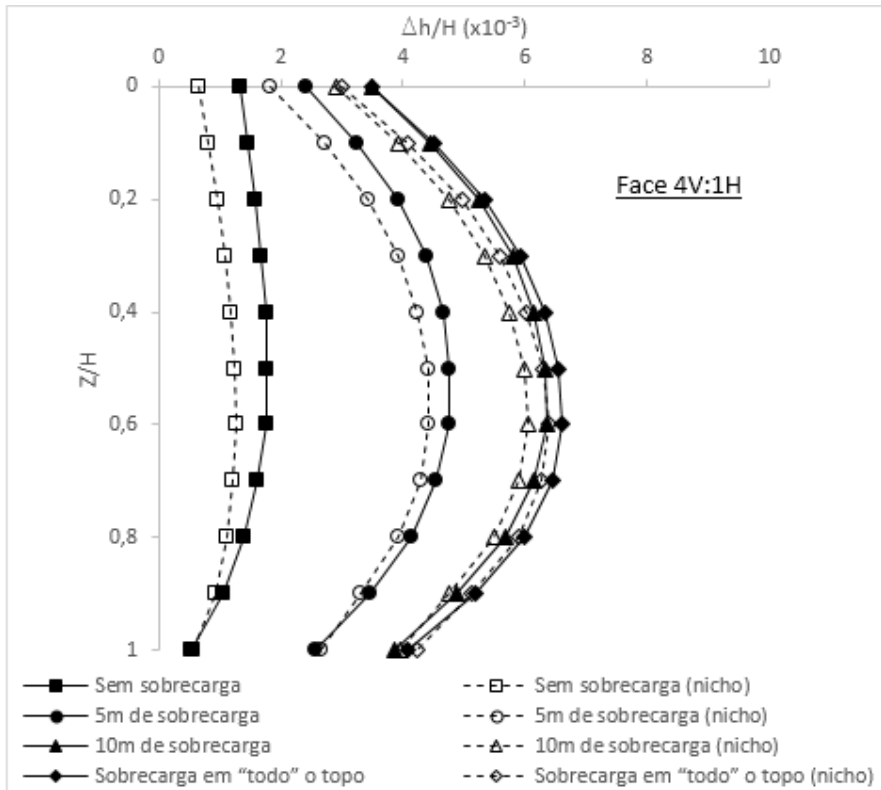


Figura A.8. 2 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para face 4V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de 150kN/m no topo.

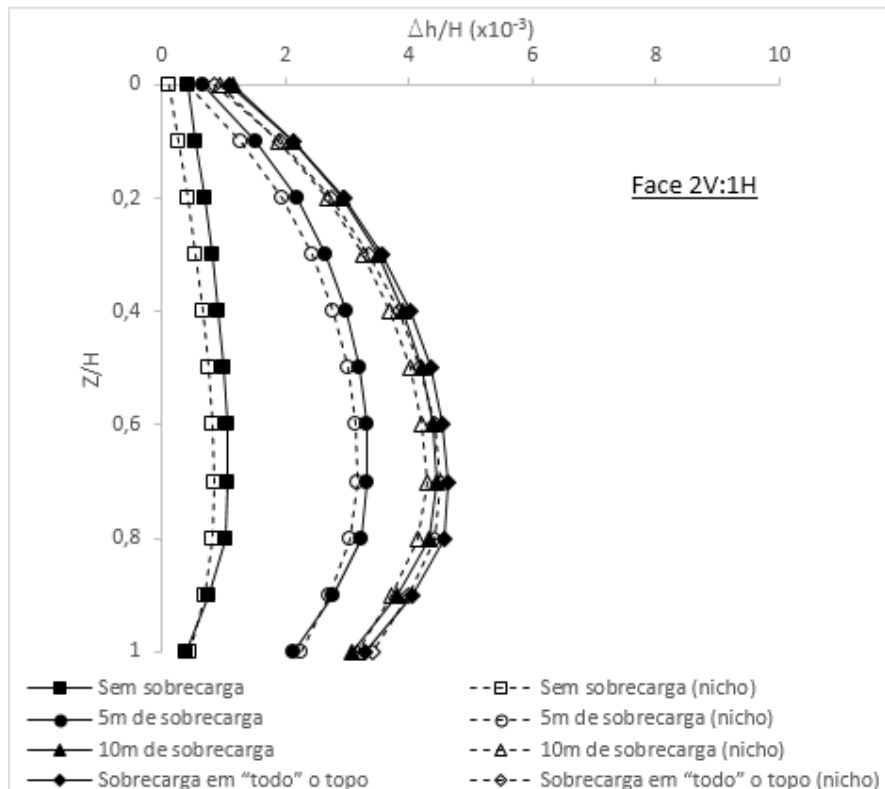


Figura A.8. 3 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para face 2V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de 150kN/m no topo.

A.9 Tração Máxima nos Grampos e da Tração na Conexão ao Longo da Profundidade
- Aplicação de Sobrecarga no Topo da Estrutura

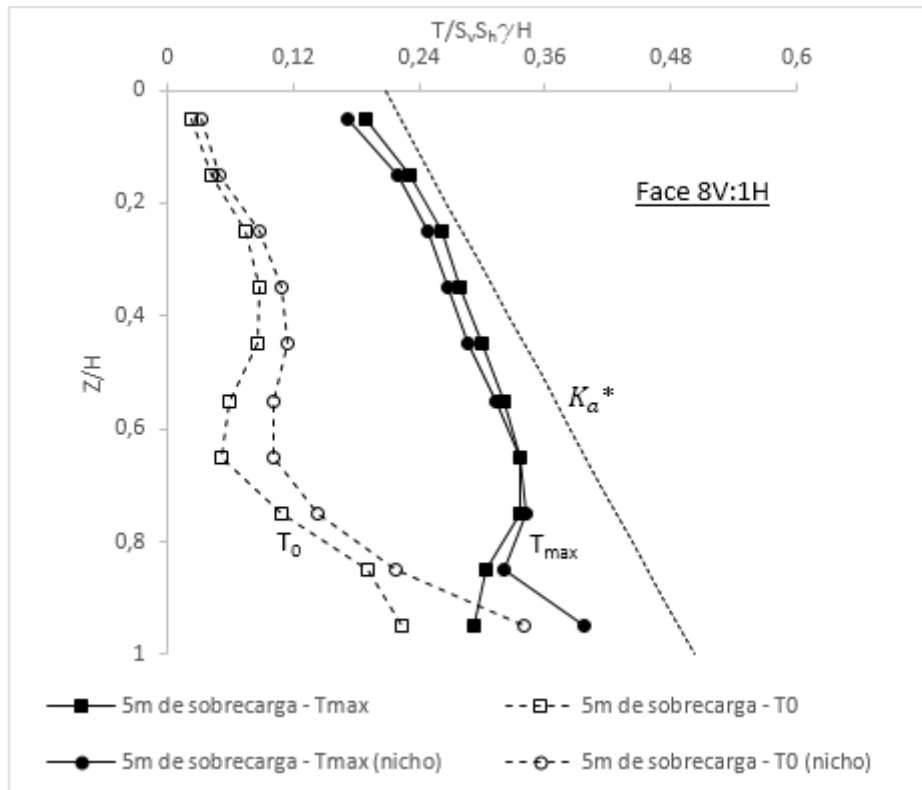


Figura A.9. 1 - Tração máxima no grampo e da tração na conexão com a profundidade para face 8V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de 150kN/m no topo.

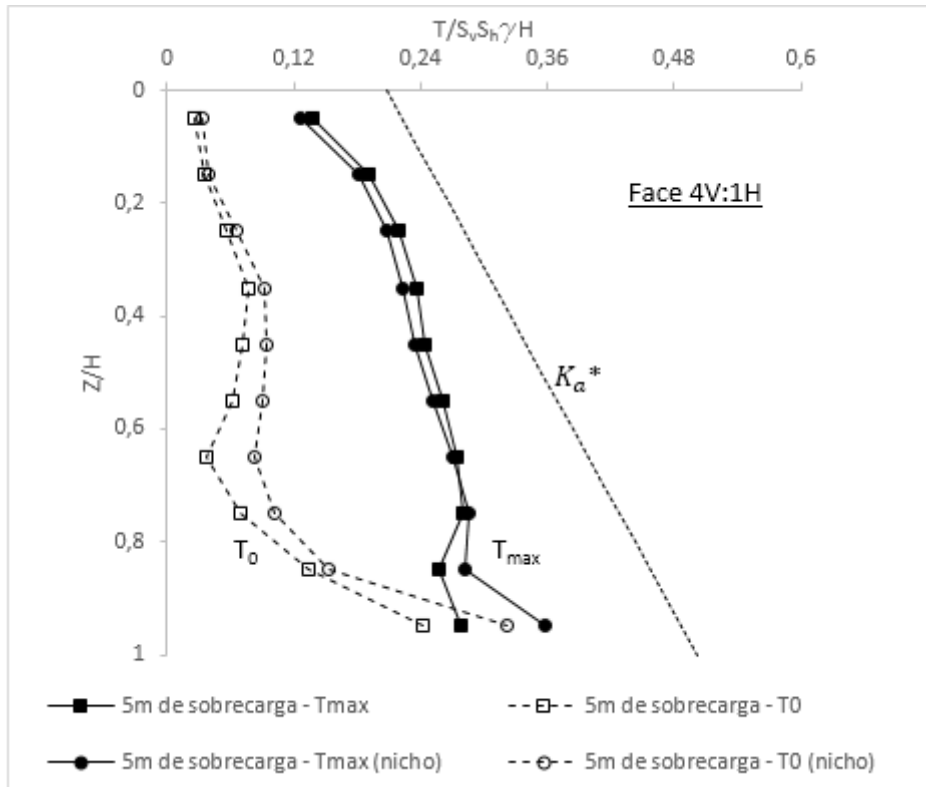


Figura A.9. 2 - Tração máxima no grampo e da tração na conexão com a profundidade para face 4V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo.

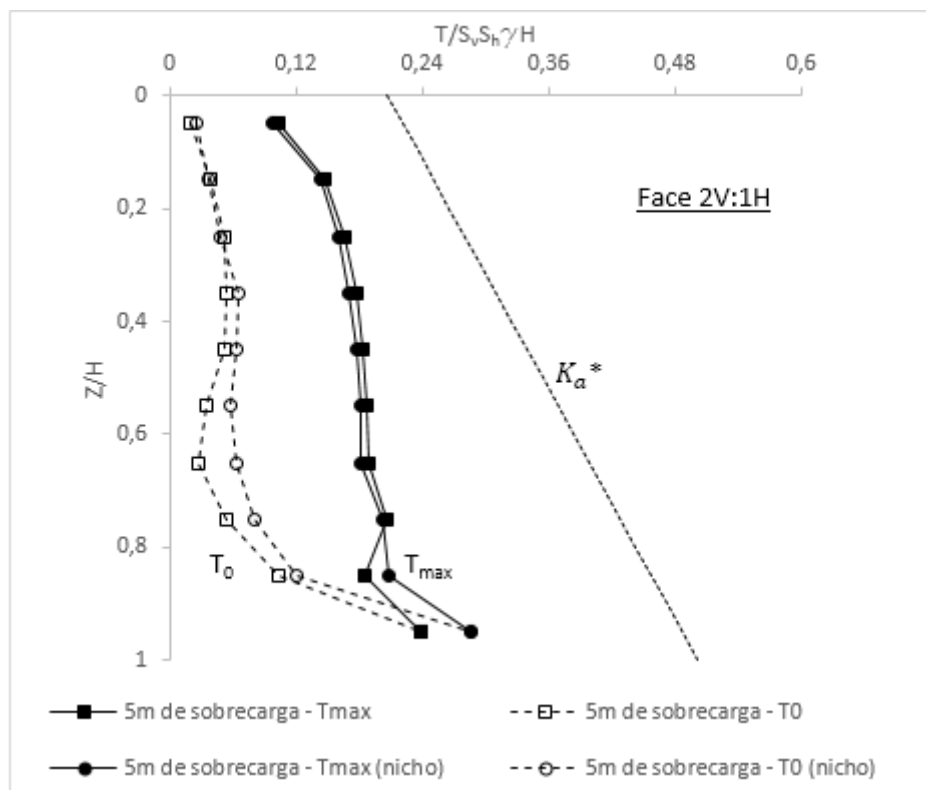


Figura A.9. 3 - Tração máxima no grampo e da tração na conexão com a profundidade para face 2V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo.

A.10 Tração Máxima nos Grampos ao Longo da Profundidade - Aplicação de Sobrecarga no Topo e Escavação Próxima ao Pé da Estrutura

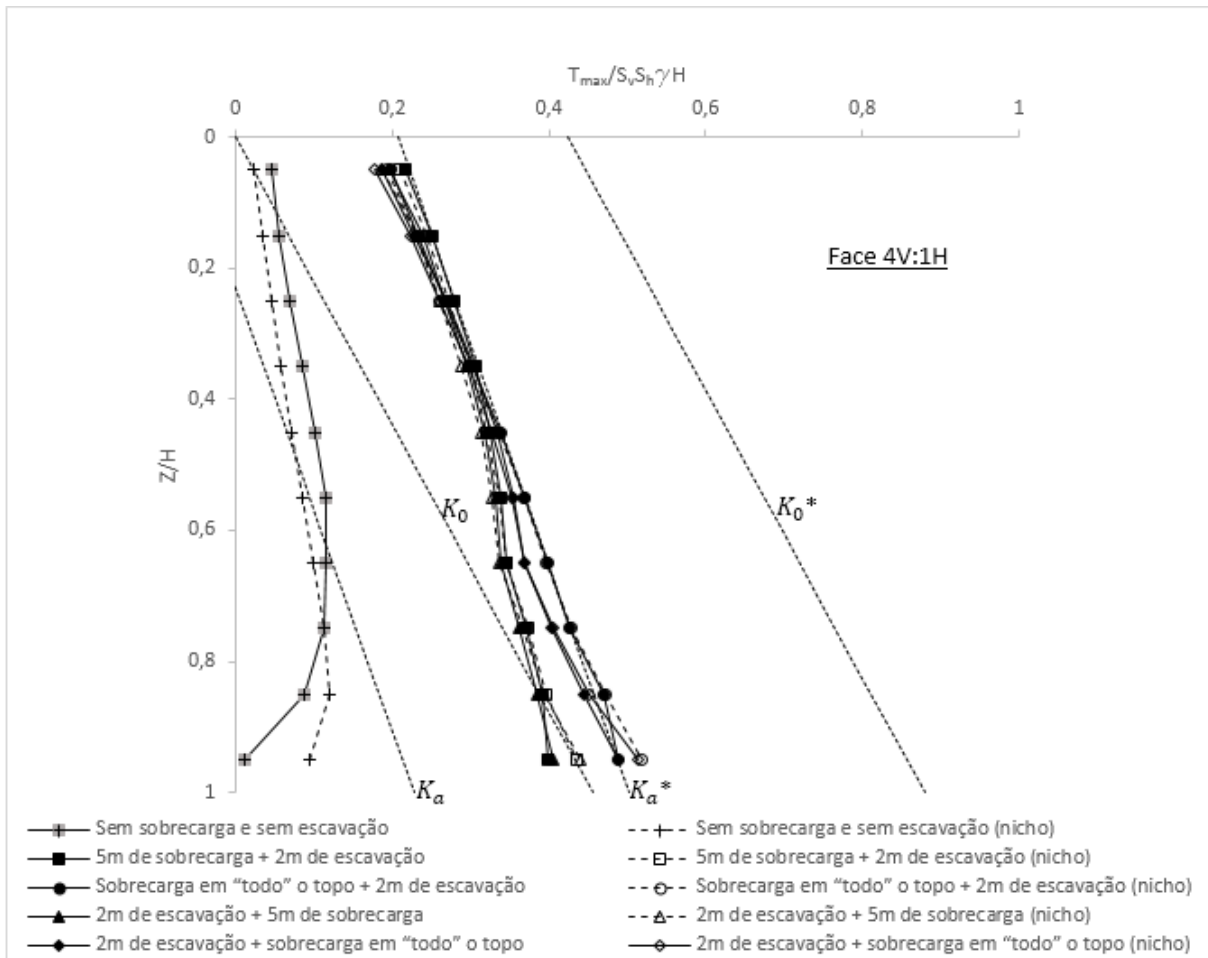


Figura A.10. 1 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face 4V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base.

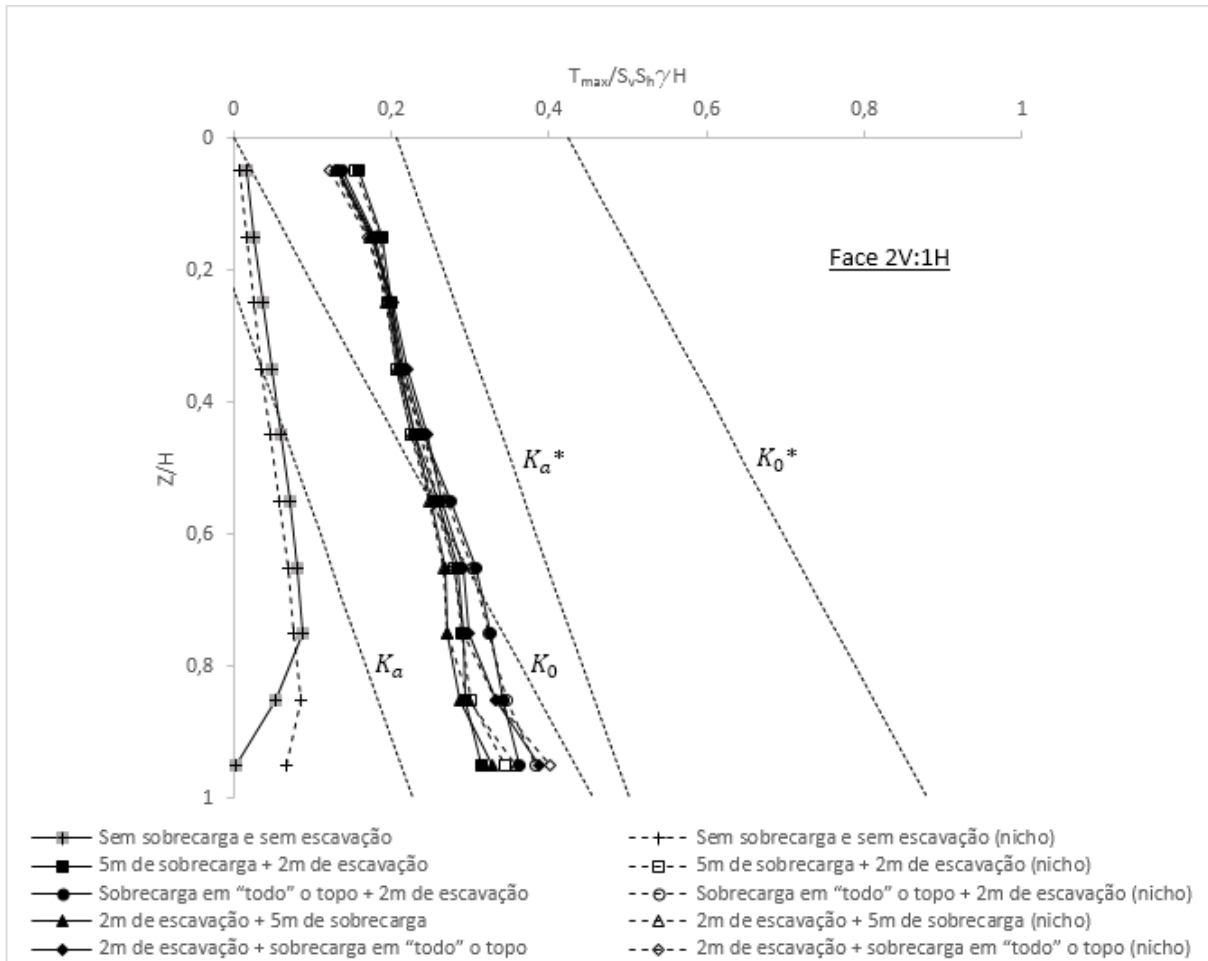


Figura A.10. 2 - Tração máxima no grampo com a profundidade para face 2V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base.

A.11 Deslocamento Horizontal na Face ao Longo da Profundidade - Aplicação de Sobrecarga no Topo e Escavação Próxima ao Pé da Estrutura

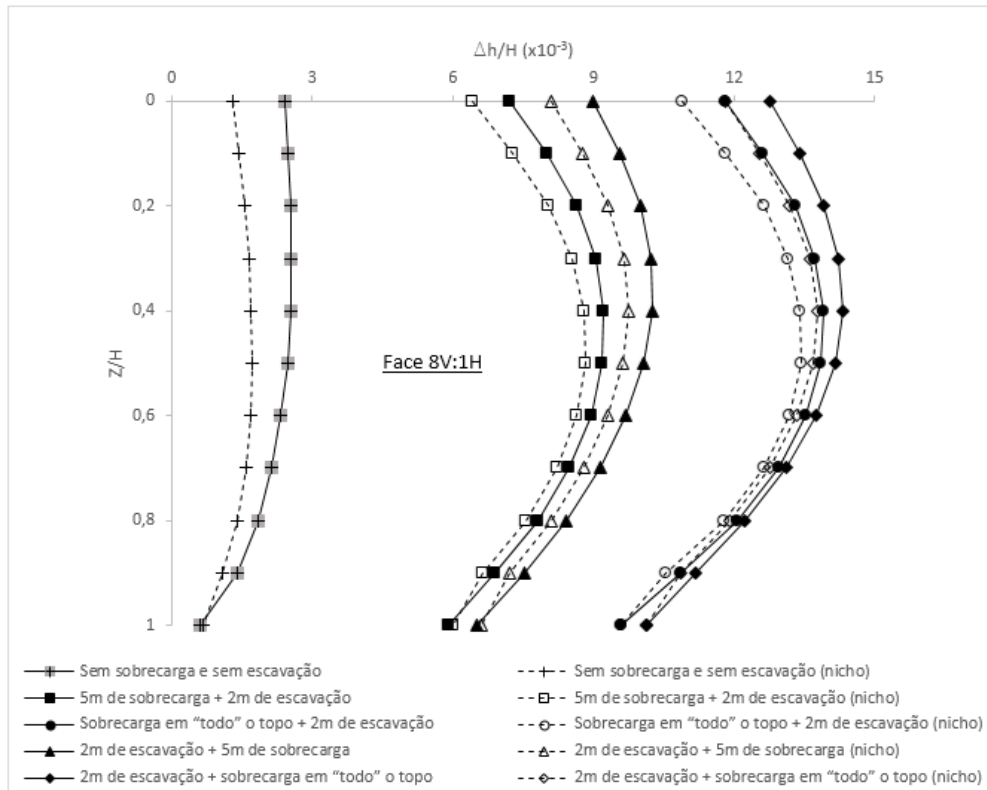


Figura A.11. 1 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para face 8V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base.

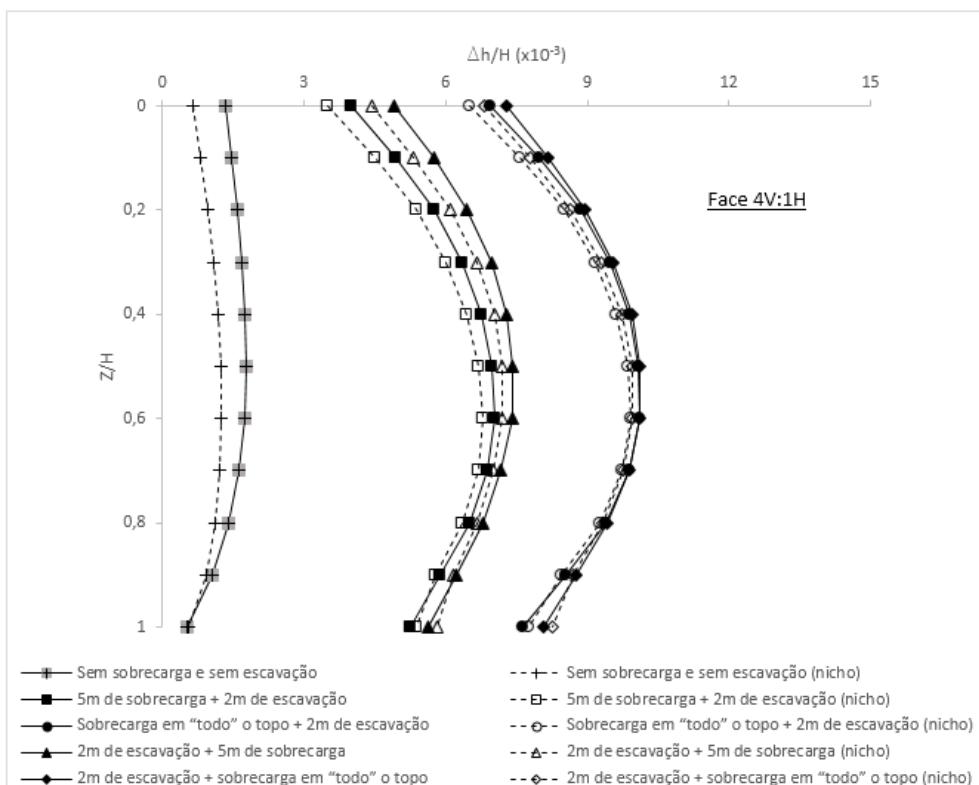


Figura A.11. 2 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para face 4V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base.

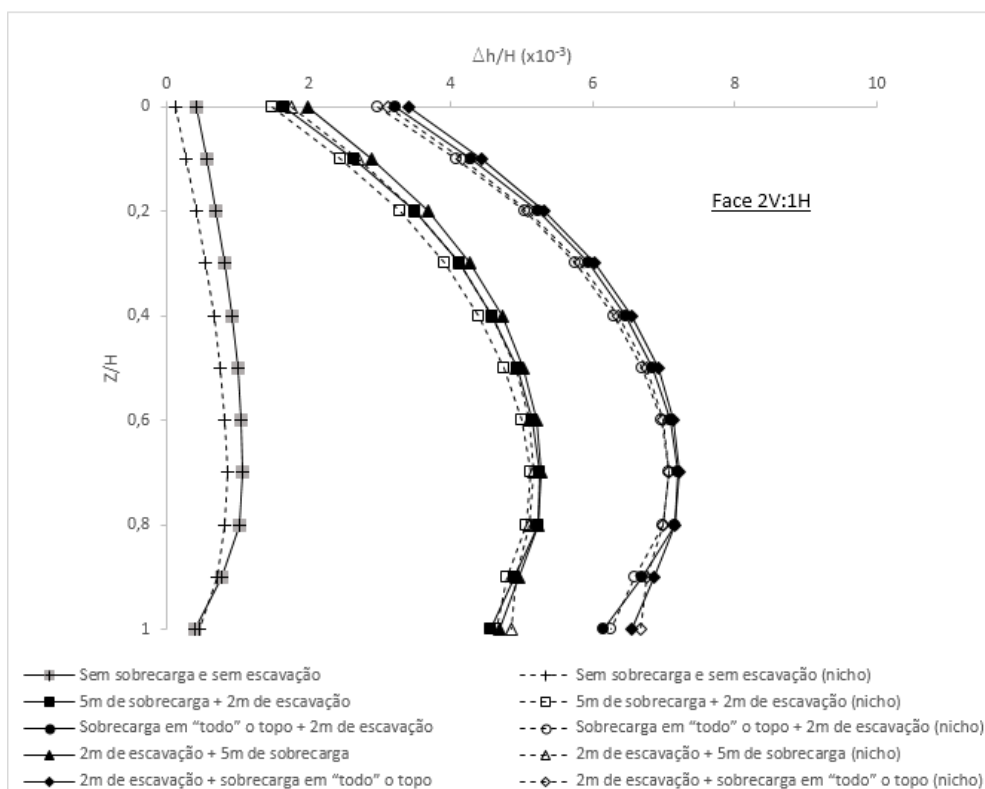


Figura A.11. 3 - Deslocamento horizontal da face com a profundidade para face 2V:1H, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima à base.

A.12 Tração Máxima nos Grampos e da Tração na Conexão ao Longo da Profundidade - Aplicação de Sobrecarga no Topo e Escavação Próxima ao Pé da Estrutura

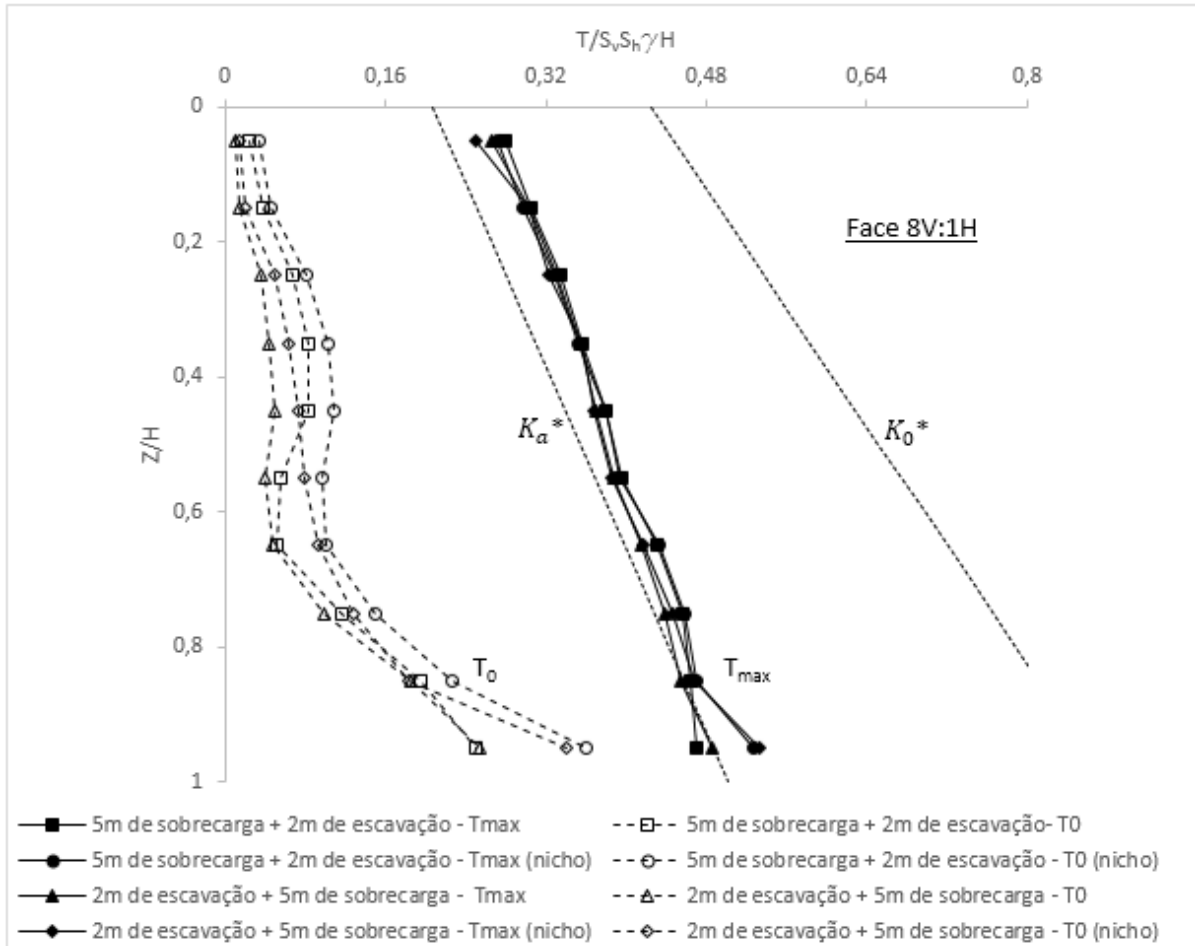


Figura A.12. 1 - Tração na conexão e da tração máxima no grampo ao longo da profundidade, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima ao pé - Face 8V:1H.

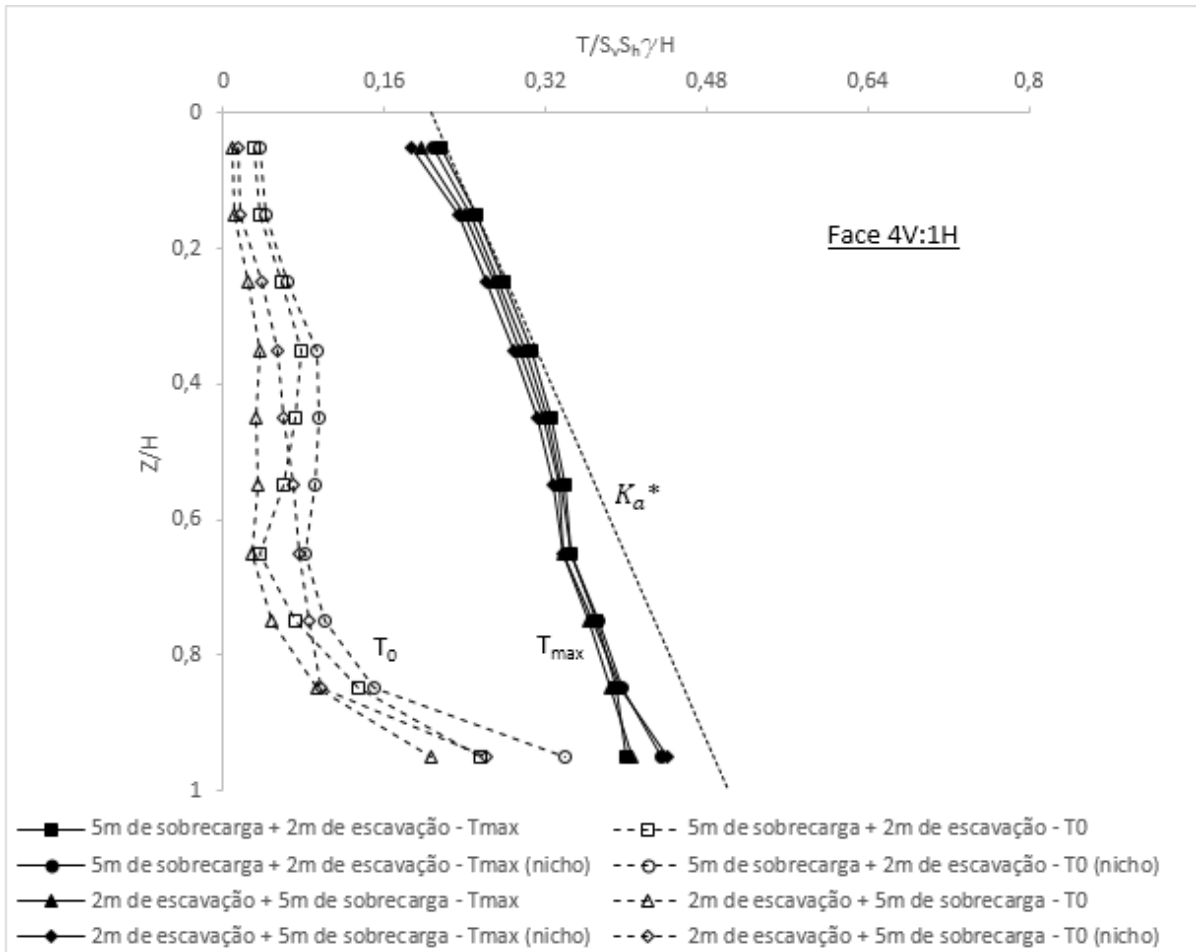


Figura A.12. 2 - Tração na conexão e da tração máxima no grupo ao longo da profundidade, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima ao pé - Face 4V:1H.

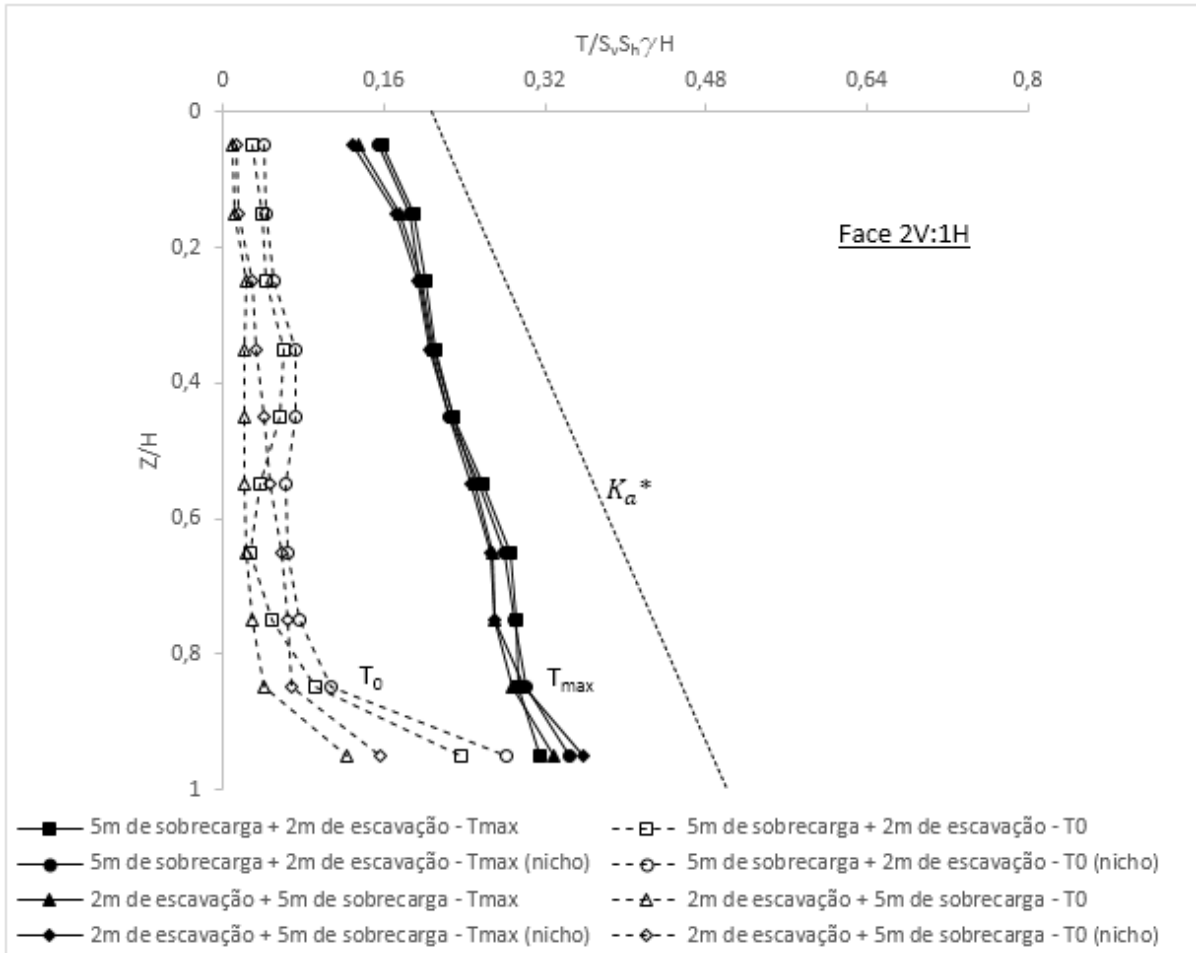


Figura A.12. 3 - Tração na conexão e da tração máxima no grupo ao longo da profundidade, considerando a aplicação de sobrecarga de $150kN/m$ no topo e escavação de 2m próxima ao pé - Face 2V:1H.

A.13 Análises Paramétricas com Grampos de Maior Rigidez

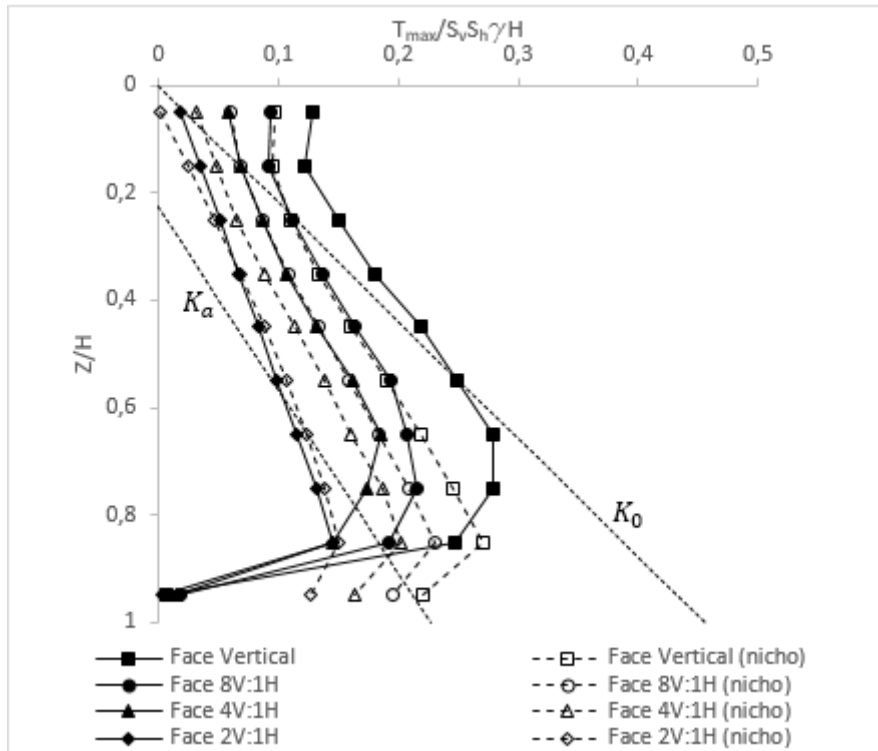


Figura A.13. 1 - Tração máxima no grampo com a profundidade - Grampo Tipo II (Barra de aço com diâmetro equivalente).

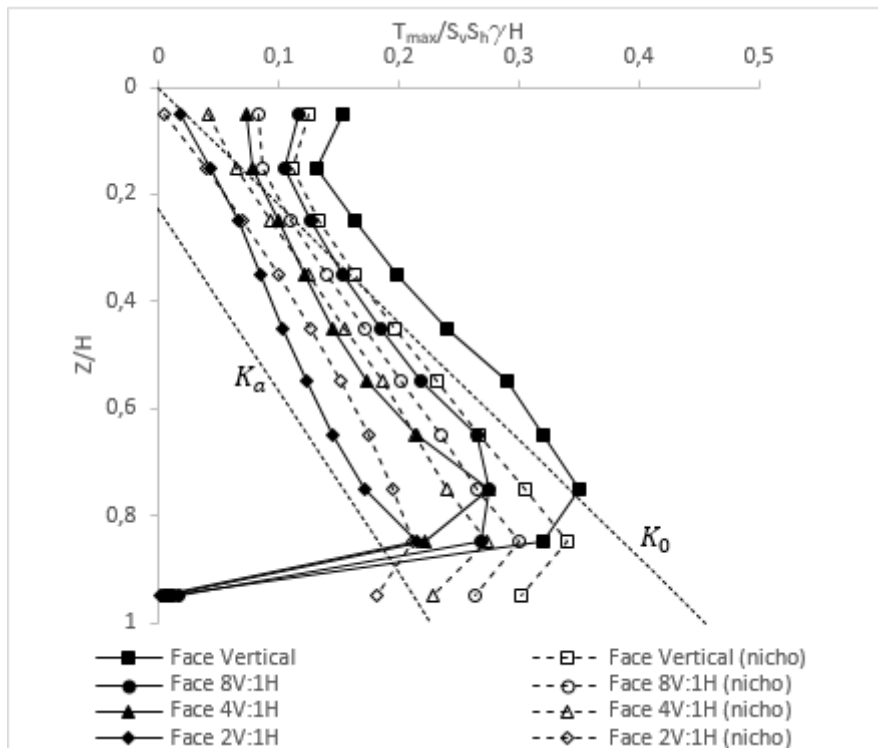


Figura A.13. 2 - Tração máxima no grampo com a profundidade - Grampo Tipo III (Barra de aço com diâmetro de 32mm).

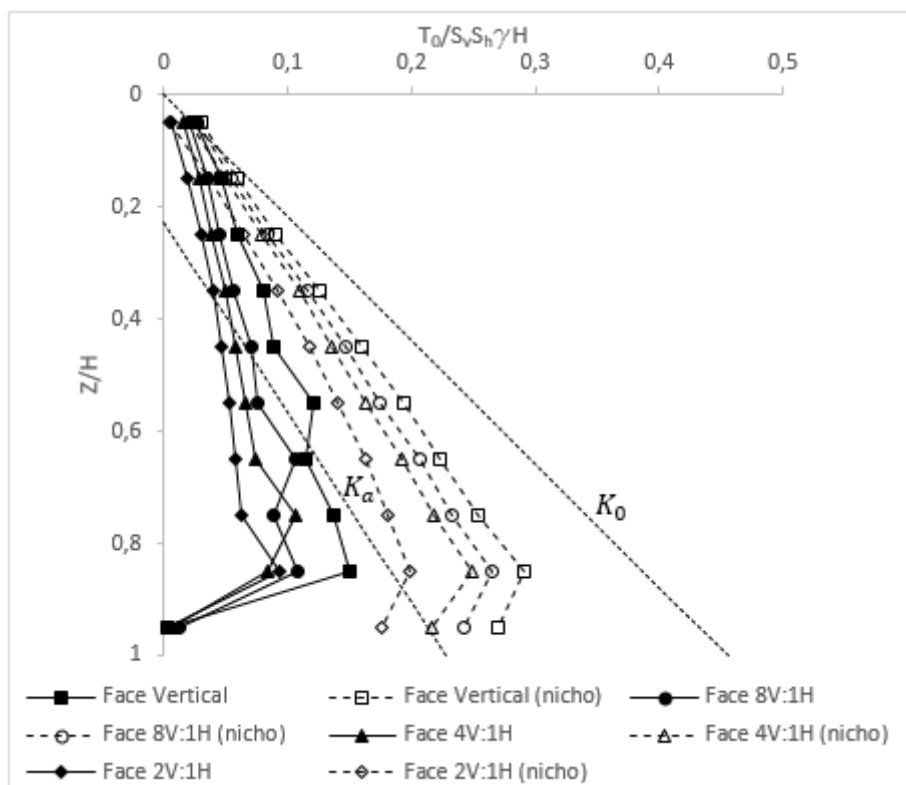


Figura A.13. 3 - Tração na cabeça do grampo no grampo com a profundidade - Grampo Tipo III (Barra de aço com diâmetro de 32mm).

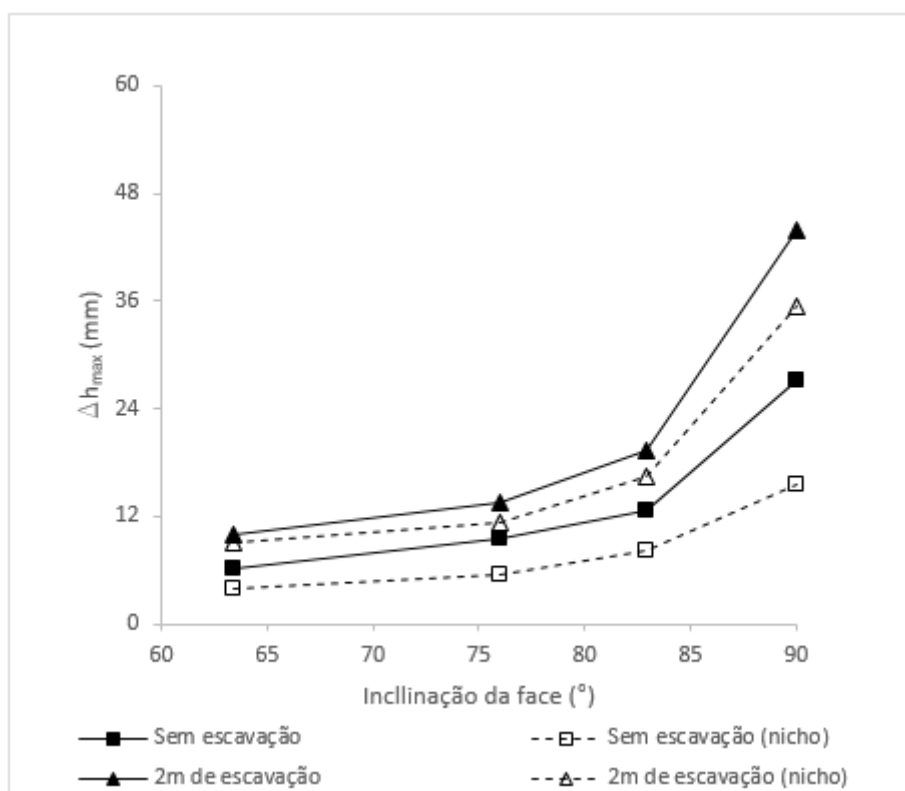


Figura A.13. 4 - Relação entre deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a inclinação da face, considerando escavação de 2 m próxima ao pé - Grampo Tipo III (Barra de aço com diâmetro de 32mm).

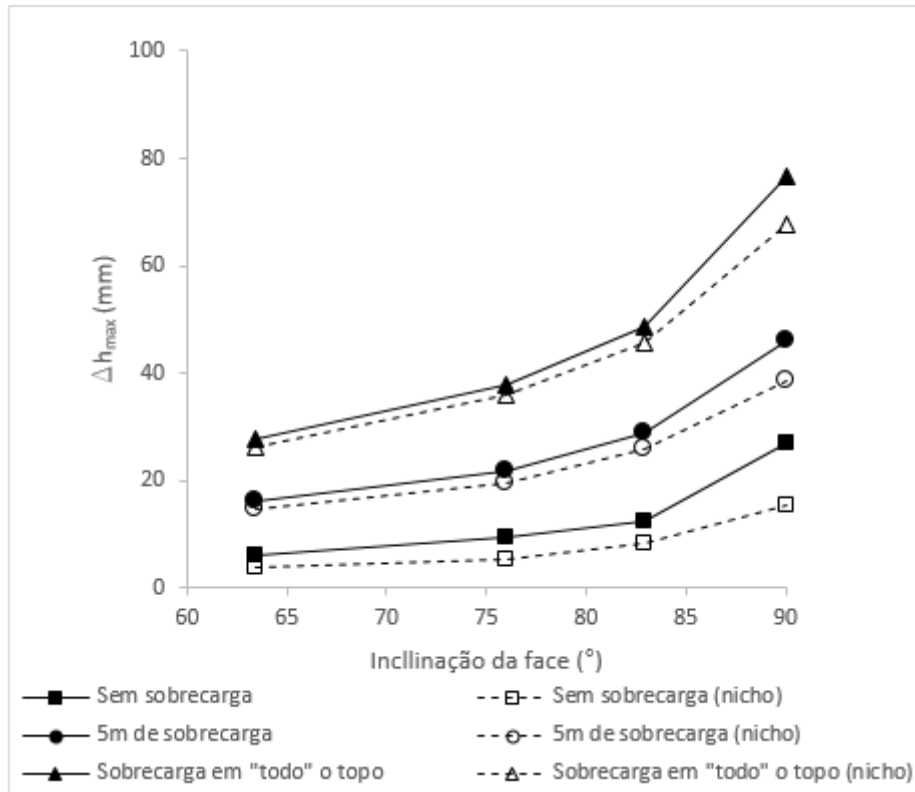


Figura A.13. 5 - Relação entre o deslocamento horizontal máximo da face, Δh_{max} , com a inclinação da face, considerando a aplicação de sobrecarga no topo - Grampo Tipo III (Barra de aço com diâmetro de 32mm)