



COMPORTAMENTO DE UMA ESCAVAÇÃO COM CORTINA ANCORADA E
GRAMPEAMENTO EM SOLO RESIDUAL COM CAMADAS RELIQUIARES

Rafael Cerqueira Silva

Tese de Doutorado 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 Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Maurício Ehrlich

Rio de Janeiro

Abril de 2017

COMPORTAMENTO DE UMA ESCAVAÇÃO COM CORTINA ANCORADA E
GRAMPEAMENTO EM SOLO RESIDUAL COM CAMADAS RELIQUIARES

Rafael Cerqueira Silva

TESE 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 DOUTOR EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.

Prof. Eurípedes do Amaral Vargas Jr, Ph.D.

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D.Sc.

Prof. Mário Vicente Riccio Filho, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 2017

Silva, Rafael Cerqueira

Comportamento de uma Escavação com Cortina Ancorada e Grampeamento em Solo Residual com Camadas Reliquiarias / Rafael Cerqueira Silva – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2017.

VIII, 210 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Maurício Ehrlich

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2017.

Referencias Bibliográficas: p. 201-210.

1. Cortina Ancorada. 2. Solo Grampeado. 3. Solo Residual. 4. Camadas Reliquiarias. 5. Comportamento. I. Ehrlich, Maurício. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

A Deus, minha família e amigos.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Maurício Ehrlich pela orientação da pesquisa, formação geotécnica, ensinamentos e amizade durante os dez anos de convívio;

Ao Eng. Helcio Gonçalves e Técnico Luiz Mário (*in memoriam*), equipe da COPPE/UFRJ, pela instrumentação e monitoração dos grampos. Às empresas SEEL Engenharia e 5 Incorporadores Associados por disponibilizar os resultados de inclinometria e cargas nas ancoragens;

Aos membros da banca examinadora pela avaliação do trabalho, Professores Willy Alvarenga Lacerda, Eurípedes do Amaral Vargas Jr, Marcos Barreto de Mendonça, Mário Vicente Riccio Filho;

Aos Professores do curso de mestrado e doutorado pelas orientações, conversas e conhecimentos transmitidos: Ana Luiza Coelho Netto, André Avelar, Anna Laura Nunes, Cláudio Mahler, Fernando Danziger, Francisco Lopes, Ian Schumann, Laura Motta, Leonardo Becker, Márcio Almeida, Maria Cascão, Maurício Ehrlich, Paulo Santa Maria, Roberto Oliveira, Sandro Sandroni e Willy Lacerda;

Ao corpo técnico e administrativo do PEC, à equipe da Secretaria do Laboratório de Geotecnia Alice e Márcia da COPPE/UFRJ;

Aos amigos e colegas do curso de mestrado e doutorado em Geotecnia da COPPE/UFRJ e àqueles amigos que sempre me apoiaram e compreendem os sacrifícios que se fizeram necessários para conciliar trabalho com estudo;

À ENGGEOTECH Engenharia Ltda pelas oportunidades profissionais e apoio financeiro para a realização dos cursos e pesquisas de Mestrado e Doutorado;

Aos meus pais Aldanir e Maria de Lurdes, irmãs Taís e Laís, afilhada Luíza, amada e filhos, Adriana, Dada e Davi;

A Deus.

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

COMPORTAMENTO DE UMA ESCAVAÇÃO COM CORTINA ANCORADA E GRAMPEAMENTO EM SOLO RESIDUAL COM CAMADAS RELIQUIARES

Rafael Cerqueira Silva

Abril/2017

Orientador: Maurício Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

Analisa-se o comportamento de uma escavação monitorada em solo residual de gnaiss-migmatito com N_{SPT} elevado. Este solo mantém a estrutura reliquiar da rocha de origem, com camadas intercaladas com resistência diversa, sendo uma delas bastante inferior às demais, e inclinação desfavorável à estabilidade da escavação. A contenção da escavação, prevista inicialmente em dois lances de cortinas ancoradas, apresentou inconformidade ao final da execução do primeiro lance. Verificaram-se deformações excessivas que levaram a uma trinca a montante da cortina de 30 m de extensão e 0,23 m de abertura. Um novo projeto considerando a presença das camadas de solo de baixa resistência foi elaborado para o avanço da escavação, utilizando a técnica de solo grampeado. Monitoraram-se movimentações do maciço e as cargas nos grampos e ancoragens em duas seções, que apresentavam diferentes alturas e inclinações das camadas reliquias. Foram observados movimentos laterais significativos com padrão de deformação distinto dos comumente indicados na literatura. As cargas observadas nos grampos se aproximaram da correspondente à condição ativa, tomada a resistência pós-pico do solo. Devido menor inclinação das camadas, as maiores deformações e tensões se verificaram na seção de menor altura. As camadas reliquias de solo tiveram importância fundamental no comportamento, que foi fortemente influenciado pela direção e inclinação destas em relação à face.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

THE BEHAVIOR OF AN EXCAVATION WITH ANCHORED WALL AND
NAILING IN RESIDUAL SOIL WITH RELIQUIAE LAYERS

Rafael Cerqueira Silva

April/2017

Advisor: Maurício Ehrlich

Department: Civil Engineering

The research analyzed the behavior of a monitored excavation in gnaiss-migmatite residual soil with high N_{SPT} . This soil maintains the reliquiae structure of the parent rock, with intercalated layers of diverse resistance and had an unfavorable inclination to the stability of the excavation. The resistance of one layer was considerably inferior to the others. The excavation was initially predicted in two levels of anchored walls, but presented nonconformity at the end of the construction of the first level. Excessive deformations were found leading to a crack parallel in the hilltop of the anchored wall, which measured 30 m of extension and 0.23 m of aperture. Considering the presence of low resistance soil layers, a new project was performed to accomplish the advance of the excavation with soil nailing. Soil mass movements and loads of nails and anchors were monitored in two sections, which had different heights and inclination of the reliquiae layers. Significant lateral movements were observed with different deformation patterns, which are generally not described in the literature. The loads observed in the nails approximated to the corresponding active condition, taking the post-peak resistance of the soil. Due to the smaller inclination of the layers, the greater deformations and tensions were verified in the section of smaller height. The reliquiae soil layers were fundamentally important in the behavior, which was strongly influenced by the direction and inclination of these layers in relation to the face.

ÍNDICE

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO.....1

CAPÍTULO II

CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS GRAMPEADOS.....4

CAPÍTULO III

COMPORTAMENTO DOS SOLOS GRAMPEADOS.....16

CAPÍTULO IV

MÉTODOS DE ANÁLISE.....56

CAPÍTULO V

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DA ÁREA DE ESTUDO.....90

CAPÍTULO VI

ESTABILIZAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DA ESCAVAÇÃO.....112

CAPÍTULO VII

MONITORAÇÃO E ANÁLISES DOS RESULTADOS.....132

CAPÍTULO VIII

ANÁLISE NUMÉRICA.....152

CAPÍTULO IX

CONCLUSÕES.....196

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....201

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

A presente pesquisa estuda o comportamento de uma escavação executada com cortina ancorada e solo grampeado em solo residual de gnaisse-migmatito com presença de camadas reliquias na praia de Boa Viagem, no município de Niterói/RJ. Analisou-se o comportamento da escavação através de resultados de ensaios, monitorações e análises teóricas.

Como é usual no Brasil, o projeto original da escavação foi elaborado com base nas informações das sondagens, que apresentou valores elevados de N_{SPT} (>40). Iniciada no ano de 2003, a obra prevista em dois lances de cortina ancorada, com desnível de até 31 m, foi paralisada após o aparecimento de trincas significativas no topo da encosta, quando a cortina superior encontrava-se praticamente finalizada. O projeto original não considerou a presença das camadas reliquias de baixa resistência com inclinação desfavorável à escavação. Para a retomada da obra foram realizados novos estudos baseados em informações complementares obtidas por ensaios e monitorações. Realizaram-se ensaios de cisalhamento direto (COPPE/UFRJ) e triaxiais (PUC/RJ). A implantação e leituras da instrumentação geotécnica foram realizadas por diferentes equipes. A inclinometria foi realizada pela GeoProjetos, o controle topográfico e monitoração das cargas nos tirantes pela SELL Engenharia e a extensometria em grampos pela equipe da COPPE/UFRJ. Novos estudos e projeto foram conduzidos com base nos resultados dos ensaios pelo Professor Maurício Ehrlich (Fundação COPPETEC), que havia solucionado um problema de instabilização semelhante na praia de Icaraí (Ehrlich, 2004), também em Niterói/RJ. A escavação do trecho inferior foi efetuada em solo grampeado pela empresa SELL Engenharia. A condução da obra, posterior à inconformidade observada na cortina, foi realizada pelo consórcio 5 Incorporadores Associados, formado por construtoras de Niterói.

As atividades nesta pesquisa consistiram em: (i) organizar o conjunto de informações existentes desde o início até o final da obra e estabilização da movimentação; (ii) pesquisar dados de obras executadas no mesmo compartimento geológico, caracterizado pela presença de camadas reliquias; (iii) estruturar as

informações pesquisadas para alcançar o objetivo do estudo; e (iv) estudar o comportamento da escavação através de análises teóricas fundamentadas nos resultados dos ensaios e monitorações.

I.1 - Relevância e Justificativa da Tese

A prática de engenharia dispõe de diversas soluções para contenção de escavações, sendo as técnicas de cortina ancorada e solo grampeado muito utilizadas no Brasil e no mundo para estabilização do maciço escavado. Como é usual no Brasil, projetos de escavações e contenções são elaborados com base nas informações de sondagens de simples reconhecimento. Entretanto, a região estudada situa-se em uma zona de cisalhamento e, portanto, apresenta uma geologia peculiar, que não é facilmente detectada a partir de sondagens realizadas no terreno, cujo solo mantém a estrutura da rocha de origem.

Os materiais das camadas reliquiares são caracterizados pela heterogeneidade de seus constituintes, que resulta em elevada anisotropia de suas propriedades geotécnicas. Os solos que compõem as camadas de baixa resistência comandam todo o processo de instabilização e não são identificados nas sondagens, que apresentam valores elevados do N_{SPT} . É comum insucessos de obras de contenção resultantes de projetos que não consideraram os aspectos geológicos e geotécnicos da região.

Uma vez que a zona de cisalhamento que deu origem a estes tipos de solos atravessa bairros importantes de Niterói e Rio de Janeiro, é de fundamental importância a compreensão do comportamento de escavações envolvendo este tipo de terreno. Nesse contexto, a presente pesquisa contribui para o planejamento de estudos, projeto e execução de escavações realizadas em encostas com presença de solos residuais com camadas reliquiares, que também ocorrem em outras regiões do Brasil e do mundo. As técnicas de cortina ancorada e solo grampeado podem ser adotadas para estabilização de escavações nestas encostas, desde que sejam consideradas as particularidades das camadas reliquiares.

I.2 – Objetivo

O objetivo geral da pesquisa é o estudo do comportamento de uma escavação com cortina ancorada e solo grampeado realizada em uma encosta situada em zona de cisalhamento que deu origem a um solo residual com camadas reliquiares. O objetivo específico é demonstrar a influência destas camadas reliquiares no comportamento da escavação, através de análises teóricas elaboradas com base nas informações de ensaios e de monitorações empregadas em duas seções transversais com diferentes alturas de escavação (22,4 m e 28,7 m) e inclinação das camadas (58° e 70°).

I.3 - Organização do Trabalho

O trabalho está dividido em 9 capítulos. A revisão bibliográfica dos conceitos que envolvem a técnica do solo grampeado é apresentada nos capítulos II, III e IV. No capítulo II apresentam-se as características gerais dos solos grampeados. Aspectos sobre o comportamento dos solos grampeados e os métodos de análise clássicos da literatura são apresentados nos capítulos III e IV, respectivamente. A caracterização da área de estudo é apresentada no capítulo V, através de estudos realizados em encostas situadas na mesma unidade litológica da escavação. No capítulo VI apresenta-se o histórico de execução da estrutura de contenção e o programa de instrumentação implantado. Os resultados e análises da monitoração são mostrados no capítulo VII. No capítulo VIII apresenta-se a análise numérica da escavação. Por fim, no capítulo IX apresentam-se as conclusões da pesquisa, seguidas das referências bibliográficas.

CAPÍTULO II

CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS GRAMPEADOS

Objetivando uma breve apresentação do solo grampeado, neste capítulo são abordados, em linhas gerais: (i) descrição da técnica de grampeamento, incluindo sua origem; (ii) aspectos construtivos do solo grampeado; (iii) critérios de aplicação e (iv) comparação com a solução de estabilização em cortina ancorada.

II.1 – Descrição do Solo Grampeado

O solo grampeado é uma solução de estabilização de taludes naturais, artificiais e de escavação, cujo conceito fundamental consiste no reforço do maciço de solo *in situ* através de inclusões de elementos resistentes à flexão composta, denominados de grampos, que tem como principal mecanismo estabilizador a restrição às deformações da massa de solo. A estabilidade é garantida pelas forças de atrito desenvolvidas no contato solo grampo. Os grampos solidarizam a zona instável à resistente, garantindo a estabilidade do conjunto. O faceamento não é determinante na estabilidade global do maciço e pode variar desde concreto projetado com tela de aço até simplesmente uma proteção vegetal. Na Figura II.1 apresentam-se exemplos de aplicação do solo grampeado.

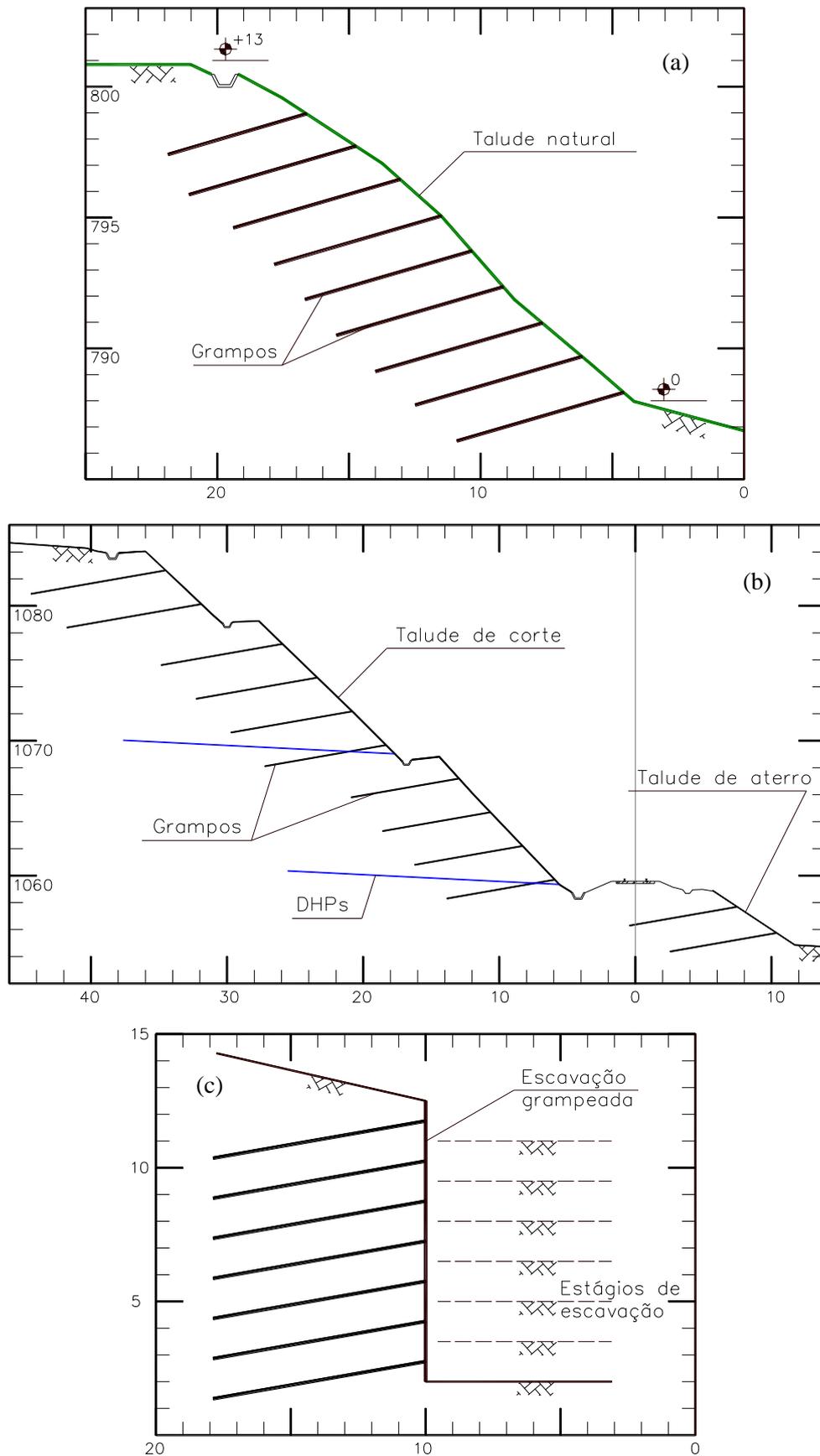


Figura II.1 – Aplicação da técnica de solo grampeado em taludes (Silva, 2010): (a) natural, (b) artificial (aterro e corte) e (c) de escavações.

II.2 – Origem e Desenvolvimento do Solo Grampeado

Segundo Mitchell e Villet (1987) o solo grampeado tem origem na engenharia de minas na Europa, que na década de 50 desenvolveu técnicas para estabilizar paredes de escavações em rochas. Reduziam-se as possibilidades de deslocamento de lascas e da propagação de descontinuidades pré-existentes no maciço rochoso, o qual passava a se comportar como um bloco único. Da necessidade e avanços dos sistemas de sustentação das escavações subterrâneas em rochas, Rabcewicz (1964) desenvolveu uma técnica para construção de túneis conhecida como NATM (New Austrian Tunneling Method). Obtinha-se a estabilização com a aplicação, logo após a escavação, de um revestimento flexível de concreto projetado, tela metálica e chumbadores curtos radiais na zona plástica com controle de deformações da cavidade (Zirlis e Pitta, 1992). O método é adotado frequentemente no lugar das sustentações convencionais de túneis, cujos deslocamentos do maciço são minimizados por meio de um suporte rígido que é solicitado por esforços muito maiores (Ortigão e Palmeira, 1992). A Figura II.2 apresenta as principais diferenças entre os métodos convencionais e NATM.

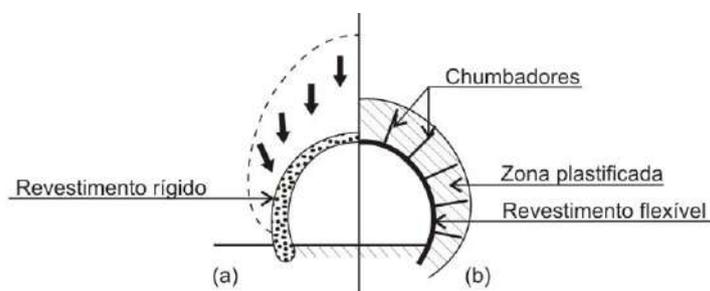


Figura II.2 – Comparação entre as técnicas de execução de túneis com revestimento: (a) rígido e (b) e flexível (Geo-Rio, 2014).

Esta combinação de reforços metálicos conectados a painéis de concreto também foi experimentada na estabilização de maciços de solo através do processo denominado Terra Armada (Figura II.3), patenteada por Vidal (1963) e executada em 1965. Logo em seguida, dez muros foram construídos entre 1968 e 1969 na França, dando grande impulso ao desenvolvimento de programas de pesquisa de novas técnicas de reforço (Abramento *et al.*, 1998). Assim, pode-se, também, atribuir o desenvolvimento do solo grampeado às técnicas de solos reforçados, as quais, em

última análise e em termos práticos, se assemelham muito às técnicas de solo grampeado (Feijó, 2007).

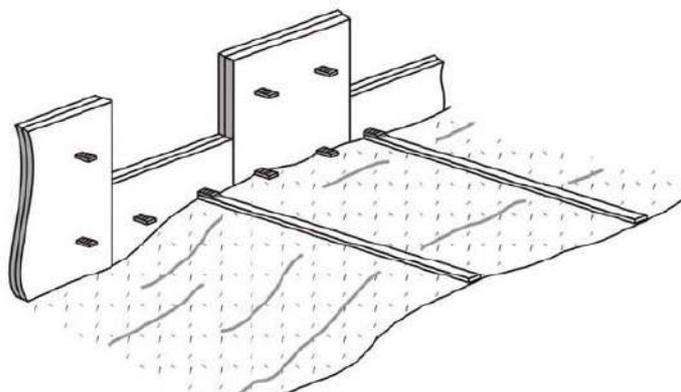


Figura II.3 – Estabilização de talude de aterro com Terra Armada (Jones *et al.*, 2002).

Entretanto, pode-se dizer que o solo grampeado apareceu, essencialmente, como uma extensão do método NATM, do qual combina elementos passivos com um sistema de suporte flexível para estabilização de escavações (concreto projetado). A técnica permite a mobilização de tensões nos reforços e deformações relativamente pequenas na circunvizinhança do maciço de solo ou rocha. A associação do reforço com o revestimento da superfície, quando aplicada no solo, no lugar da rocha, é denominada de solo grampeado.

A partir do desenvolvimento da tecnologia NATM, no início da década de 70, surgiram as primeiras obras de estabilização em solo grampeado (França, 1972; Brasil, 1972; Alemanha, 1975; Estados Unidos, 1976). Entretanto, por consequência da experiência com NATM e Terra Armada, ainda na década de 60, taludes foram estabilizados através da associação de chumbadores e revestimento de concreto. Na Alemanha Ocidental, em 1975, realizaram-se os primeiros estudos de solos grampeados por meio de modelos em verdadeira grandeza (Stocker *et al.*, 1979). Em 1979 houve um simpósio em Paris sobre solos grampeados, o qual permitiu um intercâmbio de ideias, propiciando um grande desenvolvimento da técnica. Projetos de pesquisa com modelos físicos (reduzidos e em escala real), obras e modelagem numérica foram elaborados nos Estados Unidos (Shen *et al.*, 1981) e França (Clouterre, 1991). No Brasil as obras em solo grampeado tomaram impulso a partir da década de 80. As informações detalhadas sobre as principais obras executadas no Brasil podem ser encontradas em Zirlis e Pitta (1992), Ortigão e Palmeira (1992) e Ortigão *et al.* (1993).

II.3 – Procedimento Executivo do Solo Grampeado

Devido a sua versatilidade são possíveis vários procedimentos construtivos e cada um dependerá das condições locais e tecnologia disponível. Para fins de apresentação da técnica, preocupou-se em relatar, de forma sucinta, a sequência típica necessária para a construção do solo grampeado. Aspectos executivos mais detalhados da construção de estruturas grampeadas foram bastante explorados e podem ser consultados na literatura internacional e nacional (Clouterre, 1991; Ortigão e Palmeira, 1992; Dias, 1992; Zirlis e Pitta, 1992; Byrne *et al.*, 1998, Abramento *et al.*, 1998; Lazarte *et al.*, 2003).

A construção de uma estrutura grampeada envolve o reforço do solo, enquanto o trabalho de escavação progride, através do faceamento e da introdução de barras de aço em furos pré-abertos preenchidos com calda de cimento, que trabalham essencialmente à tração. Estas barras podem, também, trabalhar parcialmente ao cisalhamento e flexão. Os grampos moldados *in situ* são, geralmente, paralelos e ligeiramente inclinados com a horizontal, variando de 5° a 30°.

A sequência de escavação e introdução dos grampos influencia significativamente a movimentação da massa de solo que reflete no faceamento. De maneira geral, é pequena a movimentação da face no nível do grampeamento após a colocação dos grampos. Assim, para redução das movimentações, o grampeamento deve ser o mais rápido possível. Em vista do caráter irreversível da influência das movimentações, o grampeamento tardio tem efeitos praticamente irrecuperáveis. Nos casos em que a altura e inclinação da escavação não garante a estabilidade do talude para o período de tempo requerido, uma banquetta contínua pode ser empregada para estabilizar a etapa da escavação, bem como apoiar e operar os equipamentos.

Tipicamente, a escavação avança progressivamente de cima para baixo, com a inclinação desejada. A fim de manter a estabilidade local entre grampos, necessita-se da execução de um revestimento, normalmente composto por concreto projetado e tela metálica.

Conforme ilustrado na Figura II.4, a construção de uma estrutura em solo grampeado se processa em fases sucessivas: (1) escavação; (2) instalação da linha de grampos; (3) proteção da face do talude com aplicação de revestimento ao longo de todo nível da escavação e (4) repete-se a sequência até se atingir a altura de projeto. Simultaneamente, executa-se o sistema de drenagem. Durante as fases de escavação, o

solo deve remanescer estável. A altura da escavação é função dos parâmetros de resistência do solo, principalmente da coesão e, geralmente, limita-se entre 1 e 2 metros (Clouterre, 1991).

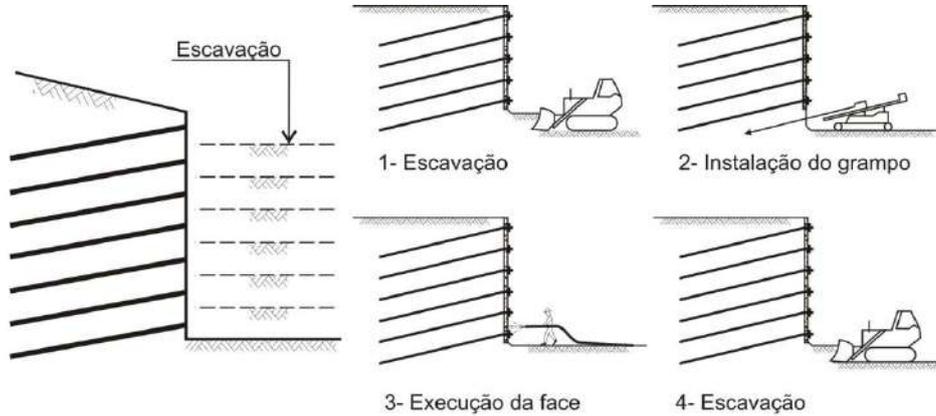


Figura II.4 – Execução típica de escavações grampeadas (Clouterre, 1991).

Alternativamente, as banquetas de equilíbrio podem ser escavadas em nichos alternados, entretanto, perde-se a agilidade de execução do solo grampeado. Neste caso executam-se os grampos e subsequentemente o faceamento por painéis, conforme apresentado na Figura II.5. Esse tipo de execução não é muito comum, mas tem-se ganho da eficiência diminuindo deformações, mobilizando os grampos mais rápido com menores deformações.

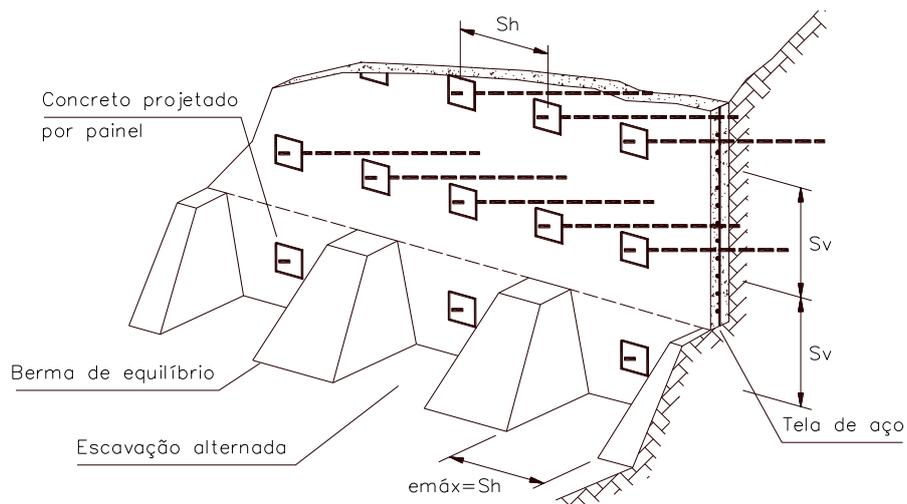


Figura II.5 – Escavação em solo grampeado em nichos alternados (Lazarte *et al.*, 2003).

Quando se deseja reforçar taludes existentes, natural ou artificial (corte ou aterro), e ou de superfícies resultante de deslizamentos, o processo executivo pode ser realizado de forma descendente ou ascendente, conforme conveniência. O processo executivo de solos grampeados com faceamentos em blocos pré-moldados é ascendente, sendo necessária a execução de reaterro entre o tardo e a superfície do talude. Conforme observado em monitorações realizadas por Silva e Ehrlich (2010), nesses casos, em função do efeito da compactação, a execução do reaterro influencia a distribuição das tensões nos grampos, havendo maior concentração de esforços de tração junto à face.

Quanto à proteção da obra contra ação das águas, simultaneamente às fases da obra, executam-se as drenagens superficiais e subterrâneas. Deve-se dar uma atenção especial à presença de água subterrânea no solo grampeado. Recomenda-se a implantação de um sistema de drenagem apropriado objetivando: (i) impedir geração excessiva de poro-pressão no faceamento; (ii) proteger o faceamento de uma deterioração induzida pelo contato da água e (iii) evitar a saturação do solo grampeado, a qual pode afetar significativamente a resistência do solo e as deformações do sistema.

II.3.1 – Grampos

O usual método de execução dos grampos consiste na perfuração sub-horizontal do maciço de solo e preenchimento do furo com calda de cimento executado em operação conjunta com a instalação da barra de aço. Os furos são, geralmente, executados com diâmetros de 75 ou 100 mm, que permitem a instalação da barra de aço e seu recobrimento mínimo. Deve-se garantir a resistência da barra de aço ao longo do tempo, por meio de tratamento anticorrosivo adequado com um recobrimento mínimo de calda de cimento contínuo e constante, garantido por dispositivos centralizadores instalados ao longo das barras, normalmente espaçados de 1,5 m. Através de tubulação acessória, injeta-se a calda de cimento (execução da “bainha”), a partir do fundo do furo, preenchendo totalmente a cavidade.

No caso em que se deseja uma maior eficiência da aderência lateral, após a execução de “bainha”, por meio de tubo perdido instalado juntamente com a barra, pode-se realizar fase única de re-injeção. Pode-se realizar dois estágios de reinjeção, mas deve-se avaliar o custo benefício frente às melhorias que serão oferecidas do solo grampeado.

A Figura II.6 apresenta exemplos de detalhes de grampos utilizados e de suas cabeças. A extremidade da barra de aço é dobrada para fixação ao revestimento. Dependendo da situação, a extremidade é rosqueada e conectada ao conjunto placa metálica e porca. Alternativamente, pode-se utilizar um feixe de barras de menor diâmetro com dobras. É possível também a execução dos grampos sem a cabeça, que podem ser empregados associados à revegetação da face e drenagem superficial em taludes com inclinações inferiores a 60° (Ehrlich, 2003). No caso de revestimento com tela metálica sobre proteção vegetal, a cabeça pode ser executada com placa e porca. Os elementos resistentes à tração e cisalhamento mais comumente empregados são as barras de aço CA 50 com diâmetros nominais variando de 16 mm a 25 mm, podendo ser utilizadas barras de aço indicadas para ancoragens.

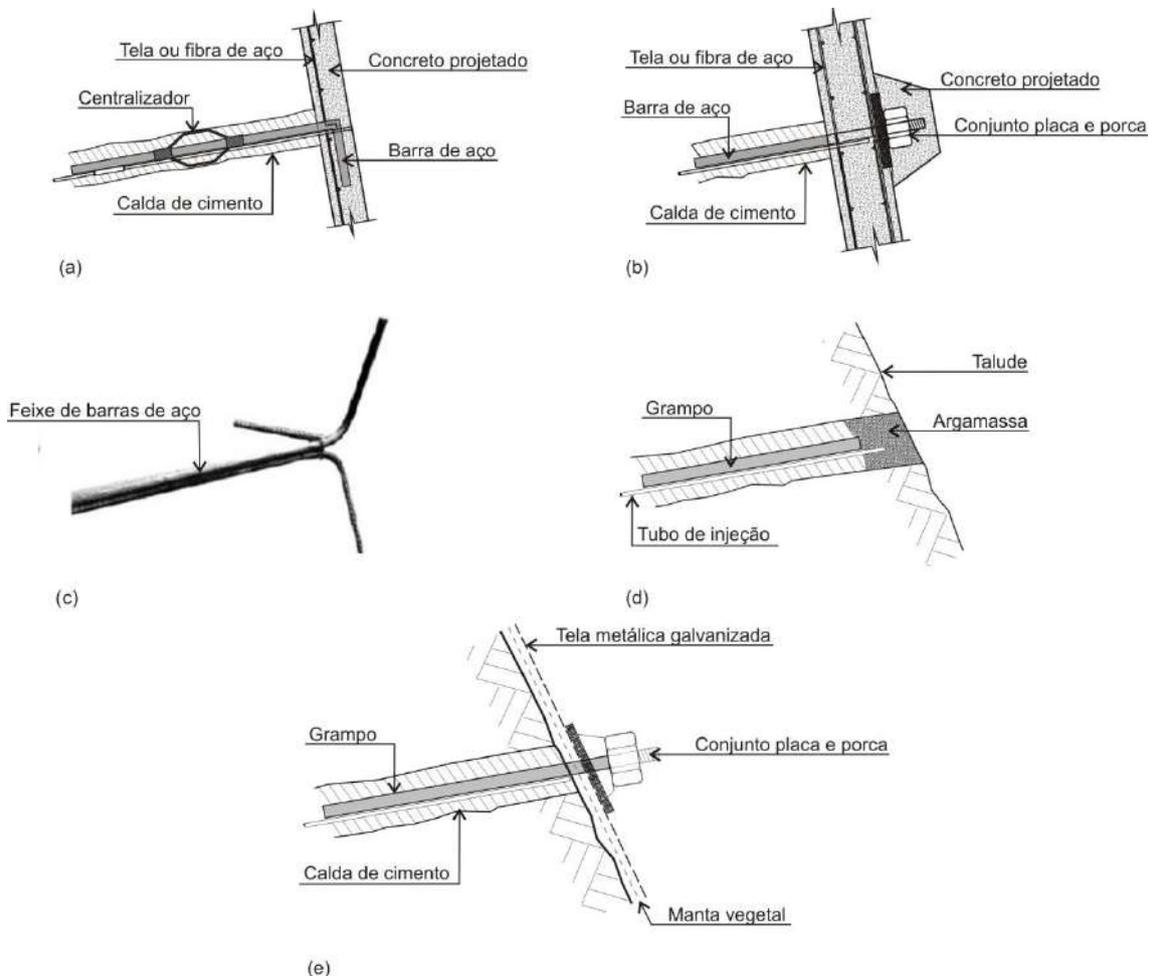


Figura II.6 – Tipos de cabeças para grampos: (a) embutida na face por meio de dobra no aço; (b) fixada por placa metálica, rosca e porca; (c) feixe de barras embutido na face por dobra (Dias *et al.*, 2006) ; (d) sem cabeça (Ehrlich, 2003); e (e) com manta vegetal, tela, placa e porca.

Os grampos poderão também resultar da cravação de barras, cantoneiras ou tubo de aço utilizando-se marteletes pneumáticos, o que leva a um processo de execução muito rápido. Este processo é comumente utilizado em obras provisórias, em virtude da livre exposição dos reforços à corrosão, e apresenta uma maior densidade de reforços (Ehrlich e Silva, 1992).

II.3.2 – Faceamento

O faceamento não é determinante na estabilidade global do maciço. A principal função da face é garantir a estabilidade local do solo entre os grampos e garantir o controle de processos erosivos. Concreto projetado com tela de aço ou com fibras de aço, blocos pré-moldados, painéis de concreto, bio-mantas e vegetação têm sido empregados no revestimento do faceamento de estruturas grampeadas para satisfazer critérios de projeto, executivos e aspectos estéticos. Em complemento, dependendo do tipo de faceamento deve-se implantar uma drenagem eficiente na interface do solo com o revestimento.

II.3.3 – Drenagem

A água tem grande influência na estabilidade da estrutura grampeada, tanto na sua construção, quanto no decorrer do tempo. Assim, os dispositivos de drenagem exercem uma função fundamental e são considerados como parte integrante do solo grampeado. Barbacãs (drenos pontuais) e ou geodrenos (drenos verticais de contato, com núcleo de PVC revestido com filtro de geotêxtil) são executados no revestimento de modo que toda água infiltrada próxima à estrutura possa ser drenada para fora. No caso de fluxos hidráulicos internos é apropriado instalar drenagem profunda, normalmente executada com drenos sub-horizontais (DHP's). Dispositivos de drenagem superficial, tais como canaletas e descidas d'água, protegem a estrutura grampeada, direcionando a água superficial para dissipadores de energia, que por sua vez evitam processos erosivos.

II.4 – Aplicação do Solo Grampeado

Embora a maioria dos estudos e pesquisas de solo grampeado desenvolvidos seja limitada a solos homogêneos, a técnica também se adapta muito bem aos solos heterogêneos, conforme apresentado por Ehrlich e Silva (2012). A densidade e geometria (comprimento e inclinação) dos grampos podem ser ajustadas ao tipo e à resistência dos solos encontrados. Em perfis de solo variados, os grampos podem atravessar facilmente camadas de pedregulhos ocasionais.

A técnica não é aplicável em escavações em argila mole, uma vez que será necessária uma alta densidade de grampos com comprimentos elevados (Zirlis e Pitta, 1992). Além disso, o fenômeno de fluência e o aumento do teor de umidade após a construção podem afetar significativamente em longo prazo o desempenho e deslocamentos da estrutura.

A escavação grampeada torna-se difícil em areias puras sem coesão aparente, não sendo possível assegurar a estabilidade de taludes verticais, mesmo com baixa altura. Os riscos são maiores com a presença de água e deve-se evitar esta situação.

A presença de água dificulta a execução do solo grampeado e modifica a condição hidrostática inicial do solo, resultando em fluxo d'água, que tem grande influência na escavação grampeada. Além da influência direta nas pressões d'água no faceamento, o fluxo influencia as tensões efetivas do solo e é capaz de promover a instabilização do talude.

O solo grampeado apresenta determinados inconvenientes, principalmente em relação aos deslocamentos inerentes à própria natureza da técnica, que constituem uma limitação, particularmente importante, em áreas urbanas, cuja movimentação pode afetar estruturas de obras próximas à escavação. Nestas condições é fundamental certificar-se de que as utilidades e ou edificações vizinhas à escavação grampeada possam tolerar, sem danos, os deslocamentos de curto e longo prazo. Onde as estruturas existentes são incapazes de tolerar estas deformações, no projeto podem-se incluir ancoragens próximos ao topo do solo grampeado com o objetivo de minimizar os deslocamentos (Figura II.7). Entretanto, mesmo com estas medidas, deve-se realizar monitoração para avaliar se os deslocamentos são mantidos dentro de um nível aceitável para as estruturas existentes.

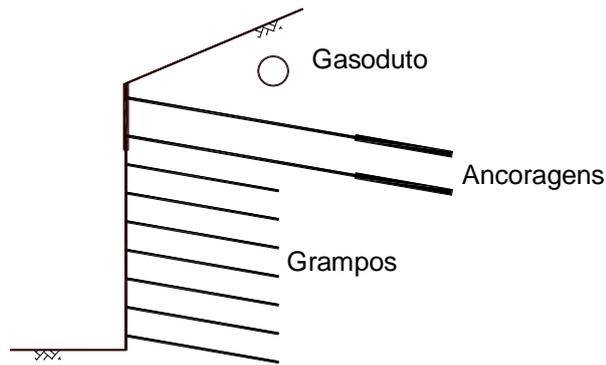


Figura II.7 – Combinação das técnicas de solo grampeado com cortina ancorada.

II.5 – Comparação do Solo Grampeado com Cortina Ancorada

Os grampos diferem das ancoragens por não apresentarem trecho livre e serem elementos passivos, isto é, não pré-tensionados, sendo solicitados, portanto, somente quando o solo se deforma (Geo-Rio, 2014). Outra diferenciação é que estes são projetados considerando-se a resistência à tração e, em algumas situações, também a resistência ao cisalhamento. São constituídos usualmente por barras de aço instaladas em pré-furos preenchidos por calda de cimento. Para ilustrar o comportamento básico das cortinas ancoradas e dos solos grampeados e evidenciar as principais diferenças entre os sistemas de contenção, apresenta-se a Figura II.8.

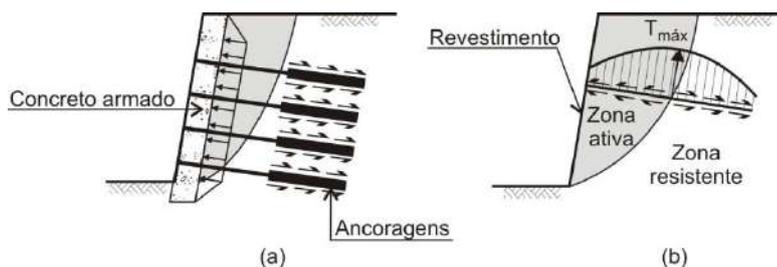


Figura II.8 – Mecanismos de transferência de carga: (a) cortina ancorada; (b) muro em solo grampeado (Mitchell e Villet, 1987).

No solo grampeado o único elemento estrutural utilizado para a estabilização do maciço são os grampos (Mitchell e Villet, 1987). Considerando-se nulas as movimentações relativas solo grampo, as deformações que ocorrem no solo são controladas pela deformabilidade do grampo (Ehrlich, 2003). No solo grampeado a face tem por objetivos garantir a estabilidade local e evitar o desenvolvimento de processos

erosivos. A estrutura não precisa de fundações. Sob condições semelhantes, a quantidade de grampos por área da face é maior que a de ancoragens. Como consequência da maior densidade de grampos, a ruptura de um grampo terá um efeito menor na estabilidade do solo que a ruptura de uma ancoragem.

As ancoragens são elementos ativos, pois são fortemente pré-tensionados com cargas elevadas, para prevenir deslocamentos da cortina (Geo-Rio, 2000) e iniciam seu trabalho sem necessidade de deformação do maciço (Zirlis e Pitta, 1992). A face das cortinas ancoradas é o promotor direto da estabilidade da zona potencialmente instável (Ehrlich, 2003). O dimensionamento estrutural do paramento de concreto da cortina ancorada é muito importante, haja vista o puncionamento causado pela aplicação das elevadas cargas de teste (Feijó, 2007). A maioria das cortinas tradicionais tem parede moldada *in situ* vertical. Ao contrário, os solos grampeados podem facilmente ter faceamentos inclinados acompanhando a inclinação natural do terreno e ou pode se adequar mais facilmente a uma superfície irregular do talude, reduzindo-se escavações.

A distribuição das tensões ao longo do comprimento do grampo é variável. No tirante, uma parcela do comprimento encontra-se livre, enquanto a parcela restante é ancorada. A carga no trecho livre do tirante é aproximadamente constante e no trecho ancorado é variável.

No Brasil não há norma para solos grampeados e na prática, quando se faz ensaio de arrancamento em grampos, o número é muito reduzido. No caso de cortinas, todos os tirantes são ensaiados para aceitação, conforme Norma ABNT NBR 5629 (Execução de tirantes ancorados no terreno).

A corrosão dos tirantes tende a ser maior, visto que o mesmo está exposto ao efeito da corrosão sob tensão, *stress corrosion*, necessitando de cuidados especiais de tratamento (Abramento *et al.*, 1998).

CAPÍTULO III

COMPORTAMENTO DOS SOLOS GRAMPEADOS

Neste capítulo discorre-se sobre os aspectos geomecânicos dos solos grampeados. O comportamento dessas estruturas de contenção tem sido objeto de estudos e pesquisas que englobam análises numéricas, ensaios, experimentos, investigações e acompanhamentos, por meio de monitoração, do desempenho de obras reais e modelos físicos em escala reduzida e na escala 1:1. Sustentando-se nestas informações, diversos autores contribuíram com a literatura para a melhor compreensão dos mecanismos que controlam o conjunto solo, grampo, faceamento e drenagem que constitui o sistema de contenção. Por se tratar de uma obra geotécnica, não há uma regra geral e cada caso deve ser analisado cuidadosamente.

III.1 – Interação Solo-Grampo

Conforme descrito pelo projeto Clouterre (1991), a interação solo-grampo pode se desenvolver de duas formas nas estruturas de solo grampeado. A mais importante interação é o atrito unitário na interface solo-grampo ou resistência ao arrancamento (q_s), a qual induz tensões nos grampos, predominantemente de tração, que devem ser inferiores à q_s . Outra interação, de menor importância, refere-se à pressão passiva do solo ao longo do grampo que possibilita, também, a mobilização de esforços cisalhantes e de flexão, caso se desenvolva uma zona de cisalhamento na massa de solo reforçada e o grampo tenha rigidez suficiente para reagir aos esforços aplicados sobre ele.

O valor da resistência ao arrancamento (q_s) é influenciado pelas propriedades e características do conjunto solo grampo e metodologia executiva.

Quando solos granulares compactos são submetidos a esforços cisalhantes promovidos pela mobilização de um reforço, ocorre uma tendência de aumento do volume da área que envolve do grampo que é contida pela baixa compressibilidade do solo. Isto resulta em um acréscimo de tensão ($\Delta\sigma$) na tensão normal inicial (σ'_v) aplicada na superfície do reforço (Clouterre, 1991). Este fenômeno, denominado de dilatância, foi observado por Schlosser e Elias (1978).

Por outro lado, em solos residuais não saturados a abertura do furo “*zera*” as tensões normais nos grampos, haja vista que o pré-furo executado é estável. As tensões normais mobilizadas nos grampos ensaiados são fortemente influenciadas pela tendência de expansão promovida pelo cisalhamento solo-grampo quando da mobilização. Essa tensão normal é de difícil avaliação, função da compacidade ou consistência do solo. Dessa forma, a tensão normal solo-grampo não corresponde simplesmente à relação peso específico e profundidade, $\gamma \cdot h$ (Feijó, 2007).

No Brasil alguns autores objetivando destacar a importância da injeção no atrito unitário na interface solo-grampo realizaram ensaios de arrancamento em grampos aplicando diferentes processos de injeção de calda cimento (Zirlis e Pitta, 2000; Souza *et al.*, 2005; Springer, 2006; Silva, 2009). Verificou-se que a resistência ao arrancamento poderia ser aumentada re-injetando calda de cimento sob pressão além da injeção da bainha.

Solos com granulometria fina sofrem significativas variações de resistência devido às variações do teor de umidade que influenciam na adesão de suas partículas na superfície do grampo. Mesmo em solos perfeitamente não coesivos, determinado grau de saturação confere ao maciço não saturado, por efeito de pressão capilar, características de materiais coesivos. Entretanto, o aumento do teor de umidade atua como um mecanismo deflagrador da diminuição das tensões cisalhantes no contato solo-grampo pela redução e ou eliminação da adesão superficial.

Ensaio de arrancamento realizados por Springer (2006) registraram que em grampos re-injetados, a lavagem do furo fornece resistência ao arrancamento (q_s) 5% maior que a obtida em furos secos (não lavados). Já em grampos com apenas 1 injeção (bainha), a lavagem do furo aumentou a resistência ao arrancamento (q_s) em cerca de 27%.

A resistência ao arrancamento (q_s) é obtida por ensaios de arrancamento. A Figura III.1 indica alguns detalhes da montagem do ensaio. A barra de aço empregada deve ser superdimensionada para que o ensaio atinja preferencialmente a ruptura do trecho injetado. O procedimento de instalação dos grampos que sofrerão arrancamento deve ser o mesmo daqueles que serão executados na obra.

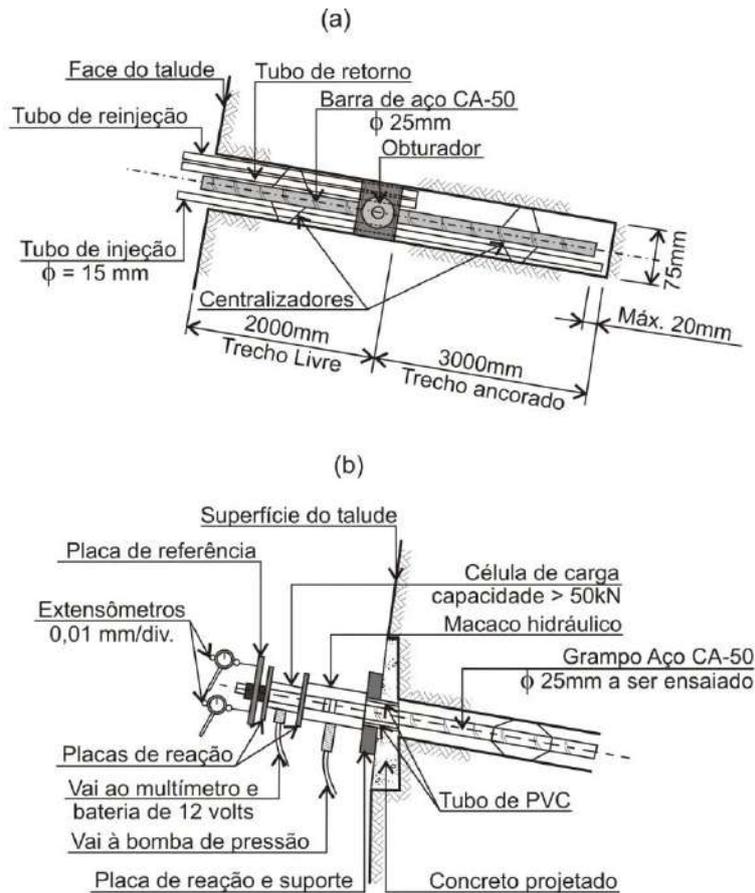


Figura III.1 – Ensaios de arrancamento: (a) montagem e injeção dos grampos e (b) sistema de aplicação de carga (Feijó e Ehrlich, 2001).

A resistência ao arrancamento é definida por (Equação III.1):

$$T = \pi \cdot D \cdot q_s \cdot L_p \quad (\text{III.1})$$

Onde: T é a máxima força de tração aplicada ao grampo no ensaio; q_s é o atrito unitário na interface solo-grampo ou resistência ao arrancamento; L_p é o comprimento do grampo envolvido pela calda de cimento e D é o diâmetro do furo.

A carga máxima de ensaio (T_{max}) é dada pela seguinte Equação (III.2):

$$T_{max} = 0,9 f_y A_s \quad (\text{III.2})$$

Onde: f_y é a tensão de escoamento do aço e A_s é a área da seção transversal útil da barra. Esta carga não deve ser ultrapassada para evitar um acidente, devido à possível ruptura brusca do aço.

A resistência ao arrancamento (q_s) tem papel preponderante no comportamento do sistema de reforço, pois é através desta interação que os esforços são transferidos do solo para o grampo. Na fase de projeto, o atrito pode ser estimado através de resultados de ensaios de arrancamento efetuados em terrenos com características geomecânicas similares. Entretanto, é aconselhável a realização de ensaios de arrancamento para evitar problemas com sub-dimensionamentos ou gastos desnecessários com grampos demasiadamente longos.

Face à variabilidade do parâmetro q_s em função do tipo e condições do solo e da metodologia executiva do grampo não é possível estabelecer uma correlação simples entre esses fatores. Ehrlich e Silva (2012) buscando verificar possíveis correlações entre a resistência ao arrancamento (q_s), N_{SPT} e número de injeções (bainha, bainha e quantidade de fases de injeção), pesquisaram na literatura resultados de ensaios de arrancamento. Os dados utilizados referem-se aos ensaios realizados no Brasil, concentrando-se na região Sudeste, nos estados de São Paulo (Ortigão, 1997; Gotlieb e Alonso, 1997; Lozano e Castro, 2003; Pitta *et al.*, 2003; Souza *et al.*, 2005; Silva, 2009 e Miranda, 2009) e Rio de Janeiro (Ortigão *et al.*, 1992; Feijó e Ehrlich, 2001; Soares e Gomes, 2003; Silva, 2005 e Springer, 2006). Na Figura III.2 apresentam-se os resultados dos ensaios de arrancamento.

O Brasil apresenta grande diversidade de solos e diferentes condições climáticas. Os solos analisados apresentam particularidades distintas entre si. De maneira geral, os solos de Brasília são colapsíveis e os de São Paulo são porosos e de baixa resistência. Os solos do Rio de Janeiro são residuais, tipicamente de gnaiss, encontram-se não saturados e apresentam elevadas rigidez e resistência. Buscando verificar a influência nos resultados, nas Figuras III.3 a III.5 os valores de q_s versus N_{SPT} são apresentados por localidade.

Verifica-se que não é possível estabelecer uma correlação simples entre q_s e N_{SPT} , mesmo considerando regiões geograficamente próximas.

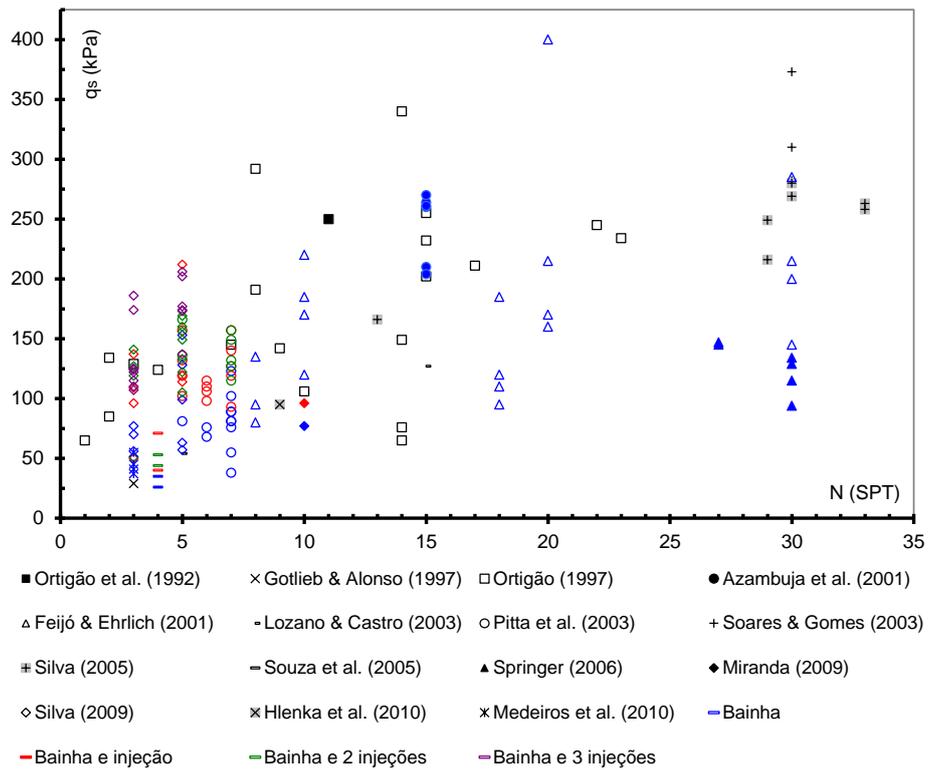


Figura III.2 – Resultado de ensaios de arrancamento no Brasil (Ehrlich e Silva, 2012).

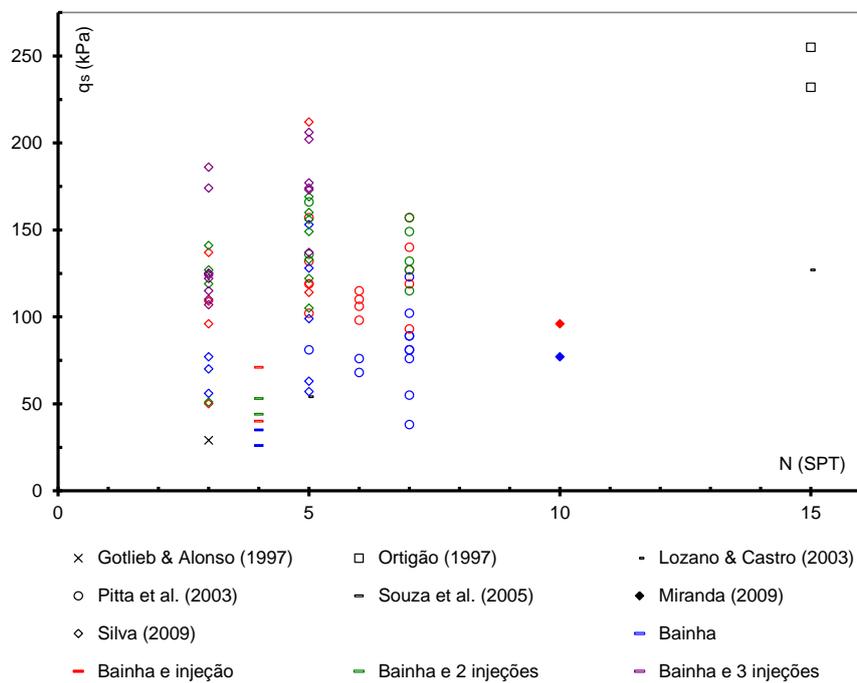


Figura III.3 – Resultado de ensaios de arrancamento no Estado de São Paulo (Ehrlich e Silva, 2012).

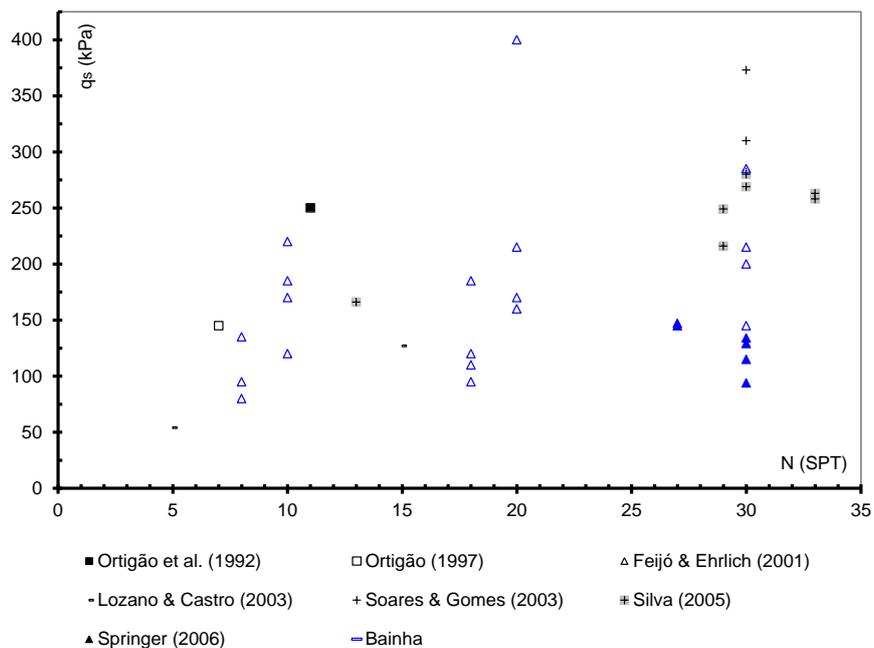


Figura III.4 – Resultado de ensaios de arrancamento no Estado do Rio de Janeiro (Ehrlich e Silva, 2012).

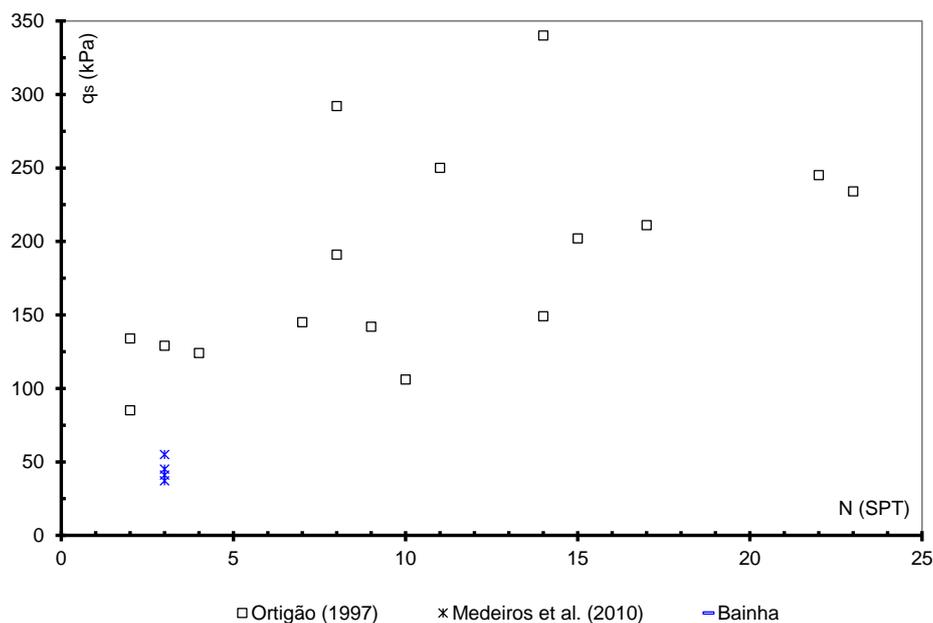


Figura III.5 – Resultado de ensaios de arrancamento em Brasília/DF (Ehrlich e Silva, 2012).

Buscando verificar a influência da pressão de injeção na resistência ao arrancamento (q_s), alguns autores realizaram ensaios de arrancamento em grampos adotando diferentes procedimentos de injeção de calda de cimento – (1) bainha; (2) bainha e uma fase de injeção; (3) bainha e duas fases de injeção e (4) bainha e três fases

de injeção. Na Figura III.6 estes resultados são apresentados.

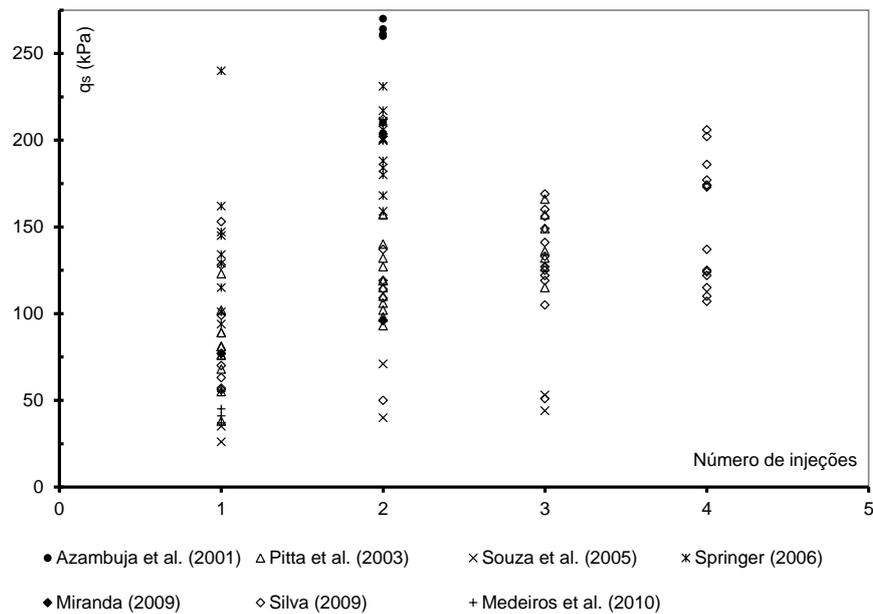


Figura III.6 – Resistência ao arrancamento de grampos (q_s) em função do número de injeções de calda de cimento (Ehrlich e Silva, 2012).

Verifica-se que a resistência ao arrancamento é aumentada injetando calda de cimento sob pressão. No caso de solos de baixa resistência esse procedimento poderia ser interessante. O aumento de resistência permitiria a diminuição do comprimento do grampo, mas, por outro lado, ter-se-ia diminuída a agilidade da implantação da obra. Em linhas gerais, os resultados demonstram que na maioria dos solos analisados somente a injeção simples da bainha poderia promover valores de q_s satisfatórios e, dependendo da situação, apenas mais uma fase de injeção seria razoável.

III.2 – Tensões nos Grampos

A posição geométrica do ponto cujo esforço de tração é máximo ($T_{m\acute{a}x}$) ocorre na interseção da superfície potencial de ruptura com o grampo, da qual separa a massa do solo em duas zonas: (i) zona ativa situada atrás do faceamento, onde as forças de atrito mobilizadas nos grampos é dirigida para fora e (ii) zona passiva onde as forças de atrito têm a direção oposta ao deslocamento lateral da zona ativa, ou seja, para dentro do

maciço de solo. A superfície potencial de ruptura separa essas duas zonas, local no qual se tem nula as tensões cisalhantes na interface solo grampo (Ehrlich, 2003).

Os esforços axiais mobilizados ao longo dos grampos são devidos às descompressões laterais ocasionadas pelo avanço da escavação e ou por deformações internas do solo grampeado decorrentes, principalmente, da diminuição de sua resistência. No solo grampeado a descompressão horizontal da massa durante as escavações sucessivas resulta em acréscimo de tensões e na modificação da distribuição dos esforços ao longo dos grampos (Figura III.7). Ocorre um carregamento progressivo das forças de tração em determinado nível de grampos quando os níveis inferiores são escavados. Nos níveis mais próximos à base do grampeamento ocorrem menores esforços axiais nos grampos e a posição da tração máxima se aproxima do faceamento. Essas tensões se desenvolvem como resultado das restrições impostas pelos grampos e parede às deformações laterais (Feijó, 2007).

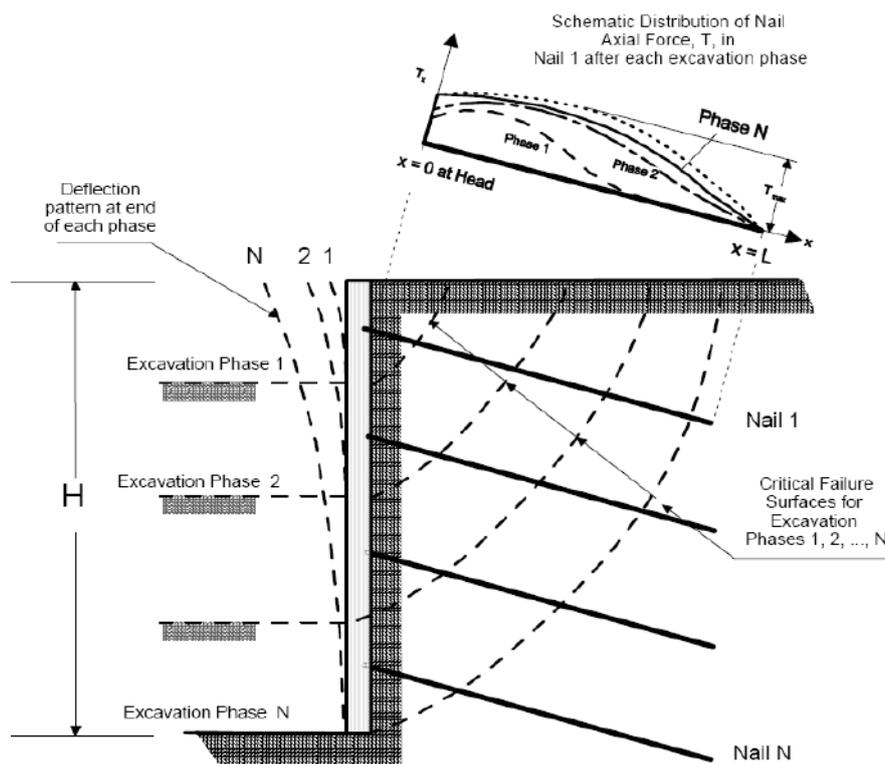


Figura III.7 – Distribuição das forças axiais e deslocamentos horizontais de uma escavação grampeada (Lazarte *et al.*, 2003).

O projeto Clouterre (1991) verificou durante a construção de uma estrutura de solo grampeado que a mobilização da tensão nos grampos ocorre somente durante as três a quatro fases subsequentes da escavação até que a tensão se estabilize. Enquanto a

escavação progride, esta tensão mobilizada corresponde, principalmente, à sucessiva descompressão lateral do maciço de solo e ao desenvolvimento do efeito de arqueamento. Resultados dos experimentos demonstram que a distribuição da tensão ao longo dos grampos evolui enquanto a estrutura grampeada está sendo construída. Observa-se na monitoração do primeiro experimento do projeto Clouterre (1991) que, no começo da escavação, a relação $T_0/T_{máx}$ é próxima de 100% e reduz progressivamente, variando de 30% a 70%, em função das fases subsequentes de escavação que mobilizam a resistência ao cisalhamento de interface solo-grampo devido às deformações decorrentes da descompressão lateral (Figura III.8).

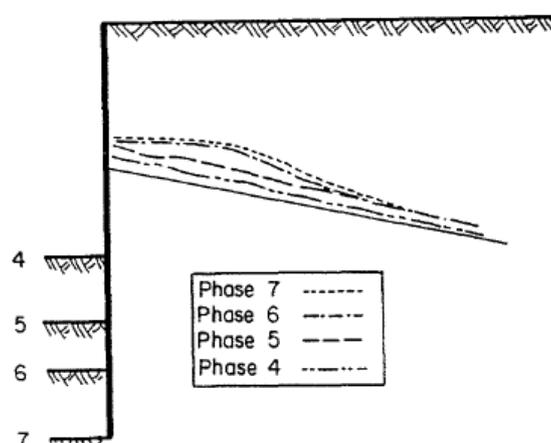


Figura III.8 – Evolução de $T_0/T_{máx}$ com avanço da escavação (Clouterre, 1991).

No caso de grampeamentos executados em solos não saturados, dos quais a sucção é muito sensível à variação do teor de umidade, as tensões no grampo podem variar de acordo com as estações do ano (Silva e Ehrlich, 2010). Assim, após a conclusão do sistema de contenção, não havendo mudanças de geometria, as trações nos grampos podem variar em função da diminuição da resistência ao cisalhamento do maciço reforçado. Em alguns casos o grampeamento é empregado na superfície resultante de um deslizamento (cicatriz) com pequenos acertos (escavações) manuais. Nesta condição como as deformações já ocorreram, não haverá descompressão lateral e a mobilização de tensões decorrerá de deformações internas na massa de solo grampeada.

Além das tensões de tração desenvolvidas nos grampos, outros esforços podem ocorrer nos estágios de construção e sobre condições de trabalho dos grampos. Solicitações transversais ao grampo podem promover o surgimento de esforços

cisalhantes e momentos fletores, cujas magnitudes são atribuíveis, principalmente, à rigidez do grampo, orientação do grampo em relação à direção principal maior de deformação, concentração de elevadas deformações que ocorrem na vizinhança da superfície potencial de ruptura. A tensão cisalhante máxima atinge seu valor máximo no ponto onde a superfície potencial de ruptura intercepta o grampo, no qual o momento fletor é nulo. Por outro lado, quando os momentos fletores são máximos nas zonas ativa e passiva, têm-se as tensões de cisalhamento nulas.

A importância dos esforços cisalhantes e momentos fletores sobre a estabilidade da massa reforçada e os fatores responsáveis que os induzem são objetos de discussão no meio técnico. O projeto Clouterre (1991) e Plumelle *et al.* (1990) enfatizam que os esforços de cisalhamento e momentos fletores são mobilizados próximos à ruptura, quando ocorrem elevadas deformações no maciço em uma zona de cisalhamento que intercepta o grampo, ou quando uma superfície de escorregamento já existente está sendo estabilizada. Feijó e Ehrlich (2005) através de resultados de monitoração mostraram que a importância relativa das tensões internas nos grampos, oriundas dos momentos fletores, podem não ser desprezíveis, mesmo em condições que o maciço reforçado encontra-se longe da ruptura.

Resultados de experimentos empregados por Gassler (1993) em estrutura de solo grampeado em verdadeira grandeza submetida a carregamento no terrapleno demonstram que os momentos fletores nos grampos permaneceram baixos, bem como não mobilizaram esforços de cisalhamento significativos em comparação com os esforços de tração nos grampos, mesmo quando se aplicou a sobrecarga máxima de 150 kPa (Figura III.32). Como conclusão destes experimentos, Gassler (1993) sugere que para carregamentos inferiores às condições de trabalho, as forças de cisalhamento podem ser negligenciadas para os grampos com diâmetros geralmente utilizados na prática. A Figura III.9 ilustra que a sobrecarga, praticamente, não afeta a posição da força máxima de tração nos grampos. Entretanto, na ruptura pela deformação plástica dos grampos, a superfície de deslizamento observada no solo situa-se atrás do ponto onde ocorrem os esforços de tração máxima nos grampos.

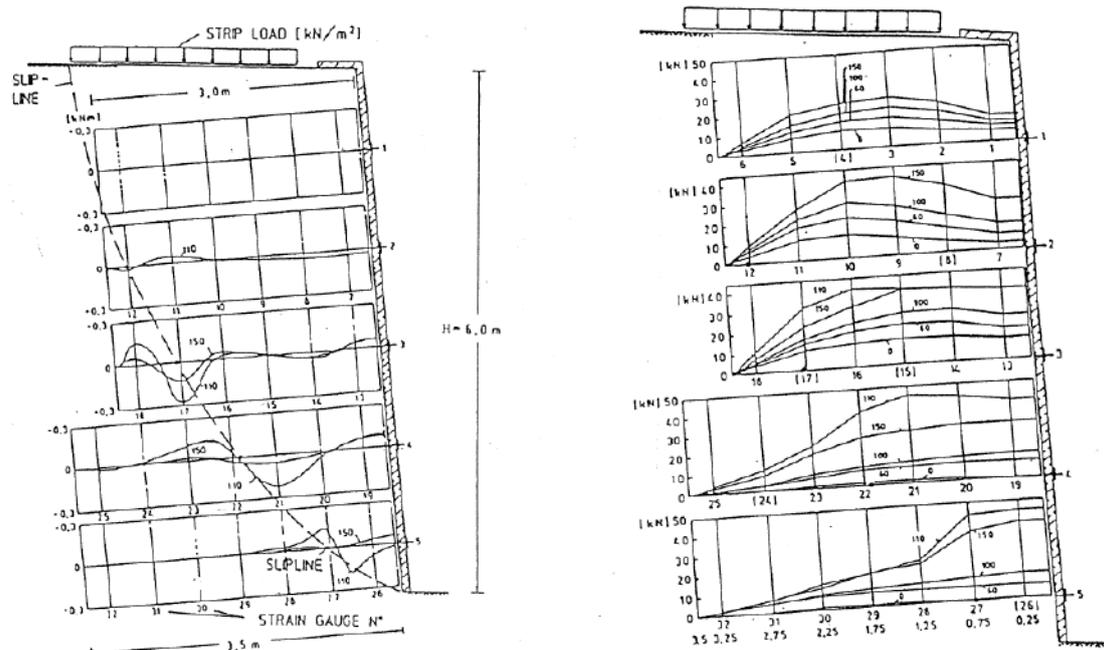


Figura III.9 – Mobilização de esforços: (a) momentos fletores e (b) forças de tração ao longo dos grampos (Gassler, 1993).

Juran *et al.* (1985) apresentam as mobilizações de esforços de flexão monitoradas em modelos reduzidos construídos com grampos flexíveis e rígidos sobre condição de serviço (Figura III.10). Os resultados revelam que os valores mais elevados da razão entre os esforços máximos de cisalhamento e tração ($T_{c\max} / T_{\max}$) são alcançados no nível superior de grampos, no qual a flexão é maior, devido ao método executivo que consiste de sucessivas escavações de cima para baixo, ou seja, do topo até o pé da estrutura grampeada.

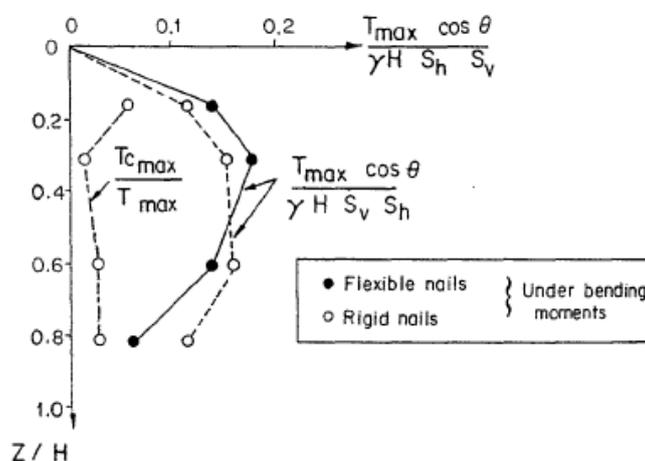


Figura III.10 – Monitoração da mobilização de momentos fletores em modelo reduzido de solo grampeado construído com grampos rígidos e flexíveis (Juran *et al.*, 1985).

III.3 – Rigidez dos Grampos

Segundo Mitchell e Villet (1987), o desenvolvimento de pressão lateral do solo no grampo é decorrente de sua rigidez transversal. Elementos de reforço rígidos resistirão às deformações e, por consequência, empuxos passivos serão mobilizados ao longo dos reforços de maneira oposta nas zonas ativa e passiva. No geral os grampos empregados para reforçar massas de solo apresentam diâmetro e rigidez suficientes para resistir a esforços de cisalhamento e flexão. Assim, os grampos, dependendo da sua inclinação com a horizontal, podem ser solicitados à tração, à flexão e ao cisalhamento. Para limitar as deformações, os grampos devem ser posicionados de forma a trabalhar eficientemente à tração, ou seja, com inclinação coincidente com a direção principal maior de deformação da massa reforçada, ϵ_1 . Entretanto, nas análises convencionais, grampeamento projetado com inclinação sub-horizontal de até 15° e sob condição de fundo estável, as contribuições da resistência à flexão e ao cisalhamento do grampo comumente são negligenciadas (Ehrlich, 2003).

Mitchell e Villet (1987) apresentam esquematicamente o efeito da rigidez dos reforços na tensão e deformação (Figura III.11). Os reforços flexíveis se deformam até que o equilíbrio seja alcançado e a estabilização é promovida somente pela resistência à tração. Entretanto, os grampos, considerados inclusões rígidas, podem ser submetidos aos esforços de cisalhamento e flexão, além dos esforços axiais. As variações na tensão normal ao longo de um grampo são responsáveis pela geração do momento fletor. O comportamento é em muitas maneiras análogo àquele de uma estaca carregada lateralmente (Schlosser, 1982).

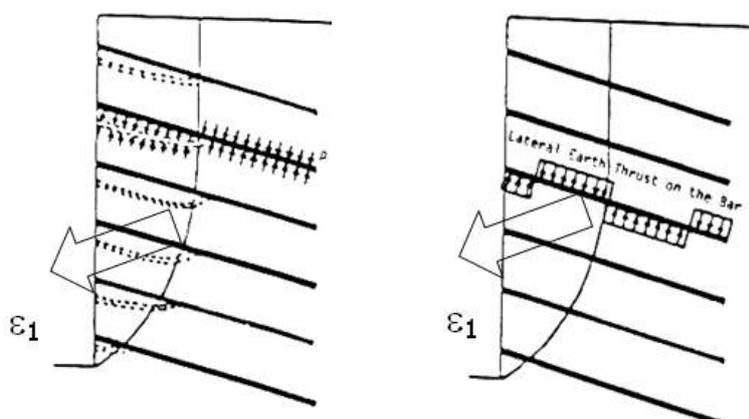


Figura III.11 – Efeito da rigidez dos reforços nas tensões e deformações mobilizadas:
(a) reforços flexíveis e (b) reforços rígidos (Mitchell e Villet, 1987).

Segundo Mitchell e Villet (1987), o deslocamento relativo entre solo e grampo requerido para mobilizar a resistência ao cisalhamento e de flexão do grampo é maior do que aquele necessário para mobilizar sua resistência à tração, entretanto, dependendo do alinhamento do grampo com a horizontal e da sua rigidez os esforços de cisalhamento e flexão podem solicitar mais significativamente os grampos.

Sob condições de trabalho, pode-se considerar nulas as movimentações relativas solo reforço (Dyer e Milligan, 1984; Jewell, 1980). Isto significa que não ocorre deslizamento no contato e que são as mesmas as deformações no solo e no grampo nessa interface. Assim, as deformações que ocorrem no solo são controladas pela deformabilidade do grampo, nestas condições (Ehrlich, 2003).

Ehrlich (2003) apresenta um modelo de tensão deformação solo grampo (Figura III.12). Sob deformação lateral, ϵ , nula tem-se o solo na condição de repouso ($\sigma_s = \sigma_z K_0$). À medida que as deformações ocorrem as tensões no solo diminuem tendendo ao estado ativo. Já as tensões nos reforços crescem com as deformações, ϵ . As deformações cessam quando o equilíbrio é satisfeito. Dessa forma, tem-se que grampos mais rígidos $(S_i)_2$ levam a menores movimentações e as tensões no solo e nos reforços são mais próximas as correspondentes ao repouso. Grampos mais deformáveis, $(S_i)_1$, 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 ao ativo. Nestas condições as tensões no grampo se apresentam mais baixas (Ehrlich, 2003). Conforme descrito pelo autor, a transferência de tensões do solo para o grampo à medida que as deformações axiais são impostas, sendo a deformação axial (ϵ) associada ao equilíbrio menor no caso do grampo mais rígido que, também, mobiliza maior carga.

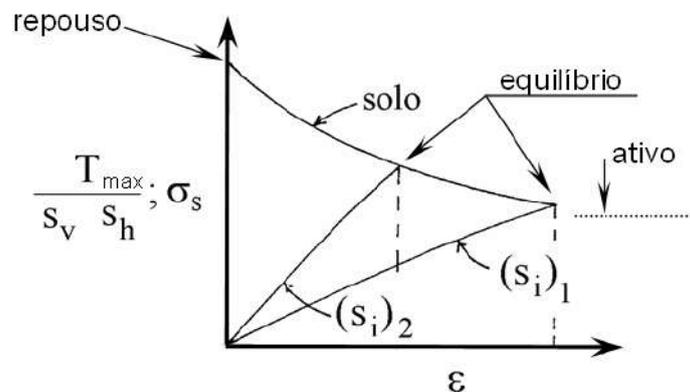


Figura III.12 – Influência da rigidez do grampo nas deformações e tensões mobilizadas (Ehrlich, 2003).

Conforme descrito por Ehrlich e Mitchell (1994), S_i é o índice de rigidez relativa solo grampo (Equação III.3).

$$S_i = \frac{A_r \cdot E_r}{k \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad (\text{III.3})$$

Onde:

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 (constante unitária); e

S_v e S_h são os espaçamentos vertical e horizontal do grampo (definem a área de influência).

Lima (1996) e Ehrlich *et al.* (1996), através de simulação numérica elaboraram estudo paramétrico de uma escavação em solo grampeado. A modelagem da escavação e colocação dos grampos foi realizada em etapas de forma a representar o processo executivo. Variou-se a inclinação (θ) dos grampos e rigidez dos grampos e da face de forma a destacar a importância destes fatores no comportamento. Apresentam-se a seguir os resultados encontrados com relação à influência do grampo (Figura III.13).

Observa-se, que grampos mais rígidos permitem menores movimentações da face e se verificam maiores mobilizações da força axial e momentos fletores no grampo. A variação da inclinação do grampo de zero a 30° com a horizontal não se mostrou como um fator principal nas movimentações. Já as tensões atuantes no grampo foram influenciadas pela inclinação (Ehrlich, 2003).

A modelagem numérica desenvolvida por Ehrlich *et al.* (1996) analisa a influência da orientação e rigidez dos grampos na natureza dos esforços internos destes. Observou-se que para grampos mais rígidos, o aumento da inclinação proporciona redução dos esforços axiais. Jewell (1980) verificou experimentalmente que o desenvolvimento de tensões em grampos com a mesma rigidez depende do ângulo formado entre o grampo e a normal à superfície potencial de ruptura. O autor observou que o ângulo entre reforço e superfície da ordem de 30° potencializa ao máximo os esforços axiais no grampo e, portanto, corresponde à sua eficiência máxima. Ehrlich (2003) destaca, em termos relativos, quantitativamente, a importância da rigidez dos grampos nos resultados (Tabela III.1). Os valores apresentados nessa tabela

correspondem a grampos com 20° de inclinação. Note que grampos típicos têm a rigidez situada entre EI/10 e EI.

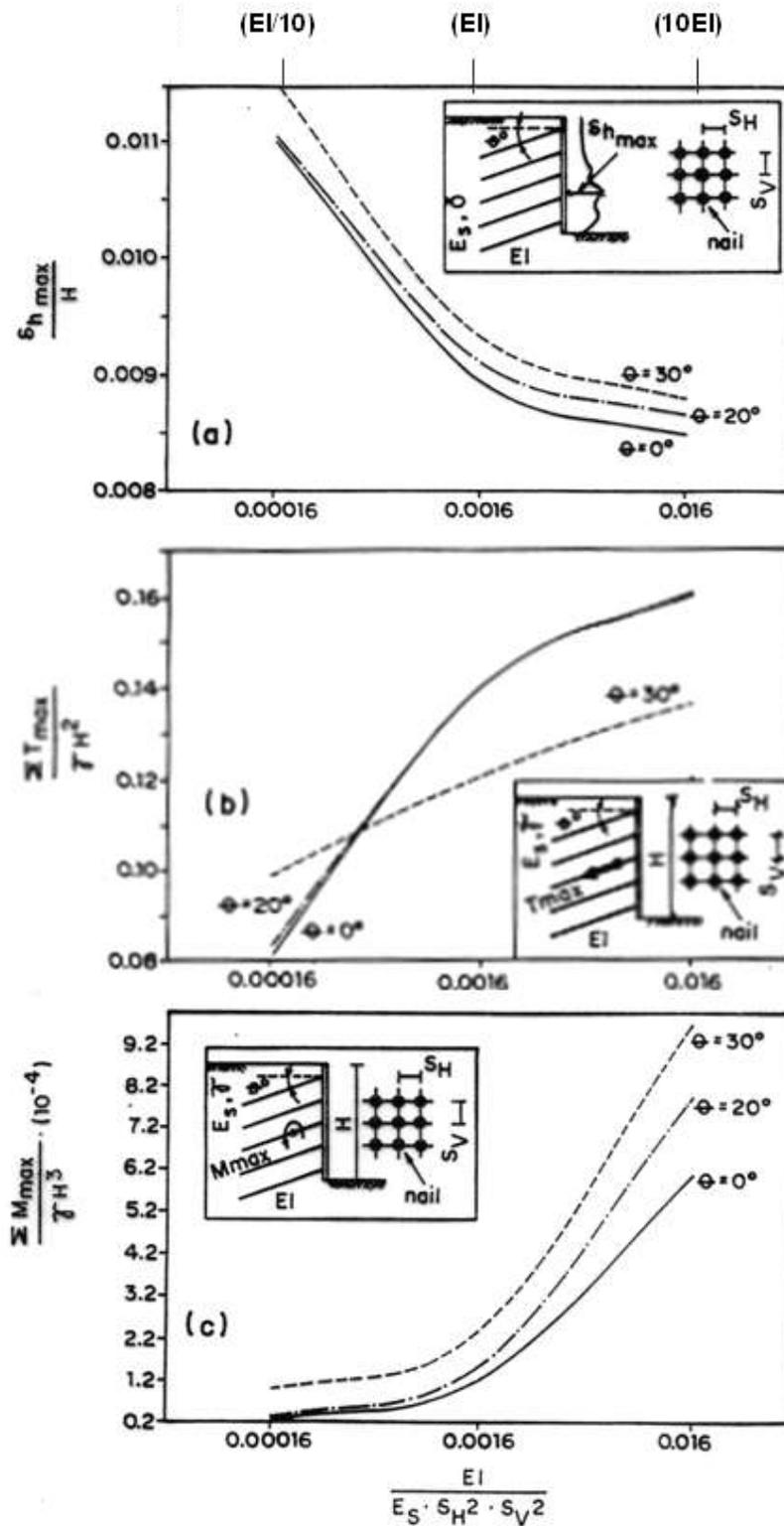


Figura III.13 – Influência da rigidez do grampo: (a) deslocamento horizontal da face; (b) força axial no grampo; e (c) momentos fletores (Ehrlich *et al.*, 1996).

Tabela III.1 - Importância da rigidez dos grampos nas movimentações da face e nas tensões atuantes nos grampos ($\theta = 20^\circ$).

Rigidez do grampo	Diâmetro equiv. do grampo (mm)	Valor relativo		
		Desloc. horiz. máx. da face (d_{\max})	Força axial max. no grampo (T_{\max})	Momento fletor máximo no grampo (M_{\max})
EI/10	56	1.22	0.57	0.16
EI (ref.)	100	1.00	1.00	1.00
10 EI	178	0.86	1.14	6.66

Ehrlich (2003) apresenta a variação do índice I_m referente à flexão composta com a rigidez e inclinação do grampo (Figura III.14).

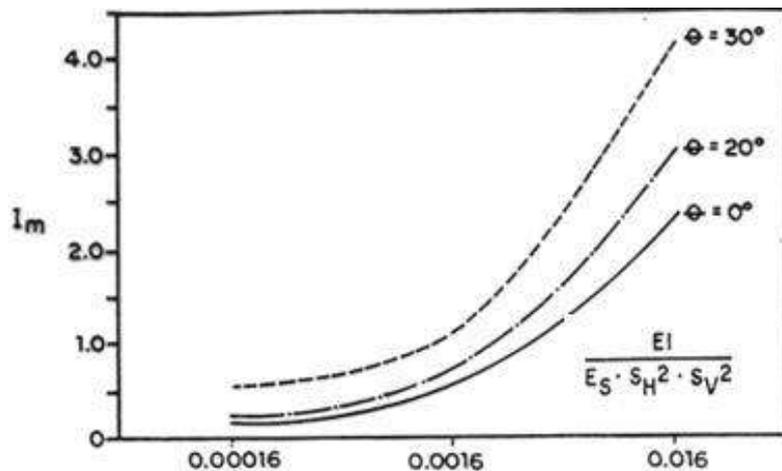


Figura III.14 – Importância relativa dos momentos fletores frente as tensões axiais nas tensões atuantes nos grampos (Ehrlich *et al.*, 1996)

Observa-se que a importância relativa do momento fletor cresce com a rigidez e inclinação dos grampos. Conforme definido pelo autor, o índice I_m assinala a importância relativa dos momentos fletores frente às tensões axiais atuantes nos grampos, ou seja, flexão composta (Equação III.4).

$$I_m = \left(\frac{6}{e}\right) \cdot \frac{\sum M_{\max}}{\sum T_{\max}} \quad (\text{III.4})$$

Feijó e Ehrlich (2005), através da monitoração de uma escavação grampeada, demonstraram que a importância relativa das tensões internas nos grampos oriundas dos momentos fletores não é desprezível. A Figura III.15 apresenta a relações entre a inclinação dos grampos com deslocamentos, esforços normais e flexurais e I_m obtidas por esta monitoração. Conforme a inclinação do grampo a contribuição dos momentos nas tensões internas variou entre 22% e 32%, apresentando resultados crescentes com a inclinação. Além disso, tal como apresentado nas simulações numéricas apresentadas em Ehrlich *et al.* (1996), observa-se que quanto maior a inclinação do grampo maior o somatório dos momentos máximos mobilizados $\Sigma M_{m\acute{a}x}$.

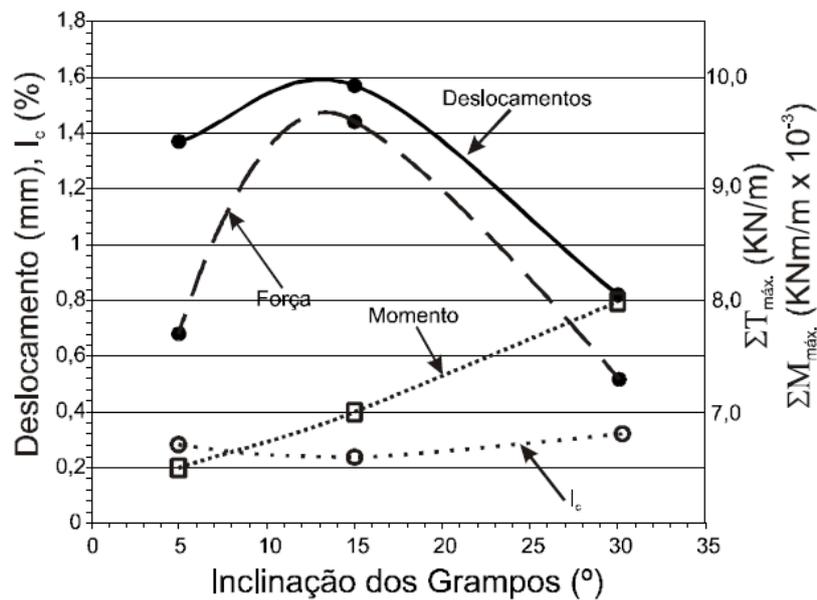


Figura III.15 – Relações entre a inclinação dos grampos com deslocamentos, esforços normais e flexurais e I_m (Feijó e Ehrlich, 2005).

Apesar dos comportamentos descritos, Riccio Filho (2007) ressalta que vários métodos de cálculo de estruturas em solo reforçado não consideram a influência da rigidez do reforço e do solo. Algumas metodologias de análise de estabilidade de obras de solo grampeado são baseadas no método do equilíbrio limite que desconsideram a rigidez relativa solo-reforço e não permitem verificar os deslocamentos e deformações do conjunto. Entre estes procedimentos de cálculo, destacam-se os métodos: Alemão (Stocker *et al.*, 1979); de Davis (Shen *et al.*, 1981); Multicritério (Schlosser, 1983); convencionais de análise de estabilidade (Bishop, Fellenius entre outros) modificados de forma a levar em consideração os grampos e outros.

III.4 – Estado de Tensões no Solo Grampeado

O projeto Clouterre (1991) demonstra que é possível estimar o estado de tensões no solo de uma estrutura grampeada, a partir da definição dos esforços axiais máximos que ocorrem em cada linha de grampo de uma seção, considerando a razão K definida pela Equação III.5.

$$K = \frac{T_{máx} \cdot \cos \theta}{\gamma \cdot z \cdot S_v \cdot S_h} \quad (\text{III.5})$$

onde:

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

S_v e S_h = espaçamentos vertical e horizontal entre grampos; e

θ = ângulo de instalação dos grampos em relação à horizontal.

Pesquisas conduzidas em obras em verdadeira grandeza, modelos reduzidos e estudos numéricos mostram que o estado de tensões no maciço grampeado aproxima-se da condição de repouso (K_0) na parte superior da estrutura, enquanto que, na base, é inferior à condição ativa (Figura III.16). A redução gradual do coeficiente K com a profundidade, partindo de valores superiores à K_0 até um estado de tensão inferior à condição ativa, inerente aos solos grampeados, é atribuída ao processo executivo da escavação e ao efeito de arqueamento desenvolvido entre topo e base da estrutura. Observa-se nos resultados da monitoração empregada por Cartier e Gigan (1983), Figura III.33(a), que as forças máximas mobilizadas nos grampos apresentaram-se mais elevadas na parte superior da escavação e os valores medidos foram superiores aos correspondentes à condição de repouso. As forças nos grampos diminuem para valores inferiores ao estado ativo, próximo ao pé. O somatório das forças máximas nos grampos aproxima-se do valor correspondente ao repouso, o que denota a elevada rigidez e número de grampos adotados.

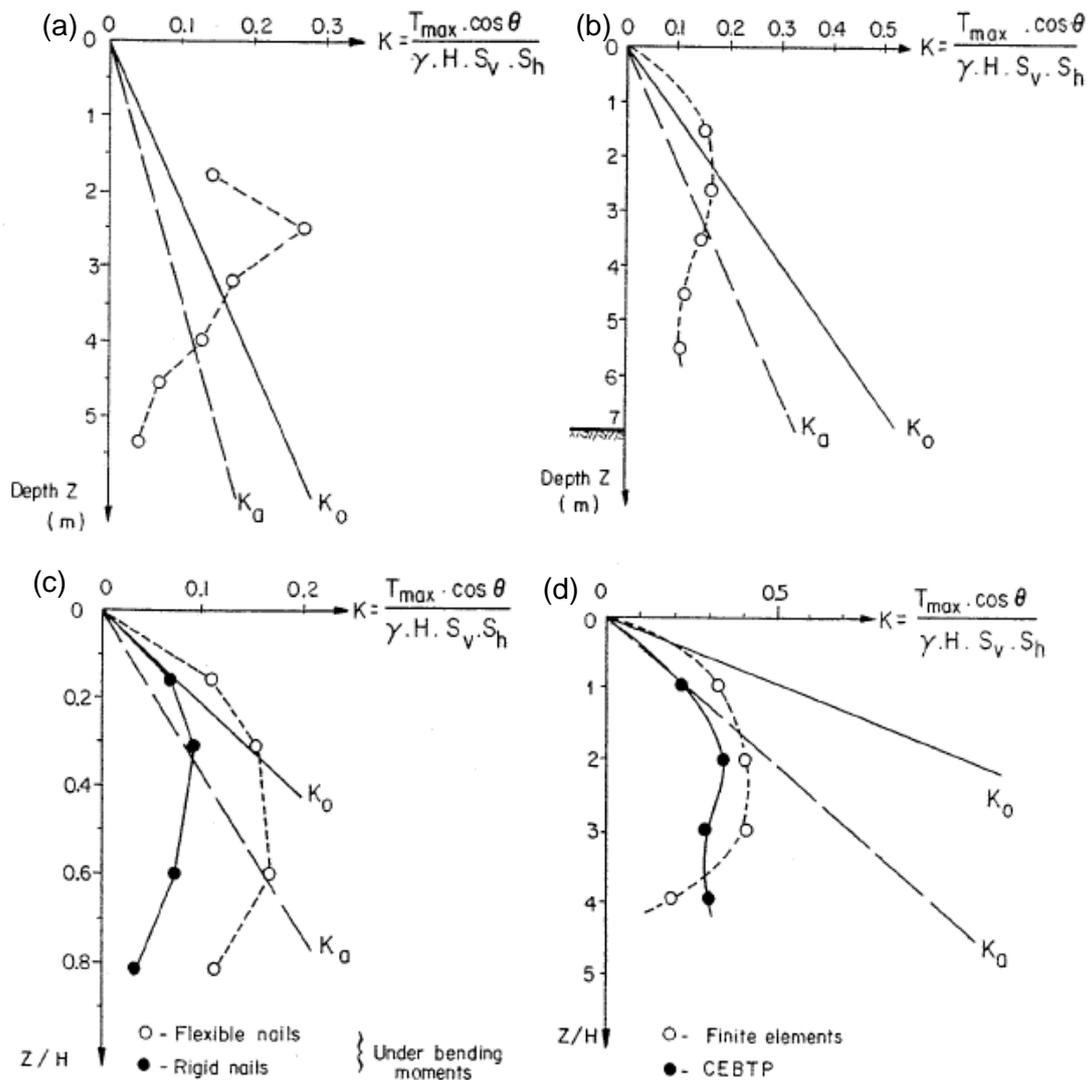


Figura III.16 – Estado de tensões no solo de um estrutura grampeada, comparação entre as condições de repouso (K_0) e ativa (K_a): (a) e (b) obras monitoradas (Cartier e Gigan, 1983 e Clouterre, 1991); (c) monitoração de modelos em escala reduzida (Clouterre, 1991) e (d) modelagem numérica (Clouterre, 1991).

Byrne *et al.* (1998) resumiram as trações máximas registradas na monitoração de onze obras em verdadeira grandeza de solo grampeado. Os esforços de tração máximos foram normalizados em relação ao: (i) peso específico do solo (γ); (ii) espaçamentos vertical e horizontal entre os grampos (S_v e S_h); (iii) altura da estrutura grampeada (H) e (iv) coeficiente de empuxo ativo (K_a). A Figura III.17 apresenta a plotagem das trações máximas normalizadas em função da profundidade do grampo, medidas na condição de serviço do solo grampeado. Observa-se que a tração máxima normalizada dos grampos varia com sua profundidade de instalação, definindo-se três

segmentos correspondentes a um terço da altura. Estas trações normalizadas apresentam faixas de valores situadas entre: 0,5 e 0,6 no terço superior; 0,75 e 0,85 no terço central e 0,4 e 0,5 no terço inferior, tendendo a zero na base da contenção. Nos dois terços superiores os valores mínimo e máximo situados entre 0,4 e 1,1 representam uma tração média normalizada da ordem de 0,75. Para fins práticos Larzarte *et al.* (2003) sugerem que se adote uma tração normalizada uniforme nos dois terços superiores de 0,75. Consequentemente, neste trecho, o esforço de tração máximo de serviço nos grampos é $T_{m\acute{a}x} = 0,75 \cdot \gamma \cdot H \cdot S_v \cdot S_h \cdot K_a$. Devido à considerável redução das tensões no terço inferior da estrutura, sugere-se que se adote a metade do valor da tração máxima da parte superior.

Alternativamente, Briaud e Lim (1997) sugerem que a força de tração máxima de serviço seja determinada pelo valor médio $T_{m\acute{a}x} = 0,75 \cdot \gamma \cdot H \cdot S_v \cdot S_h \cdot K_a$ nos dois terços superiores da estrutura grampeada. Para os níveis subsequentes de grampos, os autores também sugerem que se considerem 50% da tração máxima.

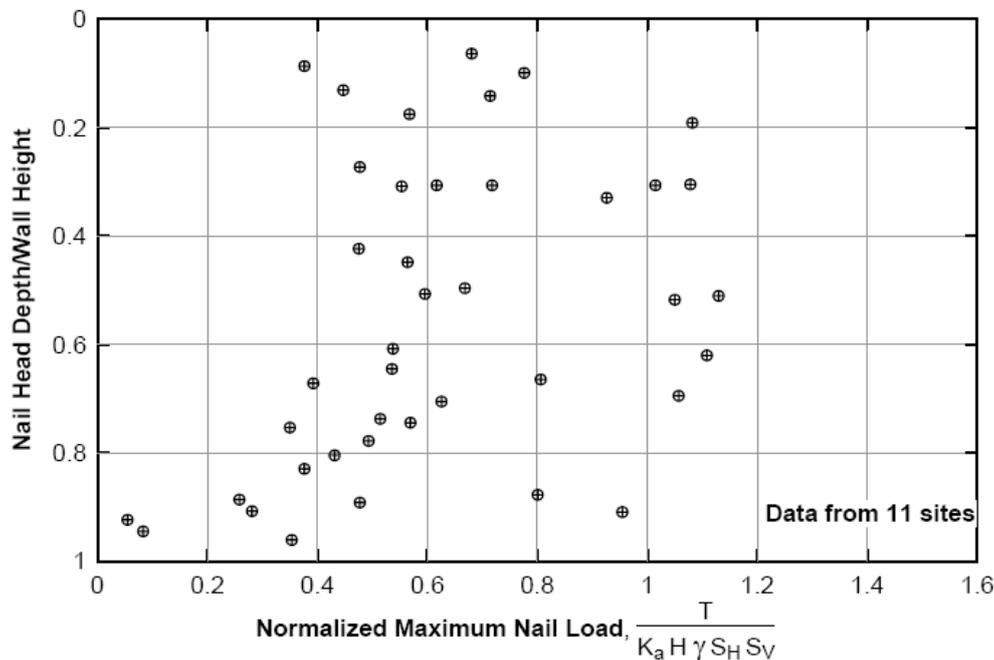


Figura III.17 – Tração máxima normalizada em função da profundidade de instalação dos grampos (Byrne *et al.*, 1998).

A informação fornecida pela Figura III.17 ilustra que a distribuição das tensões nos solos grampeados é complexa e que a tração máxima média dos grampos é inferior àquela determinada pela condição de estado ativo do solo. As tensões nos reforços são

função das tensões no solo e, estas por sua vez, dependem daquelas (Ehrlich e Silva, 1992).

Citam-se os resultados da monitoração dos esforços axiais nos grampos de uma escavação grampeada empregada por Thompson e Miller (1990), dos quais os valores das trações máximas normalizadas em função da profundidade, quando comparados com o diagrama de pressão equivalente para escavações escoradas apresentam uma ligeira semelhança na forma com que se distribuem (Figura III.18). Através de monitorações e análises de experimentos empregados em estruturas de solo grampeado, Juran e Elias (1987) também demonstraram que estes diagramas fornecem boa estimativa para o cálculo das cargas de trabalho de tração mobilizadas nos grampos.

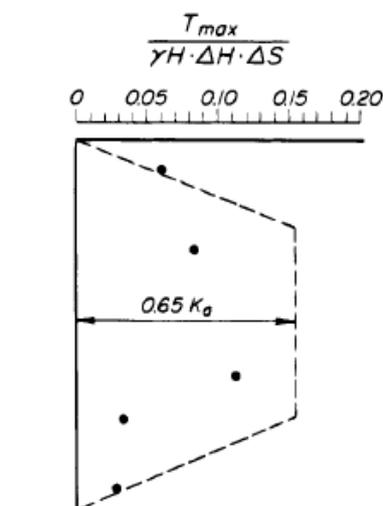


Figura III.18 – Tração máxima normalizada comparados com o diagrama de pressão equivalente para escavações escoradas (Thompson e Miller, 1990).

A Figura III.19 mostra as forças de tração mobilizadas nos grampos e os deslocamentos horizontais no faceamento medidos através de monitoração empregada por Plumelle (1986) em estrutura de solo grampeado instrumentada. Os diagramas apresentados nas Figuras III.18 e III.19 podem apresentar alguns inconvenientes, em função de terem sido elaborados para o caso de escavações escoradas com parede vertical, terrapleno horizontal e tirantes (ou estroncas). Portanto, o uso destes diagramas torna-se inadequado quando se pretende analisar variações de parâmetros e geometria da estrutura grampeada.

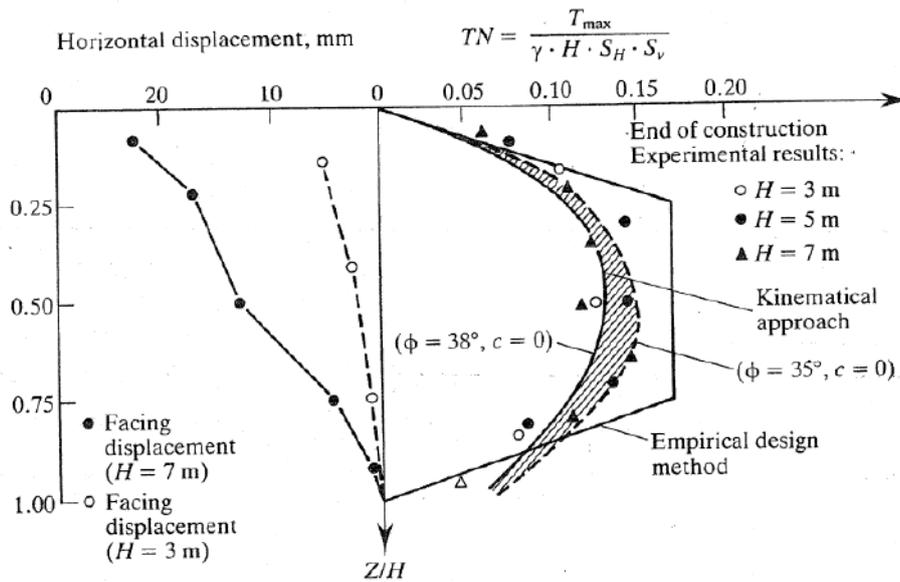


Figura III.19 – Deslocamentos horizontais e forças de tração normalizadas comparadas com o diagrama de pressão equivalente (Plumelle, 1986).

III.5 – Deslocamentos e Deformações nos Solos Grampeados

Em estruturas grampeadas, o comportamento tanto do solo como do grampo depende do modo de deformação do sistema solo-reforço. Monitorações em obras instrumentadas indicam que os deslocamentos têm magnitude máxima junto ao topo do faceamento e decrescem, aproximadamente de forma linear, até a base da escavação, conforme apresentado na Figura III.20.

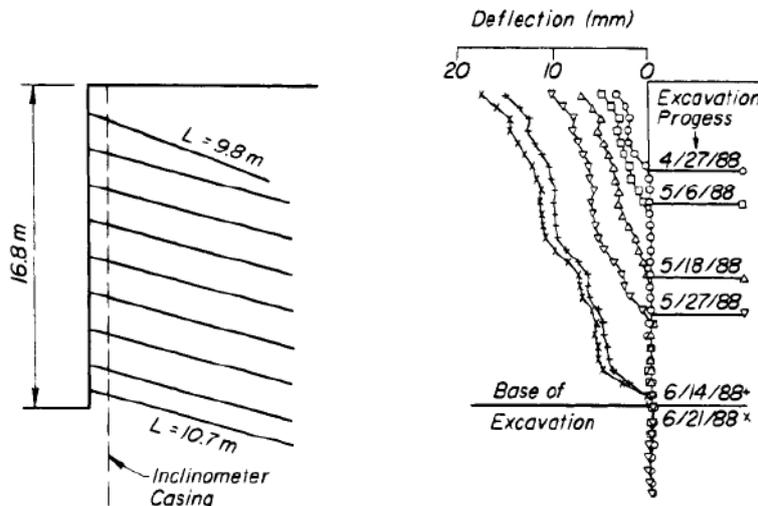


Figura III.20 – Padrão de deslocamentos horizontais durante sucessivas etapas de escavação em solo grampeado (Thompson e Miller, 1990).

As diversas obras monitoradas apresentam características e condições particulares que refletem no comportamento dos solos grampeados. A intensidade dos deslocamentos que ocorrem na crista do faceamento é influenciada pelos parâmetros relacionados a seguir:

- taxa de evolução da obra;
- rigidez do grampo;
- rigidez do faceamento (Ehrlich *et al.*, 1996);
- relação entre comprimento dos grampos e altura da escavação (L/H);
- geometria do solo grampeado;
- fator de segurança global do solo grampeado;
- capacidade de suporte do solo de fundação;
- sucção do solo (Feijó e Ehrlich, 2005); e
- condição de ancoragem da cabeça do grampo (Springer, 2001).

Para compreender a natureza da deformação em escavações grampeadas é necessário acompanhar a sequência de construção. O processo começa a partir do topo com o primeiro nível de escavação. Após o término do estágio de escavação, os grampos da linha superior são instalados para em seguida implantar o faceamento. Esse processo deve ser executado imediatamente, de modo que não haja tempo para que a massa de solo se deforme excessivamente. Durante a escavação, o solo deve possuir coesão verdadeira ou aparente suficiente para permitir que cada incremento de escavação seja executado e a linha de grampo instalada. À medida que o processo avança, incluindo a escavação, instalação dos grampos e implantação do faceamento, os deslocamentos são mobilizados. Estes deslocamentos definem uma condição na qual a massa reforçada gira em torno do pé da estrutura.

Os resultados obtidos pelo projeto Clouterre (1991) indicaram que os deslocamentos horizontais δ_h e verticais δ_v na crista do faceamento possuem a mesma ordem de grandeza, sob condição de trabalho e próximo à ruptura (Figura III.21). Deslocamentos observados atrás da massa reforçada demonstram que há uma ligeira distorção da massa de solo grampeada.

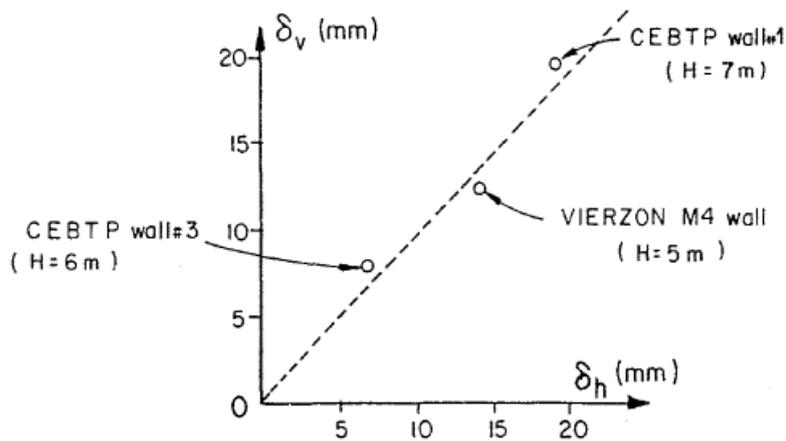


Figura III.21 – Relação entre os deslocamentos horizontal e vertical medidos na crista de estruturas grampeadas (Clouterre, 1991).

Entretanto, monitorações de obras em verdadeira grandeza e em modelos reduzidos e estudos numéricos realizados por autores nacionais demonstram que não ocorre a igualdade entre os deslocamentos horizontal e vertical conforme indicado pelo projeto Clouterre (1991). Nestes casos, nos deslocamentos induzidos pela escavação do terreno durante a construção de um solo grampeado, as deformações horizontais do topo da estrutura não apresentaram a mesma ordem de grandeza dos deslocamentos verticais da superfície do terrapleno junto à face.

Azambuja *et al.* (2001) acompanharam os deslocamentos horizontais e verticais de uma estrutura grampeada, especialmente antes e depois dos eventos de escavação, a partir de leituras periódicas de marcos topográficos instalados na crista logo no início das escavações. Nesta monitoração observou-se que os deslocamentos máximos da estrutura nos pontos medidos foram 70 mm na direção horizontal e 23 mm na direção vertical. Segundo os autores, os deslocamentos de crista foram elevados e as bacias de deformações foram mais amplas que o esperado. A maioria dos registros reporta-se a deformações verticais nulas a distâncias da crista inferiores a 1,5 vezes a altura escavada. Foram observadas trincas de tração e recalques a distâncias de até 2 vezes as alturas escavadas (Azambuja *et al.*, 2001).

Os deslocamentos na massa de solo reforçada influenciam a mobilização de esforços nos grampos, assim como as tensões atuantes afetam a forma e magnitude dos deslocamentos. O deslocamento horizontal δ_h está relacionado com as tensões de tração, enquanto o deslocamento vertical δ_v tem uma tendência mais forte de mobilizar momentos fletores. Quando se define uma zona de concentração de esforços cisalhantes,

os grampos são submetidos, de maneira mais intensa, à flexão, havendo tendência dos deslocamentos verticais sofrerem acréscimos significativos, que podem superar a magnitude dos deslocamentos horizontais.

A Figura III.22 produzida por Durand (2008) apresenta uma compilação de medidas de deslocamentos horizontais máximos observados em monitorações de algumas obras de solo grampeado realizadas no Brasil (Azambuja et al., 2003; Pitta et al., 2003; Feijó e Ehrlich, 2005 e Lima, 2007) e na França (Clouterre, 1991), a qual indica concentração de valores próximos a 0,1% da altura da estrutura grampeada. As monitorações empregadas por Guilloux e Schlosser (1982) e Clouterre (1991) mostraram que a magnitude dos deslocamentos varia entre $H/1.000$ e $4H/1.000$ (Figura III.41). Quando o solo grampeado tem um fator de segurança global baixo, os valores dos deslocamentos δ_0 e δ_h tendem a ser mais elevados. A monitoração do primeiro experimento realizado pelo projeto Clouterre (1991), cujo fator de segurança é praticamente unitário, registrou valor igual a $3H/1.000$ para os deslocamentos. As diferenças observadas no gráfico podem estar relacionadas às características do maciço reforçado e as condições das obras.

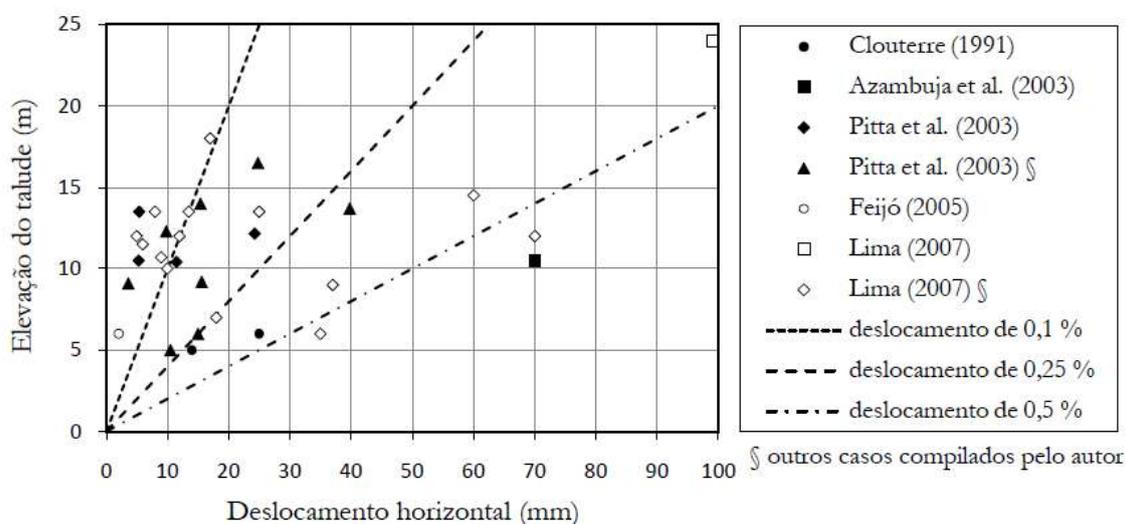


Figura III.22 – Compilação dos resultados de deslocamento horizontal máximo observado em taludes grampeados (Durand, 2008).

Estudos paramétricos realizados por Ehrlich *et al.* (1996) demonstraram que grampos mais rígidos permitem menores movimentações da face, frente às maiores mobilizações da força axial e momentos fletores no grampo. A variação da inclinação do grampo de zero a 30° com a horizontal não se mostrou como um fator principal nas

movimentações, no entanto, influencia nas tensões atuantes nos grampos. Ehrlich *et al.* (1996) verificaram numericamente que a rigidez do faceamento pouco influencia as movimentações da face e as forças axiais mobilizadas nos grampos. No entanto, na análise da estrutura grampeada sem faceamento observou-se certo aumento nas movimentações em função de deformações localizadas em zonas situadas entre grampos.

O projeto Clouterre (1991) apresenta a evolução do deslocamento horizontal normalizado (δ_h/H) durante os sucessivos estágios de uma escavação grampeada (Figura III.23). Os deslocamentos do faceamento variam inversamente à relação entre o comprimento do grampo e altura do faceamento (L/H), sendo aumentados à medida que a relação L/H diminui. Os deslocamentos do topo da face δ_h e δ_v são pequenos no começo da construção, aumentando mais rapidamente proporcionalmente à profundidade. Isto é devido à influência da relação L/H , que diminui enquanto o solo grampeado está sendo construído (Clouterre, 1991).

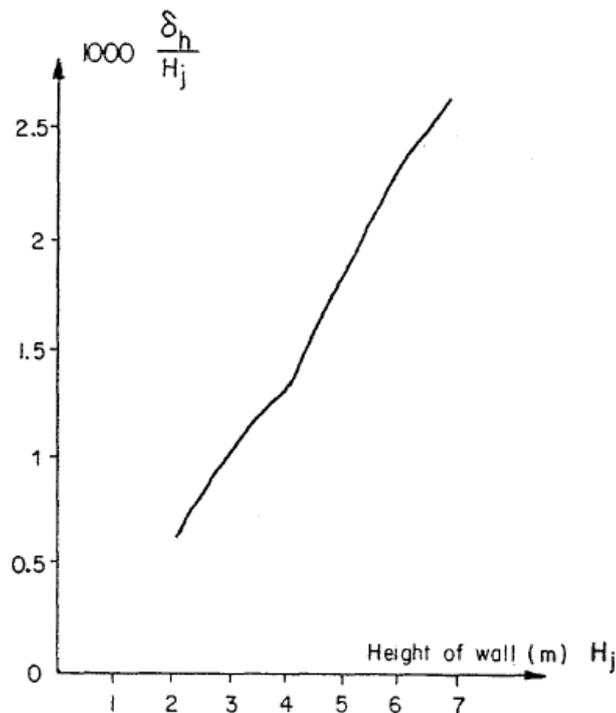


Figura III.23 – Evolução dos deslocamentos normalizados (δ_h/H) durante os sucessivos estágios de uma escavação grampeada (Clouterre, 1991).

Springer *et al.* (2001) simularam uma escavação grampeada com auxílio de modelagem numérica, a fim de verificar os perfis de deslocamentos horizontais

próximos à face do talude, para o caso de grampos livres e fixos. A Figura III.24 apresenta os resultados referentes aos estágios da escavação para relação L/H variando de 0,57 a 1, correspondendo, respectivamente, a alturas de 6,0 m a 10,5 m. Para valores de L/H superiores a 0,67, nota-se que os resultados independem da forma de fixação do grampo na face. Já para razões L/H menores que 0,67, os deslocamentos horizontais são maiores quando os grampos possuem as extremidades livres. A autora atribui este comportamento à ocorrência de um deslocamento relativo entre a extremidade do grampo e a face da escavação, a qual gera uma condição de puncionamento do grampo.

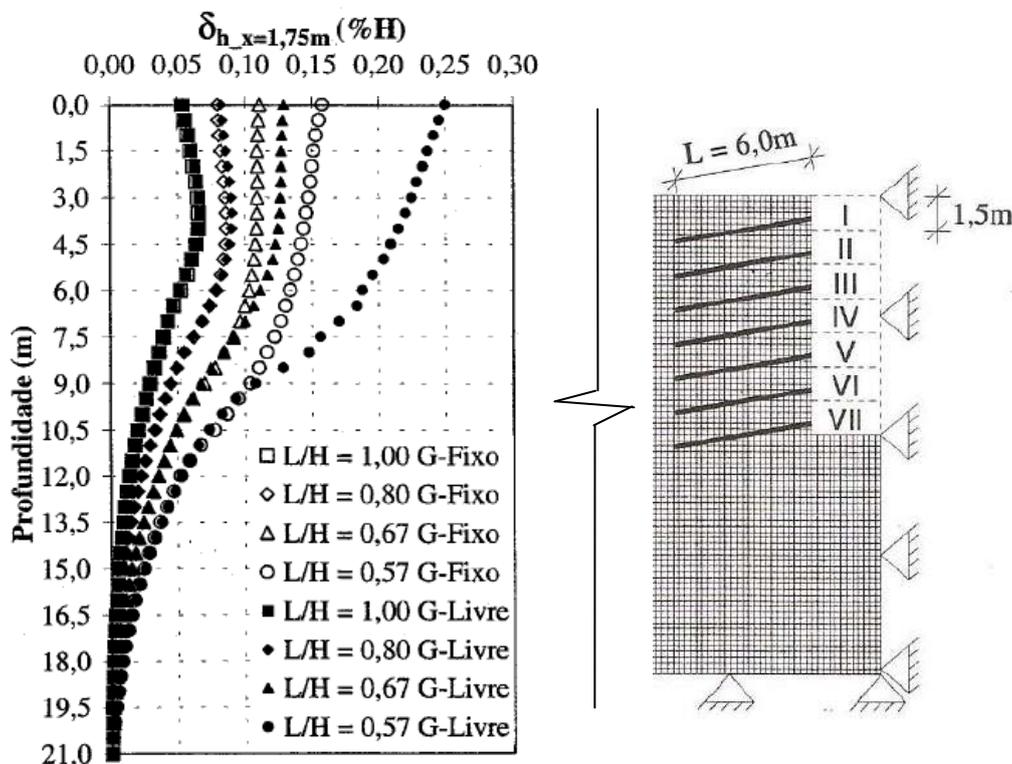


Figura III.24 – Comparação entre deslocamentos horizontais a uma distância de 1,75 m da face de escavação, considerando o grampo livre e fixo (Springer *et al.*, 2001).

Quanto ao comprimento dos grampos (L), as recomendações gerais do projeto Clouterre (1991) para concepção dos solos grampeados com face vertical é que estes estejam entre 0,8 e 1,2 da altura da estrutura (H) e, para a distribuição dos grampos, consideram-se as áreas mínima e máxima de 2,5 m² e 6 m² (Sv . Sh).

Lima (2002) verificou numericamente que a influência da inclinação do talude é significativa nos deslocamentos horizontais, os quais crescem de magnitude à medida que o talude torna-se mais verticalizado. Segundo a modelagem numérica desenvolvida

pelo autor, a execução de escavações com taludes ligeiramente inclinados reduz significativamente a magnitude dos deslocamentos no topo, da ordem de 75%, quando se passa de uma escavação vertical ($\eta=90^\circ$) para uma inclinação de $\eta=80^\circ$. Adicionalmente, a forma dos deslocamentos também é afetada; deslocamentos máximos no topo da escavação só são observados em taludes verticais. Para pontos abaixo da base da escavação, a inclinação do talude afeta pouco os deslocamentos horizontais.

Tal como mostra a modelagem numérica realizada por Shaffie (1986), uma inclinação muito acentuada dos grampos com a horizontal promove a mobilização do momento fletor e cisalhamento em detrimento da tração, ocasionando aumento dos deslocamentos no topo da face (Figura III.25). O projeto Clouterre (1991) salienta que grampos horizontais ou instalados com ligeira inclinação são mais eficientes no controle dos deslocamentos laterais da estrutura.

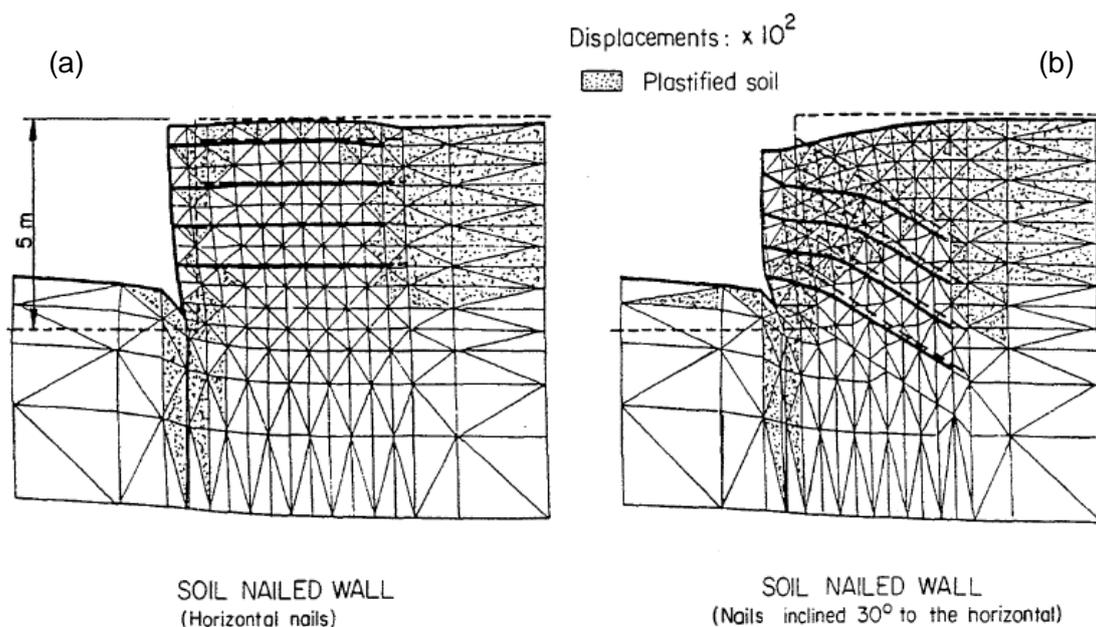


Figura III.25 – Influência da inclinação dos grampos na movimentação do solo grampeado analisada por modelagem numérica: (a) grampos horizontais e (b) grampos com inclinação de 30° com a horizontal (Shaffie, 1986).

A geometria de uma seção de solo grampeado comumente apresenta os grampos com o mesmo comprimento, conforme demonstrado na Figura III.26(a). Pode-se projetar a distribuição dos grampos de forma que seus comprimentos diminuam com a profundidade (Figura II.26(b)). Esta solução também reduz os deslocamentos laterais na crista da estrutura grampeada. Por outro lado, uma distribuição inversa com os grampos

maiores na base da estrutura, tal como ilustrado na Figura III.26(c), não é recomendável (Clouterre, 1991; Salcedo, 1997).

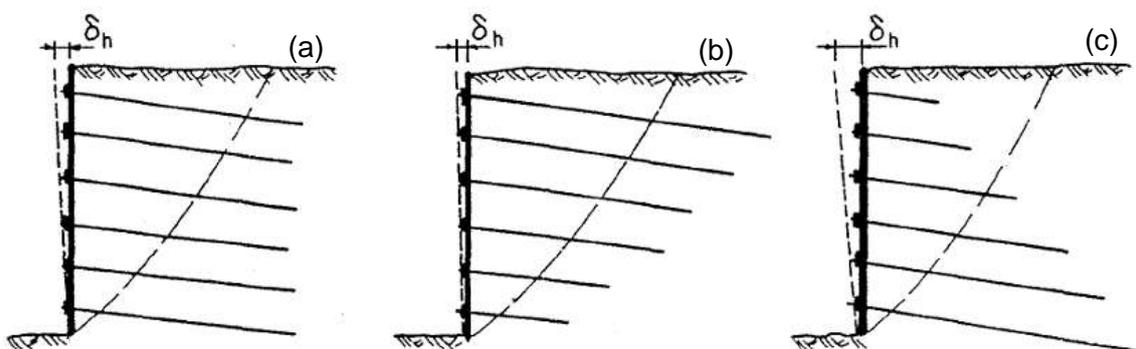


Figura III.26 – Influência da distribuição dos grampos na movimentação da massa grampeada: (a) comprimentos constantes; (b) comprimentos diminuindo com a profundidade e (c) comprimentos aumentando com a profundidade (Clouterre, 1991).

Quanto menor a relação entre o comprimento do grampo e a altura da estrutura (L/H), menor será a área de massa reforçada sobre o solo abaixo dos grampos e, conseqüentemente, menor será a capacidade de suporte do solo de fundação. As tensões podem ser elevadas em relação à capacidade de suporte do solo de fundação a ponto de promover recalques e ou ruptura da obra.

Monitoração empregada por Feijó e Ehrlich (2003) em escavação grampeada em solo residual de gnaiss apresentou medidas de deformações muito pequenas, indicando estar o maciço longe da ruptura. Estas pequenas movimentações foram consistentes com a não saturação do maciço. Os resultados da relação entre a altura do talude e os deslocamentos se mostraram menores do que aqueles relatados pelo projeto Clouterre (1991), que tipifica um faixa de valores de deslocamentos máximos entre $0,1\%H$ e $0,4\%H$, sendo H a altura da escavação. A obra monitorada indicou uma faixa de variação situada entre $0,014\%H$ e $0,026\%H$. Entretanto, os autores ressaltam que os estudos apresentados em Clouterre (1991) correspondem a escavações em materiais basicamente granulares. Na monitoração empregada observou-se que a sucção do solo exerce influência significativa no comportamento da escavação grampeada, haja vista tratar-se de um material com elevado percentual de finos (Feijó e Ehrlich, 2003).

III.6 – Faceamento nos Solos Grampeados

Segundo Ehrlich (2003), o faceamento dos solos grampeados tem função secundária na estabilização, compreendendo basicamente em evitar rupturas localizadas. Em taludes mais verticalizados, próximo ao pé da escavação, o comprimento de transferência ao longo da interface solo grampo na cunha ativa é pequeno e as tensões junto à face podem se apresentar mais elevadas (Figura III.27(a)). Faces estruturalmente resistentes podem se tornar necessárias nestas condições. Com a diminuição da inclinação tem-se aumento do comprimento de transferência na cunha ativa e diminuição das tensões atuantes junto à face (Figura III.27(b)). Dessa forma a estabilidade próxima à face aumenta significativamente e o revestimento da face pode se tornar desnecessário quanto ao aspecto estrutural. Cobertura vegetal pode ser adotada sem prejuízos à estabilidade nesse caso e sua função objetiva principalmente garantir o controle dos processos erosivos.

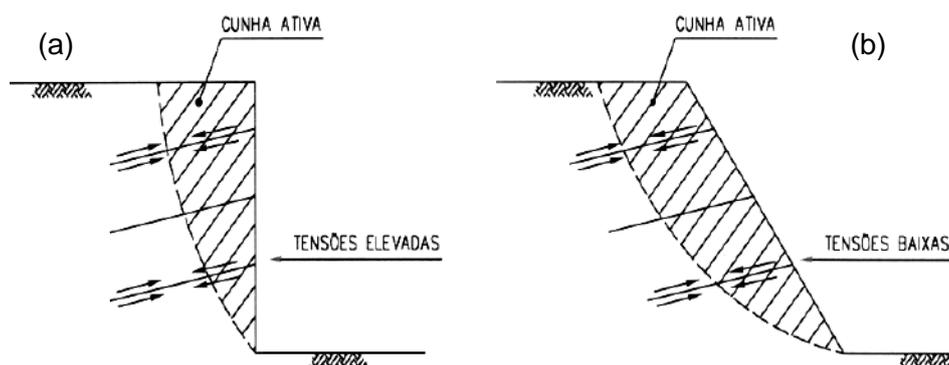


Figura III.27 – Importância da face em estruturas grampeadas com taludes: (a) verticalizados e suavizados (Ehrlich, 2003).

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 estão bem compreendidas. Os estudos numéricos e monitorações conduzidas por diversos autores não permitem uma investigação exata do comportamento da face dos solos grampeados.

Os estudos que permitem uma melhor compreensão do comportamento do faceamento nos solos grampeados foram realizados com auxílio de modelagem numérica (Lima, 1996; Ehrlich *et al.*, 1996; Springer *et al.*, 2001 e outros) e monitoração de obras e modelos físicos (Gassler e Gudehus, 1981; Clouterre, 1991,

Byrne *et al.*, 1998 e outros). Embora as modelagens computacionais sejam ferramentas eficazes para simular o comportamento das estruturas de solo grampeado, no que se refere aos diversos critérios de análise do faceamento, prevalecem os empíricos baseados em observações do comportamento em campo.

Gassler e Gudehus (1981), através da monitoração de células de pressão total instaladas na interface solo-face, observaram que, na maioria dos casos, os valores das pressões junto à face variam de 50% a 70% dos valores calculados utilizando o método de Coulomb para a condição ativa ao final da escavação. A Figura III.28 apresenta o resultado da monitoração empregada pelos autores em estrutura grampeada na condições de serviço com e sem aplicação de sobrecarga no terraplino da contenção.

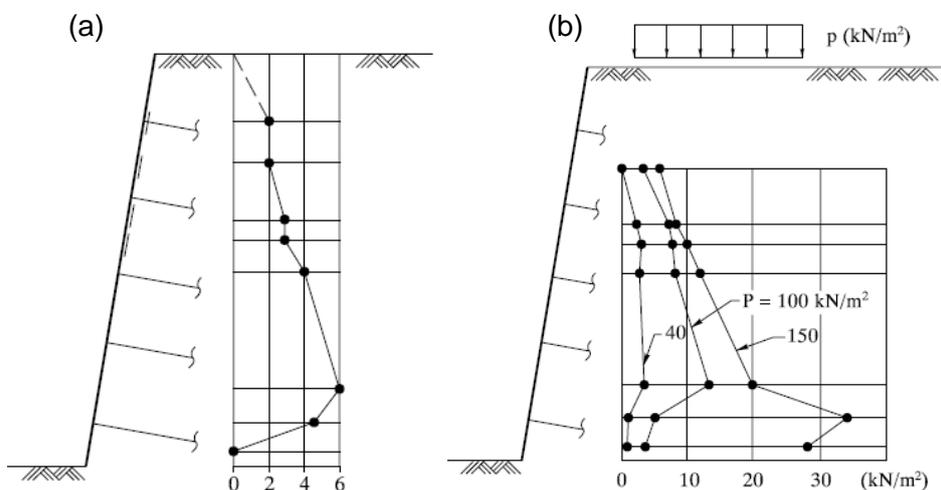


Figura III.28 – Tensões junto à face devido: (a) ao peso próprio; e (b) à aplicação de sobrecarga no terraplino (Gassler e Gudehus, 1981)

Conforme descrito por Feijó (2007), a partir das deformações permitidas no solo grampeado, uma parcela do empuxo ativo se desenvolve junto à face interna do paramento e estando o grampo ligado estruturalmente à face, essa parcela do empuxo ativo se equilibra através de tensões iguais e opostas na cabeça do grampo.

Ainda que os experimentos do projeto Clouterre (1991) indiquem que a distribuição da pressão do solo grampeado junto à face não seja uniforme devido à tendência de efeito de arqueamento entre os grampos que resulta em concentração de tensões nas vizinhanças dos grampos, admite-se, para efeito de análise, que a pressão do solo apresenta uma distribuição uniforme ao longo do faceamento (Figura III.29).

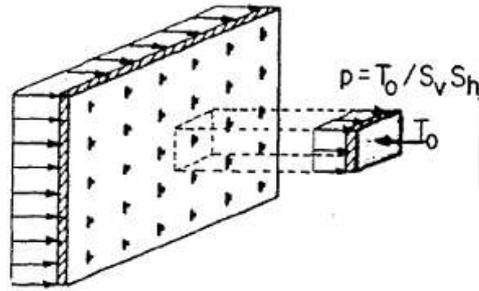


Figura III.29 – Distribuição da pressão do solo (p_0) na face do solo grampeada, considerada, para efeito de simplificação, uniforme (Clouterre, 1991).

Comumente, as estruturas de faceamento dos solos grampeados são submetidas à tensão desenvolvida na cabeça dos grampos (T_0) e à pressão de solo (p_0) entre os grampos. Segundo o projeto Clouterre (1991), o faceamento destas estruturas apresenta um comportamento semelhante ao de uma laje submetida a carregamentos uniformemente distribuídos e concentrados suportados pelas cabeças dos grampos. Alternativamente, para simplificação matemática, supõe-se geralmente que o sistema de conexão dos grampos no faceamento reduz a força de tração para T_0 e que a pressão de solo (p_0) é uniforme.

Baseado nas análises de resultados de monitorações de campo, o projeto Clouterre (1991) propõe uma formulação para a estimativa das tensões de tração na cabeça dos grampos. Considera-se que a pressão de solo p_0 corresponde a uma parcela da tensão de tração máxima que pode ser mobilizada no solo grampeado. Para tanto, torna-se necessário determinar a tensão normal nas cabeças dos grampos e a pressão do solo p_0 no faceamento resultante da tensão aplicada. Esta pressão pode ser calculada a partir da Equação III.6:

$$p_0 = \frac{T_0}{S_v \cdot S_h} \quad \text{(III.6)}$$

Onde:

p_0 = tensão no solo entre os grampos;

T_0 = tensão de tração nas cabeças dos grampos; e

S_h e S_v = espaçamentos horizontal e vertical dos grampos, respectivamente.

Nos experimentos realizados na França (Clouterre, 1991), foi observado que a relação entre as tensões na cabeça do grampo e a máxima variou entre 0,4 e 0,5 na parte superior da estrutura. Adicionalmente, estes resultados mostraram que devido ao efeito de arqueamento que ocorre entre os grampos, um menor espaçamento entre estes causa uma redução nas tensões junto à face. Baseado nestes resultados, o projeto Clouterre (1991) recomenda que se adotem valores de tensão de tração na cabeça do grampo, sob condições de trabalho, da ordem de 60% da tração máxima de serviço no grampo para espaçamento máximo igual ou inferior a 1 m e de 100% para espaçamento superior a 3 m. O valor máximo da relação entre a tensão junto à face e tração máxima $T_0/T_{máx}$ é obtida a partir de equações empíricas em função do maior valor entre os espaçamentos vertical e horizontal dos grampos (Equação III.7).

$$\frac{T_0}{T_{máx}} = 0,5 + \frac{(S - 0,5)}{5} \quad , \text{ quando } 1 \leq S \leq 3 \text{ m} \quad (\text{III.7})$$

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

$$\frac{T_0}{T_{máx}} = 1 \quad , \text{ quando } S \geq 3 \text{ m}$$

O espaçamento máximo S é definido pelo maior dos valores adotados para o sentido horizontal (S_h) ou vertical (S_v). Segundo o projeto Clouterre (1991), para um espaçamento típico de 1,5 m, o esforço axial na cabeça do grampo corresponde a 70% da tração máxima do grampo.

As duas aproximações são possíveis (p_0 ou T_0). Pode-se deduzir p_0 calculando a tensão T_0 , partindo-se da suposição de que as tensões máximas podem ser mobilizadas nos grampos. Ou pode calcular p_0 como uma pressão local de solo usando um mecanismo apropriado de ruptura para deduzir, então, T_0 . Na ausência de alguns dados de confiança na maneira como a pressão de solo é distribuída ao longo da face, recomenda-se que se adote a primeira aproximação descrita acima. O valor de T_0 é deduzido do valor da força de tração máxima $T_{máx}$ que pode ser mobilizada considerando um único valor para a relação $T_0/T_{máx}$ na estrutura grampeada em associação ao espaçamento conforme sugerido pelo projeto Clouterre (1991) na Equação III.7. Nestas análises, para determinação da tração nos grampos devem-se

considerar os estágios de escavação, que preponderam, na maioria dos casos, sobre a fase final de construção do solo grampeado.

O projeto Clouterre (1991) recomenda que a avaliação da tração máxima $T_{máx}$ em uma linha de grampos seja realizada pela verificação do valor mínimo determinado para a força de tração ou resistência ao arrancamento dos grampos considerando seu comprimento ancorado (L_a) e respectivo fator de segurança (Equação III.8):

$$T_{máx} = \text{mín} \left[\frac{q_s \pi D L_a}{FS}, \frac{R_n}{FS} \right] \quad (\text{III.8})$$

Onde R_n representa a resistência à tensão de tração do elemento utilizado com reforço. Comumente, nos grampos utilizam-se barras de aço.

O tipo de proteção da face dos solos grampeados é uma decisão do projetista, que deve definir qual destas é a mais adequada tecnicamente em função das características da estrutura de contenção. O revestimento de concreto projetado com tela de aço é, em geral, a solução mais empregada. Segundo Mitchell e Villet (1987), a face de concreto projetado pode ser dimensionada como laje de dimensões S_v (espaçamento vertical dos grampos) x S_h (espaçamento horizontal dos grampos) apoiada nas bordas sujeita a um carregamento distribuído provocado pelo empuxo entre os grampos (Figura III.29).

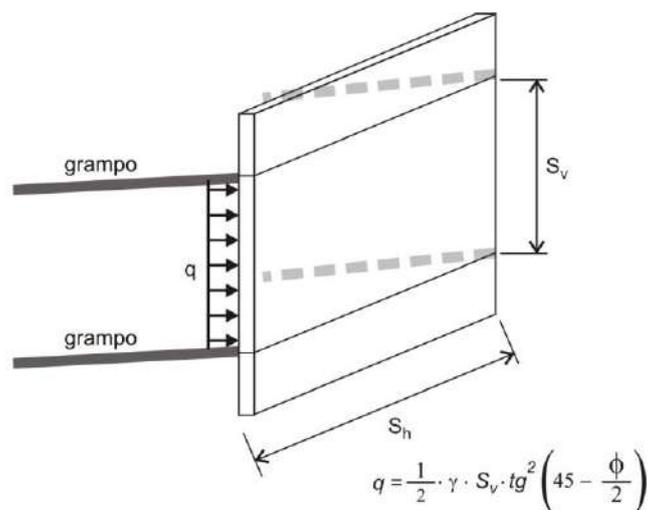


Figura III.29 – Consideração das solicitações de empuxo na face de concreto projetado do solo grampeado para dimensionamento estrutural (Mitchell e Villet, 1987).

Lima (1996) e Ehrlich *et al.* (1996) elaboraram estudos paramétricos a partir de modelagem numérica representativa do processo executivo de uma escavação grampeada. Variando-se a rigidez do faceamento (EI/20 a EI) e desconsiderando sua presença, observaram-se as movimentações na face e as mobilizações dos esforços de tração e momentos fletores. Os resultados indicam que a rigidez do faceamento pouco influencia as movimentações na face e as forças axiais. Entretanto, os momentos fletores aumentam significativamente com a redução da rigidez da face. Segundo os autores, tal se dá visto que, com o acréscimo da rigidez, a face passa, além de restringir os movimentos laterais, também a limitar os movimentos verticais e atuar como uma espécie de apoio para a extremidade dos grampos, o que redundaria na diminuição dos momentos fletores. Na análise na qual se desconsiderou a face observou-se, no entanto, certo aumento nas movimentações em função de deformações localizadas em zonas situadas entre grampos. Ehrlich *et al.* (1996) destacam, em termos relativos, quantitativamente a importância da rigidez da face nos resultados (Tabela III.2).

Tabela III.2 - Importância da rigidez da face nas movimentações da face e nas tensões atuantes nos grampos ($\theta = 20^\circ$).

Rigidez da face	Valor relativo		
	Desloc. horiz. máx. da face (δ_{max})	Força axial max. no grampo (T_{max})	Momento fletor máximo no 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 razões de estabilidade de fundo e para evitar que a pressão abaixo do faceamento exceda a capacidade de suporte do solo de fundação, bem como, garantir o confinamento do solo prevenindo o carreamento de finos através de fluxo d'água, pode-se aprofundar o pé do faceamento abaixo do nível de escavação (Figura III.30). A profundidade do pé da face depende, basicamente, das propriedades do solo e geometria do faceamento (altura e inclinação). O projeto Clouterre (1991) recomenda que a base dos faceamentos mais verticalizados tenha uma profundidade (f) mínima de 40 cm.

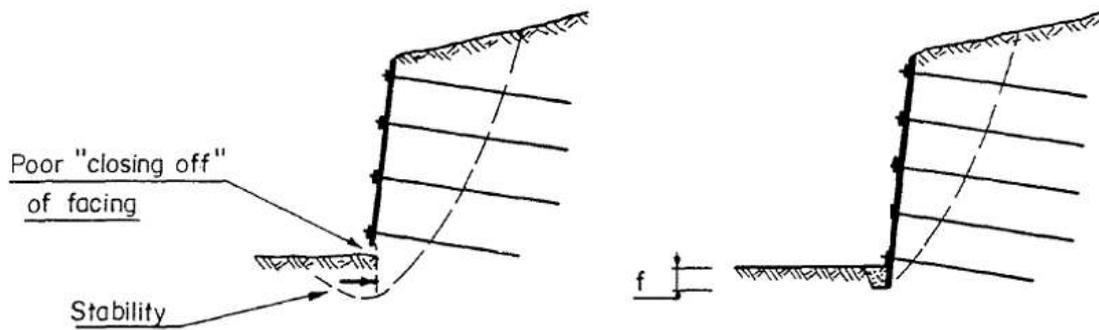


Figura III.30 – Base do faceamento da estrutura de solo grampeado (Clouterre, 1991).

III.7 – Superfícies de Ruptura

A definição da superfície potencial de ruptura é de fundamental importância para a determinação do comprimento de ancoragem dos reforços e, por consequência, do fator de segurança com relação ao arrancamento dos grampos. Através de medições de campo, Cartier e Gigan (1983) compararam a superfície linear de ruptura, prevista por Coulomb, com a forma e posição da linha de esforço axial máximo que separa as zonas ativa e passiva por uma superfície bi-linear (Figura III.31).

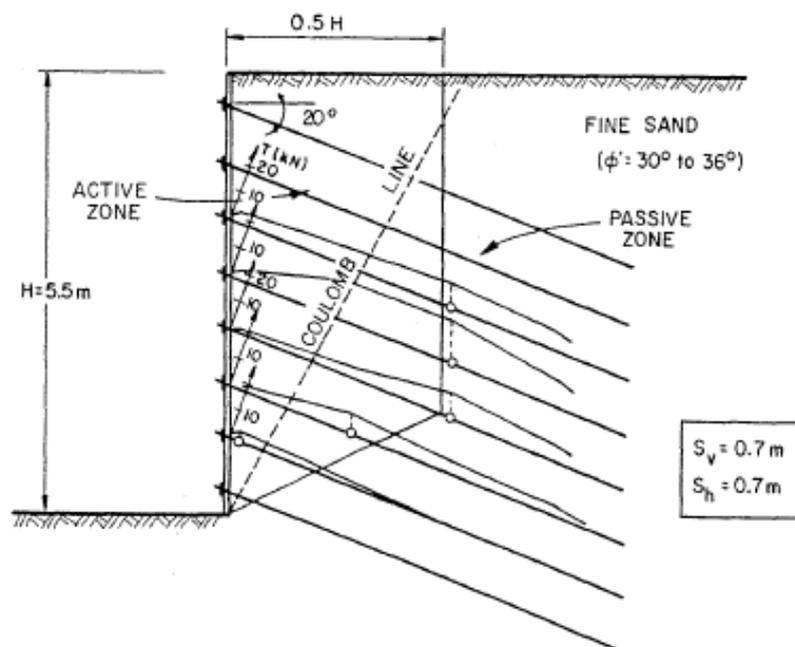


Figura III.31 – Zonas ativa e passiva definidas pela linha de tensão máxima com forma bi-linear (Cartier e Gigan, 1983).

A localização e formato da superfície definida pelos pontos de tração máxima foram pesquisados experimentalmente através de *strain gages* distribuídos ao longo do comprimento de grampos de uma mesma seção. Lazarte *et al.* (2003) apresentam uma zona de ocorrência da tensão axial máxima definida pelas monitorações empregadas por Plumelle *et al.* (1990) e Byrne *et al.* (1998), das quais indicam que o ponto de tração máxima situa-se entre os afastamentos de $0,3H$ e $0,4H$ em relação ao faceamento da estrutura grampeada. Na parte inferior do maciço grampeado a tração máxima ocorre, aproximadamente, entre os afastamentos de $0,15H$ e $0,2H$. A Figura III.32 apresenta a superfície definida pelos pontos de tração máxima observados na monitoração de uma estrutura grampeada de face vertical e terrapleno horizontal (Clouterre, 1991).

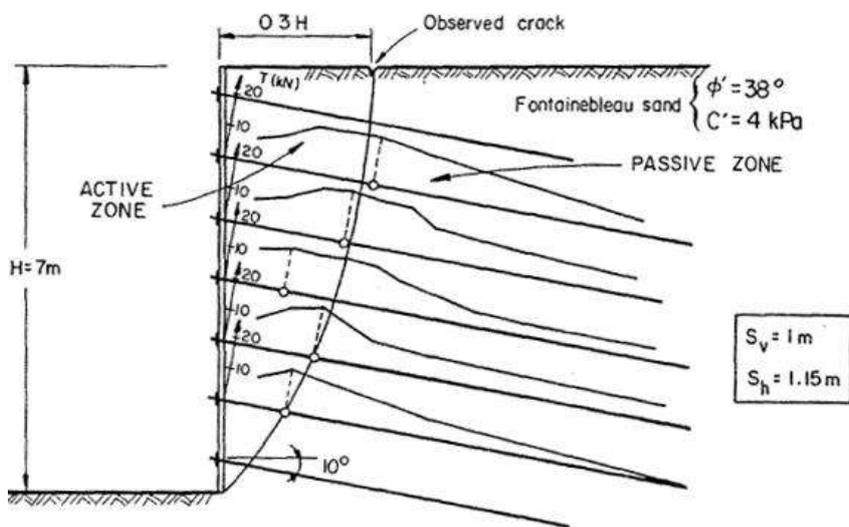


Figura III.32 – Afastamento da superfície potencial de ruptura em relação ao faceamento (Clouterre, 1991).

Dantas e Ehrlich (2000) sugerem para taludes inclinados com fundo estável a distribuição apresentada na Figura III.33. O procedimento proposto é baseado em estudos numéricos e estão condizentes com resultados obtidos experimentalmente em centrifuga geotécnica (Zomberg *et al.*, 1999). Tem-se, a partir da superfície do terreno (ponto 1), uma distribuição linearmente crescente com a profundidade, em seguida um trecho constante (trecho 2 – 3) e passando, a partir de então, a decrescer com a profundidade até a base da escavação (ponto 3). Considerando faces com inclinação, η , tem-se:

$$45^\circ < \eta < 65^\circ \Rightarrow x = 0.75H / \tan\eta \text{ e } h = x / 3$$

$$65^\circ < \eta < 90^\circ \Rightarrow x = 0.80H / \tan\eta \text{ e } h = x / 2$$

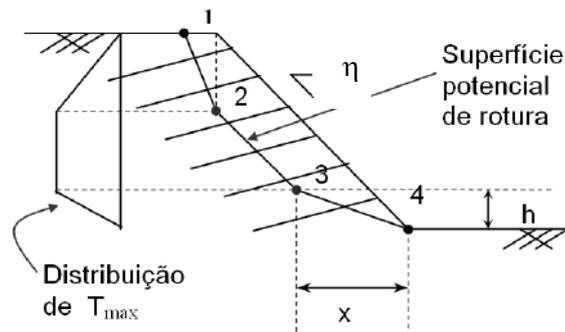


Figura III.33 – Distribuição de tensões nos grampos com a profundidade em taludes inclinados (Dantas e Ehrlich, 2000).

III.8 – Tipos de Rupturas em Solos Grampeados

Em função da posição da superfície potencial de ruptura em relação à zona reforçada, os mecanismos de colapso nas estruturas de solo grampeado podem ser classificados como ruptura externa, ruptura interna e ainda uma ação combinada destas duas, ruptura mista (Figura III.34). Para distinguir os tipos de ruptura, considera-se que o maciço grampeado se comporta como um bloco monolítico. A ruptura externa refere-se a uma superfície de ruptura que se desenvolve, essencialmente, fora da massa de solo grampeada, passando abaixo da base da estrutura de contenção. A ruptura interna ocorre na massa de solo reforçada com grampos. Rupturas internas podem se desenvolver na zona ativa, zona passiva ou nas duas zonas do solo grampeado.

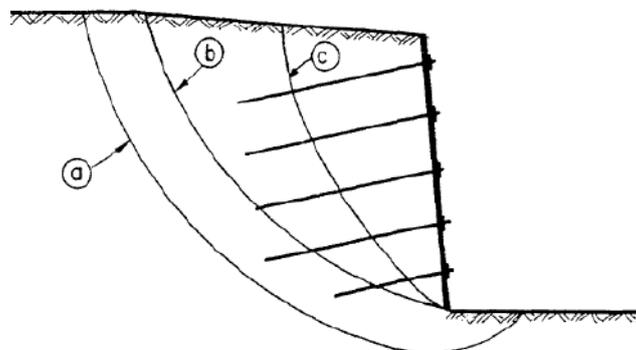


Figura III.34 – Diferentes tipos de rupturas que podem ocorrer nas estruturas de solo grampeado: (a) externa, (b) mista e (c) interna (Clouterre, 1991).

III.8.1 –Instabilidade Interna

O mecanismo de instabilidade interna promovido pela ruptura dos grampos pode ser ocasionado por diferentes fatores relacionados aos elementos que compõem a estrutura de solo grampeado. Dentre estes, destacam-se: (i) seção do reforço inadequada; (ii) corrosão das barras de aço dos grampos (Guilloux e Jailloux, 1979); (iii) sobrecargas não consideradas na análise (Stocker *et al.*, 1979) e (iv) saturação ou aumento do teor de umidade do maciço reforçado (Clouterre, 1991).

A instabilidade interna promovida pelo arrancamento dos grampos decorre da baixa resistência ao arrancamento (q_s) na zona passiva em relação ao empuxo de solo que tende a instabilizar a estrutura de solo grampeado. As observações do projeto Clouterre (1991) demonstram que, geralmente, este tipo de ruptura não é repentino, exceto em alguns casos durante a construção e quando elevadas deformações se desenvolvem. O projeto Clouterre (1991) relata sobre o caso de um solo grampeado (Eparris Wall, 1980) que colapsou devido à falta de equilíbrio entre a resistência ao arrancamento e as tensões máximas desenvolvidas na estrutura. A Figura III.35 ilustra o perfil de deslocamentos que ocorreram da estrutura após a ruptura por arrancamento.

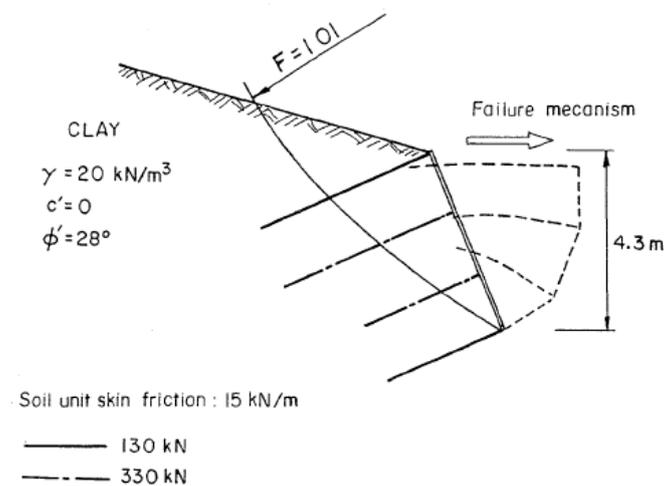


Figura III.35 – Forma deformada do solo grampeado Eparris Wall (1980) após a ruptura por arrancamento dos grampos (Clouterre, 1991).

III.8.2 – Instabilidade Externa

A ruptura externa de um solo grampeado ocorre, geralmente, pelo deslizamento ao longo de uma superfície da ruptura que passa bem abaixo da fundação da estrutura e por fora da massa grampeada, afetando a obra inteira. Este tipo de ruptura que é comum a todas as estruturas de contenção decorre da baixa capacidade de suporte do solo de fundação ou do comprimento insuficiente dos grampos e tem como resultado a ruptura global, que toma a forma de um deslizamento passando por fora da massa grampeada e pela base da contenção (Clouterre, 1991).

III.8.3 – Ruptura Mista

A ruptura mista relaciona-se a uma superfície da ruptura passando na parte interna (massa reforçada com grampos) e na parte externa do solo grampeado, combinando a instabilidade interna e externa do solo grampeado. A ruptura mista é, geralmente, devida ao comprimento insuficiente dos grampos na zona passiva, associado a uma deficiência na resistência dos grampos ou na resistência ao cisalhamento de interface solo-grampo (Clouterre, 1991).

CAPÍTULO IV

MÉTODOS DE ANÁLISE

Existem muitos métodos de análise da estabilidade para o dimensionamento de uma estrutura de contenção em solo grampeado. Em comum, todos os métodos subdividem o terreno em zona potencialmente instável (ativa), limitada pelo faceamento e a superfície potencial de ruptura, e zona resistente (passiva), onde os grampos são fixados. A maioria dos métodos é baseada na análise de equilíbrio limite e envolvem diferentes considerações quanto à forma da superfície de ruptura, às tensões atuantes nos elementos do sistema de contenção.

Os métodos de análise para projetos de estruturas de solo grampeado podem ser classificados em duas categorias principais (Clouterre, 1991; Schaefer *et al.*, 1997). A mais usual, refere-se aos métodos de equilíbrio limite ou análise de estabilidade de taludes modificada, das quais são utilizadas para avaliar o fator de segurança global da estrutura de solo grampeado relativa à ruptura ao longo da superfície de deslizamento, considerando-se as resistências à tração, cisalhamento e flexão e a resistência ao arrancamento dos grampos que atravessam a superfície potencial de ruptura. Outra categoria, mecanicamente mais rigorosa, decorre das análises do estado de tensões internas na massa de solo, que são usadas para estimar as forças de tração e cisalhamento desenvolvidas nos grampos durante a construção sobre condições de carregamento e avaliar a estabilidade local de cada nível de grampo (Schaefer *et al.*, 1997).

Para um projeto seguro de solo grampeado, deve-se atentar para uma avaliação racional das forças de trabalho dos grampos para analisar a estabilidade interna local de cada nível de grampo e a estabilidade global da estrutura. A análise pelo método do equilíbrio limite fornece somente o fator de segurança global relativo à resistência do conjunto solo grampo. Torna-se importante a verificação da estabilidade local em um nível de grampos, pois esta pode ser mais crítica que a estabilidade global (Juran *et al.*, 1990).

Em ambas as principais categorias de métodos de análise, os efeitos dos grampos no solo são considerados através dos vetores de forças aplicados nos pontos

onde os grampos atravessam a superfície potencial de ruptura. As forças nos grampos são determinadas baseadas no conhecimento dos modos de ruptura do maciço reforçado, dos critérios de ruptura do conjunto solo-grampo e a interação solo-grampo (Clouterre, 1991). Sobretudo, a validade prática destes métodos supõe a possibilidade de mobilizar simultaneamente o estado limite do solo e dos grampos. Isto implica na compatibilidade da tensão de ruptura dos grampos e do solo, a rigidez dos grampos e a gradual deformação plástica do solo. Esta suposição de mobilização simultânea de todas as resistências envolvidas no conjunto solo-grampo (resistência à tração, cisalhamento e flexão do grampo, resistência ao cisalhamento do solo, resistência ao arrancamento e pressão normal do solo sobre o grampo) é uma boa aproximação do comportamento das estruturas de solo grampeado (Clouterre, 1991).

O processo de análise das estruturas de solo grampeado é caracterizado por uma rotina de etapas que envolvem definições, estimativas, cálculos e verificações, conforme apresentado a seguir (Schaefer *et al.*, 1997), que visam garantir a estabilidade da obra com o fator de segurança apropriado.

- (i) Definições da geometria da estrutura (altura e inclinação do faceamento), perfil geotécnico do solo e sobrecargas;
- (ii) Previsão da posição e geometria da superfície potencial de ruptura;
- (iii) Definição das características dos grampos (materiais e respectivas seções transversais) e estimativa das tensões de trabalho;
- (iv) Definição da geometria dos grampos (comprimento, inclinação e espaçamentos horizontal e vertical);
- (v) Verificação dos modos de ruptura (interna, externa e mista) do solo grampeado com um fator de segurança apropriado, considerando inclusive as etapas de construção;
- (vi) Verificação da estabilidade local de cada nível de grampo, ou seja, se a tensão de ruptura e resistência ao arrancamento do grampo é suficiente para suportar as forças de trabalho estimadas com um fator de segurança adequado;
- (vii) Estimativa das tensões que atuam no faceamento (tensão horizontal do solo e tensão junto à face promovida pela cabeça do grampo) para determinação do tipo de face e, se for o caso, dimensionamento;
- (viii) Especificação da proteção contra corrosão dos grampos; e

- (ix) Definição do sistema de drenagem subterrânea (drenos sub-horizontais DHPs), de faceamento (barbacãs ou geodreno) e superficial (canaletas de proteção).

IV.1 – Análises de Estabilidade Externa e Interna

A quantidade e o comprimento dos reforços são estabelecidos por análises de estabilidade interna e externa.

A avaliação da estabilidade externa é um aspecto importante para projetos de solos grampeados, devida ao fato da magnitude e consequência da ruptura poderem ser significantes. Conforme descrito por Ehrlich (2003), a massa reforçada pode ser entendida como um muro de gravidade, garantindo a estabilidade da zona não reforçada. Os procedimentos convencionais de análise de estabilidade externa de muros convencionais comumente são adotados nesta fase de projeto. Deve-se, sob a ação do empuxo promovido pela massa não reforçada, garantir a estabilidade externa da massa de solo reforçada. A largura da zona reforçada deve ser definida de forma a evitar-se o escorregamento, o tombamento, a rotura das fundações e a ruptura geral, que compreende uma superfície de colapso passado bem abaixo da base da zona reforçada (Figura IV.1).

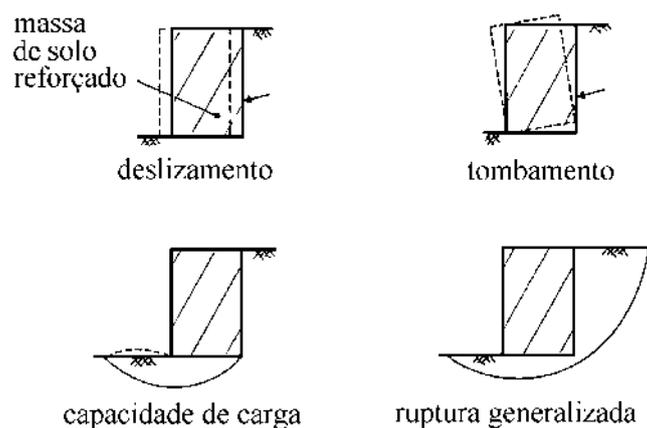
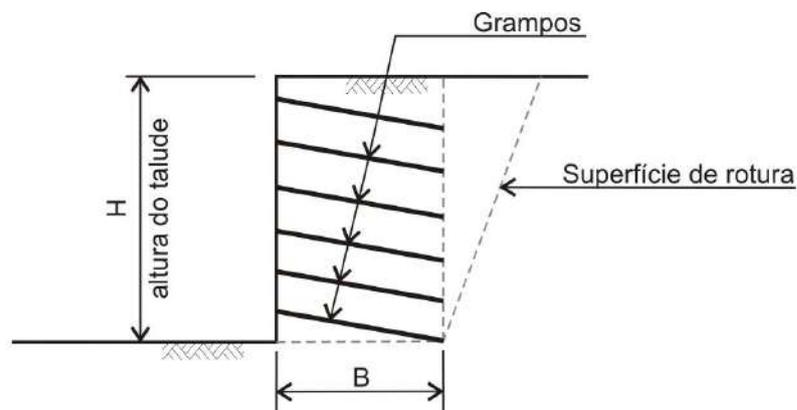


Figura IV.1 – Equilíbrios externos (Ehrlich, 2003).

Para a determinação dos empuxos de solo que a massa de solo não reforçada exerce na massa reforçada é possível adotar as teorias clássicas fundamentadas no equilíbrio limite. Alguns autores recomendam a utilização da formulação de Coulomb,

admitindo-se o atrito entre o muro (zona reforçada) e o terreno (zona não reforçada) como equivalente ao ângulo de atrito interno do solo no estado crítico.

O comprimento dos grampos deve também atender às condições necessárias ao equilíbrio externo. Na Figura IV.2 apresentam-se expressões para definição de comprimento dos grampos que garantam critérios de equilíbrio externo considerando terreno arrimado horizontal, faceamento vertical, sem aquífero e carregamento externo nulo. No cálculo considera-se o conceito de resistência mobilizada do solo (ϕ'_{mob} e c'_{mob}), tomando-se um fator de segurança adequado ($FS > 1,5$).



$$(B/H) \geq (H^*/H)^{3/2} (K_a)^{1/2} \quad (\text{tombamento; } e/B \leq 1/6)$$

$$(B/H) \geq (1/2) K_a \cot \phi'_{mob} (H^*/H)^2 \quad (\text{deslizamento})$$

$$(H^*/H) = 1 - (2c'_{mob}/\gamma H) \tan (45 + \phi'_{mob}/2)$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi'_{mob}/2)$$

Figura IV.2 – Comprimentos de grampos considerando critérios de equilíbrio externo (Geo-Rio, 2014).

Ehrlich (2003) ressalta que o aspecto particular no projeto de uma estabilização em solo grampeado é a análise de estabilidade interna, sendo também desenvolvida utilizando métodos de equilíbrio limite. A determinação do valor da tensão máxima mobilizada nos reforços é um dos principais aspectos a ser considerado nessa etapa do projeto (Figura IV.3). Com o valor de tensão determinado se define a seção e espaçamento para evitar a ruptura dos grampos por tensão (Figura IV.4(c)), e se estabelece o embutimento necessário na zona resistente de forma a se evitar o arrancamento (Figura IV.4(a)). Além disso, a aderência entre a calda de cimento e a barra de aço deverá suportar a tração máxima (Figura IV.4(b)). Dependendo das

condições do maciço e das solicitações, deve-se considerar o cisalhamento e momento fletor nos grampos.

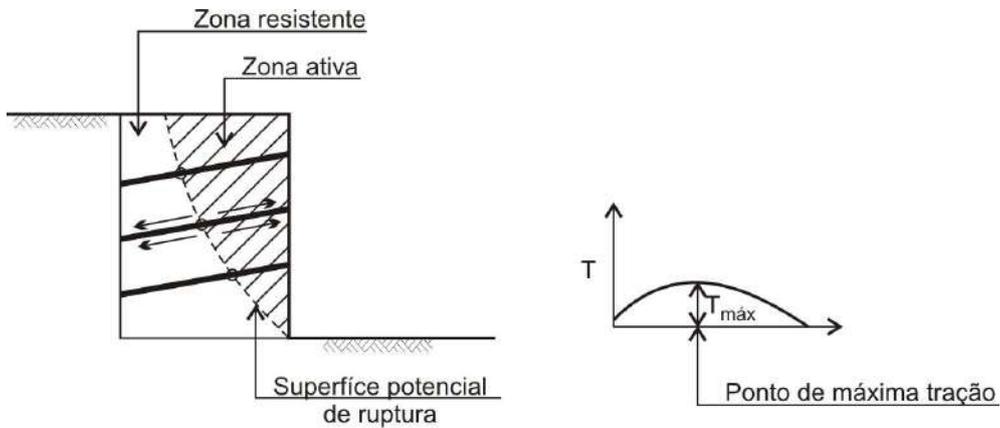


Figura IV.3 – Força máxima mobilizada no grampo (Ehrlich, 2003).

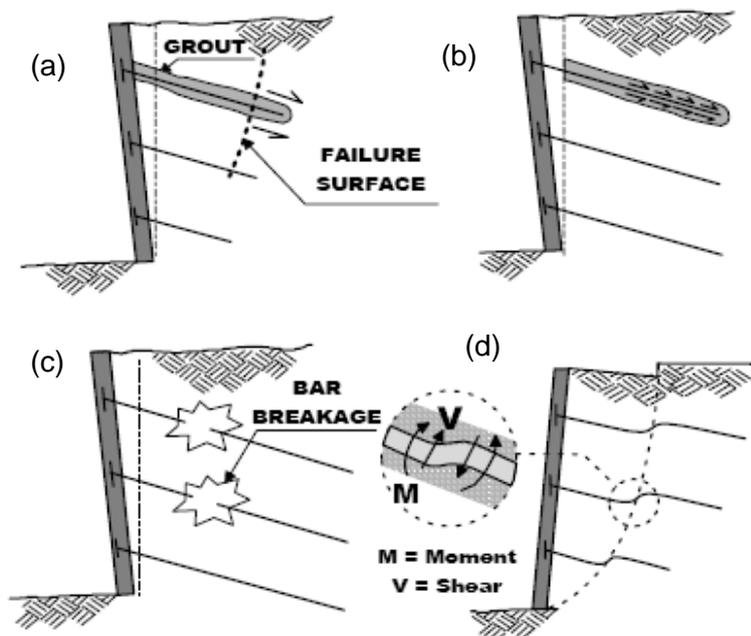


Figura IV.4 – Modos de ruptura interna: (a) arrancamento entre grampo-solo, (b) arrancamento entre barra de aço e calda de cimento, (c) ruptura dos grampos por força de tração e (d) ruptura dos grampos por combinação de forças de cisalhamento e flexão excessivas (Lazarte *et al.*, 2003).

Em um sistema solo grampeado, em geral, o faceamento não desempenha papel relevante. Sua função, sob o ponto de vista mecânico, é garantir a estabilidade localizada da massa de solo entre os grampos em uma área próxima à face. O equilíbrio global seria possível mesmo na ausência do faceamento.

IV.2 – Métodos de Estabilidade de Taludes Modificados

Nas análises de ruptura circular podem ser utilizados os métodos tradicionais de estabilidade de taludes (Bishop, Morgenstern-Price entre outros) adaptados de forma a levar em consideração o efeito do grampo (Figura IV.5). Normalmente desconsidera-se a contribuição das forças de cisalhamento e flexão dos grampos. Conhecido a tração máxima, o seu efeito é incluído na análise de estabilidade de taludes. A adaptação destes métodos para solos grampeados envolve a introdução das forças das inclusões através de suas projeções normal e tangente à superfície potencial de ruptura na base de cada fatia reforçada. Esses procedimentos têm a vantagem de permitir a consideração tanto das condições de equilíbrio interno como externo, heterogeneidades do meio e o nível d'água. Entretanto, deve-se observar que, em geral, a hipótese de superfície de ruptura circular pode ser inadequada para representar o mecanismo de ruptura real (Ehrlich, 2003).

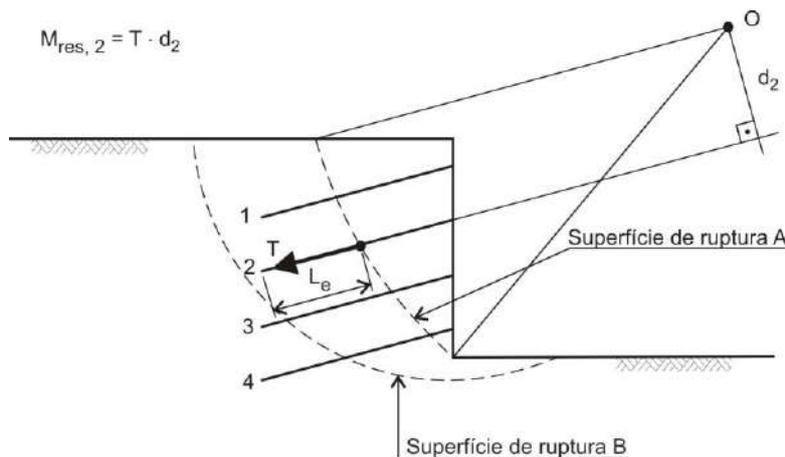


Figura IV.5 – Efeito do grampo (Geo-Rio, 2014).

Por não serem protendidos há mais incerteza na determinação do valor das cargas dos grampos (T_i) que devem ser consideradas nas análises de estabilidade (Geo-Rio, 2014).

Usualmente considera-se um dos seguintes valores:

$$T_i = T_p \text{ se } T_p < T_r$$

$$T_r \text{ se } T_r < T_p$$

Onde T_p e T_r são, respectivamente, as forças de arrancamento e de ruptura por tensão em um dado grampo e determinadas como a seguir (considera-se $FS > 1,5$):

$$T_p = q_s \pi D L_c / FS$$

$$T_r = T_b/FS$$

$$T_b = 0,9f_y A_s$$

Onde: q_s é a resistência ao arrancamento do grampo; L_e é o comprimento da parcela do grampo embutida na zona resistente, D é o diâmetro do furo (Figura IV.6), f_y é a tensão de escoamento do aço e A_s é a área da seção transversal útil da barra.

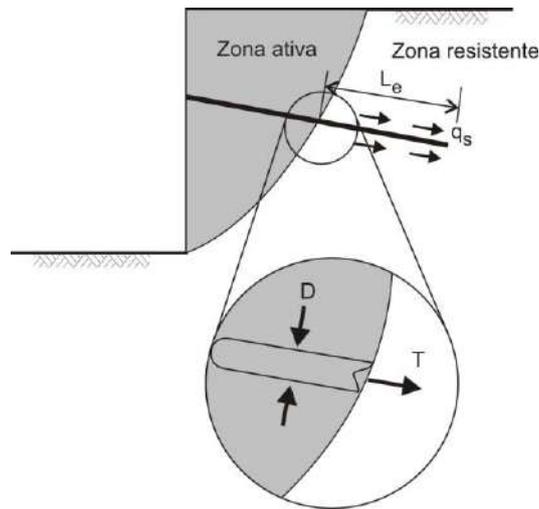


Figura IV.6 – Efeito da tensão nos grampos (Geo-Rio, 2014).

IV.3 – Aplicação do Método de Coulomb

Sob determinadas condições os métodos clássicos de Rankine e Coulomb podem ser adotados para elaboração da análise interna. Tais métodos são válidos em solos homogêneos e condições de colapso plausíveis de serem representadas por superfícies de ruptura planar passando pelo pé da escavação (fundo estável). Ehrlich (2003) ressalta que tais métodos permitem a consideração da coesão dos solos, que pode vir a ter significativa importância em se tratando de solos finos de origem residual. As expressões clássicas de Rankine são válidas somente para escavações com faces verticais e terraplenos horizontais. Já o método de Coulomb permite com facilidade a consideração de cargas externas, taludes inclinados irregulares, cortes com inclinações quaisquer, inclinação dos grampos e pressões de água.

Byrne *et al.* (1998) e Lazarte *et al.* (2003) apresentam um método de cálculo fundamentado na teoria de Coulomb, considerando o efeito dos grampos, referente somente ao esforço de tração do grampo. A Figura IV.7 ilustra o mecanismo de ruptura,

os elementos da análise de estabilidade global do solo grampeado e as forças atuantes na cunha ativa definida pela superfície potencial de ruptura.

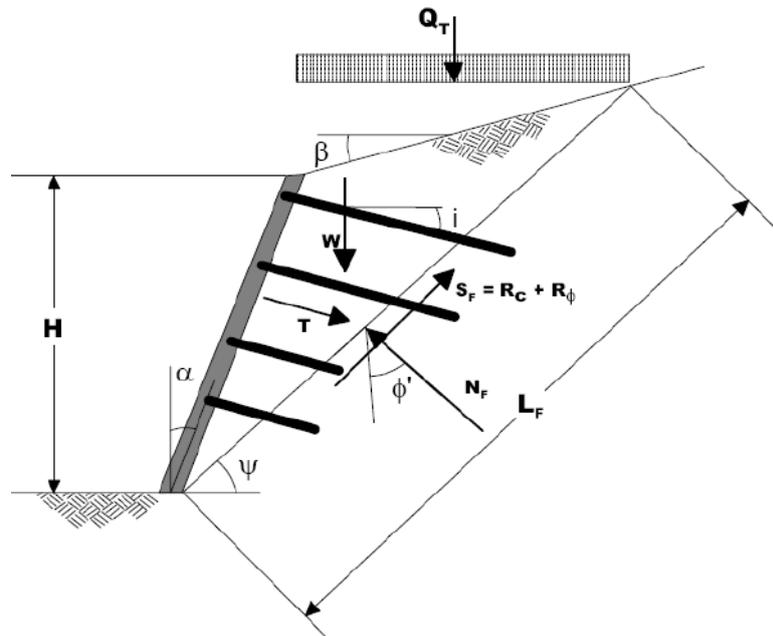


Figura IV.7 – Análise de estabilidade global de uma estrutura de solo grampeado fundamentada na teoria de Coulomb (Lazarte et al., 2003).

Onde as forças identificadas na Figura IV.6 são apresentadas a seguir.

W = peso da cunha ativa;

Q_T = sobrecarga;

T = força de tração dos grampos;

N_F = força normal à superfície de ruptura;

S_F = resistência ao cisalhamento mobilizada na superfície de ruptura;

R_c = componente de coesão da resistência ao cisalhamento S_F ; e

R_ϕ = componente de atrito da resistência ao cisalhamento S_F .

No método as forças solicitantes consistem nas componentes dos vetores de peso (W) e sobrecarga (Q_T) na direção tangencial ao plano de ruptura. As forças resistentes ao longo da superfície de ruptura referem-se à resistência ao cisalhamento do solo (S_F) e ao somatório das forças de tração dos grampos (T). O fator de segurança contra a ruptura global (FS) é expresso pela relação entre as forças resistentes e solicitantes que atuam tangencialmente ao plano de ruptura (Equação IV.1).

$$FS = \frac{\sum \text{forças resistentes}}{\sum \text{forças sollicitação}} \quad (\text{IV.1})$$

As forças normal e tangencial ao plano de ruptura são fornecidas pelas Equações IV.2 e IV.3.

$$\sum \text{Forças Normais} = (W + Q_T) \cdot \cos \psi + T \cdot \cos(\psi - i) - N_F = 0 \quad (\text{IV.2})$$

$$\sum \text{Forças Tangenciais} = (W + Q_T) \cdot \sin \psi - T \cdot \sin(\psi - i) - S_F = 0 \quad (\text{IV.3})$$

Onde a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura é definida pela Equação IV.4.

$$S_F = R_c + R_\phi = c_m \cdot L_F + N_F \cdot \tan \phi_m \quad (\text{IV.4})$$

Sendo que ϕ_m e c_m representam o ângulo de atrito e a coesão mobilizados do solo (Equações IV.5 e IV.6). Um único fator de segurança é aplicado nas forças resistentes de atrito (ϕ') e coesão (c') do solo. Entretanto, é possível selecionar diferentes fatores de segurança para cada componente de resistência do maciço grampeado.

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi'}{FS} \quad (\text{IV.5})$$

$$c_m = \frac{c'}{FS} \quad (\text{IV.6})$$

A ilustração esquemática e o polígono de forças considerado por Byrne *et al.* (1998) na análise fundamentada na teoria de Coulomb é apresentado na Figura IV.8. A análise apresentada considera apenas o equilíbrio de forças. Métodos de análise mais rigorosos permitem verificar a estabilidade através de equações de equilíbrio de força e momento simultaneamente.

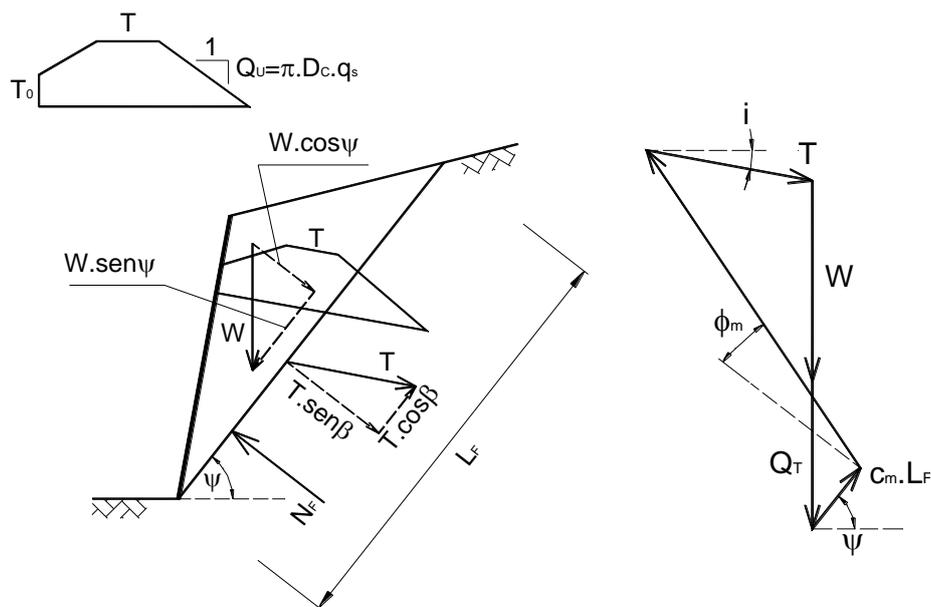


Figura IV.8 – Esquema e polígono de forças utilizado pelo método do equilíbrio limite baseado na teoria de Coulomb (adaptado de Byrne *et al.*, 1998).

De acordo com a distribuição simplificada dos esforços axiais e da mobilização da resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo definida por Byrne *et al.* (1998) e Lazarte *et al.* (2003), Q_u refere-se à relação entre tração máxima e comprimento ancorado ($T_{\text{máx}} / L_a$).

IV.4 – Métodos de Análises Clássicas da Literatura Internacional

A seguir apresentam-se os principais aspectos referentes à estabilidade interna e externa de alguns dos métodos clássicos de análise de solo grampeado: Método do Multicritério ou Francês (Schlosser, 1983), Método Cinemático (Juran *et al.*, 1988), Método de Davis (Shen *et al.*, 1981) e Método Alemão (Stocker *et al.*, 1979).

IV.4.1 – Método do Multicritério ou Francês (Schlosser, 1983)

Método do Multicritério ou Francês (Schlosser, 1983) é o mais abrangente encontrado na literatura, visto que incorpora os mecanismos básicos da interação solo-estrutura, atrito solo-grampo e pressão do solo no grampo, e considera a resistência à

tração, resistência ao cisalhamento e a rigidez à flexão do grampo, fornecendo fatores e segurança tanto global, quanto local.

De maneira geral, o método de cálculo do Multicritério proposto por Schlosser (1982) utiliza os procedimentos convencionais de análise de estabilidade de taludes, baseados no método do equilíbrio limite de fatias (Figura IV.9) adaptados para incluir o efeito de reforço dos grampos que aplicam na base da fatia interceptada os esforços estabilizantes oriundos da resistência interna do solo, resistência passiva do solo à deformação dos grampos em ambos os lados da superfície de ruptura, resistência ao cisalhamento na interface solo-grampo e resistência dos grampos, tanto à tração, quanto à forças de cisalhamento e momentos fletores.

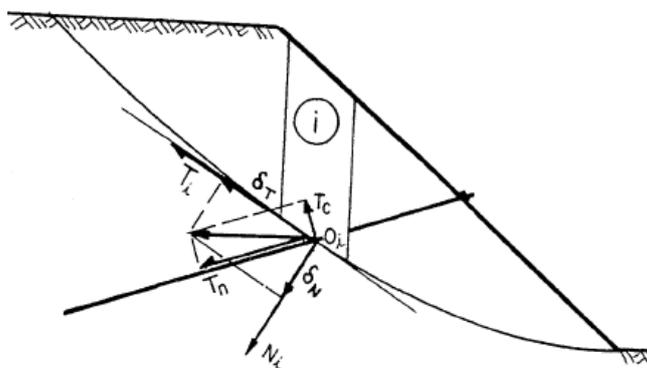


Figura IV.9 – Introdução do efeito do reforço em uma análise de equilíbrio limite pelo método das fatias (Clouterre, 1991).

A estabilidade da estrutura de solo grampeada é determinada em termos de estado limite último através da busca da superfície potencial de ruptura mais crítica, levando-se em consideração as rupturas interna, mista e externa. Enquanto a estrutura apresentar-se instável, altera-se a concepção do projeto, verificando-o, quantas vezes necessárias, de modo iterativo, até que se garanta a estabilidade otimizada da contenção.

As forças no grampo no ponto de interseção com a superfície potencial de ruptura podem ser representadas pelo sistema de forças, composto pelos esforços de tração (T_n), cisalhamento (T_c) e flexão (M). A determinação destes esforços que ocasionam a ruptura dos grampos requer a consideração de quatro critérios de ruptura para os materiais constituintes e suas interações um com o outro. Considera-se a resistência ao cisalhamento de interface solo-grampo, pressão aplicada pelo solo normal ao eixo do grampo, resistência dos elementos de esforço e resistência ao cisalhamento

ao longo da superfície de ruptura definida pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb. ($\tau < c' + \sigma \cdot \tan \phi'$).

- Interação do atrito solo-grampo: $\tau \leq q_s$ ou $T_{\text{máx}} \leq q_s \cdot \pi D_c \cdot l_a$;
- Interação da pressão lateral solo-grampo: $p \leq p_u$; e
- Material constituinte: $\tau \leq k$.

Onde k refere-se às resistências máximas à tração, ao cisalhamento e à flexão do material com o qual o grampo é feito. Nos critérios do método analisa-se, também, a combinação destes esforços.

De maneira similar a análise de estacas submetidas a carregamento horizontal, considera-se que o desenvolvimento da pressão aplicada pelo solo contra a superfície normal à direção de mobilização do atrito na interface solo-grampo (p) é função da rigidez dos grampos (Mitchell e Villet, 1987) e atinge um valor limite máximo (p_u), além do qual ocorre a plastificação do solo circundante ao grampo.

Assim, devido a sua rigidez, os grampos resistem às deformações e, conseqüentemente, mobilizam empuxo passivo de solo ao longo do seu comprimento que, para manter o estado de equilíbrio, desenvolve tensão de cisalhamento e momentos fletores, além do esforço de tração (Figura IV.10). No que diz respeito ao critério da pressão lateral do solo nos grampos ($p \leq p_u$), sua formulação em relação à tensão de cisalhamento (T_c) e ao momento fletor (M) requer uma suposição sobre a distribuição da pressão ao longo do grampo, da qual considera esta pressão uniforme e oposta em ambos os lados da superfície de ruptura (Figura IV.11).

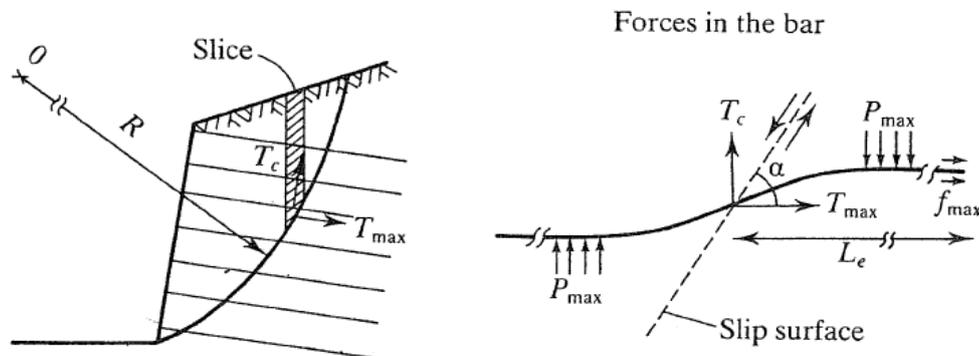


Figura IV.10 – Critérios de ruptura do método de análise de estabilidade Multicritério e forças consideradas (Schlosser, 1983 adaptado por Juran e Elias, 1991).

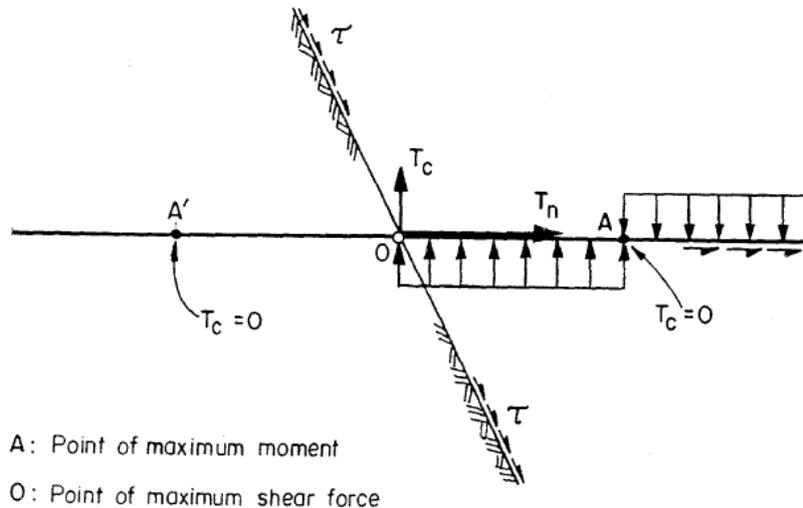


Figura IV.11 – Distribuição esquemática da pressão lateral ao longo do prego
(Clouterre, 1991).

A determinação das forças pelos métodos de equilíbrio limite clássicos utiliza a combinação dos critérios de ruptura dos materiais e suas interações, bem como a relação entre os esforços de tração (T_n), cisalhamento (T_c) e flexão (M). O método do Multicritério considera quatro critérios, denominados de C1, C2, C3 e C4, correspondentes a quatro modalidades possíveis de ruptura dos grampos, que devem ser analisados para o dimensionamento da estrutura de solo grampeado.

(i) Resistência ao Arrancamento (C1)

Este critério corresponde à ruptura da estrutura quando os grampos são arrancados da zona passiva. O esforço de tração desenvolvido no grampo (T_n) é equilibrado pela resistência ao arrancamento (q_s) ao longo do comprimento de ancoragem (L_a). Considerando o solo homogêneo e q_s constante ao longo do comprimento de ancoragem, a força de tração mobilizada deve satisfazer a condição definida pela Equação IV.7.

$$T_n \leq q_s \cdot \pi D_c \cdot L_a \quad (IV.7)$$

Onde D_c corresponde ao diâmetro do grampo e $\pi \cdot D_c$ ao perímetro do grampo. O projeto CLOUTERRE (1991) recomenda que se aplique um fator de segurança parcial na resistência ao arrancamento (q_s), devido a considerável sensibilidade deste

paramento em função da influência de vários fatores relacionados às condições de instalação dos grampos. O comprimento do grampo incluso atrás da superfície de ruptura, ou seja, na zona passiva, é definido como comprimento de ancoragem (L_a) para o caso de estruturas com grampos conectados à face vertical, conforme ilustrado na Figura IV.12(a). Para solos grampeados com taludes inclinados sem revestimento estrutural e grampos com as cabeças livres, determina-se o comprimento ancorado ($L_a=L^*$) a partir da verificação do menor comprimento encontrado em ambos os lados da superfície de ruptura (Figura IV.12(b)).

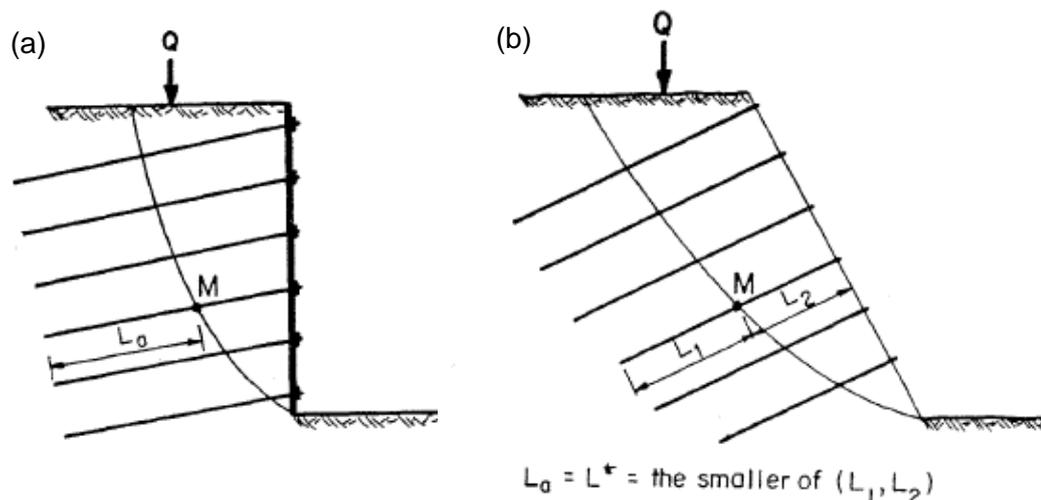


Figura IV.12 – Definição do comprimento de ancoragem (L_a) adotado no método do Multicritério para os casos de grampos: (a) conectados ao faceamento e (b) livres (Clouterre, 1991).

(ii) Pressão Lateral Solo-Grampo (C2)

Quando ocorre o cisalhamento de uma massa de solo reforçada, a ruptura dos grampos pode ocorrer por tensão de cisalhamento com a interseção com o plano potencial de ruptura, ou por plastificação nos pontos de momentos fletores máximos, que se encontram situados fora da superfície de ruptura (Figura IV.13), nas zonas ativa e passiva. Entretanto, estudos realizados por Schlosser (1982) indicam que, praticamente, não ocorre ruptura dos grampos por plastificação nos pontos de momentos máximos. Comumente, a ruptura é seguida por uma fase de deformação onde a plastificação é limitada pelos pontos de momentos fletores máximos, na qual o deslocamento lateral passa a ser controlado pela mobilização da pressão lateral do solo

(p_u). Durante a mobilização da pressão lateral, o grampo pode sofrer ruptura devido ao cisalhamento no ponto de esforço de cisalhamento máxima. Assim, a pressão lateral do solo (p) aplicada pelo grampo no solo, pode atingir seu valor máximo (p_u), ocasionando o cisalhamento do solo.

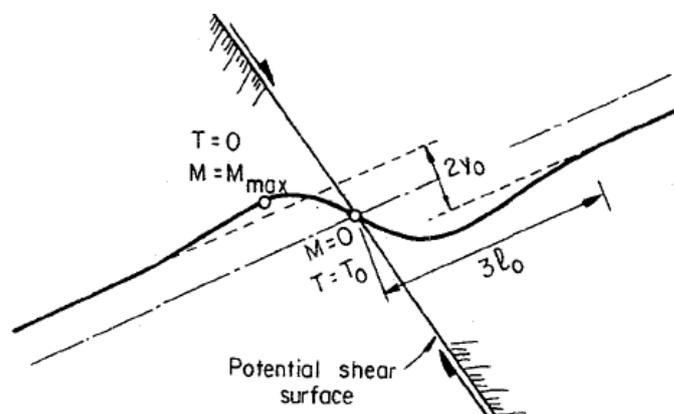


Figura IV.13 – Ruptura do grampo por cisalhamento (Schlosser, 1982).

A pressão lateral exercida pelo grampo no solo é limitada pela pressão lateral máxima do solo (p_u). A ruptura por pressão de carregamento do solo sob o grampo pode ser definida quando a pressão lateral máxima do solo (p_u) coincide com o ponto de força de cisalhamento máxima, ponto 0 (Figura IV.14) ou quando o solo sofre plastificação sobre um comprimento máximo definido. Das duas suposições consideradas, a primeira é a mais simples e conservadora, cuja análise dos grampos sob carregamento combinado de esforços de tração, cisalhamento e momento fletor fornece o critério definido nas Equações (IV.8 e IV.9). No entanto, ambos os casos, o resultado é um critério baseado na força de cisalhamento T_c do tipo $T_c \leq T_{máx}$.

$$T_c \leq T_{C2,máx} \quad (IV.8)$$

$$T_{C2,máx} = \frac{p_u \cdot D \cdot l_0}{2} \quad (IV.9)$$

Em estruturas permanentes, a fim de limitar deformações excessivas no sistema solo-grampo, o projeto Clouterre (1991) recomenda a adoção de um fator de segurança parcial igual a 2 para a pressão lateral máxima do solo (p_u).

Como as pressões laterais e as deformações nos grampos são similares às aquelas desenvolvidas em estacas rígidas submetidas a solicitações transversais (Schlosser,

1982), pode-se utilizar o método simplificado do coeficiente de reação horizontal (K_s), do qual define o comprimento de transferência (l_0) conforme apresentado na Equação IV.10.

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_s D_c}} \quad (\text{IV.10})$$

A força de cisalhamento atinge seu valor máximo no ponto onde o grampo intercepta a superfície potencial de ruptura, no qual o momento fletor é nulo. Nos pontos de momentos fletores máximos situados nas zonas ativa e passiva, têm-se as tensões de cisalhamento nulas. No segundo caso, supõe-se que a zona de plastificação do solo sob o grampo é limitada ao valor de $\pi.l_0/2$, que corresponde à distância entre os dois pontos do momento fletor máximo, determinado pelo comportamento elástico do grampo e do solo (Figura IV.14). Dessa forma, o momento fletor máximo mobilizado a uma distância $\pi.l_0/4$ em relação ao ponto de força de cisalhamento máxima é determinado pela Equação IV.11.

$$M_{máx} = 0,16 \cdot p_u \cdot D \cdot l_0^2 \quad (\text{IV.11})$$

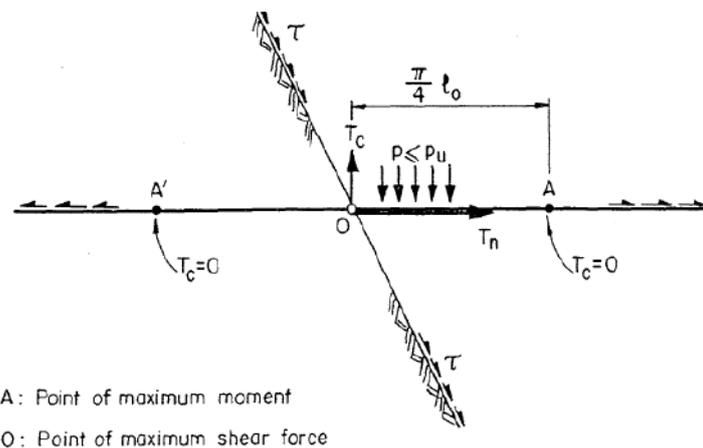


Figura IV.14 – Interação do solo-grampo no regime elástico (Clouterre, 1991).

Os dois critérios (C3) e (C4) referem-se à resistência interna dos reforços e envolvem momento fletor (M), as forças de tração (T_n) e de cisalhamento (T_c) mobilizados pelos grampos quando há plastificação por cisalhamento no ponto de máximo esforço cortante (0), ou por momento fletor entre os pontos de momentos

máximos (A e A'), conforme ilustrado na Figura IV.14. Para efeito de simplificação matemática, assume-se que a força de tração (T_n) não varia na zona de momentos fletores em torno da superfície potencial de ruptura. Uma forma conservadora para representar a resistência do grampo pode ser através do critério de Anthonie (1987), do qual se propõem a Equação simplificada (IV.12).

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 + \left|\frac{M}{M_0}\right| \leq 1 \quad (\text{IV.12})$$

Onde R_n , R_c e M_0 correspondem a resistência do grampo à tração, ao cisalhamento e à flexão, respectivamente. Normalmente, a resistência ao cisalhamento do grampo (R_c) é definida pela metade do valor da resistência à tração ($R_n/2$). No caso de grampo executado com barra de aço, R_n é função da área da seção transversal (A_s) e da tensão de escoamento característica (f_{yk}) da barra ($R_n=A_s \cdot f_{yk}$).

(iii) Ruptura do Grampo por Tração e Cisalhamento (C3)

Considera-se que o grampo possui comprimento infinito, quando, em ambos os lados da superfície potencial de ruptura, seu comprimento supera em 3 vezes o valor do comprimento de transferência (l_0) e pode-se considerar que há simetria em relação ao plano de ruptura. A distância $3 \cdot l_0$, simétrica em relação ao plano de ruptura, define o ponto a partir do qual os momentos fletores se tornam nulos nas zonas ativa e passiva.

No ponto de tensão de cisalhamento máxima, coincidente com o plano da superfície potencial de ruptura, o momento fletor é nulo ($M=0$) e o critério de ruptura baseado na resistência interna do grampo (Anthonie, 1987) pode ser reescrito pela Equação IV.13. No plano T_n versus T_c , o critério de ruptura interna do grampo por esforços de tração e cisalhantes é representado por uma elipse.

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 \leq 1 \quad (\text{IV.13})$$

(iv) Ruptura do Grampo por Momento Fletor (C4)

A partir de uma suposição simplificada, considera-se que a plastificação do grampo por momento fletor ocorre nos pontos de momento máximo (A e A') localizados em ambos os lados da superfície potencial de ruptura numa distância (l_p) equivalente a $\pi.l_0/4$ e para efeito de análise, assume-se que conjunto solo-grampo possui um comportamento elástico. A plastificação nestes pontos de momento máximo, onde a força de cisalhamento é nula ($T_c=0$), corresponde ao critério do qual $M \leq M_{m\acute{a}x}$, sendo o momento máximo ($M_{m\acute{a}x}$) determinado pelo critério de resistência interna do grampo (Anthonie, 1987), que conduz a Equação IV.14 que representa uma parábola.

$$M_{m\acute{a}x} = M_0 \cdot \left[1 - \left(\frac{T_n}{R_n} \right)^2 \right] \quad (IV.14)$$

Assim, baseado neste valor, a força de cisalhamento no ponto 0 pode ser obtida pela Equação IV.15.

$$T_{c0} = a \cdot \frac{M_0}{l_0} \cdot \left[1 - \left(\frac{T_n}{R_n} \right)^2 \right] \quad (IV.15)$$

Onde “a” é uma constante com valor igual a 3,12 e T_{c0} corresponde à força de cisalhamento mobilizada na superfície de ruptura a uma distância $\pi.l_0/4$ dos pontos de momento fletor máximo que ocorrem nas zonas ativa e passiva.

A distância entre a superfície de ruptura e os pontos de momento fletores máximos (l_p) inicialmente igual $\pi.l_0/4$ é considerada constante no decorrer da mobilização dos momentos máximos. No entanto, sua determinação é complexa quando o conjunto solo grampo se encontra na fase elastoplástica. Experimentos empregados em solos grampeados pelo projeto Clouterre (1991) demonstram que há uma tendência da distância l_p variar no interior da massa de solo reforçada. Assim, sugere-se que, na ausência de uma informação detalhada, seja adotado o valor constante e igual a $\pi.l_0/4$ para a distância entre os momentos máximos e a força de cisalhamento máxima que ocorre no ponto 0. Assumindo esta hipótese na mobilização dos momentos nos pontos

(A e A'), a plastificação do grampo decorrente da pressão lateral do solo define o critério $T_c \leq T_{c4,m\acute{a}x}$, do qual fornece a Equação IV.16.

$$T_{c4,m\acute{a}x} = b \cdot \left(\frac{M_0}{l_0} \right) \left[1 - \left(\frac{T_n}{R_n} \right)^2 \right] + c \cdot D_c \cdot l_0 \cdot p_u \quad (IV.16)$$

Onde b e c correspondem a duas constantes com valores, respectivamente, iguais a 1,62 e 0,24. Salienta-se que a suposição de outro valor para a distância l_p resultaria em um critério similar.

(v) Combinação dos Critérios de Ruptura (C1, C2, C3 e C4)

O método do Multicritério (Schlosser, 1982 e 1983) consiste na análise dos quatro critérios (C1, C2, C3 e C4) auxiliada pela representação destes no plano da força de tração *versus* força de cisalhamento ($T_n \times T_c$). A interseção destes critérios (Figura IV.15) define um domínio convexo de estabilidade que considera as combinações dos esforços de tração e cisalhamento. O ponto representativo dos esforços no grampo sob condição de ruptura na interseção com a superfície potencial de ruptura pode, inicialmente, situar-se em qualquer lugar da fronteira do domínio.

Ressalta-se a influência da pressão lateral máxima do solo (p_u) no valor da força máxima de cisalhamento ($T_{c,m\acute{a}x}$) resultante da aproximação do método do Multicritério (Equação IV.17).

$$T_{c1,m\acute{a}x} = \text{mínimo}\{T_{c1}, T_{c2}\} \quad (IV.17)$$

Onde T_{c1} e T_{c2} são função da pressão lateral de solo máxima (p_u). Se a pressão lateral for suficientemente elevada, a força de cisalhamento máxima ($T_{c,m\acute{a}x}$) pode atingir o valor da resistência ao cisalhamento do grampo (R_c) e neste caso a interseção dos critérios é reduzida para C1. Esta condição pode ocorrer no caso de grampo instalado em um maciço rochoso que sofre cisalhamento no plano de falha da rocha.

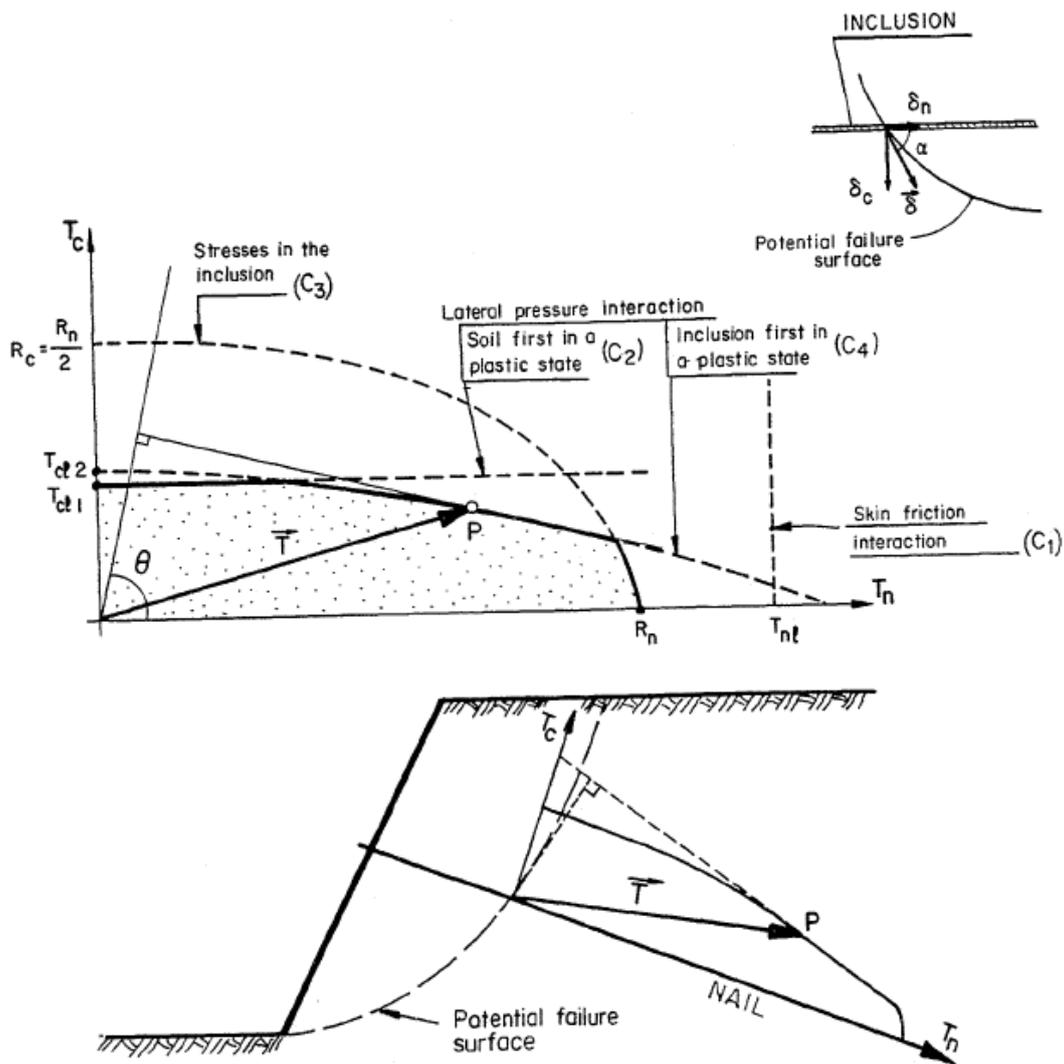


Figura IV.15 – Combinações dos critérios de ruptura propostos pelo método do Multicritério para determinação dos esforços nos grampos (Clouterre, 1991).

(vi) Fatores de Segurança

Salienta-se que o método do Multicritério propõe adoção de diferentes fatores de segurança relacionados à vários modos de ruptura. Estes fatores de segurança parciais incidem na resistência do grampo à tração (T_n) e ao cisalhamento (T_c), pressão lateral do solo sobre o grampo (p_u), resistência ao arrancamento do grampo (q_s) e resistência ao cisalhamento do solo (coesão e ângulo de atrito). Estes fatores são função das características do solo grampeado e das condições de contorno, e geralmente assumem o valor de 1,5, exceto no caso da pressão lateral de solo, do qual se recomenda fator de segurança igual a 2.

IV.4.2 – Método Cinemático (JURAN *et al.*, 1988)

O método de análise limite Cinemático proposto por Juran *et al.* (1988) proporciona uma estimativa racional das forças de tração e cisalhamento máximas mobilizadas em cada grampo, bem como permite a avaliação do efeito dos principais parâmetros de projeto (geometria da estrutura, inclinação, espaçamentos e rigidez a flexão dos grampos) em relação às forças de tração e cisalhamento mobilizadas nos grampos durante a construção do solo grampeado. Desta forma, o método fornece condições de verificar a estabilidade local em cada nível de grampo, da qual pode se apresentar mais crítica que o fator de segurança relacionado à estabilidade global da estrutura (Juran *et al.*, 1990). Os autores, para verificarem a aplicabilidade do método, compararam a previsão destas forças com os resultados de monitorações de modelos físicos e estruturas em verdadeira grandeza.

O método, também de origem francesa, realiza análises das superfícies potenciais de ruptura com geometria de espirais logarítmicas que interceptam a base da estrutura grampeada. A massa grampeada é dividida em fatias paralelas aos grampos. A hipótese formulada é de que a componente horizontal (E_h) da força entre duas fatias permaneça constante. Considera-se o solo homogêneo e sem presença de nível d'água. Supõe-se, também, que os pontos das forças de tração e cisalhamento máximas do grampo coincidem com a superfície potencial de ruptura que corresponde ao fator de segurança global mínimo. O método é fundamento nas análises do estado de tensões internas na massa de solo. As principais hipóteses consideradas no método de análise limite Cinemático são ilustradas na Figura IV.16 e descritas a seguir:

- (i) a ruptura decorre da rotação de um bloco semi-rígido na zona ativa limitada por uma superfície potencial de ruptura em forma de espiral logarítmica;
- (ii) o ponto onde ocorrem as forças de tração e cisalhamento máximas coincide com a superfície potencial de ruptura desenvolvida no solo;
- (iii) as zonas ativa (semi-rígida) e passiva são separadas por uma fina camada de solo no estado limite de fluxo rígido plástico;
- (iv) a resistência ao cisalhamento do solo, definida pelo critério de ruptura de Coulomb, é totalmente mobilizada ao longo da superfície potencial de ruptura;

- (v) as componentes horizontais (E_h) das forças entre fatias atuam em ambos os lados da fatia que envolvem o grampo, são iguais;
- (vi) o efeito da inclinação (ou sobrecarga horizontal, F_H) no terrapleno do solo grampeado sobre as forças nos grampos decresce ao longo da superfície potencial de ruptura.

A análise do efeito da rigidez à flexão da inclusão sobre a deformação do grampo e da mobilização das forças resistentes considera três hipóteses: (1) grampos perfeitamente flexíveis que suportam somente forças de tração; (2) grampos extremamente rígidos que suportam forças de tração e cisalhamento, mas não se deformam durante a construção e (3) grampos com uma rigidez à flexão finita que controla sua deformação e, desta forma, as forças de cisalhamento mobilizadas.

Para o terceiro caso, a deformação da barra ($d\beta$), bem como as forças de cisalhamento e momentos fletores mobilizados nos grampos são determinados a partir de soluções elásticas para estacas longas carregadas lateralmente. Conforme ilustrado na Figura IV.16(b), a simetria na deformação do grampo implica que na superfície potencial de ruptura, o momento é nulo (M_0), ao passo que as forças de tração e de cisalhamento são máximas ($T_{m\acute{a}x}$ e T_c).

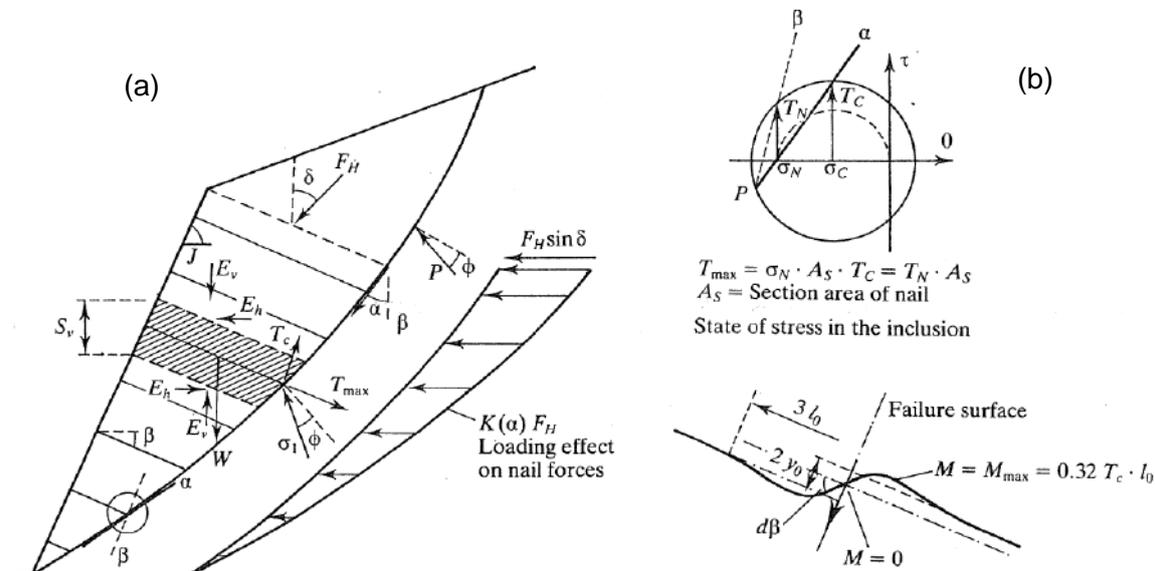


Figura IV.16 – Hipóteses consideradas no método Cinemático: (a) mecanismos de ruptura e de análise considerados e (b) solução teórica para grampos infinitamente longos (Juran *et al.*, 1988 adaptado por Juran e Elias, 1991).

A deformação máxima da barra ($d\beta$) ocorre na superfície de ruptura e é fornecida por (Juran *et al.*, 1990) através da Equação IV.18.

$$d\beta = \frac{2.T_c}{K_s.D_c.l_0^2} \quad (\text{IV.18})$$

Onde o comprimento de transferência (l_0) e o coeficiente de reação horizontal (K_s) são os mesmos que aqueles definidos no método do Multicritério.

As forças de cisalhamento são determinadas baseando-se na hipótese de que a força de cisalhamento máxima em um grampo é mobilizada no ponto coincidente com a superfície potencial de ruptura. A rigidez à flexão dos grampos é realizada pela análise baseada no parâmetro adimensional N definido pela Equação IV.19.

$$N = \frac{k_s.D_c.l_0^2}{\gamma.H.S_v.S_h} \quad (\text{IV.19})$$

A força de tração máxima (T_n) e a força de cisalhamento máxima (T_c) em determinada fileira de grampo são determinadas em função de dois parâmetros adimensionais (TN e TS), fornecidos pelas Equações IV.20 e IV.21.

$$TN = \frac{T_n}{\gamma.H.S_v.S_h} \quad (\text{IV.20})$$

$$TS = \frac{T_c}{\gamma.H.S_v.S_h} \quad (\text{IV.21})$$

A Figura IV.17 mostra o tipo de gráfico proposto para determinar a relação entre comprimento do grampo na zona ativa e altura da estrutura (S/H) as forças de tração e cisalhamento máximas (T_n e T_c), das quais dependem do parâmetro adimensional N definido na Equação IV.19.

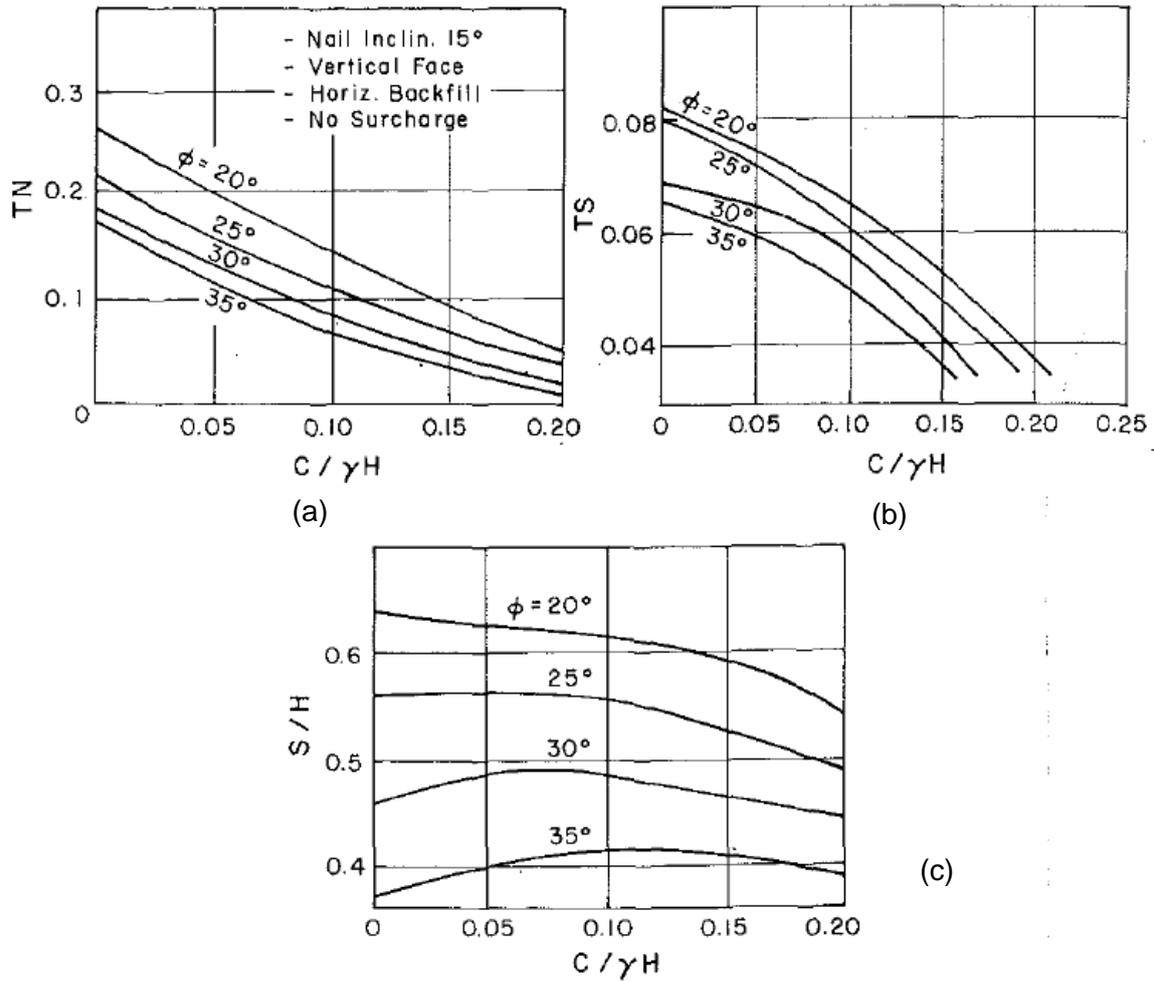


Figura IV.17 – Método de análise proposto por Juran *et al.* (1990): exemplo de gráficos utilizados para determinar as forças de tração e cisalhamento máximas (T_n e T_c), para o caso de parâmetro adimensional $N=0,33$ (Juran *et al.*, 1990).

O momento fletor máximo ($M_{m\acute{a}x}$) é mobilizado no grampo a uma distância de $\pi.l_0/4$ em relação à superfície de ruptura e sua magnitude pode ser determinada pela Equação IV.22, ou no caso de análise adimensional pela Equação IV.23.

$$M_{m\acute{a}x} = 0,32.T_c.l_0 \quad (IV.22)$$

$$\frac{M_{m\acute{a}x}/l_0}{\gamma.H.S_v.S_h} = 0,32.TS \quad (IV.23)$$

Assume-se que a tensão de cisalhamento máxima no grampo ($\tau_{m\acute{a}x}$) é mobilizada na direção (α) da superfície de potencial de ruptura do solo reforçado. Como mostrado

no círculo de Mohr para as tensões no grampo, o critério de ruptura implica que a tensão de cisalhamento (τ_n) e a tensão normal (σ_n) atuantes no plano normal do grampo são relacionadas pela Equação IV.24.

$$\tau_n = \frac{1}{2} \cdot \cot[2(\alpha - \beta_{\text{mod}})] \cdot \sigma_n \quad (\text{IV.24})$$

Onde β é inclinação inicial do grampo e β_{mod} é definida Equação IV.25.

$$\beta_{\text{mod}} = \beta - d\beta \quad (\text{IV.25})$$

O dimensionamento dos solos grampeados com análise limite cinemática é baseada na avaliação da estabilidade local de cada reforço. Juran *et al.* (1988) recomendam que sejam elaboradas verificações referentes à estabilidade a partir de dois principais critérios de ruptura: (i) arrancamento do grampo e (ii) quebra do reforço por solicitações excessivas de esforços de tração, cisalhamento e flexão.

(i) Colapso por Arrancamento do Grampo

Este tipo de ruptura está associado à interação solo-grampo referente à resistência ao arrancamento do grampo (q_s), a qual induz tensões nos grampos, predominantemente de tração, que devem ser inferiores à q_s . Segundo o método Cinemático, a ruptura por arrancamento do grampo de seção circular pode ser avaliado pela Equação IV.26.

$$TN = \frac{T_{\text{máx}}}{\gamma \cdot H \cdot S_v \cdot S_h} \leq \left(\frac{\pi \cdot D_c}{FS_p} \right) \int_{l_a} q_s \cdot dl \quad (\text{IV.26})$$

Onde FS_p é o coeficiente de segurança referente à resistência ao arrancamento do grampo, cujo valor igual a 2 é recomendado por Juran *et al.* (1990). O comprimento de ancoragem ($l_a=L-S$) é fornecido pela relação entre o comprimento do grampo e altura da estrutura (L/H), parâmetros adimensionais (N e TN) e da profundidade relativa de instalação do grampo (Equação IV.27).

$$\frac{L}{H} \geq \frac{S}{H} + \left(\frac{TN}{\pi} \cdot \frac{FS_p}{\mu} \right) \quad (\text{IV.27})$$

Onde o parâmetro μ é definido pela Equação IV.28.

$$\mu = \frac{q_s \cdot D_c}{\gamma \cdot S_v \cdot S_h} \quad (\text{IV.28})$$

(ii) Colapso por Ruptura do Reforço

O colapso decorrente da ruptura do reforço, também, tem relação com a interação solo-grampo, da qual a pressão lateral do solo ao longo do grampo pode promover, além de tração, a mobilização de esforços de cisalhamento e de flexão nos grampos, caso se desenvolva uma zona de plastificação na massa de solo reforçada e o grampo tenha rigidez à flexão suficiente para resistir às solicitações aplicadas sobre ele. Assim verifica-se à ruptura do grampo por ocasião de esforços de tração, cisalhamento e flexão excessivos que possam ocorrer no solo grampeado.

Para o caso de grampo executado com barra de aço e calda de cimento, a ruptura decorrente do escoamento do elemento de reforço é verificada pela Equação IV.29.

$$\frac{f_{yk} \cdot A_s}{\gamma \cdot H \cdot S_v \cdot S_h} \geq TN \quad (\text{IV.29})$$

Onde f_{yk} e A_s referem-se à tensão de escoamento admissível e seção transversal da barra de aço, respectivamente.

No caso de grampos rígidos, a instabilidade pode ocorrer por ruptura da ação conjunta das forças de tração e cisalhamento, da qual pode ser analisada a partir de analogia com estacas carregadas lateralmente. A estabilidade é verificada pela Equação IV.30.

$$\frac{f_{yk} \cdot A_s}{\gamma \cdot H \cdot S_v \cdot S_h} \geq K_{eq} \quad (\text{IV.30})$$

Onde K_{eq} é fornecido pela Equação IV.31 desenvolvida a partir da consideração de que o elemento de reforço obedece ao critério de ruptura de Tresca.

$$K_{eq} = (TN^2 + 4.TS^2)^{1/2} \quad (IV.31)$$

A ruptura por momento fletor excessivo no grampo é satisfeita pelas Equações IV.32 ou IV.33.

$$M_p > (F_M).M_{máx} = 0,32.(F_M).T_c.l_0 \quad (IV.32)$$

$$\frac{M_p / l_0}{\gamma.H.S_v.S_h} \geq (F_M) \frac{0,32.T_c}{\gamma.H.S_v.S_h} = (F_M).0,32.TS \quad (IV.33)$$

Juran *et al.* (1990) sugerem o valor unitário para o coeficiente de segurança referente à plastificação do grampo por momento fletor (FM).

IV.4.3 – Método de Davis (Shen *et al.*, 1981)

Este método foi desenvolvido, primeiramente, na universidade de Califórnia em Davis por Shen *et al.* (1981). A análise é baseada em método de equilíbrio limite e supõe que as superfícies potencial de ruptura têm a forma parabólica em relação a um eixo vertical definido no tardo do muro, com vértices localizados na base do faceamento, das quais passam total ou parcialmente no interior da massa de solo grampeada (Figura IV.18). No modelo considera-se um maciço de solo homogêneo, sem presença de nível d'água e obedece ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A geometria da estrutura de contenção grampeada é simples: (i) faceamento vertical; (ii) terrapleno horizontal; (iii) linhas de grampos paralelas, equidistantes e com o mesmo comprimento. Shen *et al.* (1981) consideram que os grampos trabalham somente à esforços de tração e instabilidade pode ocorrer por arrancamento ou ruptura por tensão de escoamento do elemento de reforço.

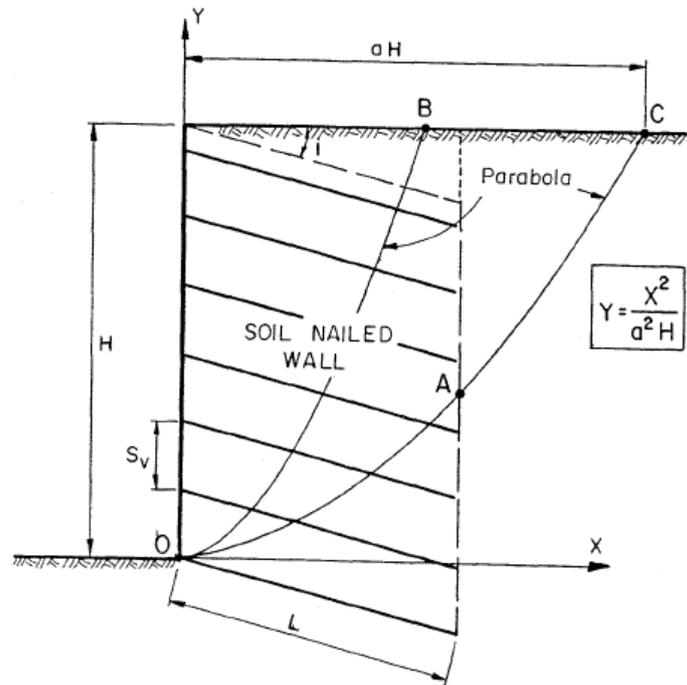


Figura IV.18 – Considerações do método de análise proposto de Davis (Shen *et al.* 1981, adaptado por Clouterre, 1991).

O mesmo fator de segurança global FS é adotado para o solo e grampos, conforme demonstrado nas Equações IV.34 e IV.35. Aplica-se FS nos parâmetros do solo (coesão e ângulo de atrito mobilizados ao longo da superfície de ruptura) e no menor dos valores encontrados entre a resistência ao arrancamento e a tensão de escoamento admissível da barra de aço.

$$\tau_{mob} = \frac{c}{FS_c} + \sigma \cdot \frac{\tan \phi}{FS_\phi} \quad (IV.34)$$

$$\tau_{mob} = \text{mín} \left(\frac{q_s}{FS_t}, \frac{f_{yk} \cdot A_s}{FS_t} \right) \quad (IV.35)$$

Onde $FS = FS_c = FS_\phi = FS_t$.

Procede-se a análise de estabilidade de taludes utilizando o método das fatias considerando o efeito dos grampos para determinar a superfície potencial de ruptura. Elabora-se a pesquisa do fator de segurança (FS) crítico, variando a superfície de ruptura parabólica, até encontrar um valor mínimo, determinado através de processos iterativos. Os esforços de tração são divididos em componentes tangenciais e

perpendiculares à superfície potencial de ruptura. Essas componentes de cada grampo que intercepta a superfície de potencial de ruptura são somadas às forças resistentes do solo para a determinação do fator de segurança de toda a massa de solo grampeado.

A Figura IV.19 apresenta o mecanismo de ruptura proposto pelo processo de Davis com as forças solicitantes e estabilizantes consideradas e o diagrama de corpo livre dos elementos 1 e 2. As forças S2 e S3, relativas ao atrito interno do material, são tomadas como paralelas aos correspondentes arcos.

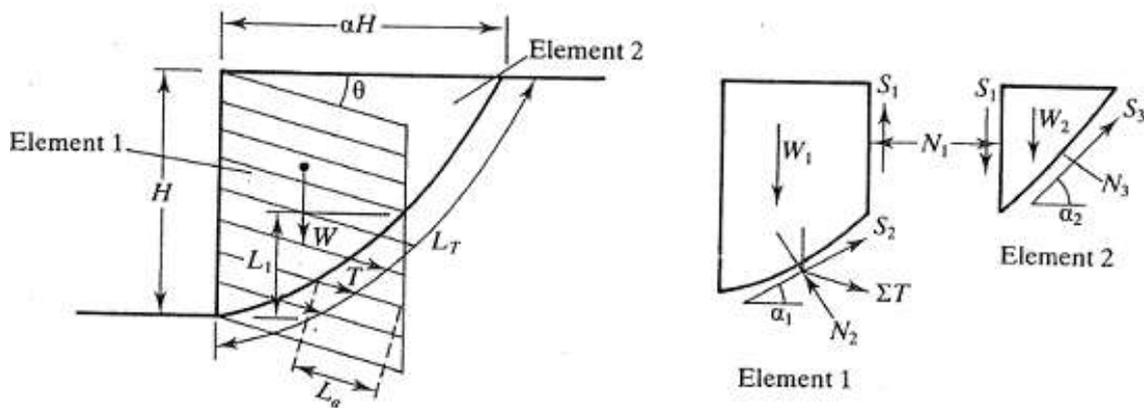


Figura IV.19 – Esquema básico do método de Davis (Shen *et al.*, 1981, adaptado por Juran e Elias, 1991).

As Equações IV.36 e IV.37 definem a condição de equilíbrio de forças do elemento 1.

$$N_2 = (W_1 - S_1) \cdot \cos \alpha_3 - N_1 \cdot \text{sen} \alpha_3 \quad (\text{IV.36})$$

$$S_2 = (W_1 - S_1) \cdot \text{sen} \alpha_3 + N_1 \cdot \cos \alpha_3 \quad (\text{IV.37})$$

As Equações IV.38 e IV.39 definem a condição de equilíbrio de forças do elemento 2.

$$N_3 = (W_2 + S_1) \cdot \cos \alpha_5 + N_1 \cdot \text{sen} \alpha_5 \quad (\text{IV.38})$$

$$S_2 = (W_2 + S_1) \cdot \text{sen} \alpha_5 - N_1 \cdot \cos \alpha_5 \quad (\text{IV.39})$$

Onde: W_n é o peso do elemento n considerado; S_1 é a força tangencial entre os elementos 1 e 2; α_n é o ângulo formado entre a horizontal e a superfície de ruptura do elemento n considerado. Sendo N_1 definido pelo empuxo horizontal próximo da condição de repouso (K_0) na profundidade ($H - L_1$) correspondente à interseção do plano vertical definido pelas extremidades dos grampos com a superfície de ruptura que passa além do maciço reforçado, ou seja, distância vertical entre a superfície do terrapleno e o ponto A (Equação IV.40).

$$N_1 = \frac{\gamma \cdot h^2 \cdot K_0}{2} \quad (\text{IV.40})$$

O esforço total solicitante (S_D) ao longo do plano da superfície potencial de ruptura é determinada pela Equação IV.41.

$$S_D = (W_1 - S_1) \cdot \text{sen} \alpha_3 + (W_2 + S_1) \cdot \text{sen} \alpha_5 + N_1 \cdot (\cos \alpha_3 - \cos \alpha_5) \quad (\text{IV.41})$$

O esforço total resistente (S_R) ao longo da superfície de ruptura se constitui da resistência ao cisalhamento mobilizada no solo mais a resistência adicional devida às componentes tangencial e normal desenvolvidas pelas forças atuantes no grampo (Equação IV.42).

$$S_R = c' \cdot L_T + N_3 \cdot \tan \phi'_2 + N'_2 \cdot \tan \phi'_1 + T_T \quad (\text{IV.42})$$

Onde:

c' – coesão efetiva do solo;

L_T – comprimento da superfície de ruptura;

N_3 – reação normal sobre a superfície de ruptura no elemento 2;

ϕ'_n – atrito interno do solo no elemento n considerado;

N'_2 – corresponde à $N_2 + T_N$;

T_N – componente normal à superfície de ruptura devida ao esforço de tração desenvolvido no grampo; e

T_T – componente tangencial à superfície de ruptura devida ao esforço de tração desenvolvido no grampo.

A inclinação θ_1 da cunha que passa através da base da estrutura grampeada é determinada por processo iterativo para obter um fator de segurança mínimo. Gassler e Gudehus (1981) demonstraram através de análises de estabilidade que o fator de segurança mínimo é comumente obtido pelo o ângulo θ_2 , cujo valor é considerado igual a $\pi/4 + \varphi/2$, onde o φ é o ângulo de atrito interno do solo.

O cálculo é elaborado considerando o equilíbrio de dois blocos que deslizam um em relação ao outro ao longo de uma linha vertical retilínea. Supõe-se que o solo é homogêneo e sem presença de água. Se houver presença de camadas de solo com diferentes características mecânicas, recomenda-se que somente um valor seja usado para os parâmetros do solo, priorizando a condição mais desfavorável na resistência ao cisalhamento ou utilizando parâmetros médios ponderados. O método é descrito com o auxílio da Figura IV.21, onde um sistema de superfícies de ruptura é adotado, formando dois blocos. O primeiro, representando uma zona reforçada, assemelhado a um muro de gravidade e como tal analisado, e o segundo, triangular, representando uma cunha ativa agindo sobre a zona reforçada.

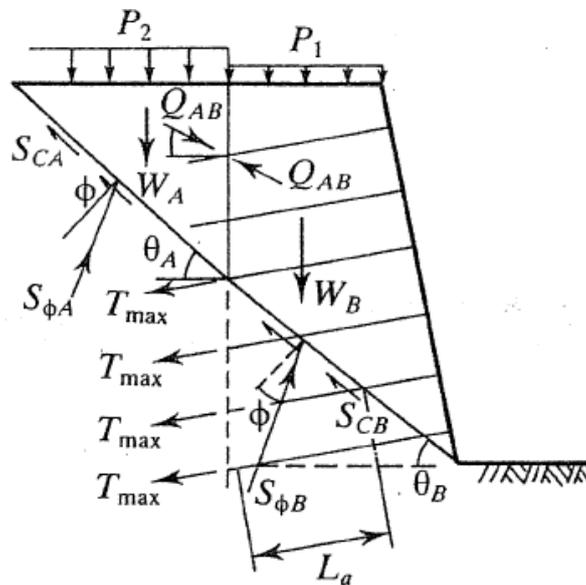


Figura IV.21 – Mecanismo de ruptura e esforços solicitantes e resistentes considerados pelo método Alemão (Stocker *et al.*, 1979, adaptado por Juran e Elias, 1991)

O mecanismo de ruptura proporciona a elaboração de um polígono de forças que pode ser representado graficamente. Conhecem-se as direções e magnitudes das forças relativas aos pesos próprios do material (W_A e W_B), carregamentos externos (P_1 e P_2) e trações nos grampos, que interceptam a superfície do bloco 1 (T). Considera-se que os

elementos de reforço são sujeitos unicamente aos esforços de tração, sendo os momentos fletores e esforços de cisalhamento ignorados. Desta forma, resistência ao arrancamento (q_s) ou a tensão de escoamento do elemento de reforço (f_{yk}) é a variável decisiva para definição da força de tração máxima e elaboração da análise. Além da contribuição dos grampos, os esforços oriundos da resistência ao cisalhamento do solo, aplicados ao longo dos dois segmentos de reta, que definem a superfície de ruptura, são representados pelas forças de coesão (S_{CA} e S_{CB}) e de atrito ($S_{\phi A}$ e $S_{\phi B}$).

Como a superfície de ruptura intercepta os grampos apenas na base da cunha B, a resultante de tração dos grampos não é considerada no processo de cálculo da cunha A. Assim, não havendo ação das forças dos grampos sobre a base cunha A, supõe-se que esta apresenta comportamento de uma cunha ativa atuando na zona reforçada (Q_{AB}). Entretanto, a princípio, poderia ter sido considerado as forças de tração dos grampos superiores na interface destas cunhas.

A Figura IV.22 apresenta o polígono resultante das forças solicitantes e estabilizantes mostradas na Figura IV.21.

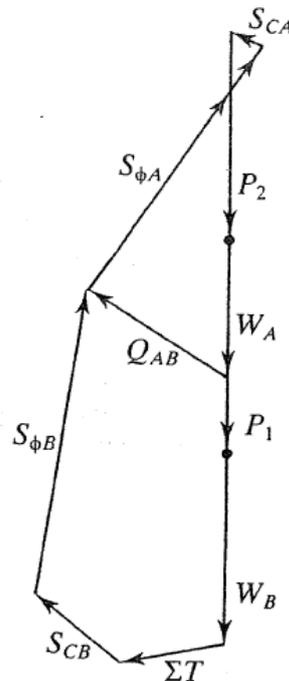


Figura IV.22 – Polígono de forças atuantes numa estrutura de solo grampeado (Stocker *et al.*, 1979, adaptado por Juran e Elias, 1991).

O método sugere que se adotem fatores de segurança parciais aproximados para o ângulo de atrito interno (ϕ ou ϕ), coesão (c), resistência ao arrancamento (q_s) e tensão

de escoamento do elemento de reforço (Gassler e Gudehus, 1983). O fator de segurança global da estrutura é definido pela relação das forças resistentes (reação do solo ao longo do plano de ruptura, tensões nos grampos) com as forças solicitantes (peso e carregamento).

Na verificação da resistência máxima em cada grampo, adota-se a menor magnitude encontrada na análise das rupturas por arrancamento e por tensão de tração além do limite de escoamento do elemento de reforço considerado, normalmente barra de aço (Equação IV.43).

$$T_{máx} = \text{mín}(\pi \cdot D_c \cdot l_a \cdot q_s, f_{yk} \cdot A_s) \quad (\text{IV.43})$$

CAPÍTULO V

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS DA ÁREA DE ESTUDO

O presente capítulo descreve os aspectos geológico-geotécnicos da área de estudo através dos resultados de ensaios realizados no local e em mais três locais situados no mesmo compartimento geológico, caracterizado por uma zona que sofreu intenso cisalhamento e dobramentos. São duas ocorrências situadas na Praia de Boa Viagem, no morro Boa Viagem ((1) Ehrlich e Silva, 2012; e (2) Lima, 2007) e outras duas situadas na praia Icaraí, no morro do Caniço ((3) Ehrlich, 2004; e (4) Saramago *et al.*, 2010). Nestes locais ocorrem solos residuais com presença de feições estruturais herdadas da rocha de origem, com grande variabilidade nas suas orientações e persistências. Observavam-se entremeando camadas reliquiares de solo muito resistentes, outras de resistência muito mais baixa, que influenciam no comportamento das escavações, conforme orientação destas em relação à direção da face da escavação. Sondagens à percussão com valores elevados do N_{SPT} induzem a se estimar parâmetros de resistência superiores aos representativos dos materiais que compõem as camadas de baixa resistência.

V.1 – LOCALIZAÇÃO

A área de estudo localiza-se em Niterói, município que faz parte da Região Metropolitana do Rio de Janeiro, estando inserida na bacia da Baía de Guanabara. A área de estudo é caracterizada através de dados coletados em quatro locais situados na mesma Unidade Litológica. As localizações das ocorrências, coordenadas geográficas e autoria são apresentadas na Tabela V.1 e Figura V.1, respectivamente. Destaca-se que o local da presente pesquisa refere-se à ocorrência de número 1 situada no Morro da Boa Viagem (Ehrlich e Silva, 2012).

Tabela V.1 - Coordenadas UTM das áreas cujos dados são utilizados para caracterização da área de estudo (Datum horizontal WGS84; Zona 23K).

Ponto	Morro	Praia	Longitude	Latitude	Autor
1*	Boa Viagem	Boa Viagem	691.953	7.465.488	Ehrlich e Silva, 2012
2	Boa Viagem	Boa Viagem	692.053	7.465.533	Lima, 2007
3	Canico	Icaraí	692.816	7.465.736	Ehrlich, 2004
4	Canico	Icaraí	692.987	7.456.921	Saramago <i>et al.</i> , 2012

* local objeto da pesquisa



Figura V.1 – Locais apresentadas para caracterização geológico-geotécnica da área de estudo (Imagem aérea - Google Earth, 2009).

V.2 – GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

A área é caracterizada pela presença de lineamentos estruturais e zona de falhamento que separa duas unidades litológicas distintas: a Unidade Ingá e o Gnaise facoidal sem zonas charnockíticas (Figura V.2). Conforme UFF (2004), a Unidade Ingá refere-se a um conjunto gnáissico, composto por níveis centimétricos a decamétricos intercalados, de leucognaisse biotíticos, gnaisses feldspáticos e gnaisses quartzosos de aspecto quartizítico. Presença de nódulos de granada, níveis de sillimanita e turmalina como minerais acessórios. São raros os afloramentos de rocha sã dessa litologia. Observa-se presença de dobras e contatos por falha com o Gnaise Facoidal encaixante.

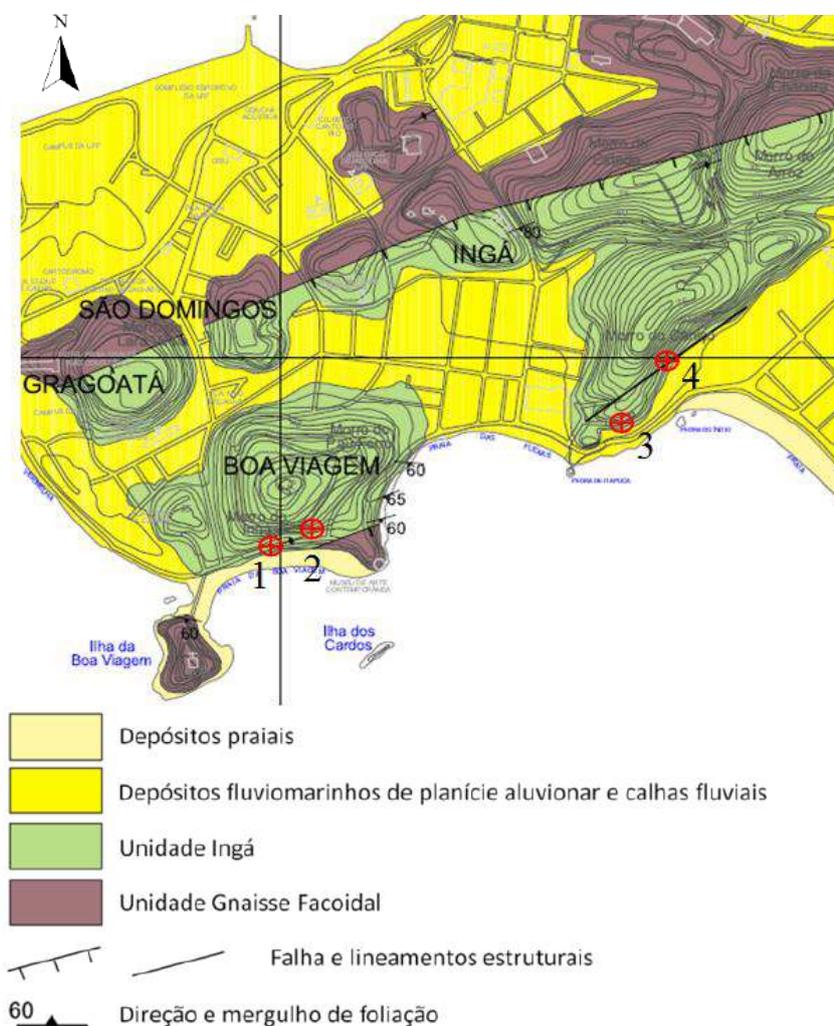


Figura V.2 – Mapa geológico da cidade de Niterói, bairros da Boa Viagem e Icaraí (UFF, 2004), com indicação das ocorrências apresentadas para caracterizar a área.

A área é representada morfologicamente por formas de relevo residuais, com vertentes convexas e topos arredondados ou alongados. As amplitudes topográficas são inferiores a 100 m e os gradientes suaves. Especificamente, as ocorrências estudadas apresentam vertentes côncavas e gradientes elevados nas suas bases. Ocorrem morros pouco elevados (Morros de Gragoatá, Ingá e Boa Viagem) e colinas (Morro do Caniço), sem a presença de escarpas ou vertentes rochosas, já que se apresentam bastante intemperizadas, sendo raros os pontos onde os litotipos representativos possam ser identificados. As direções principais de cumeadas mostram morros alinhados aproximadamente a NE-SW. O solo residual, bastante espesso (superior a 10 m), é areno-argiloso, marrom-avermelhado e retém evidências da estrutura da rocha mãe isto é, feições estruturais reliquias.

A área, como um todo, é uma zona de falhas geológicas, que envolve os bairros de Icaraí e Boa Viagem de Niterói/RJ e atravessa a Baía de Guanabara até atingir o outro lado da baía, no Rio de Janeiro, passando pelos Morros da Urca, Cantagalo, Corcovado, Dois Irmãos e Rocinha (Figura V.3). Esse alinhamento segue a mesma direção das ilhas próximas ao litoral. Trata-se de uma zona de cisalhamento pré-cambriana, em que são verificadas várias superfícies reliquias, que por intemperismo diferencial geraram materiais com resistências variáveis. As forças hidrotermais dessas zonas de cisalhamento também contribuíram para formação de materiais expansivos e argilas ativas (Ehrlich, 2013).



Figura V.3 – Alinhamento da zona de cisalhamento.

O processo de formação da rocha é da ordem de 500 milhões de anos atrás (Orogênese Brasileira). Eram rochas sedimentares formadas a partir de planícies de inundação marinha (planície de maré), nas quais havia uma porção de camadas de solos (argila, silte e areia) de espessuras variáveis misturadas (pacotes), que sofreram compressão de origem tectônica, formando rochas metamórficas com foliações bem marcadas. No ambiente de sedimentação ocorreu a heterogeneidade do material, pois antes de se metamorfozizar as camadas se apresentam de certa forma contínuas (lentes de argila, silte ou areia), tornando a rocha bandada, com persistências variáveis (Avelar, 2017).

V.3 – GEOTECNIA

V.3.1 – Perfil Geotécnico

Sondagens efetuadas na ocorrência 1 (Ehrlich e Silva, 2012), Morro Boa Viagem, apresentaram valores de N_{SPT} superiores a 40 a cerca de 10 m de profundidade (Figura V.4) e ausência de nível d'água, mesmo a 8 m abaixo do pé da escavação.

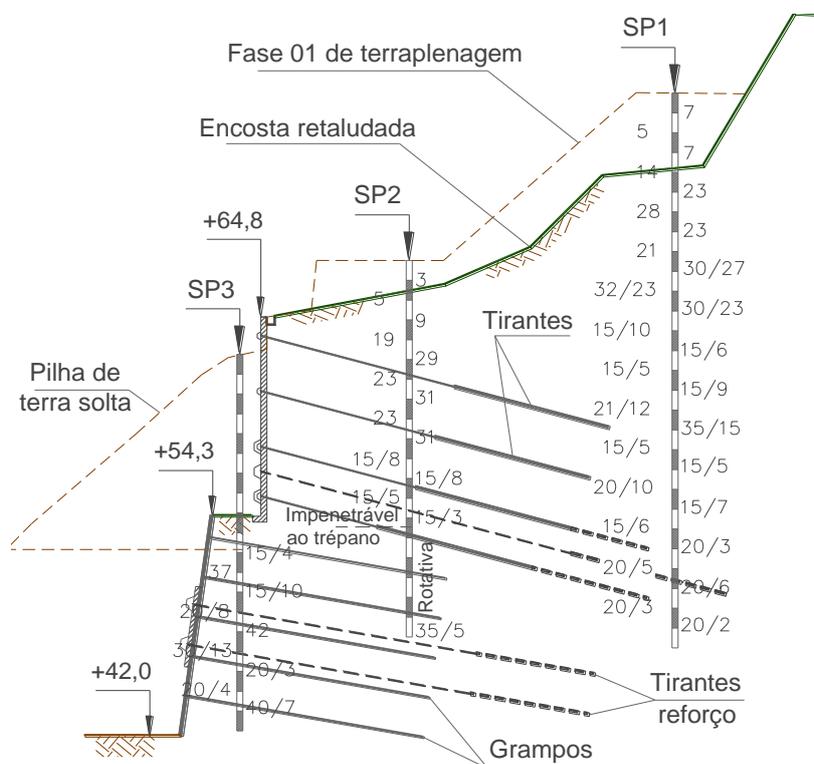


Figura V.4 – Perfil geotécnico da ocorrência 1 (Ehrlich e Silva, 2012).

Os perfis geotécnicos construídos por Gomes da Silva (2006) para a ocorrência 2, no Morro Boa Viagem também não indicaram presença de nível d'água, sendo o valor médio do N_{SPT} de aproximadamente 30 golpes, havendo trechos com N_{SPT} inferior a 20.

Na encosta da ocorrência 3 (Ehrlich, 2004), Morro do Caniço, as sondagens indicaram valores de N_{SPT} variando entre 21 e 40 até a profundidade de 9 m e superiores a 40 a partir de 9 m de profundidade.

Na ocorrência 4 (Saramago *et al.*, 2010), Morro do Caniço, a partir de 1 m de profundidade até 13 m tem-se N_{SPT} variando entre 18 e 25. Abaixo da profundidade de 13 m observam-se valores superiores a 37 (Figura V.5). Conforme observado nas demais ocorrências, as sondagens indicam um espesso horizonte de solo com ausência de nível d'água.

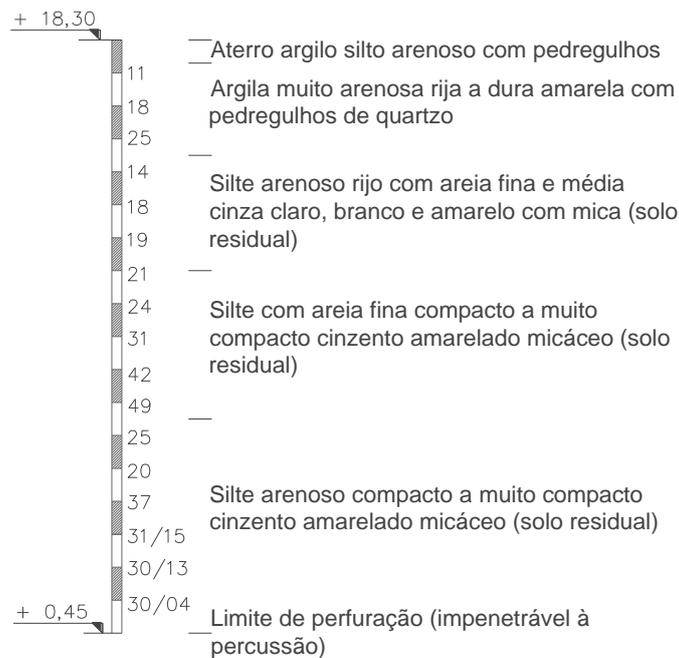


Figura V.5 – Perfil geotécnico da ocorrência 4 (Saramago *et al.*, 2010).

Na ocorrência 4 (Saramago *et al.*, 2010), Morro do Caniço, também foram executados poços de investigação para identificação das camadas reliquias. Na profundidade entre 7,2 m e 9,5 m, verificou-se o solo residual do Gnaisse da Unidade Ingá, exibindo todas as características estruturais da rocha de origem, com diversas fraturas preservadas, além da mineralogia original da rocha. O solo tem textura predominantemente siltosa, com trechos com argila. A cor é variegada: branco, cinza,

laranja, verde, marrom. É marcante a presença de cristais de calcedônia, de cor branca, verde e alaranjada e hábito fibroso e sedoso ao tato (Figura V.6).

Na profundidade de 12,45 m a 13,75 m predomina solo com textura argilo-siltosa, havendo trechos silto-arenosos e areno-siltosos (Figura V.7). A presença de calcedônia é generalizada na superfície dos vários planos de fratura e na foliação. Há também argila de cor verde disseminada. Nas paredes leste e oeste há uma argila cinza escura (plástica) e também branca e bege, orientadas aproximadamente segundo a foliação principal ($325^{\circ}/45^{\circ}$).



Figura V.6 – Detalhe mostrando os cristais de calcedônia, ocorrência 4 (Morro do Caniço; Saramago *et al.*, 2010).



Figura V.7 – Argila cinza escura e também branca e bege, orientadas aproximadamente segundo a foliação, ocorrência 4 (Morro do Caniço; Saramago *et al.*, 2010).

Como reflexo da zona de falha que sofreu intenso cisalhamento e dobramentos, ainda que pertencentes ao mesmo morro (Morro do Caniço) e próximas uma da outra, as ocorrências 3 e 4 apresentaram diferenças nas atitudes das camadas reliquiares. Ehrlich (2004) verificou camadas reliquiares com geometria praticamente constante e Saramago *et al.* (2010) observou que as discontinuidades mostravam uma grande variabilidade na sua orientação. Tais características indicam outra dificuldade na modelagem do mecanismo de ruptura.

V.3.2 – Caracterização

Ocorrência 1, Morro Boa Viagem (Ehrlich e Silva, 2012) – Objeto da Pesquisa

Conforme relatado por Ehrlich e Silva (2012), na ocorrência 1 (Boa Viagem) as camadas de solo apresentam-se razoavelmente bem distribuídas ao longo do perfil do terreno. Verificam-se solos com características táctil-visuais e compacidade muito diversas, em camadas razoavelmente contínuas de espessura variando de poucos milímetros a alguns centímetros (Figura V.8). Observam-se entremeando camadas de solo muito resistentes (areno argiloso avermelhado e um outro areno argiloso branco), outras de resistência muito mais baixa (solo cinza argilo arenoso laminado). As camadas de baixa resistência apresentam-se, em geral, laminadas e facilmente destacáveis ao longo desses planos. Na Tabela V.2 sumarizam-se os resultados dos ensaios de caracterização.



Figura V.8 – Camadas reliquiares registradas no Morro Boa Viagem (ocorrência 1; Ehrlich e Silva, 2012).

Tabela V.2 – Ensaio de caracterização (ocorrência 1; Ehrlich e Silva, 2012).

Amostra	Cota (m)	h_{nat} (%)	G_s	Limites (%)		Granulometria (%)			Atividade
				LL	LP	Areia	Silte	Argila	
Branco areno siltoso	+45,0	8,6	2,63	NP	NP	68	26	6	
Cinza areno argiloso laminado	+45,8	14,8	2,65	76	24	62	19	19	2,73
Branco areno argiloso	+45,8	6,3	2,67	71	28	49	18	33	1,30
Vermelho areno argiloso	+45,8	8,5	2,72	78	31	50	20	30	1,52

Ocorrência 3, Morro do Caniço (Ehrlich, 2004)

Conforme descrito em Ehrlich (2004), na ocorrência 3 (Morro do Caniço) o solo escavado é classificado como gnaiss saprolito. Em geral, camadas inclinadas variando de 3 cm a 15 cm de espessura de três tipos diferentes de solos (cinza, branco e vermelho) compõem o perfil do subsolo. As camadas de solo são razoavelmente paralelas e uniformemente distribuídas. A escavação apresentada na Figura V.9 mostra o mergulho médio das camadas reliquiares. A Tabela V.3 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização (Ehrlich, 2004).

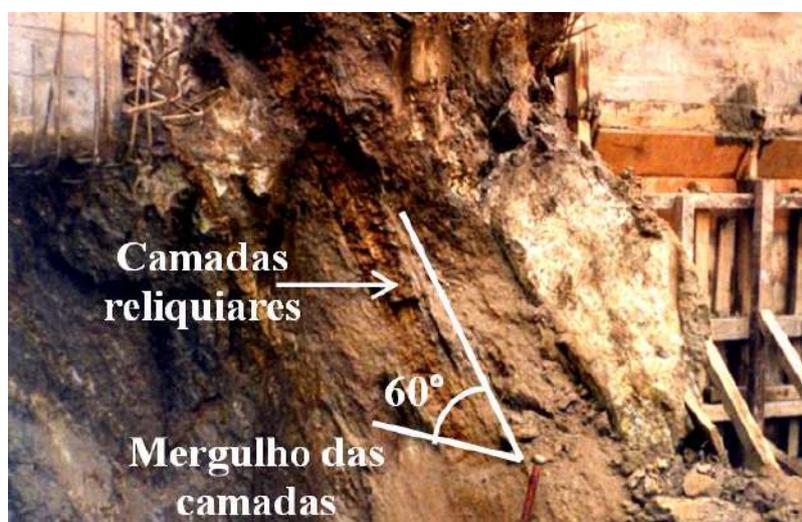


Figura V.9 – Camadas reliquiares do Morro do Caniço (ocorrência 3; Ehrlich, 2004).

Tabela V.3 – Ensaio de caracterização (ocorrência 3; Ehrlich, 2004).

Camada de solo	h_{nat} (%)	γ (kN/m ³)	Limites (%)		Granulometria (%)		
			LL	IP	<2mm	<20 μ mm	<2 μ mm
Cinza	23,5	20,0	102	77	100	52	28
Branco	9,1	19,1	NP	NP	79	13	4
Vermelho	12,3	20,2	NP	NP	99	23	10

Ocorrência 4, Morro do Caniço (Saramago et al., 2010)

Na encosta da ocorrência 4 (Saramago et al., 2010), Morro do Caniço, foram realizadas três verticais de amostragem com barrilete triplo (tipo Denison). Nas Figuras V.10(a) e V.10(b) apresentam-se detalhes das amostras coletadas nas profundidades de 8 m e 16 m, respectivamente. Observou-se a 8 m uma única camada de argila plástica de consistência muito mole com espessura variando de 3 cm a 4 cm. A 16 m (N_{SPT} 30/15) verificou-se a presença de sucessivas camadas finas de argila plástica, de espaçamento praticamente constante, como se fosse um “folheado” de argila. Os resultados dos ensaios de caracterização são mostrados na Tabela V.4.

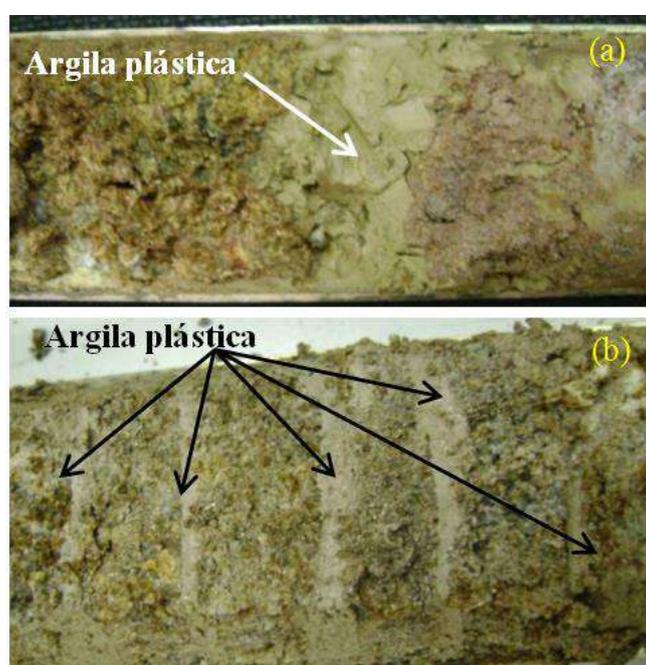


Figura V.10 – Argila plástica nas profundidades: (a) 8 m e (b) 16 m (ocorrência 4; Saramago *et al.*, 2010).

Tabela V.4 – Ensaio de caracterização (ocorrência 4; Saramago *et al.*, 2010).

Amostra	Prof. (m)	h_{nat} (%)	G_s	Limites (%)			Atividade
				LL	LP	IP	
Silte micáceo marrom claro	16,5	33,8	2,736	43	16	27	3
Silte argiloso micáceo marrom claro	21,0	42,4	2,724	50	17	33	6,6
Silte micáceo marrom claro	9,0	30,2	2,688	59	18	41	4,1
Argila siltosa micácea marrom claro	12,2	53,8	2,643	55	17	38	1,81
Silte arenoso micáceo entremeado com partes de argila branca (sedosa)	17,0	29,5	2,685	40	14	26	1,44
Argila siltosa marrom claro	20,6	31,3	2,574	47	16	31	1,35

V.3.3 – Índice de Atividade

O índice de atividade é definido como (Skempton, 1953): IP / % fração granulométrica menor que 2 μm . Considera-se o material ativo quando os valores forem superiores a 1,25. Como se observa na Tabela V.4 (Saramago *et al.*, 2010), a atividade dos solos encontrados no Morro do Caniço é muito elevada. Ehrlich (2004) relata que a amostra de argila cinza da ocorrência 3, também Morro do Caniço, apresenta atividade de 2,75. Na ocorrência 1 (Ehrlich e Silva, 2012), situada no Morro da Boa Viagem, os resultados na camada de solo cinza argilo-arenoso laminado também demonstram a presença de argila de alta atividade (2,73) e expansão superior a 11%. Ressalta-se que argilas ativas têm características de expansibilidade e perda de resistência quando submetidas a acréscimos no teor de umidade.

V.3.4 – Parâmetros de Resistência

Ocorrência 1, Morro Boa Viagem (Ehrlich e Silva, 2012) – Objeto da Pesquisa

Ensaios de cisalhamento direto foram realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ em amostras de solo retiradas na base da escavação (cota +45,8 m) do Morro de Boa Viagem (ocorrência 1; Ehrlich e Silva, 2012). As amostras foram ensaiadas nas condições de umidade natural e submersas em água. Nos ensaios buscou-se que a direção do plano de ruptura coincidissem com as camadas reliquiárias. Observou-se para o solo cinza argilo-arenoso laminado um valor nulo para coesão e um ângulo de atrito de pico, ϕ_p , variando entre 29° e 31°. Os valores do ângulo pós-pico, ϕ_{pp} , variaram de 17° a 25° (Figura V.11). Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto não apresentaram uma variação importante nos parâmetros de resistência nas condições de corpo de prova nas condições não saturada e submersa. A alta atividade das camadas reliquiárias propicia a absorção de água dos solos circundantes, de tal forma que se encontram *in situ* em uma condição praticamente saturada, mesmo estando bastante acima do nível d'água.

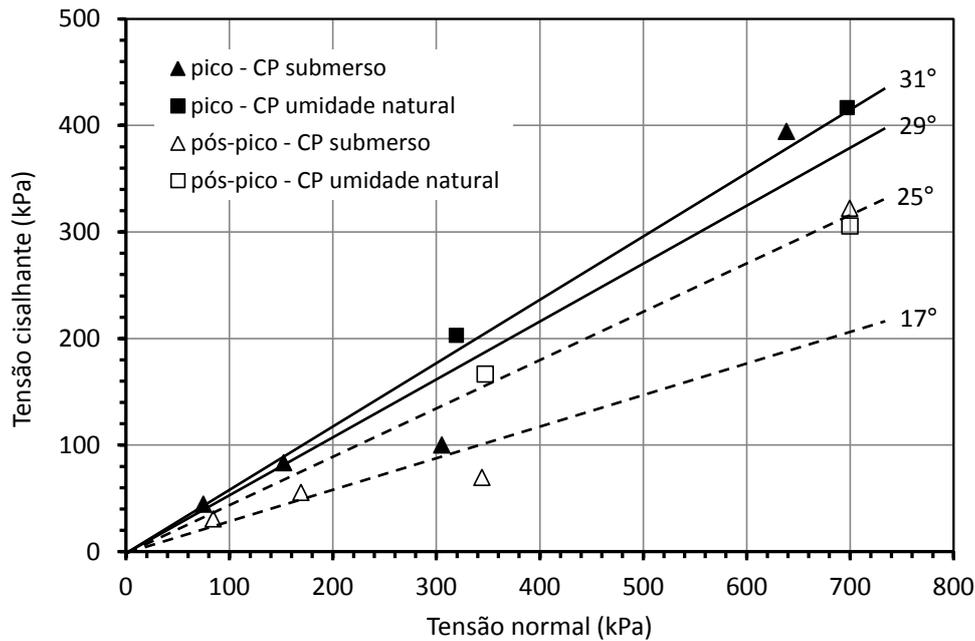


Figura V.11 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto – ocorrência 1 (Morro Boa Viagem; Ehrlich e Silva, 2012).

Ensaio triaxiais tipo CD efetuados no Laboratório de Geotecnia da PUC (outubro de 2003), em amostra indeformada tipo Denison, retirada na cota +52,3 m, indicaram parâmetros de resistência que não levaram em consideração a direção das camadas reliquias. Os resultados dos ensaios triaxiais indicaram a uma coesão de 87,5 kPa e ângulo de atrito de 36° (Tabela V.5). Chama-se atenção para esse tipo de análise, em que o comportamento do solo é influenciado pela direção das camadas reliquias de baixa resistência em relação à face da escavação. Na direção ortogonal tem-se mobilizadas todas as camadas reliquias ao mesmo tempo, sendo o comportamento completamente diferente. Quando se faz um ensaio triaxial sem buscar a direção camadas reliquias de baixa resistência pode-se obter parâmetros de resistência bastantes mais elevados.

Os parâmetros de resistência de pico dos ensaios triaxiais foram definidos através dos diagramas $p \times q$, assumindo-se como válido o critério de ruptura de Mohr Coulomb (Figura V.12). Os índices físicos dos corpos de prova são apresentados na Tabela V.6. Na Tabela V.7 apresenta-se a variação do módulo de elasticidade do solo em função das tensões confinantes, obtida através dos resultados de construção do gráfico $\sigma_d \text{ versus } \epsilon_a$ (Figura V.13).

Tabela V.5 – Resultados dos ensaios triaxiais drenados (ocorrência 1, Morro Boa Viagem; PUC, 2003).

Tensão	Condições na Ruptura			Parâmetros de Resistência				
	σ_c (kPa)	ε_a (%)	q_f (kPa)	p_f (kPa)	a (kPa)	c (kPa)	α (°)	ϕ (°)
50	3,28	246,6	296,6					
100	0,22	183,5	283,5					
150	3,48	369,4	519,4	70,7	87,5	30,5	36,1	
300	2,24	610,6	910,6					

Tabela V.6 – Índices físicos dos corpos de prova dos ensaios triaxiais drenados (ocorrência 1, Morro Boa Viagem; PUC, 2003).

σ_c (kPa)	γ_t (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w_i (%)	e	S (%)	w_f (%)
50	20,90	18,60	12,73	0,42	81,00	15,70
100	20,43	17,97	13,71	0,47	78,40	14,23
150	20,00	17,40	15,27	0,52	78,60	16,25
300	20,43	18,06	13,12	0,46	76,20	12,86

γ_t e γ_d = pesos específicos iniciais total e seco;
 w_i e w_f = teores de umidade inicial e ao final do ensaio;
 e = índice de vazios inicial;
 S = grau de saturação inicial.

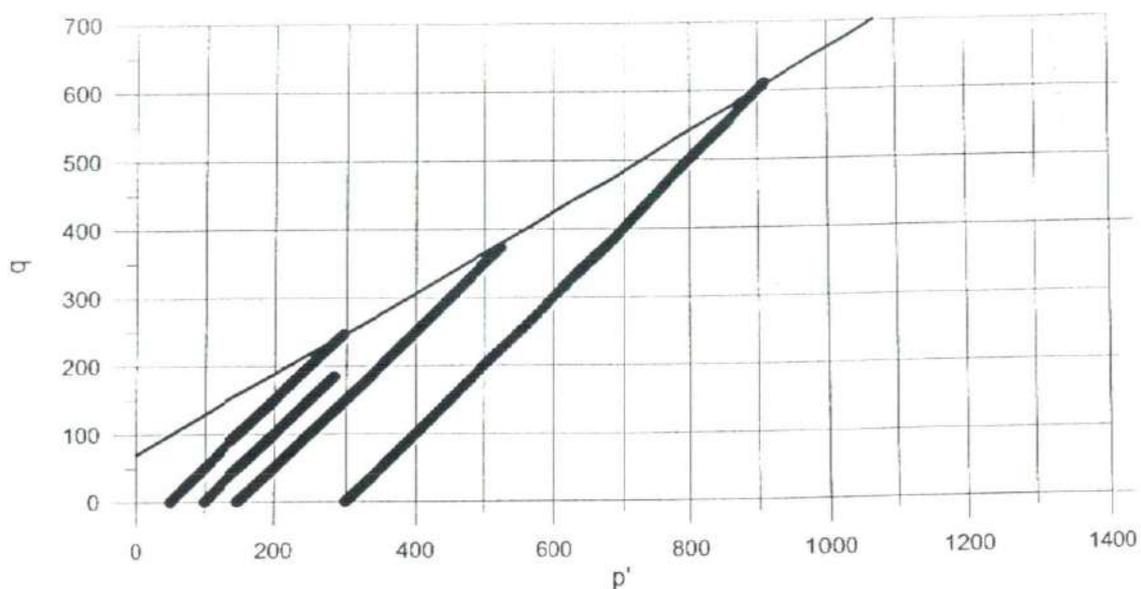


Figura V.12 – Trajetórias de tensões seguídas no ensaio triaxial drenado (ocorrência 1, Morro Boa Viagem; PUC, 2003).

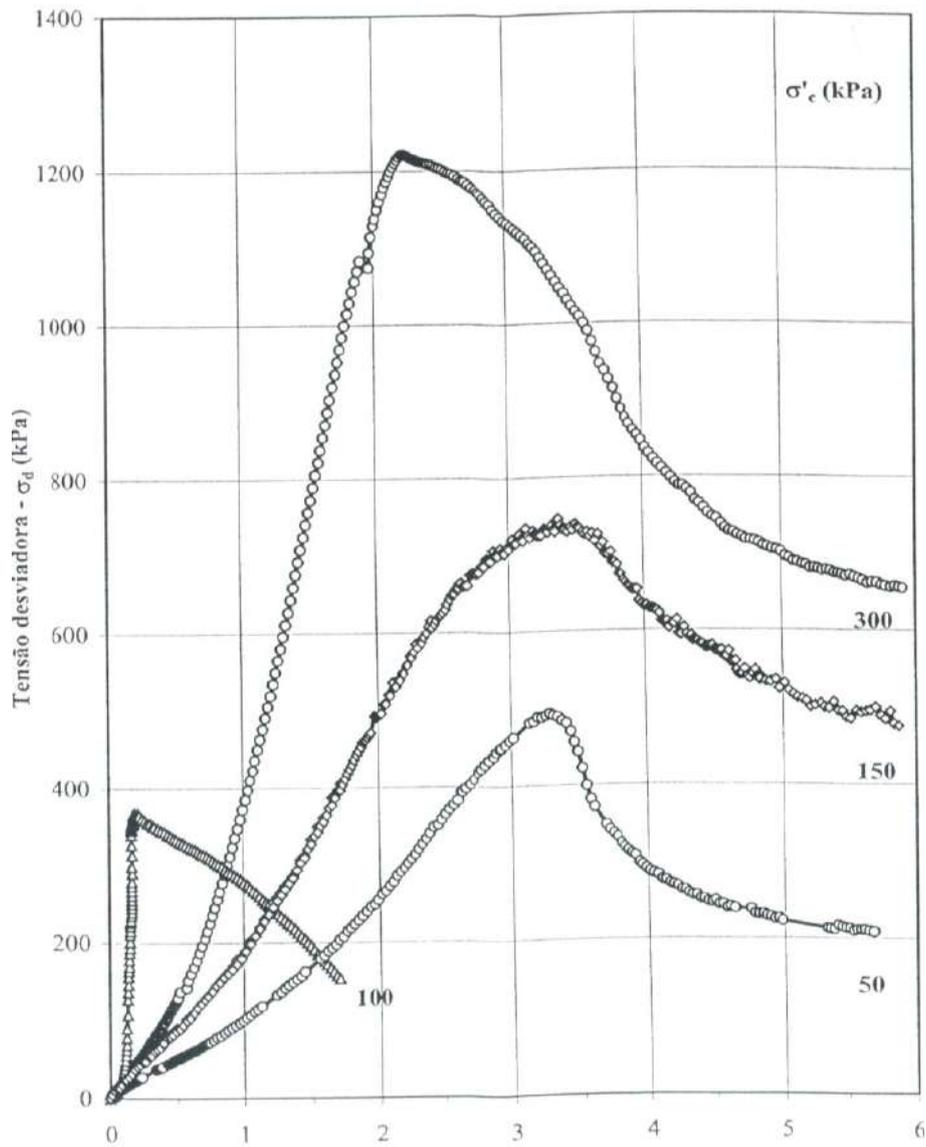


Figura V.13 – Ensaio triaxial drenado: tensão desviadora (σ_d) versus deformação axial (ϵ_a %) - ocorrência 1, Morro Boa Viagem (PUC, 2003).

Tabela V.7 – Módulos de elasticidade em função das tensões confinantes (σ_c).

σ_c (kPa)	E (kPa)
50	20.000
150	30.000
300	80.000

Ocorrência 2, Morro Boa Viagem (Gomes da Silva, 2006; Lima, 2007 e Saré, 2007)

Na região da ocorrência 2, Lima (2007) realizou ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova obtidos de amostras indeformadas de solo residual jovem e maduro. Os ensaios foram realizados nas condições de umidade natural e submersos em água. Os corpos de prova do solo residual jovem foram moldados com as camadas reliquiarias paralelas e perpendiculares ao plano de ruptura. As envoltórias de resistência dos ensaios são apresentadas nas Figuras V.14 a V.16.

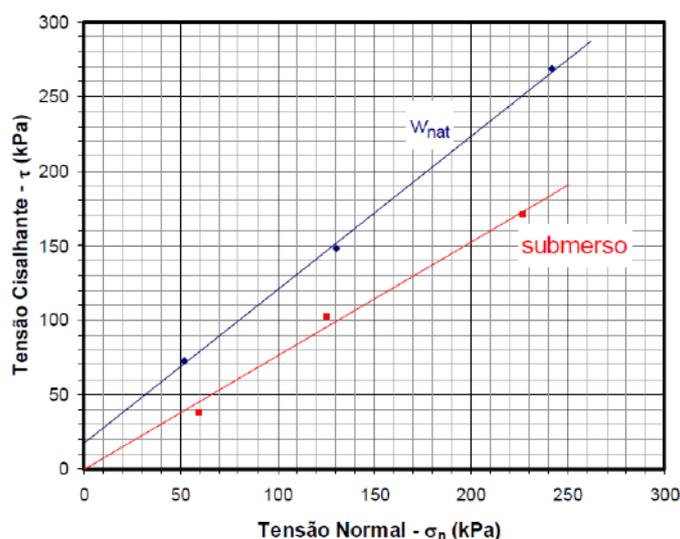


Figura V.14 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo residual maduro (ocorrência 2, Morro Boa Viagem; Lima, 2007).

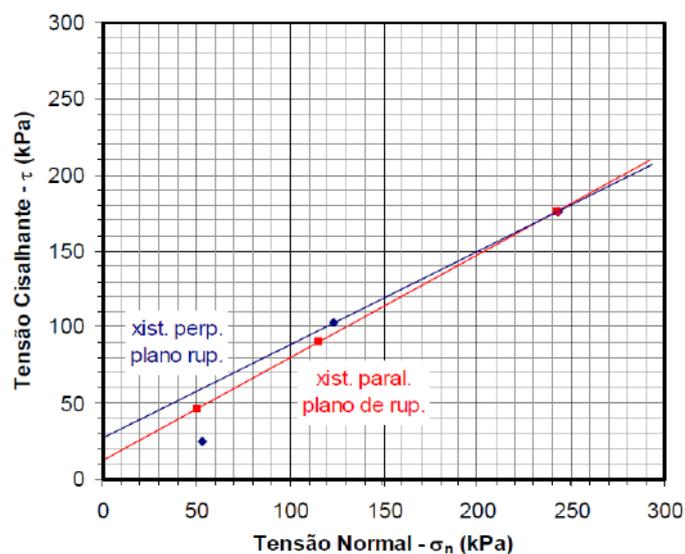


Figura V.15 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo residual jovem (ocorrência 2, Morro Boa Viagem; Lima, 2007).

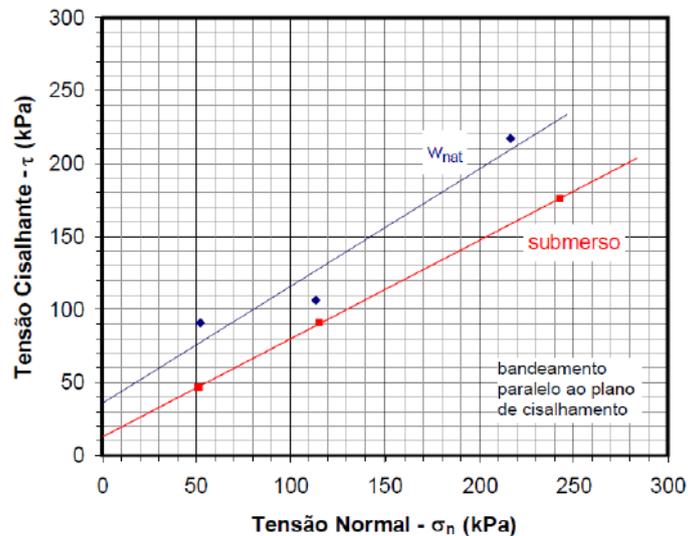


Figura V.16 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo residual jovem (ocorrência 2, Morro Boa Viagem; Lima, 2007).

Lima (2007) concluiu que o solo exibe um comportamento levemente anisotrópico, quanto à resistência. O material apresentou maior coesão ($c' = 27,5 \text{ kPa}$) quando ensaiado com as camadas reliquias perpendiculares ao plano de ruptura do que com as camadas paralelas ao plano de ruptura ($c' = 12,3 \text{ kPa}$). O ângulo de atrito de resistência máxima variou de $31,4^\circ$ para 34° . Os ensaios realizados em corpos de prova na umidade natural e na condição submersa (ambos com as camadas reliquias paralelas ao plano de ruptura) destacaram a influência da sucção na resistência ao cisalhamento do material, havendo uma redução do intercepto de coesão de $36,3 \text{ kPa}$ para $12,3 \text{ kPa}$ e do ângulo de atrito de $38,7^\circ$ para 34° . A Tabela V.8 apresenta um resumo com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela V.8 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos residuais maduro e jovem obtidos por ensaios de cisalhamento direto (ocorrência 2, Morro Boa Viagem; Lima, 2007).

Material	Cota (m)	Ensaio	coesão (kPa)	ângulo de atrito
B2M maduro	+56	CP w_{nat}	16,9	$45,9^\circ$
		CP w_{sub}	0	$37,3^\circ$
B5M jovem	+39	CP w_{sub} (PR//)	12,3	$34,0^\circ$
		CP w_{nat} (PR//)	36,3	$38,7^\circ$
		CP w_{sub} (PR⊥)	27,5	$31,4^\circ$

Onde: CP w_{nat} = corpo de prova cisalhado na umidade natural; CP w_{sub} = corpo de prova cisalhado em condições de submersão em água; PR // = plano de ruptura paralelo à xistosidade; PR⊥ = plano de ruptura perpendicular à xistosidade.

Lima (2007) realizou ensaios triaxiais drenados de carregamento axial (CID) e de descarregamento lateral (CID-E), visando a determinação dos parâmetros de deformabilidade e de resistência representativos dos solos residuais maduro e jovem (Figura V.17). Para avaliar o efeito de escala, os ensaios foram realizados em corpos de prova com diferentes dimensões (38,1 x 76,2 mm e 101,6 x 180,0 mm - diâmetro x altura). Nos ensaios triaxiais (CID) os corpos de prova foram moldados seguindo duas orientações das camadas reliquias em relação à direção da tensão principal maior. A influência da sucção no comportamento tensão deformação-resistência do solo residual jovem foi avaliada através de ensaios em corpos de prova nas condições de umidade natural e saturada.

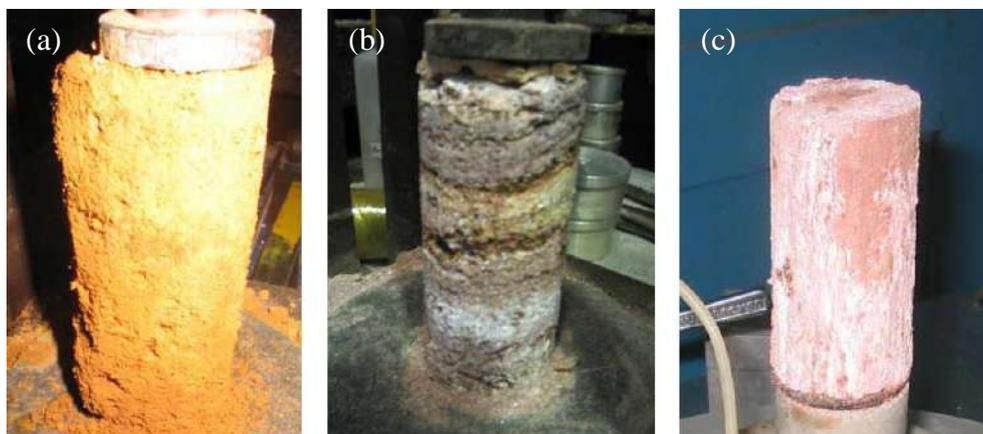


Figura V.17 – Corpos de prova ($d=38,1$ mm) para os ensaios triaxiais: (a) solo residual maduro; (b) solo residual jovem - camadas perpendiculares; e (c) solo residual jovem - camadas paralelas (ocorrência 2, Morro Boa Viagem; Lima, 2007).

Lima (2007) resumiu os resultados dos ensaios (Tabela V.9) para demonstrar a influência da sucção, a avaliação da anisotropia (direção de carregamento dos corpos de prova - ensaios realizados com as camadas ortogonais e paralelas à direção da tensão principal maior), o efeito de escala e o tipo de trajetória de tensões seguida nos ensaios, nos parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos. Os valores dos módulos de deformabilidade correspondentes a 50% da tensão desviadora aplicada na ruptura foram plotados em função da tensão efetiva confinante (Figura V.18). Os resultados detalhados e discussões são apresentados em Lima (2007) e Saré (2007).

Tabela V.9 – Parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos nos ensaios triaxiais CID e CID-E (ocorrência 2, Morro Boa Viagem; Lima, 2007).

Material	Cota (m)	Direção da moldagem	ϕ_{CP}	condição do ensaio	Tensão confinante (kPa)	E_{50} (MPa)	U_{50}	Parâmetros de resistência	
Solo residual maduro	B2M*	---	1½"	CP saturado	50	18,1	0,36	c'=14,1kPa ϕ' =27,1°	
					100	4,7	0,17		
					200	10,9	0,14		
					300	7,5	0,23		
	B3MS**	+34	---	1½"	CP w_{nat} ($w_o \approx 13\%$)	100	8,1	0,44	c=27,3kPa ϕ =23,0°
						250	18,7	0,39	
						300	19,6	0,40	
B3MS**	+34	---	1½"	CP saturado	100	6,5	0,42	c'=11,5kPa ϕ' =25,0°	
					250	16,9	0,41		
					300	17,0	0,40		
Solo residual jovem	B6M*	vertical	1½"	CP w_{nat} ($w_o = 1,5\%$)	100	27,2	0,37	c=174,7kPa ϕ =23,7°	
					300	55,8	0,29		
		horizontal	1½"	CP saturado	100	10,1	0,33	c'=53,1kPa ϕ' =21,4°	
					300	30,3	0,20		
		vertical	1½"	CP saturado	100	17,5	0,33	c'=35,4kPa ϕ' =26,7°	
					200	31,5	0,31		
	300	20,9	0,32						
	vertical	4"	CP saturado	100	14,5	0,36	c'=55,9kPa ϕ' =26,4°		
				200	34,5	0,26			
	300	48,0	0,29						
	B6MS**	+21	vertical	1½"	CP w_{nat} ($w_o \approx 5\%$)	150	40,9	0,42	c=51,9kPa ϕ =18,7°
						300	53,6	0,40	
400						87,3	0,39		
vertical		1½"	CP saturado	150	27,0	0,43	c'=35,9kPa ϕ' =23,6°		
				300	45,7	0,42			
				400	62,6	0,41			

Obs: *Ensaio triaxiais CID ** Ensaio triaxiais CID-E

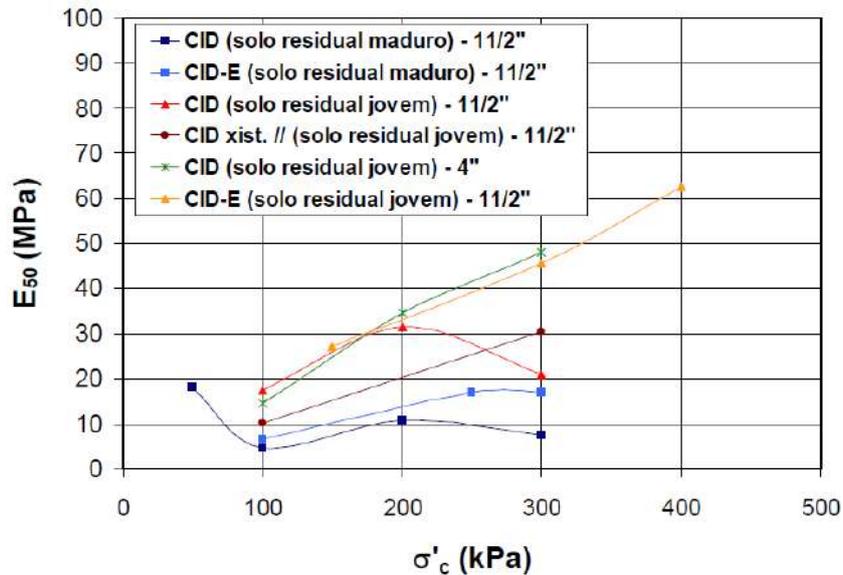


Figura V.18 – Comparação entre os módulos de deformabilidade E_{50} para os ensaios CID e CID-E - CPs saturados (ocorrência 2, Morro Boa Viagem; Lima, 2007).

Lima (2007) apresenta os valores de p' e q no instante da ruptura para todos os ensaios executados com corpos de prova saturados (Figuras V.19 e V.20). Os parâmetros de resistência foram calculados a partir dos valores de a' e α' , fornecidos pela envoltória transformada (Lambe e Whitman, 1969).

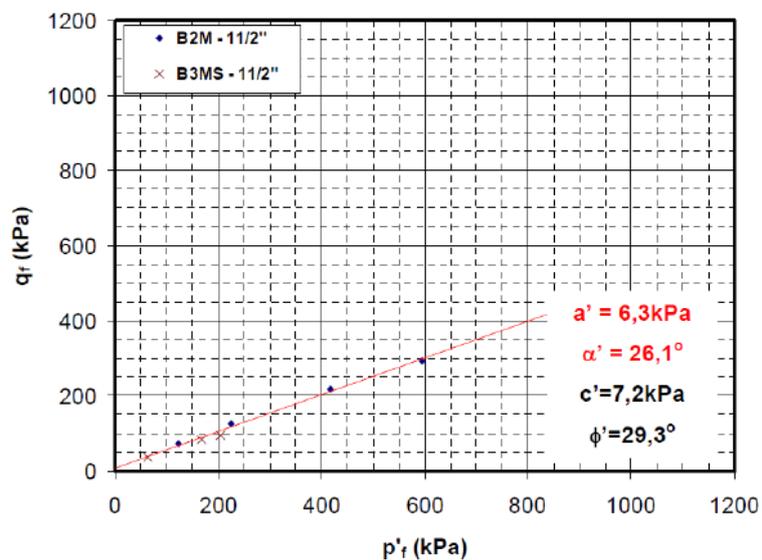


Figura V.19 – Envoltória transformada do solo residual maduro, com corpos de prova na condição saturada (ocorrência 2, Morro Boa Viagem; Lima, 2007).

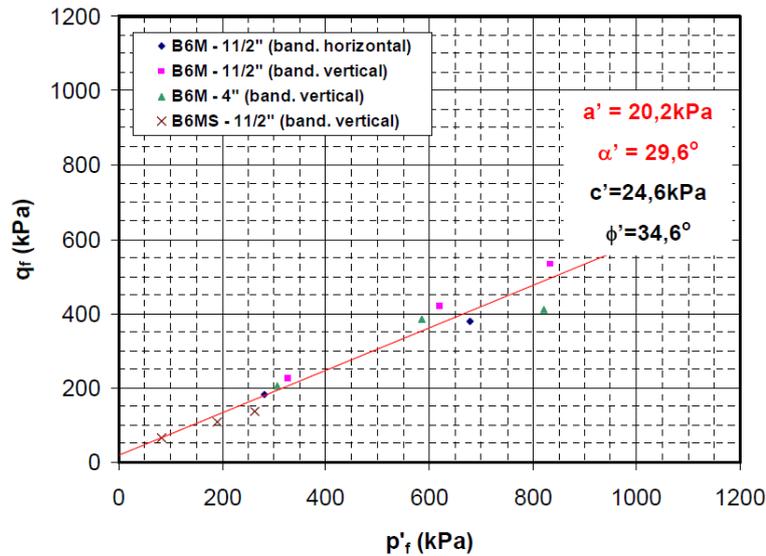


Figura V.20 – Envoltória transformada do solo residual jovem, com corpos de prova na condição saturada (ocorrência 2, Morro Boa Viagem; Lima, 2007).

Ocorrência 4, Morro do Caniço (Saramago et al., 2010)

Na ocorrência 4 (Morro do Caniço; Saramago *et al.*, 2010) os ensaios de cisalhamento direto lentos foram conduzidos na amostra de solo silte micáceo marrom claro (amostra 1 - prof. 16,5 m) em corpos de prova nas condições de umidade natural e submersa. A amostra de solo silte arenoso micáceo entremeado com partes de argila branca sedosa (amostra 5 - prof. 17 m) foi ensaiada com CPs submersos. Os resultados dos ensaios são apresentados na Figura V.21. Na amostra 1 o valor do ângulo de atrito foi de aproximadamente 24°, com intercepto de coesão próximo a zero. A amostra 5 apresentou ângulo de atrito em torno de 12° e intercepto de coesão da ordem de 10 kPa.

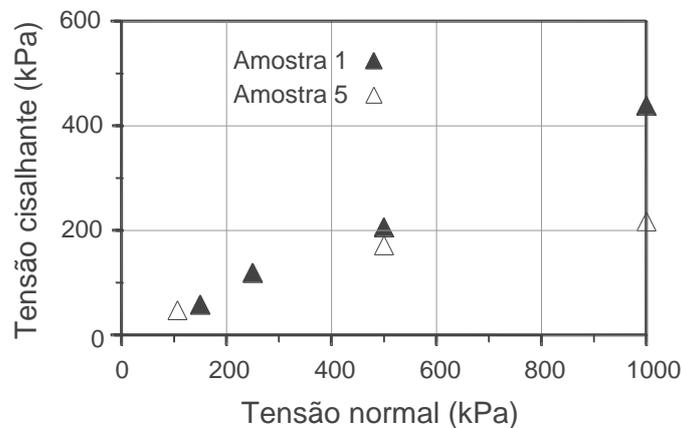


Figura V.21 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto – ocorrência 3 (Morro do Caniço; Saramago *et al.*, 2010 adaptado por Ehrlich *et al.*, 2013).

Ocorrência 3, Morro do Caniço (Ehrlich, 2004)

Nas amostras de solo da ocorrência 3 (Morro do Caniço; Ehrlich, 2004) foram realizados ensaios de cisalhamento direto drenado na direção paralela às camadas reliquiárias. Os resultados dos ensaios são apresentados na Figura V.22. Observa-se que o solo cinza apresenta resistência ao cisalhamento significativamente baixa em comparação com as camadas de solos branco e vermelho. A resistência de pico ao cisalhamento para o solo cinza ocorreu de 1 mm a 2,5 mm de deslocamento, em função do valor da tensão confinante. Para obtenção da resistência pós-pico foi usado o deslocamento de 7 mm.

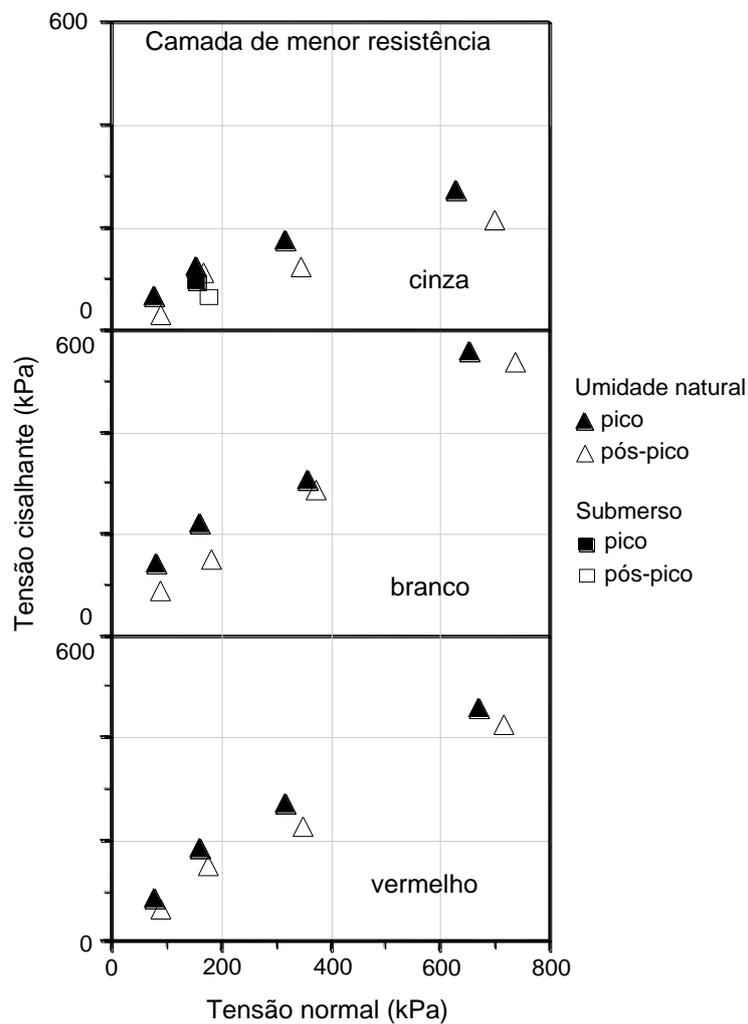


Figura V.22 – Resultados dos ensaios de cisalhamento direto – ocorrência 3 (Morro do Caniço; Ehrlich, 2004 adaptado por Ehrlich *et al.*, 2013).

V.4 – MECANISMOS DE RUPTURA

Camadas reliquiárias de baixa resistência dentro de uma matriz de camadas de solos mais resistentes quando escavadas na direção paralela resulta na mobilização de ruptura planar que mantém, em linhas gerais, a inclinação dessas camadas reliquiárias (Figura V.23). Na Figura V.24 apresentam-se rupturas mobilizadas na ocorrência 1 (Morro Boa Viagem; Ehrlich e Silva, 2012).

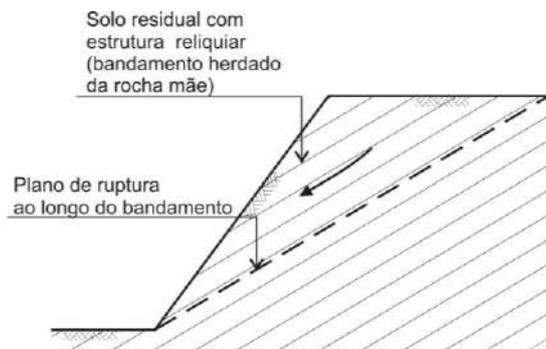


Figura V.23 - Ruptura planar em solo residual de gnaiss com anisotropia de resistência devido ao bandamento da rocha mãe (Geo-Rio, 2014).



Figura V.23 – Rupturas na ocorrência 1 (Morro Boa Viagem; Ehrlich e Silva, 2012).

CAPÍTULO VI

ESTABILIZAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DA ESCAVAÇÃO

Uma escavação foi executada para construção de um empreendimento imobiliário em Niterói/RJ. O projeto original previa dois lances de cortinas ancoradas com alturas variando de 10 a 17 m, perfazendo desníveis de até 31 m. Durante a execução da cortina superior verificou-se, paralela a esta, a cerca de 30 m a montante da encosta uma trinca com abertura de 23 cm. Tal levou a medidas emergenciais e paralisação da obra para elaboração de estudos adicionais. Estudo do problema indicou que no solo em questão apresentavam-se camadas reliquias de menor resistência que se sucediam entre outras muito resistentes, com atitude desfavorável ao equilíbrio da escavação. Estas camadas não foram detectadas nos ensaios de campo que deram suporte à elaboração do projeto original. O projeto original foi reavaliado, decidindo-se pelo emprego de solo grampeado para continuidade da escavação do trecho inferior. Um programa de monitoração foi implantado para acompanhamento das movimentações e tensões nos grampos.

VI.1 – Histórico de Execução das Estruturas de Contenção e Estabilização da Escavação

Projeto Original P0

Para elaboração do projeto original (P0), estrutura de contenção composta por dois lances de cortinas ancoradas com alturas variando de 10 m a 17 m, consideraram-se topografia e perfis individuais de sondagens à percussão. A base da cortina superior foi projetada na cota +54,3 m e o topo variava entre as cotas +64,5 e +73,8 m. A base da cortina inferior deveria se situar entre as cotas +39,0 e +42,0 m. A topografia primitiva do terreno mostrava uma encosta íngreme, com inclinação variando entre 40° e 45°, coberta por vegetação rasteira. As sondagens apresentaram um perfil de intemperismo típico de solos residuais de gnaiss e valores de resistência à penetração N_{SPT} elevados (>14) e crescentes com a profundidade. A planta baixa do empreendimento e a seção transversal típica da estrutura de contenção do projeto original são apresentadas na

(29/06/2003). Verificaram-se deformações excessivas que levaram a uma trinca contínua (Figura VI.3) a montante da cortina de 30 m de extensão e 0,23 m de abertura (30/06/2003), denotando a presença de uma grande cunha de ruptura pré-existente. Tal levou a medidas emergenciais e paralisação da obra para elaboração de estudos adicionais. Adotaram-se as seguintes ações emergenciais: (i) selagem da trinca com calda de cimento; (ii) redução parcial da carga nas ancoragens sobrecarregadas; e (iii) retaludamento do terreno a montante da cortina (Figura VI.4).



Figura VI.3 – Aparecimento de trinca na encosta a montante da cortina ancorada.



Figura VI.4 – Retaludamento do terreno a montante da cortina ancorada.

Instrumentação 01, Investigações Adicionais e Reforço da Cortina Ancorada

Em paralelo às medidas emergenciais, julho de 2003, instalaram-se células de carga nas ancoragens, pinos de controle topográfico no topo da cortina e dois inclinômetros, um a montante (I2) e outro a jusante (I1) da cortina ancorada. As leituras inclinométricas indicaram movimentação no inclinômetro de montante (I2), mostrando presença de uma cunha de ruptura a 9 m de profundidade em relação à superfície do terreno. O inclinômetro inferior (I1), de jusante, não apresentou deslocamentos consideráveis, que caracterizassem a presença de superfície de ruptura sob a cortina ancorada.

Uma nova investigação geotécnica foi realizada, envolvendo ensaios de laboratório e de campo. Amostras indeformadas, obtidas com amostrador Denison, foram retiradas para realização de ensaios de cisalhamento direto e triaxiais. Os resultados dos ensaios são apresentados no Capítulo V. Sondagens à percussão e rotativa revelaram um perfil, composto por solos residuais, que se mostrou mais avermelhado na camada superior (Figura VI.4), solo residual maduro, e esbranquiçado na parte inferior, solo residual jovem. No solo residual jovem pode ser observada claramente a presença de camadas reliquiares (Figura VI.5). Estas camadas reliquiares com propriedades geotécnicas variáveis não foram detectados nos ensaios de campo que deram suporte à elaboração do projeto original P0.



Figura VI.5 – Exposição das camadas reliquiares.

Os estudos preliminares demonstraram que medidas adicionais deveriam ser tomadas para garantir a segurança da obra. Além da reconfiguração da encosta a

montante da cortina superior e intervenções nas ancoragens, também foi necessária a instalação de duas linhas de ancoragens adicionais posicionadas no mesmo nível das duas últimas linhas de ancoragens da cortina.

Continuidade da Escavação

Com base na presença das camadas reliquias e nos parâmetros de resistência das camadas de baixa resistência foram elaboradas análises, que deram origem a um novo projeto de estabilização (Projeto P1). Decidiu-se pela técnica de solo grampeado para o avanço da escavação até as cotas finais de projeto (+39m e +42m), num desnível aproximado de 12 a 15m. Um programa de monitoração complementar foi implantado para acompanhamento das tensões nos grampos e deslocamentos no maciço de solo e estruturas de contenção.

Projeto P1, Escavação em Solo Grampeado

Na Figura VI.6 apresenta-se a configuração típica da seção transversal do Projeto P1. Para a conformação dos grampos utilizaram-se barras de aço CA50 de 32 mm de diâmetro posicionadas em furos pré-abertos de 75 mm injetados com calda de cimento. Os grampos apresentavam 10 m e 12 m de comprimento, de acordo com o segmento escavado. O espaçamento horizontal dos grampos foi fixado em 1,5 m e o espaçamento vertical variou entre 1,7 e 2,0 m, conforme trecho escavado. Adotou-se faceamento com inclinação de 82° em concreto projetado (100 mm de espessura) e tela metálica. Nas faces laterais da escavação (transversais às camadas reliquias), seções muito mais estáveis, os grampos foram executados com barras de aço CA50 de 25 mm de diâmetro, 6 m de comprimento e espaçamentos horizontais e verticais iguais a 2,6 m. Na escavação ortogonal à direção da praia, a resistência das camadas reliquias é muito superior, pois são mobilizadas todas em conjunto.

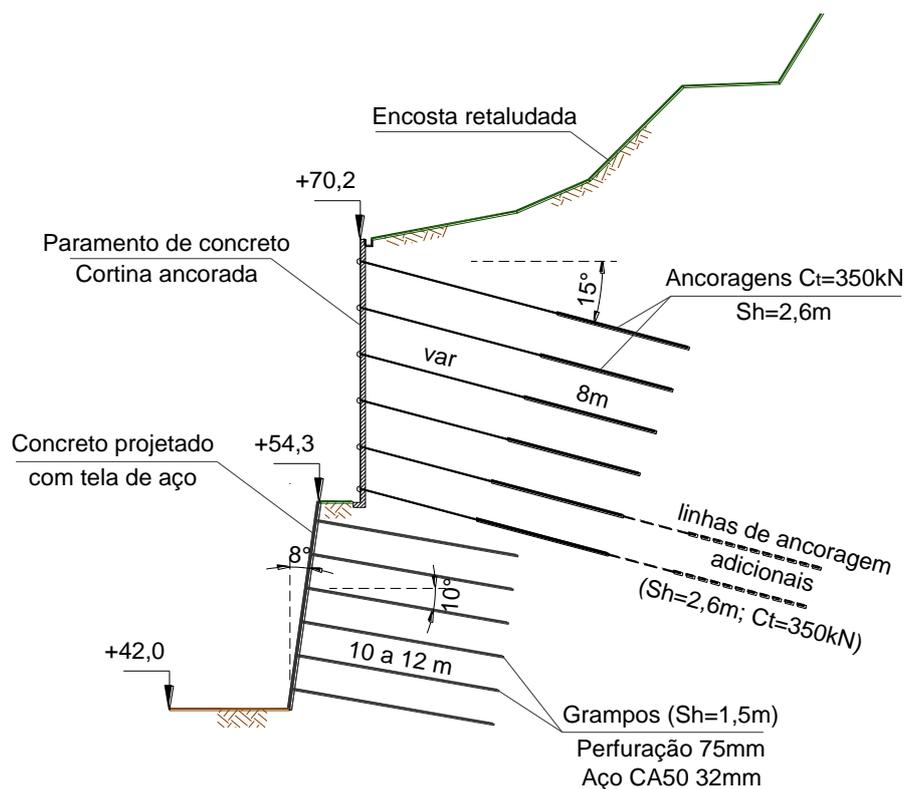


Figura VI.6 – Seção transversal típica da estrutura de contenção projetada para estabilização da escavação (Projeto P1).

Em Outubro de 2005, concluída a escavação em solo grampeado, as deformações, a velocidades mais lentas, continuaram progredindo. Durante a execução foram observados em alguns trechos camadas reliquias com inclinações inferiores ($\theta=58^\circ$) às consideradas quando do projeto de estabilização ($\theta=70^\circ$), que são mais favoráveis à estabilidade. As cargas medidas nos grampos apresentaram valores superiores aos previstos. As tensões e deformações também poderiam ser aumentadas pelas escavações adicionais necessárias para implantação das sapatas de fundação dos prédios. Objetivando manter as tensões dos grampos dentro de condições de trabalho do aço foi desenvolvido o Projeto P2 para reforçar o solo grampeado e a cortina ancorada.

Projeto P2, Reforço da Estrutura de Contenção

Entre fevereiro e maio de 2006 o solo grampeado e a cortina ancorada foram reforçados com ancoragens adicionais, conforme apresentado na Figura VI.7. Na cortina, as ancoragens, com carga de trabalho de 350 kN, foram distribuídas na região inferior entre as duas ancoragens adicionais executadas logo após a ruptura. Visando restringir as deformações no solo grampeado na região de maiores deslocamentos,

executaram-se um painel de cortina ancorada com duas linhas de ancoragem a cada 3 m, com carga de trabalho de 200 kN. Na Figura VI.8 apresentam-se fotografias do sistema de contenção em execução.

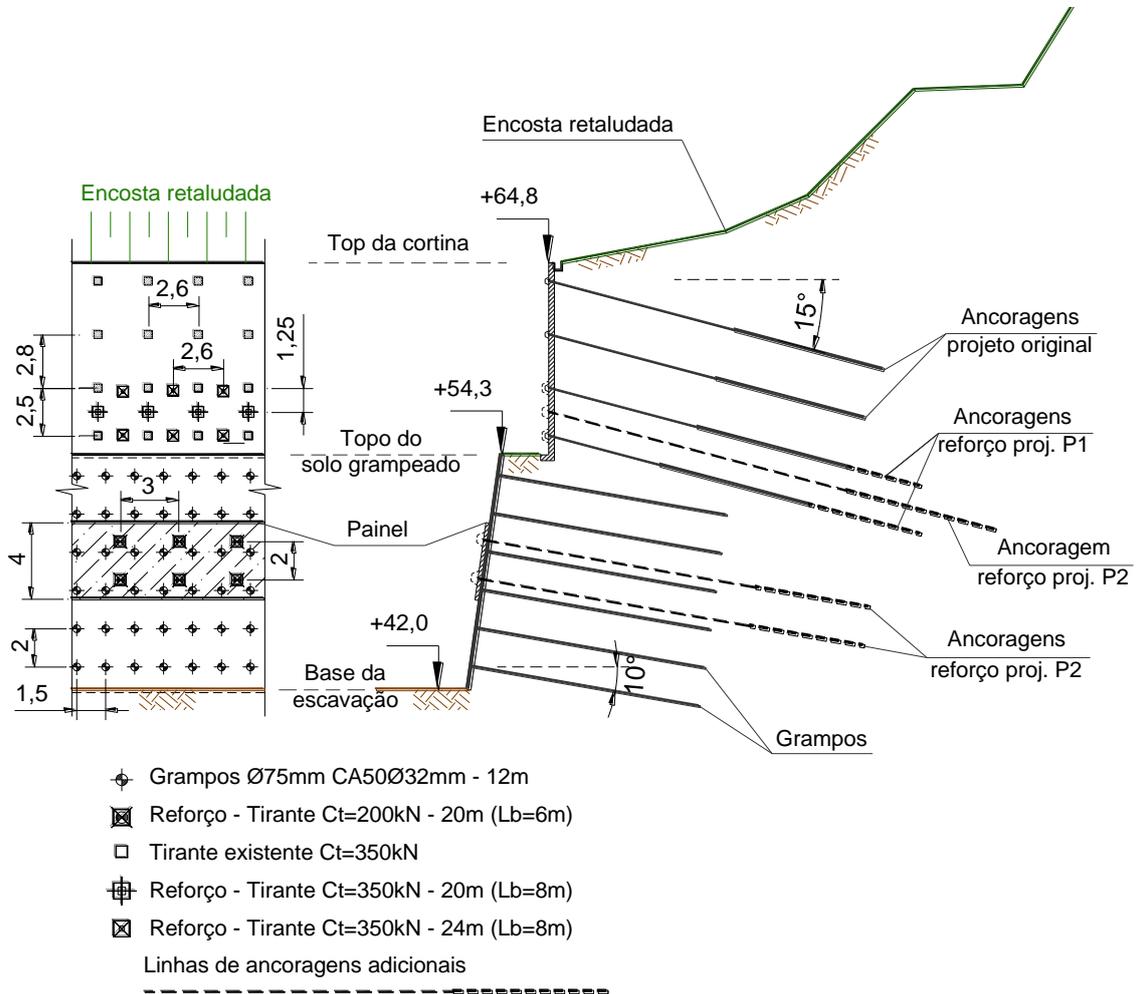


Figura VI.7 – Seção transversal e vista frontal típicas do reforço da estrutura de contenção (Projeto P2).



Figura VI.8 – Registro fotográfico da sistema de contenção composto por cortina ancorada (superior) e solo grampeado (inferior): (a) visão aérea; (b) lateral esquerda; (c) lateral direita e (d) vista frontal da obra em execução.

VI.2 – Instrumentação

Conforme relatado, dois programas de instrumentação foram implantados, um após aparecimento de trinca no terreno a montante da cortina ancorada, quando da execução do primeiro lance de cortina previsto no projeto original (P0), e outro antes de recomençar a segunda fase de escavação em solo grampeado (projeto P1).

A primeira monitoração, iniciada em julho de 2003, consistiu no acompanhamento da movimentação da cortina ancorada e das deformações horizontais em profundidade. Instalaram-se pinos de controle topográfico no topo da cortina ancorada e duas verticais de inclinômetros (I1 e I2), uma montante e outra a jusante da cortina. Com base nos resultados desse programa de monitoração foram instaladas duas linhas de ancoragens adicionais na cortina ancorada.

Em junho de 2005, antes da execução do solo grampeado no trecho inferior, outro programa de instrumentação foi implantado para acompanhar o comportamento da obra durante e após sua execução. Complementou-se a monitoração das leituras inclinométricas e dos deslocamentos da contenção. Através da técnica de extensometria foram monitoradas as tensões de tração nos grampos.

Três inclinômetros foram instalados, um em substituição ao inclinômetro I1 e dois (I3 e I4) para acompanhar os deslocamentos horizontais em mais uma seção transversal do maciço. Implantaram-se então duas seções transversais cada uma com duas verticais inclinométricas, seções I1/I2 e I3/I4. Os inclinômetros I2 e I3 foram posicionados a montante da cortina e os inclinômetros I1 e I4 na banquetta entre o topo do solo grampeado e a base da cortina. A seção I1/I2, com menor altura de contenção, apresenta camadas reliquiares como inclinação de 58° e a seção I3/I4, de maior altura, inclinações variando de 70° a 80°.

Houve continuidade no controle topográfico dos pinos. Medições das movimentações no topo do solo grampeado, topo e base da cortina ancorada e entre juntas dos painéis da cortina foram efetuadas. Foram instrumentados 12 grampos com *strain gages* distribuídos ao longo das barras de aço, sendo instalados em duas seções adjacentes (S1 e S2). Na Figura VI.9 apresenta-se a locação da instrumentação, incluindo a direção dos eixos principal (A) e secundário (B) dos inclinômetros.

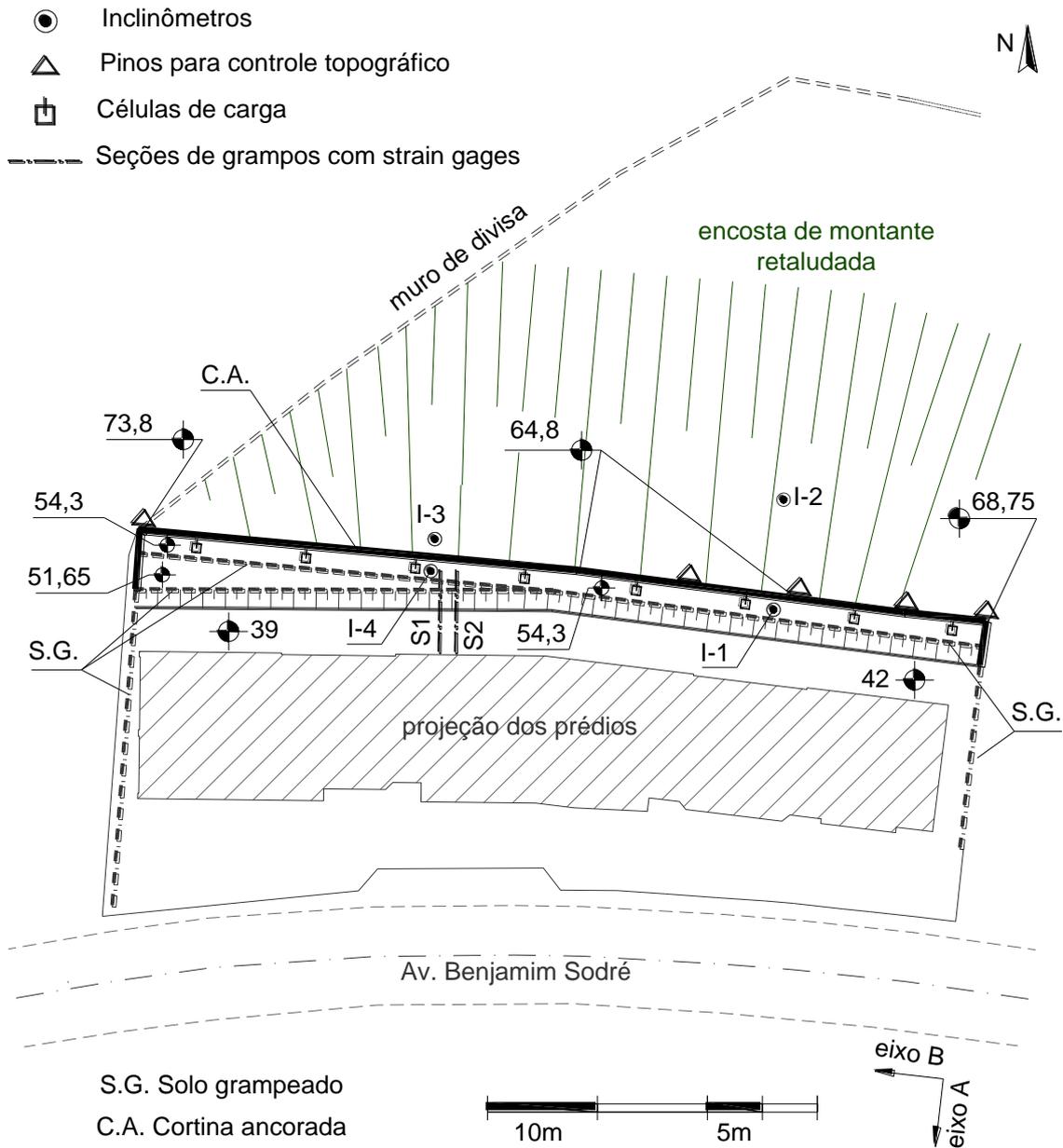


Figura VI.9 – Localização da instrumentação.

As seções transversais típicas da instrumentação instalada são apresentadas nas Figuras VI.10 e V.11. As duas seções de grampos instrumentados com *strain gages* foram posicionados praticamente no mesmo alinhamento da seção formada pelas verticais inclinométricas I3/I4. Na seção I1/I2 a vertical inclinométrica I2 foi instalada mais a montante do paramento da cortina ancorada. Já o inclinômetro I3 da seção I3/I4 foi posicionado mais próximo da cortina.

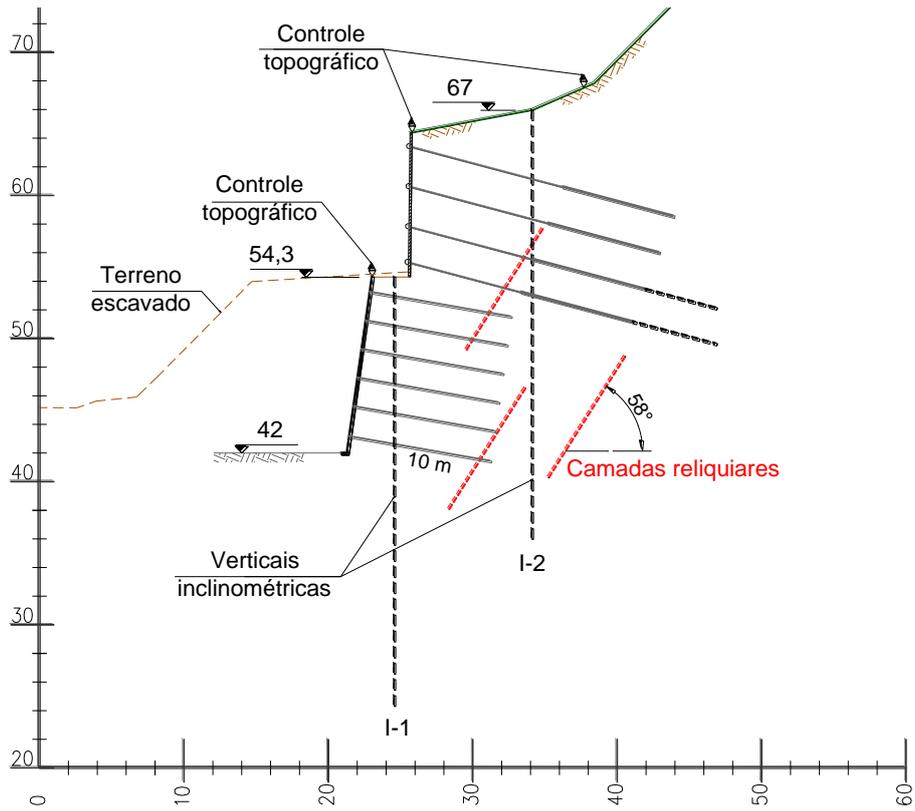


Figura VI.10 – Seção transversal da vertical inclinométrica I1/I2.

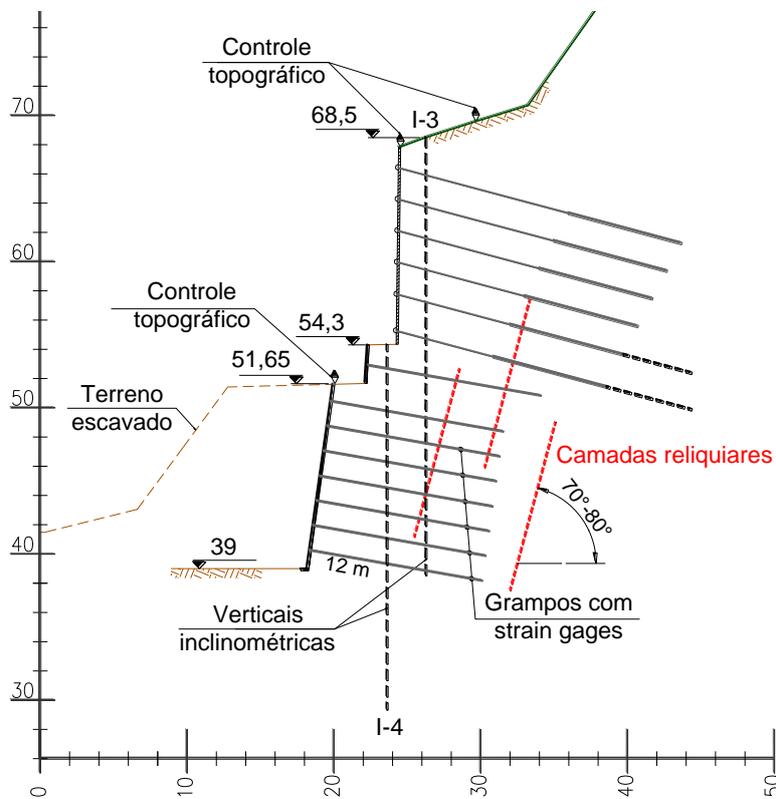


Figura VI.11 – Seção transversal da vertical inclinométrica I3/I4 e grampos instrumentados.

VI.4.1 – Inclínometria

Objetivando medir os deslocamentos horizontais no maciço de solo, localizar a profundidade de uma potencial superfície de ruptura e acompanhar o progresso dos movimentos ao longo do tempo foram instalados um total de 4 verticais inclinométricas (Figuras VI.10 e VI.11). As partes que compõem o instrumento são torpedo sensor de inclinação, cabo elétrico, unidade de leitura e tubos de acesso ranhurados em duas direções ortogonais. Cada par de inclinômetros foi posicionado em uma seção transversal ao alinhamento da obra (paralelo à praia), obtendo-se duas seções de monitoração das leituras inclinométricas, seções I1/I2 e I3/I4. Os tubos de acesso ranhurados em duas direções ortogonais foram instalados com o eixo principal (A) perpendicular ao alinhamento das estruturas de contenção (paralelo à praia). A Figura VI.12 apresenta a instalação da vertical inclinométrica I4.



Figura VI.12 – Instalação do tubo de acesso ranhurado referente à vertical inclinométrica I4, adjacente à seção dos grampos instrumentados com *strain gages*.

O esquema de funcionamento de um inclinômetro típico é apresentado na Figura VI.13. A sonda do inclinômetro é um cilindro com rodas equipado com um sensor

gravitacional, capaz de medir a inclinação em relação à vertical. O tubo guia pode ser instalado em um furo de sondagem ou durante a construção de uma estrutura de solo compactado, em posição quase vertical. Após a instalação do tubo, periodicamente baixa-se a sonda tomando-se medidas em profundidades fixas. Conhecendo a distância entre dois pontos de leitura e a diferença entre duas leituras de inclinação, pode-se calcular o deslocamento horizontal. O cálculo dos deslocamentos é muito simples e é efetuado automaticamente por alguns modelos de unidade de leitura. Cornforth (2005) apresenta uma descrição pormenorizada dos procedimentos para instalação, leitura e correção de erros.

$$\delta_h = L \sum \sin \theta$$

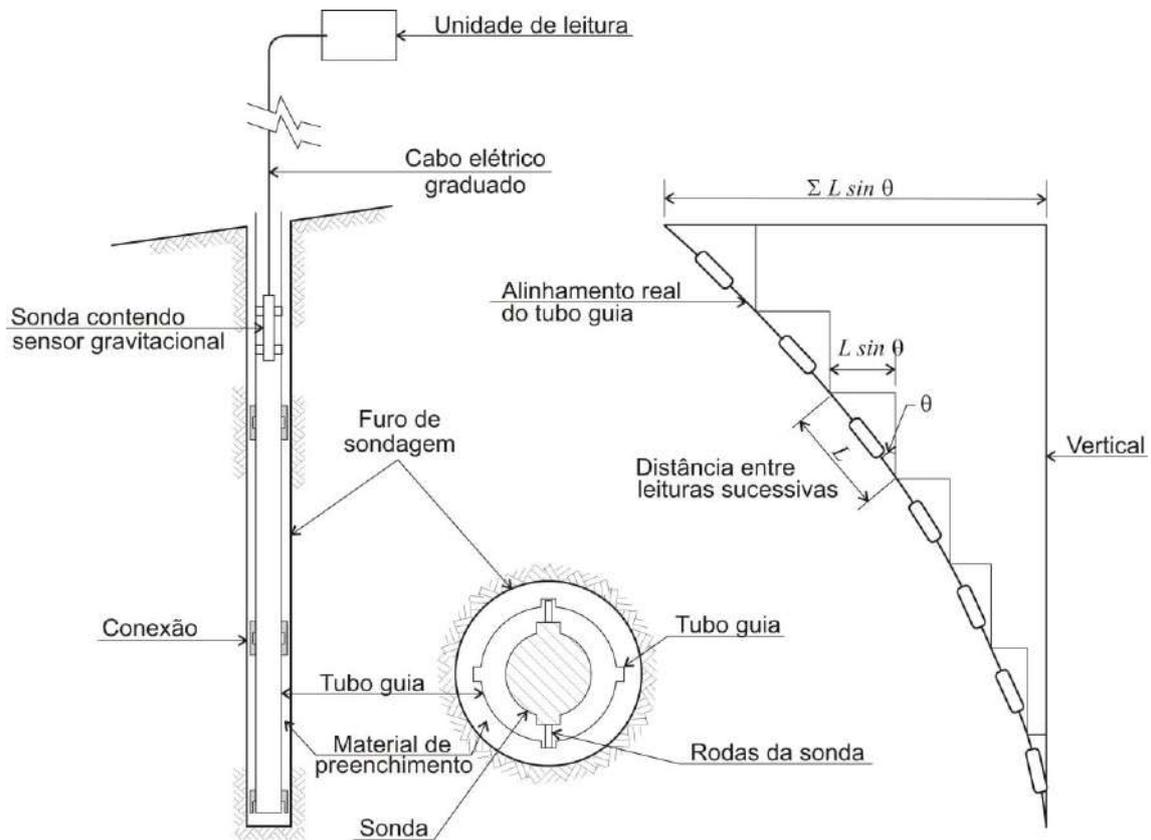


Figura VI.13 – Cálculo dos deslocamentos com o inclinômetro (Geo-Rio, 2014, adaptado de Dunnycliff, 1988).

VI.4.2 – Extensometria em Grampos

Doze grampos tiveram os esforços axiais monitorados. *Strain gages* arranjados em pontes de *Wheatstone* e protegidos contra danos e umidade foram posicionados em cinco pontos ao longo do comprimento das barras de aço. Os grampos instrumentados foram instalados em duas seções transversais (S1 e S2), cada uma com 6 grampos.

Foram instrumentados 60 pontos em 12 barras de aço com diâmetro de 32 mm. Em cada ponto foram colados 4 *strain gages*, arranjados em ponte de *Wheatstone*, totalizando 240 unidades. O primeiro ponto (1) instrumentado de cada grampo foi posicionado a 50 cm da extremidade de cada barra para avaliar os esforços junto à face (T_0). Os demais pontos de instrumentação situam-se em relação à face do solo grampeado: (2) 1,5 m; (3) 4 m; (4) 6,5 m e (5) 9 m. A Figura VI.14 apresenta a locação das duas seções monitoradas, cada uma com 6 grampos instrumentados. Nessa região da escavação a inclinação das camadas reliquias varia entre 70° e 80°. Ressalta-se que dos 8 grampos de cada seção (S1 e S2), não foi possível instrumentar os 2 superiores, pois quando da conclusão da instrumentação das barras de aço esses grampos já haviam sido executados.

A instrumentação dos grampos exigiu a definição dos procedimentos e dos materiais. As atividades de preparação da instrumentação foram realizada no próprio canteiro de obras e englobaram: (i) preparação das superfícies das barras de aço; (ii) montagem dos *strain gages*; (iii) execução do cabeamento e conectores; (iv) sistema de proteção contra danos e umidade; (v) ensaios de calibração e (vi) instalação das barras no furos pré-abertos.

A superfície da barra, onde foram montados os *strain gages*, foi preparada através da eliminação das nervuras por meio de usinagem, polimento manual com lixa e remoção de possíveis resíduos oleosos com solvente. Esta preparação foi fundamental para garantir uma superfície isenta de irregularidades e resíduos indesejáveis para a colagem dos *strain gages*.

A montagem dos *strain gages* consistiu na colagem, ligação do circuito elétrico e proteção do conjunto. A colagem foi realizada através do uso de resina especial e aplicação de uma tensão mínima para solidarizá-los à barra de aço. Os *strain gages* foram arranjados com a técnica tradicional em ponte de *Wheatstone* e, em conjunto com os elementos que compõem o circuito elétrico, protegidos contra umidade e danos de origem física e química. A Figura VI.15 ilustra o esquema de montagem de um ponto

instrumentado, composto por dois pares de *strain gages*, posicionados em lados opostos em relação ao diâmetro da seção transversal da barra. A Figura VI.16 mostra esquematicamente o diagrama da ligação elétrica.



Figura VI.14 – Locação das seções monitoradas com grampos instrumentados.



Figura VI.15 – Instalação e proteção dos pontos instrumentados.

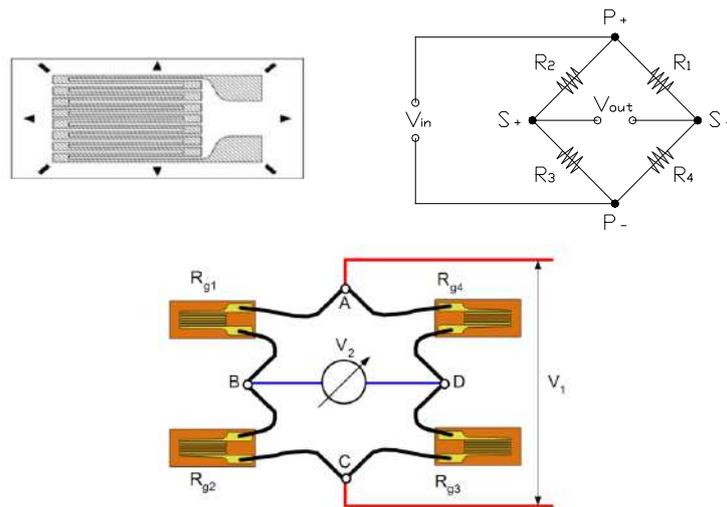


Figura VI.16 – Detalhe típico do *strain gage* de filme metálico colado e esquema do diagrama do circuito elétrico (ponte de *Wheatstone*) utilizado na instrumentação.

Garantiram-se as proteções do cabeamento e do circuito elétrico, através de tubos flexíveis resistentes à umidade, infiltração e efeitos parasitas que porventura pudesse ocorrer nas leituras. As conexões e terminais foram devidamente vedados para evitar qualquer migração de umidade pelo cabeamento (Figura VI.17).



Figura V.17 – Conectores e terminais protegidos por meio de caixas “blindadas”.

Após a instalação dos *strain gages* realizou-se a calibração dos pontos instrumentados de cada barra de aço. Aplicaram-se forças de tração conhecidas nas barras de aço e mediram-se as respostas da instrumentação. Curvas de calibração foram obtidas para cada ponto instrumentado com base em ciclos de carga e descarga com variação de 25 kN, até a carga de 200 kN, para se verificar o comportamento dos *strain gages* em diferentes níveis de carregamento. Estes ensaios foram executados com a barra inserida em tubo de aço de parede espessa, onde as extremidades foram ancoradas no tubo e no final do conjunto formado pelas placas de reação, macaco hidráulico e célula de carga, situado entre o tubo e a placa de reação/suporte. Os níveis de carga, aplicados pelo macaco hidráulico, foram controlados pela célula de carga e correlacionados com as leituras registradas pela deformação dos *strain gages*. A Figura VI.18 registra a realização do ensaio. A Figura VI.19 ilustra o arranjo do sistema empregado na calibração das barras apresentado por Silva e Ehrlich (2010). Na obra a posição do macaco hidráulico foi invertida em relação ao esquema apresentado.

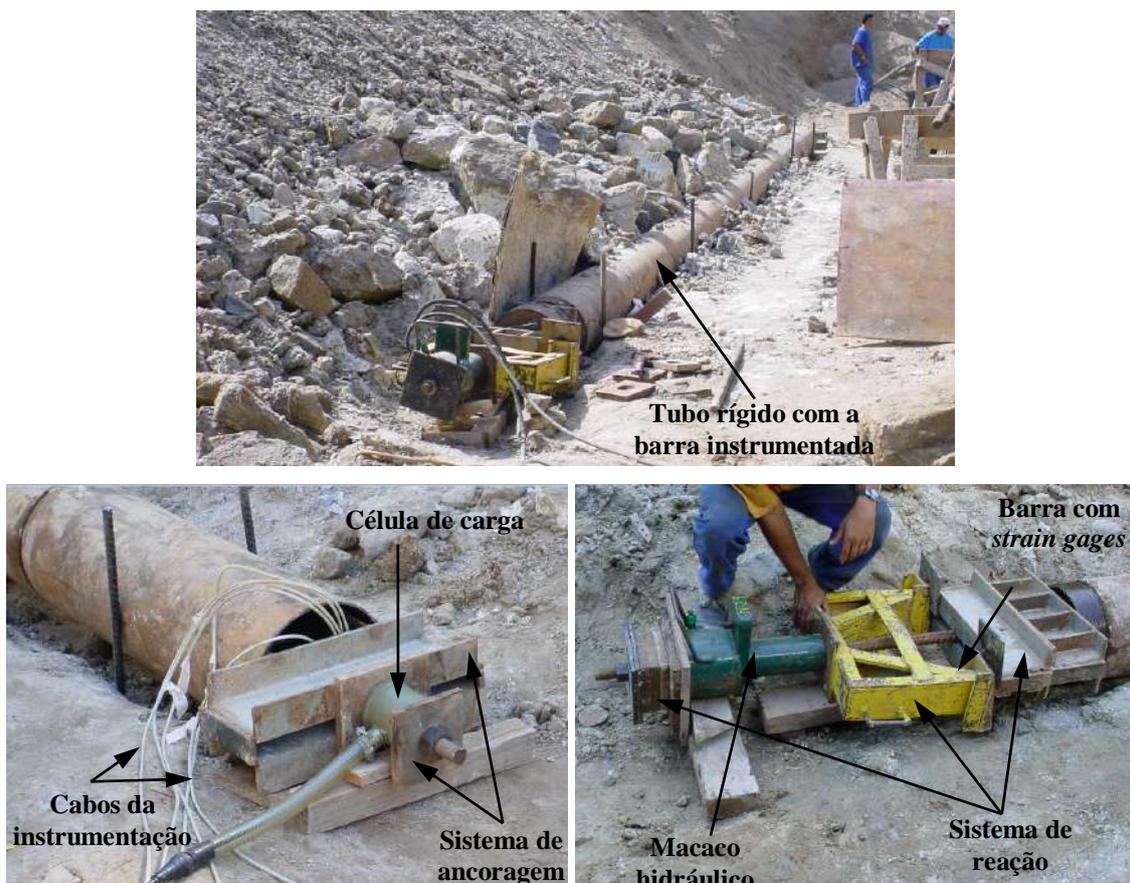


Figura VI.18 – Ensaio de calibração das barras instrumentadas.

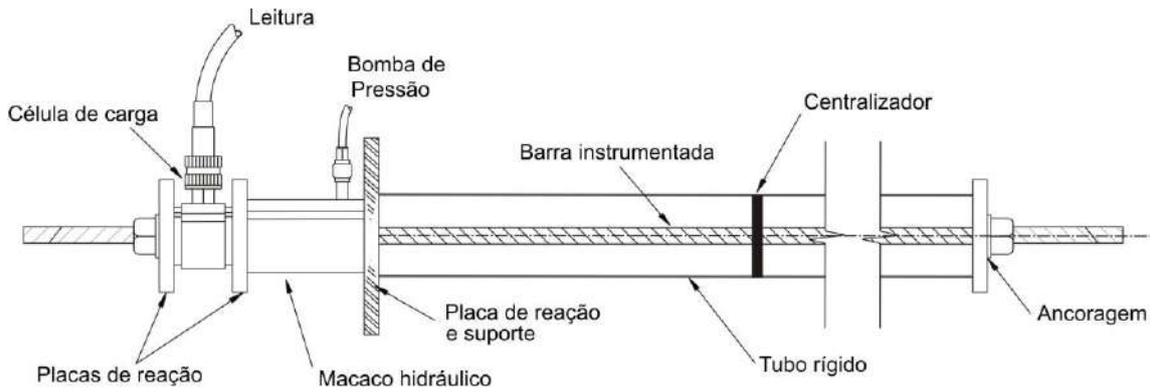


Figura VI.19 – Detalhe esquemático de calibração de barras de aço instrumentadas com *strain gages* (Silva e Ehrlich, 2010).

As 60 curvas de calibração plotadas indicaram comportamento elástico linear, fornecendo as constantes de calibração de cada ponto instrumentados com *strain gages* arranjados em ponte de *Wheatstone*. Para exemplificar, a Figura VI.20 apresenta a curva de calibração de um ponto de uma determinada barra.

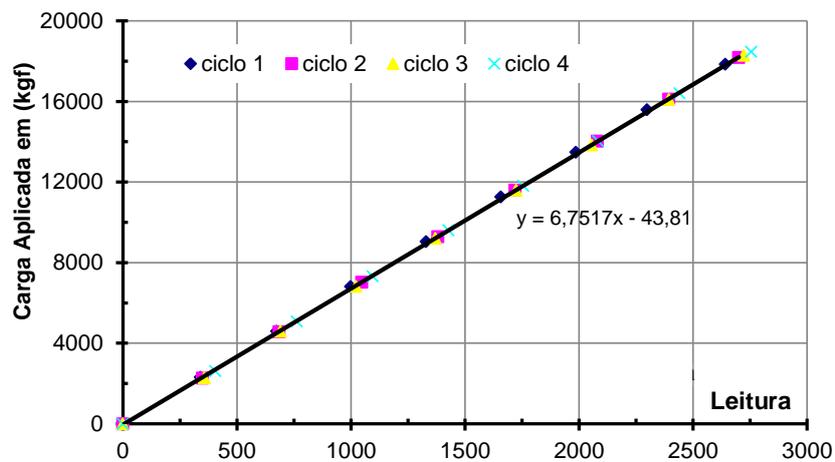


Figura VI.20 – Curva de calibração típica de um ponto instrumentado.

As barras foram transportadas com auxílio de vários apoios para evitar que as mesmas sofressem flexão. As etapas de instalação são registradas na Figura VI.21.



Figura VI.21 – Etapas da instalação das barras: (a) colocação da barra instrumentada no furo pré-aberto; (b) situação logo após injeção de calda de cimento (c) realização da leitura inicial.

VI.4.3 – Carregamento das Ancoragens

As células de carga comumente são empregadas em obras de cortinas ancoradas com o objetivo de monitorar o carregamento nas ancoragens, seja para a fase de testes de controle de qualidade ou ao longo da vida útil da estrutura.

Instalaram-se células de carga em ancoragem de 8 painéis da cortina ancorada (contenção superior). Cada célula de carga foi acoplada à barra de aço da ancoragem através de luva de aço, próximo ao paramento da contenção. Na Figura VI.22 apresenta-se o esquema de realização da leitura das células de carga instaladas nas cabeças das ancoragens dos painéis da cortina.

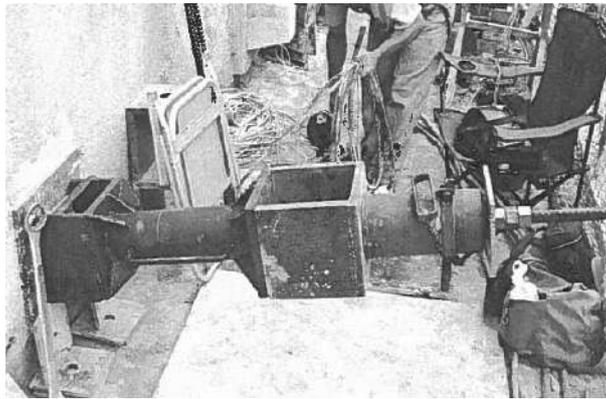


Figura VI.22 – Esquema para leitura das células de carga instaladas nos tirantes.

CAPÍTULO VII

MONITORAÇÃO E ANÁLISES DOS RESULTADOS

Foram realizadas monitorações em duas etapas, uma após aparecimento de trinca no terreno a montante do primeiro nível de cortina ancorada e outra antes do início da escavação em solo grampeado. A primeira etapa de monitoração, através da inclinometria e células de carga, permitiu identificar a posição da superfície de ruptura mobilizada no maciço contido pela cortina ancorada e realizar retro-análises com base nas medições de cargas nas ancoragens. Na segunda etapa foram monitoradas as cargas nos grampos e ancoragens e os deslocamentos das verticais inclinométricas e das estruturas de contenção, durante e após a escavação em solo grampeado. Os resultados e as respectivas análises da monitoração são apresentados no presente capítulo.

VII.1 – Movimentações

As Figuras VII.1 e VII.4 apresentam, respectivamente, os perfis dos deslocamentos horizontais medidos na direção do eixo principal (A) das seções definidas pelas verticais inclinométricas I1/I2 e I3/I4. As Figuras VII.2 e VII.5 apresentam as leituras inclinométricas máximas em função do tempo e do nível da escavação das seções I1/I2 e I3/I4, respectivamente. A progressão das velocidades dos deslocamentos horizontais observados nas seções I1/I2 e I3/I4 durante o período de abril/2005 a maio/2006 é apresentada nas Figuras VII.3 e VII.6, respectivamente.

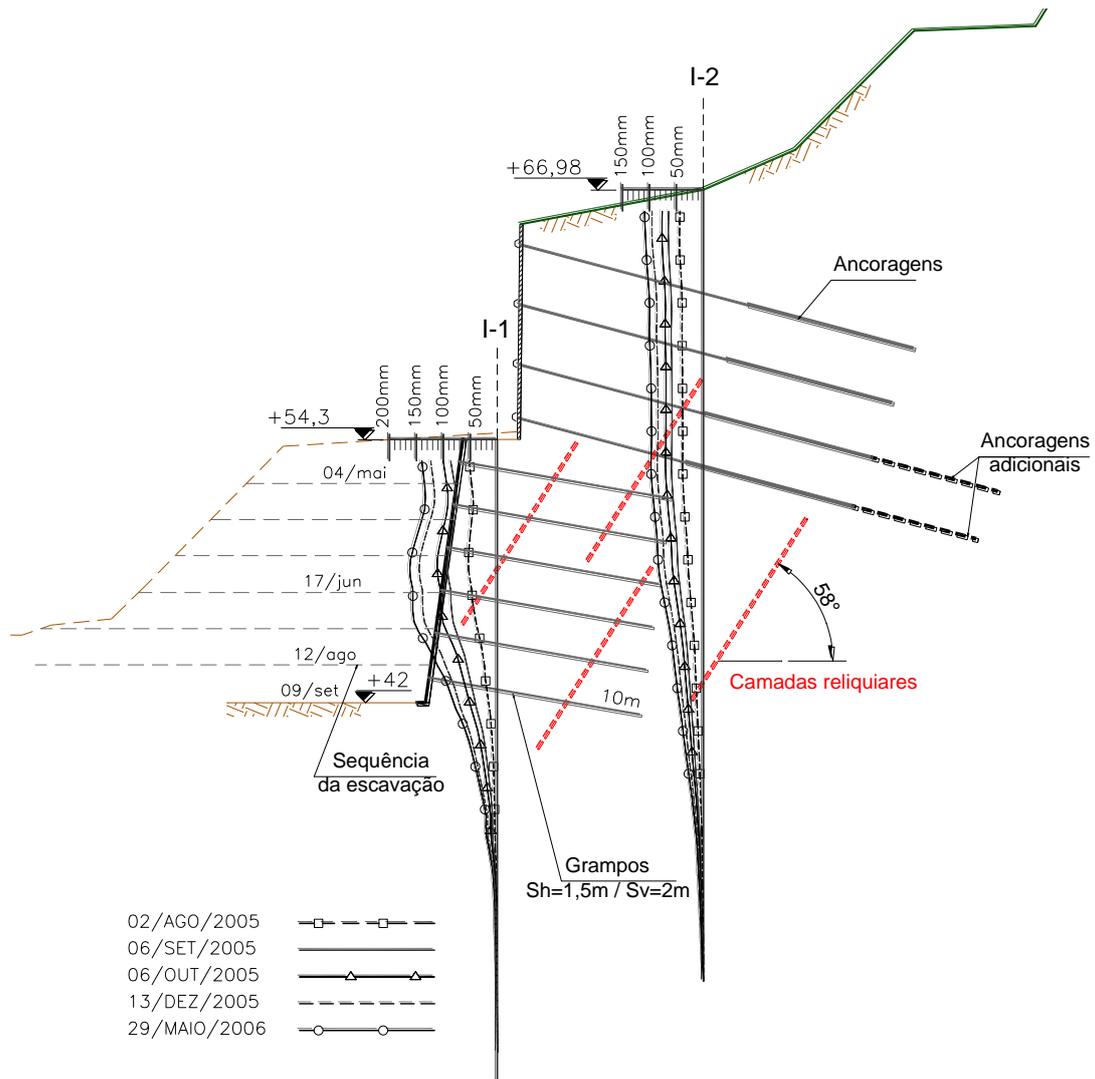


Figura VII.1 – Perfil dos deslocamentos horizontais da seção I1/I2.

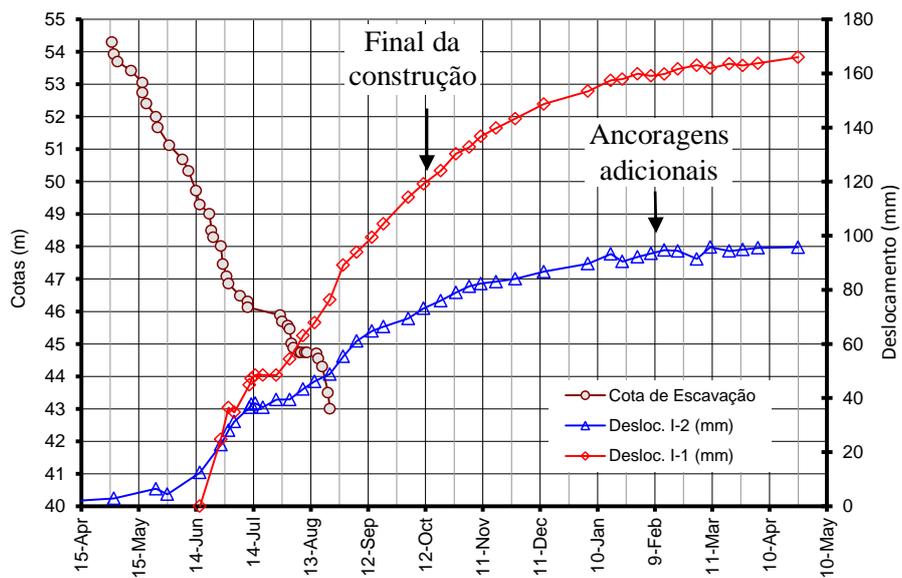


Figura VII.2 – Deslocamentos horizontais máximos (I-1 e I-2).

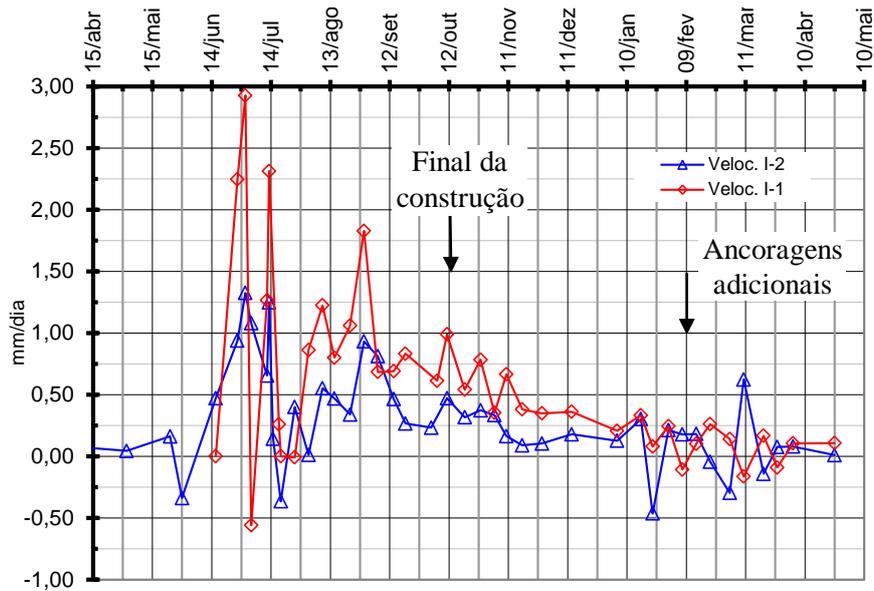


Figura VII.3 – Velocidade da movimentação horizontal (I-1 e I-2).

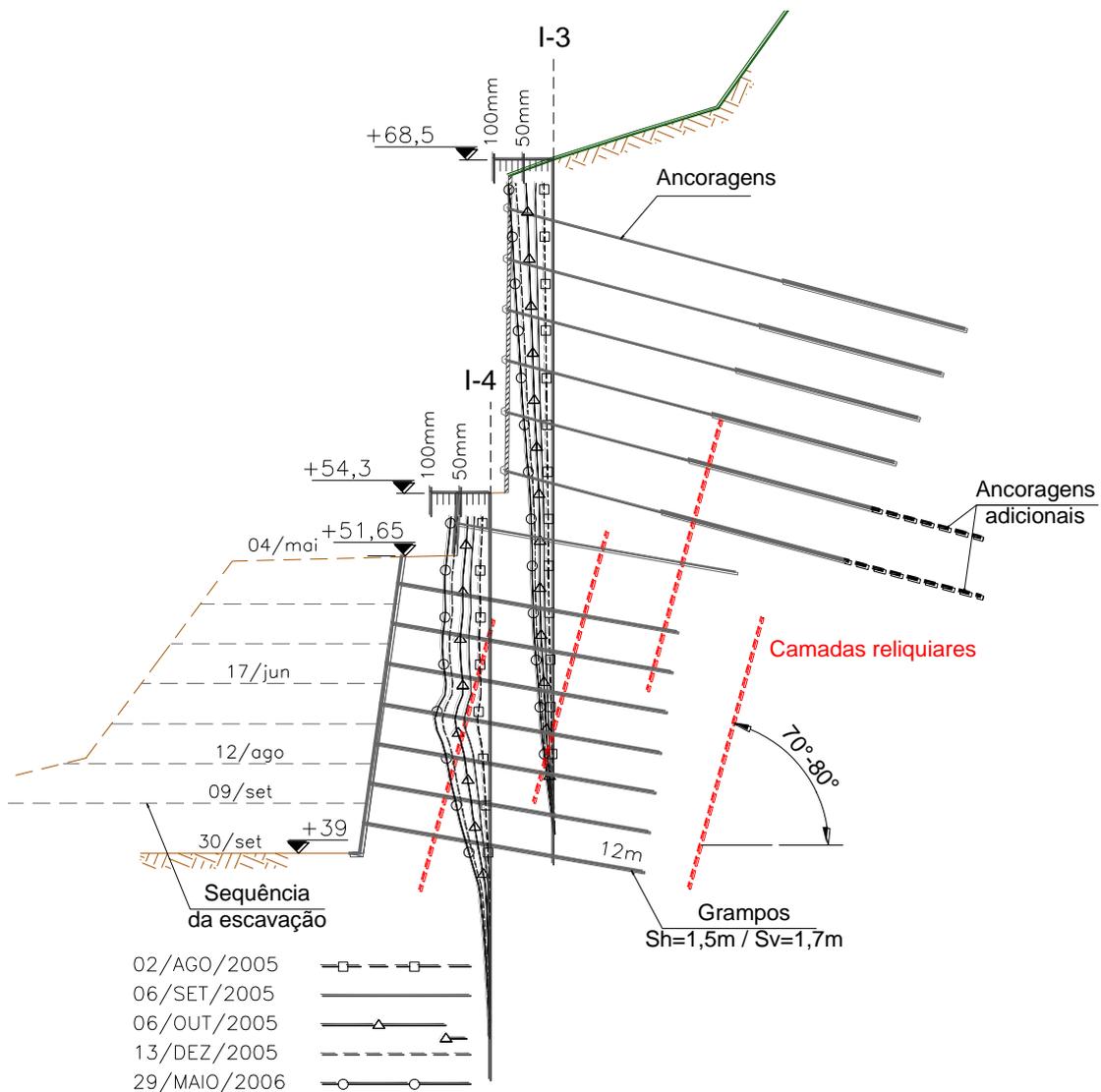


Figura VII.4 – Perfil dos deslocamentos horizontais da seção I3/I4.

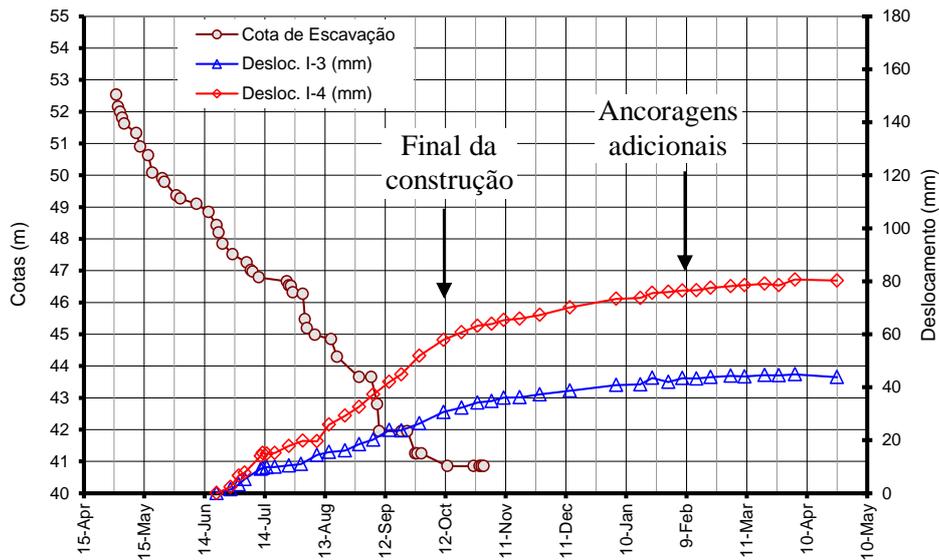


Figura VII.5 – Deslocamentos horizontais máximos (I-3 e I-4).

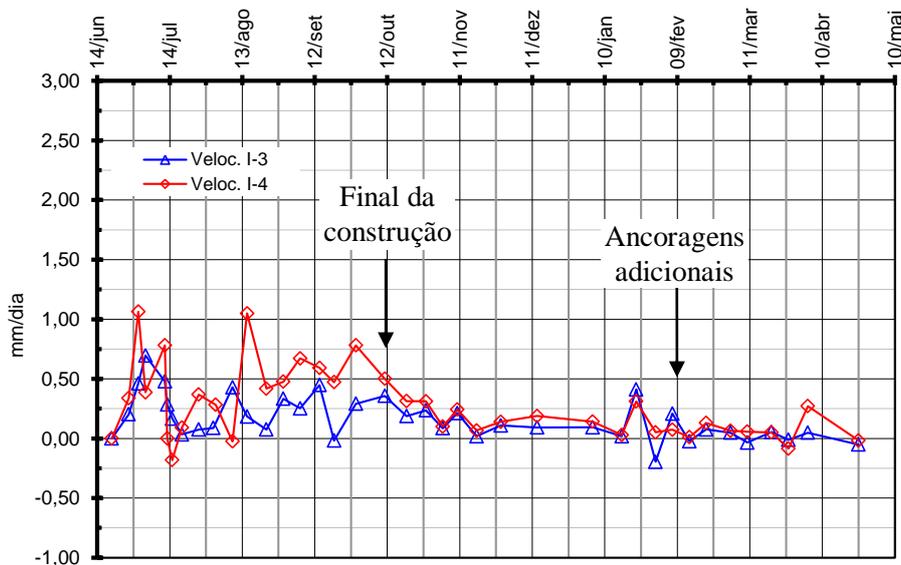


Figura VII.6 – Velocidade da movimentação horizontal (I-3 e I-4).

As medições indicaram significativa movimentação lateral e os deslocamentos mais pronunciados foram registrados próximo à face do solo grampeado (inclinômetros I1 e I4). Os deslocamentos horizontais máximos, $\delta_h \text{ máx}$, ocorreram a meia altura da escavação com solo grampeado. Restrições laterais da movimentação promovidas pela cortina ancorada executada acima da massa de solo grampeado e a presença das camadas reliquias podem ter influenciado no comportamento observado. Trata-se de padrão de deformação diferente do usualmente observado em monitorações de solo grampeado, nas quais os deslocamentos se caracterizaram pela magnitude máxima junto

ao topo da contenção, diminuindo com a profundidade (Gassler e Gudehus, 1981; Cartier e Gigan, 1983; Guilloux e Schlosser, 1982; Juran e Elias, 1991; Thompson e Miller, 1990; Clouterre, 1991).

Nas seções coincidentes com os pares de inclinômetros I1/I2 e I3/I4, os deslocamentos no topo do solo grampeado atingiram 134 e 69 mm, respectivamente. Nessas duas seções (I1/I2 e I3/I4) a relação entre os deslocamentos horizontais e a altura da contenção (δ_h/H) foi superior a 0,55% e 1,15%, respectivamente. A relação δ_h/H apresentou-se muito maior que os usualmente relatados na literatura, que tipifica uma faixa de valores de deslocamentos máximos entre 0,1%H e 0,4%H (Mitchell e Villet, 1987; Clouterre, 1991; Juran e Elias, 1991; Lazarte *et al.*, 2003).

As medidas chamam atenção para a importância da inclinação das camadas reliquias no comportamento da escavação. Teve-se o processo exacerbado pela presença das camadas reliquias de baixa resistência na direção desfavorável à escavação. Na seção das verticais inclinométricas I1 e I2, que apresenta menor desnível (22,4 m) e inclinação das camadas reliquias mais suave ($\theta=58^\circ$), observaram-se os maiores deslocamentos, 110 e 70 mm, respectivamente. Estes valores correspondem ao dobro daqueles medidos na seção I3/I4 com maior desnível (28,65 m) e inclinação das camadas reliquias mais acentuada ($70^\circ < \theta < 80^\circ$).

A velocidade média variou entre de 0,8 e 0,4 mm/dia e máxima atingiu 3 mm por dia. Após a conclusão da obra do projeto P1 (escavação em solo grampeado) verificou-se que a movimentação não havia sido estabilizada (outubro de 2005). Ao final da escavação a velocidade média dos deslocamentos máximos reduziu, mas a movimentação continuava com velocidade variando entre 0,2 e 0,1 mm/dia, havendo acréscimos de deslocamento próximo às faces do solo grampeado (inclinômetros I1 e I4) da ordem de 40 mm. Assim, decidiu-se instalar ancoragens adicionais na cortina ancorada e no solo grampeado (Projeto P2). Os resultados das monitorações indicaram a estabilização dos deslocamentos após a instalação das ancoragens adicionais.

Nas Figuras VII.7 a VII.14 são apresentados, em sequência, os deslocamentos horizontais medidos nos inclinômetros I1, I2, I3 e I4, nas direções dos eixos principal e secundário, A e B.

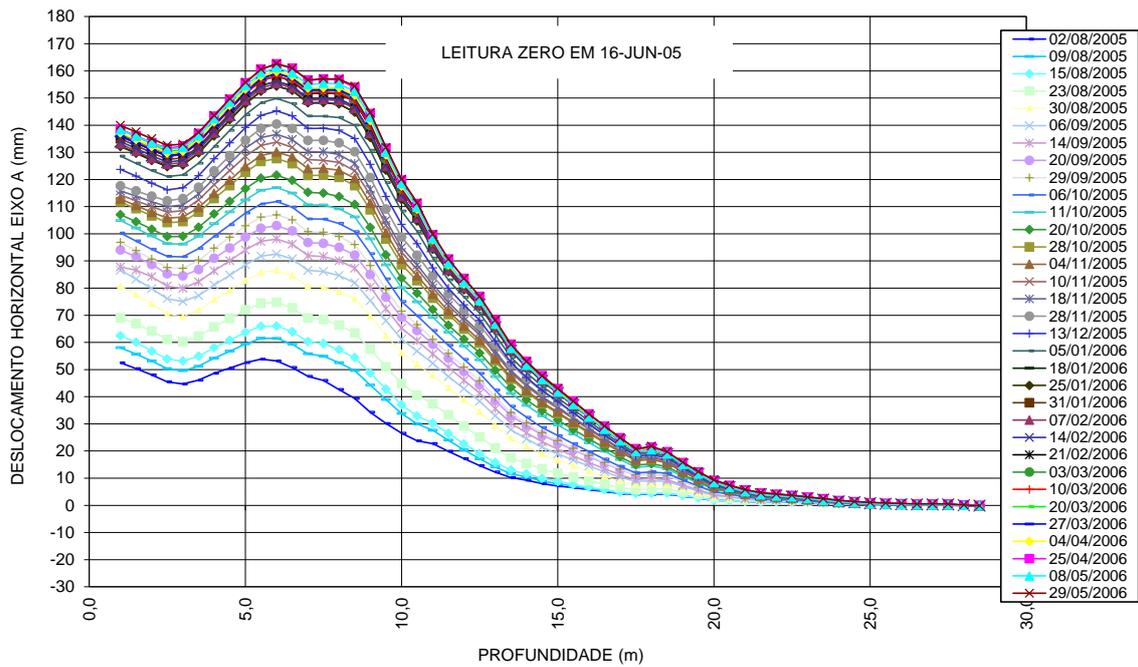


Figura VII.7 – Deslocamentos horizontais do inclinômetro I1 na direção principal A.

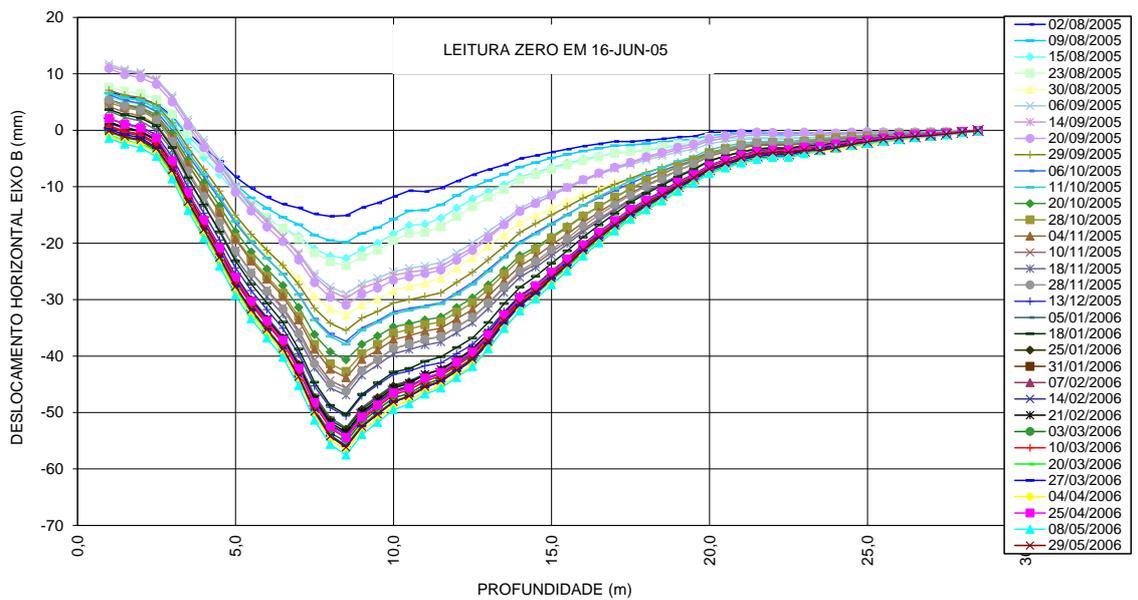


Figura VII.8 – Deslocamentos horizontais do inclinômetro I1 na direção secundária B.

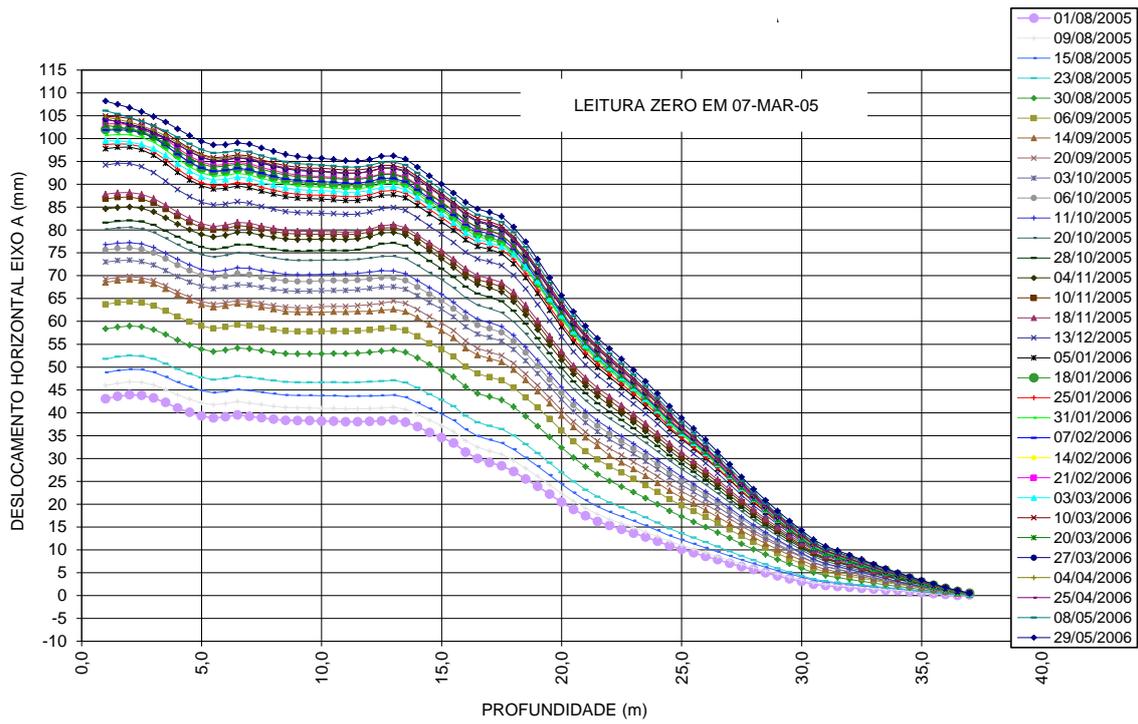


Figura VII.9 – Deslocamentos horizontais do inclinômetro I2 na direção principal A.

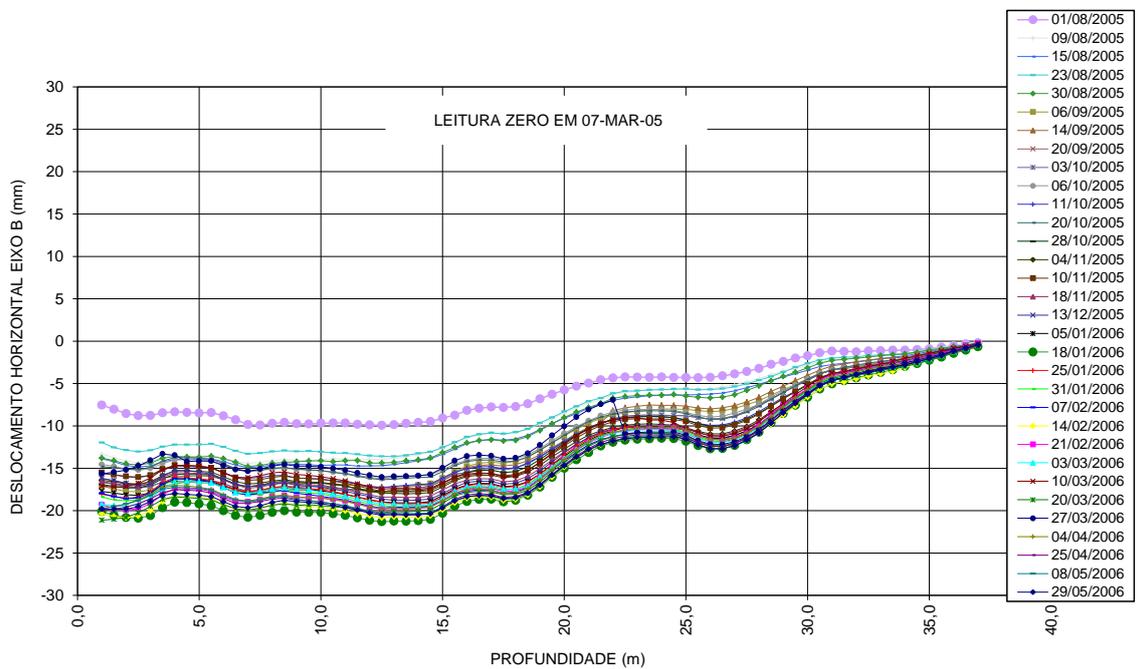


Figura VII.10 – Deslocamentos horizontais do inclinômetro I2 na direção secundária B.

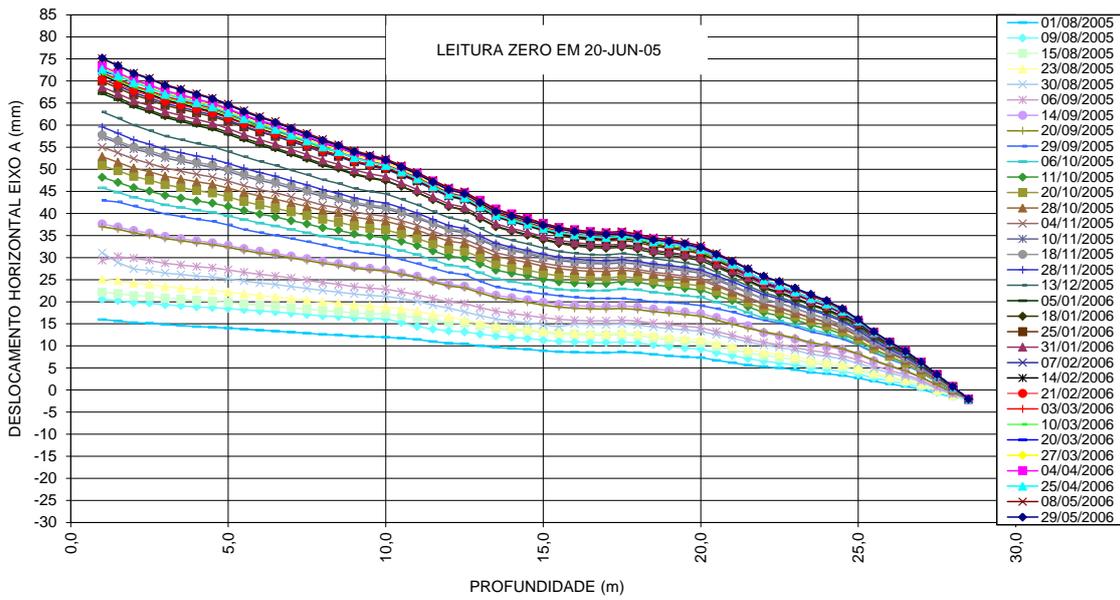


Figura VII.11 – Deslocamentos horizontais do inclinômetro I3 na direção principal A.

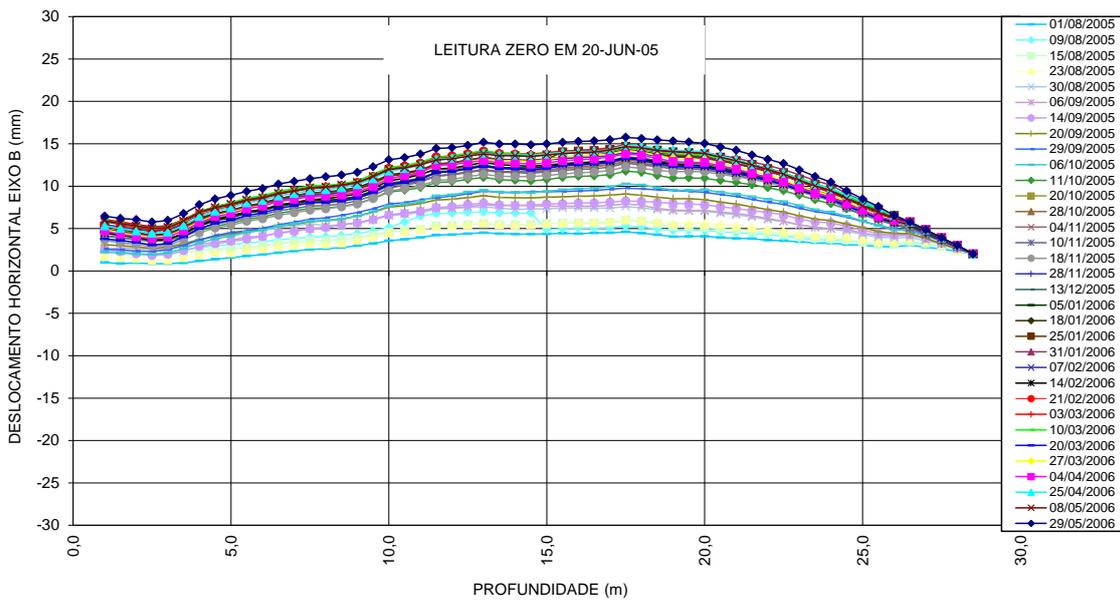


Figura VII.12 – Deslocamentos horizontais do inclinômetro I3 na direção secundária B.

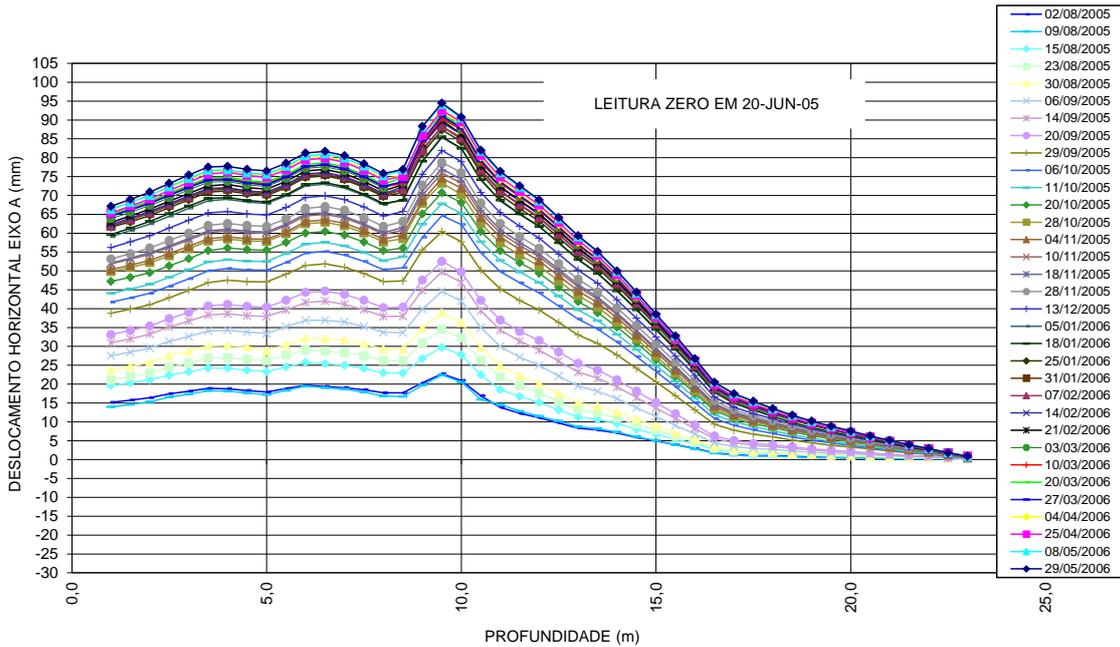


Figura VII.13 – Deslocamentos horizontais do inclinômetro I4 na direção principal A.

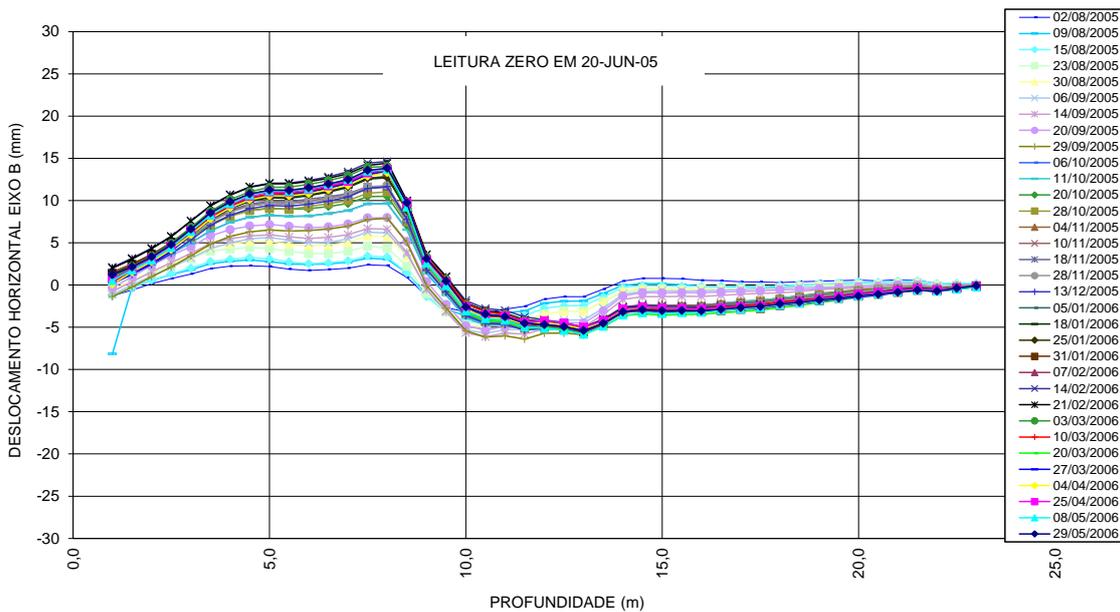


Figura VII.14 – Deslocamentos horizontais do inclinômetro I4 na direção secundária B.

Na Figura VII.15 apresentam-se os deslocamentos horizontais medidos pelo controle topográfico da face do solo grampeado, paramentos da cortina ancorada e terreno de montante. Observa-se que os deslocamentos horizontais da seção de menor altura (22,4 m) definida pela vertical inclinométrica I1/I2, cuja inclinação das camadas reliquias se apresenta menor (58°), são maiores que os deslocamentos da seção I3/I4

com maior altura (28,65 m) e inclinação mais verticalizada das camadas reliquiarias (70° e 80°).

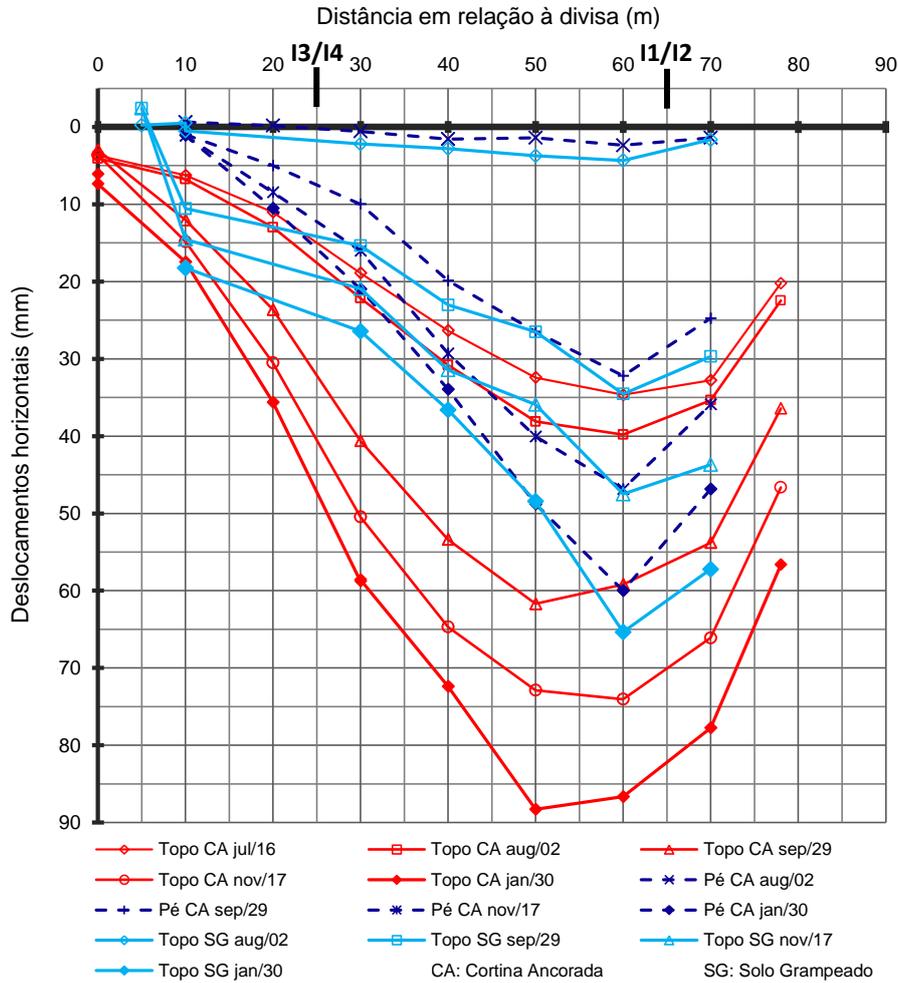


Figura VII.15 – Deslocamentos horizontais medidos nas estruturas de contenção.

VII.2 – Esforços nos Grampos

Os resultados da monitoração da distribuição das tensões de tração nos grampos durante e após a conclusão da escavação em solo grampeado (projeto P1) são apresentados nas Figuras VII.16 e VII.17, que são uma síntese das Figuras VII.18 a VII.29. Os grampos ímpares e pares pertencem à seção S1 e S2, respectivamente. A numeração dos grampos é em conformidade com a sequência do processo executivo da escavação, descendente. Em cada barra de aço dos grampos os pontos instrumentados com *strain gages* são afastados em relação à face de 0,5 m, 1,5 m, 4 m, 6,5 m e 9 m.

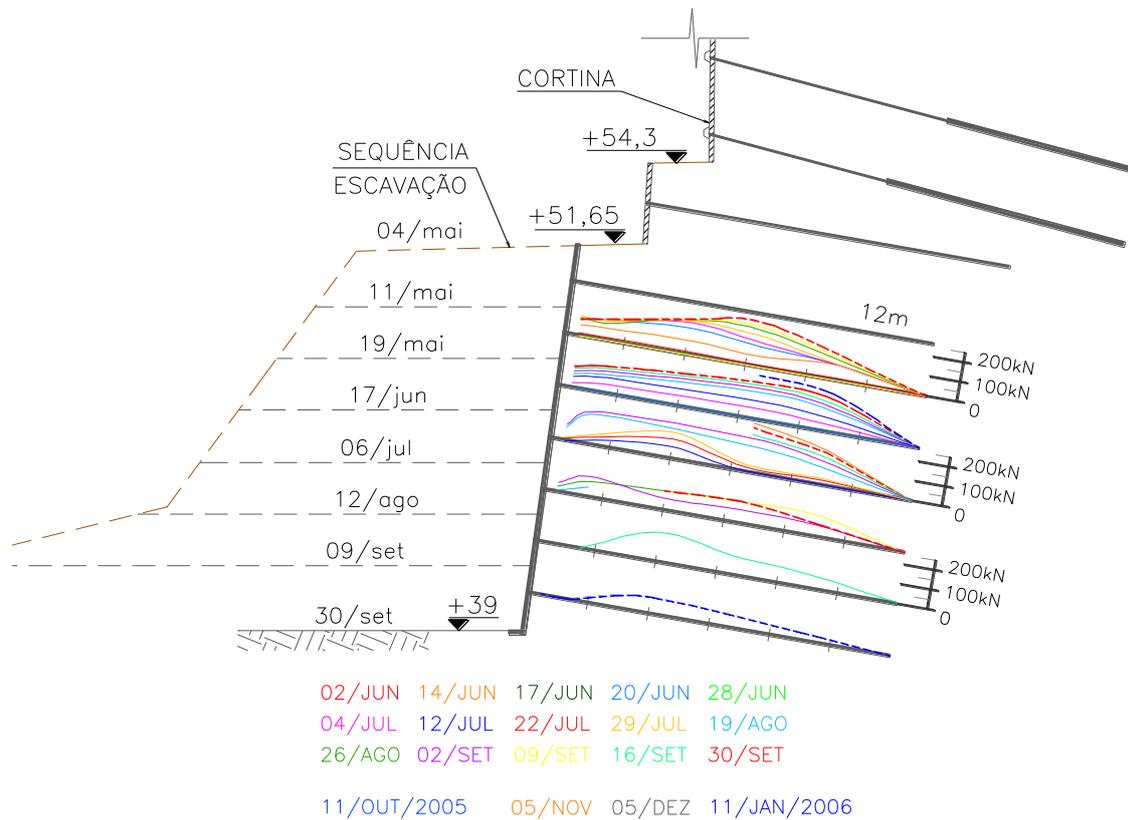


Figura VII.16 – Distribuição dos esforços de tração nos grampos da seção S1.

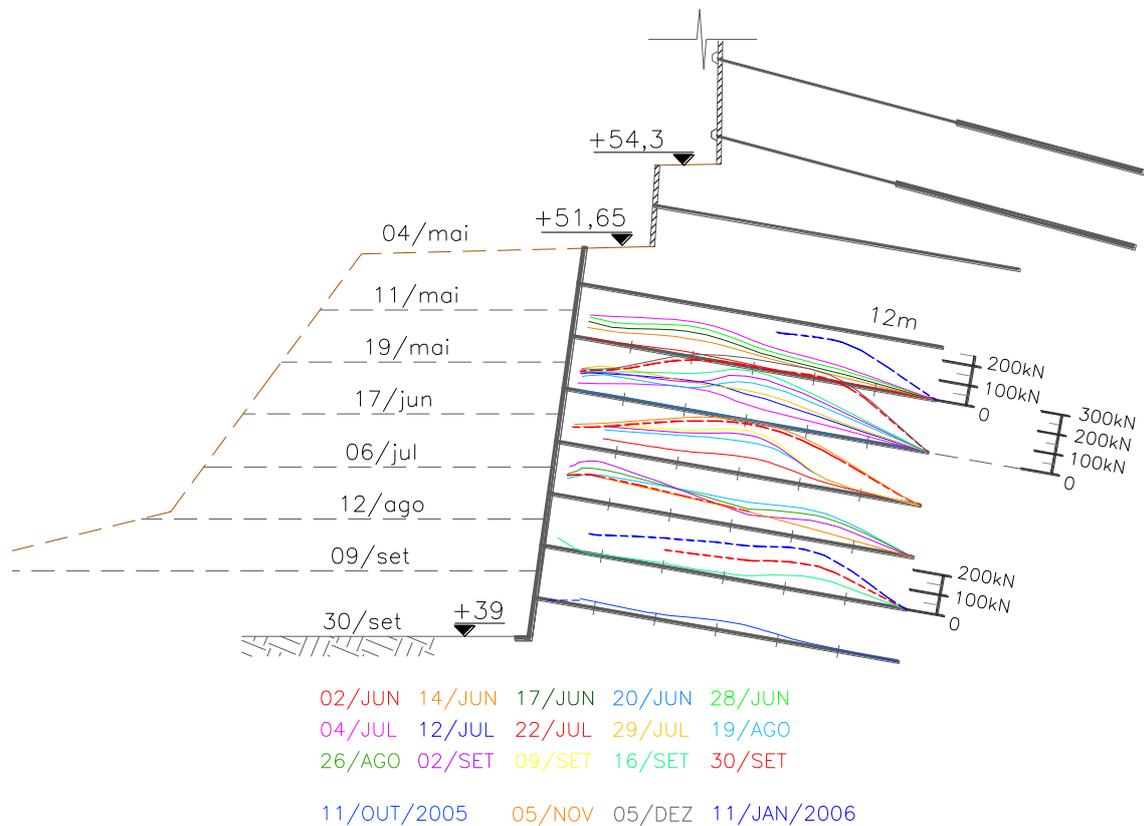


Figura VII.17 – Distribuição dos esforços de tração nos grampos da seção S2.

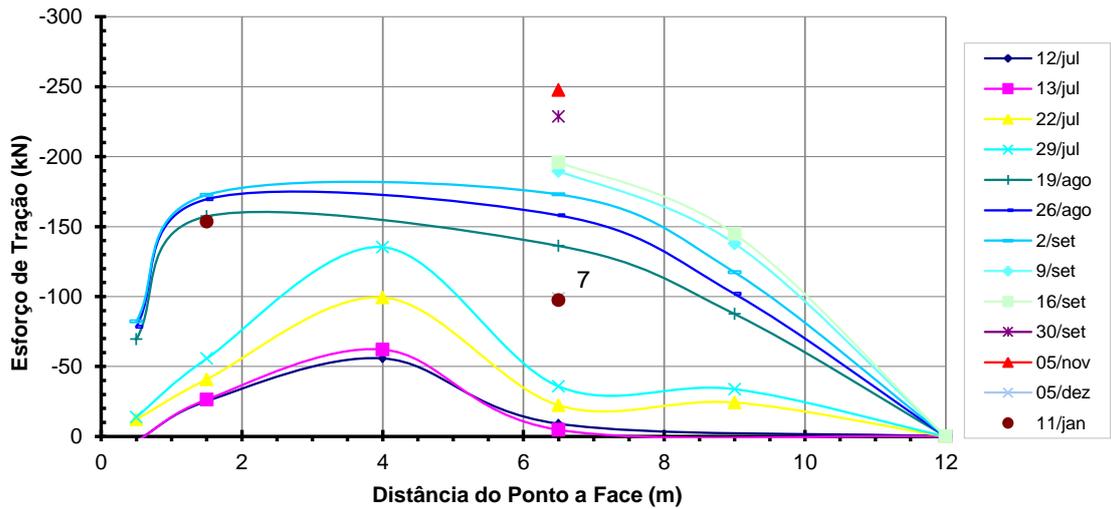


Figura VII.18 – Distribuição dos esforços de tração no grupo 1 (superior da seção S1).

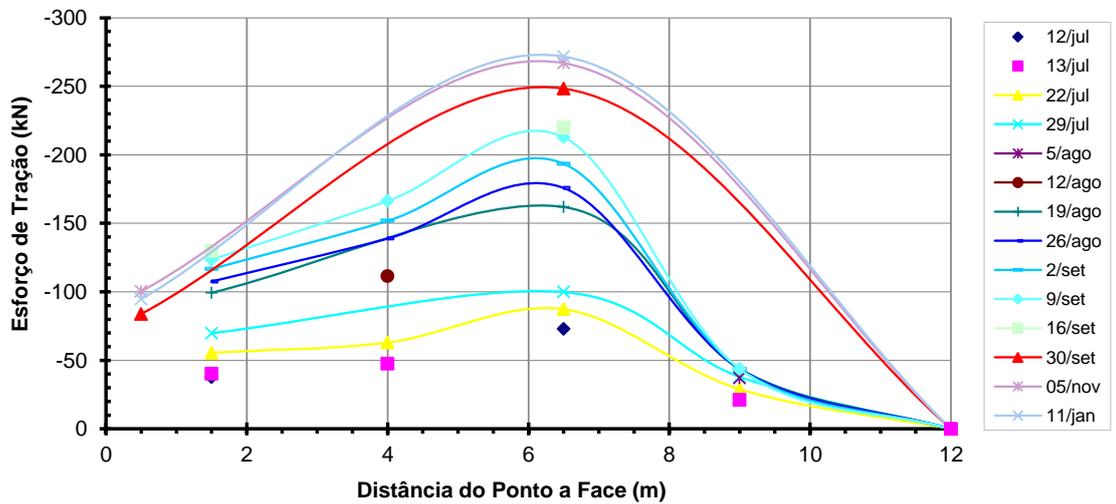


Figura VII.19 – Distribuição dos esforços de tração no grupo 2 (superior da seção S2).

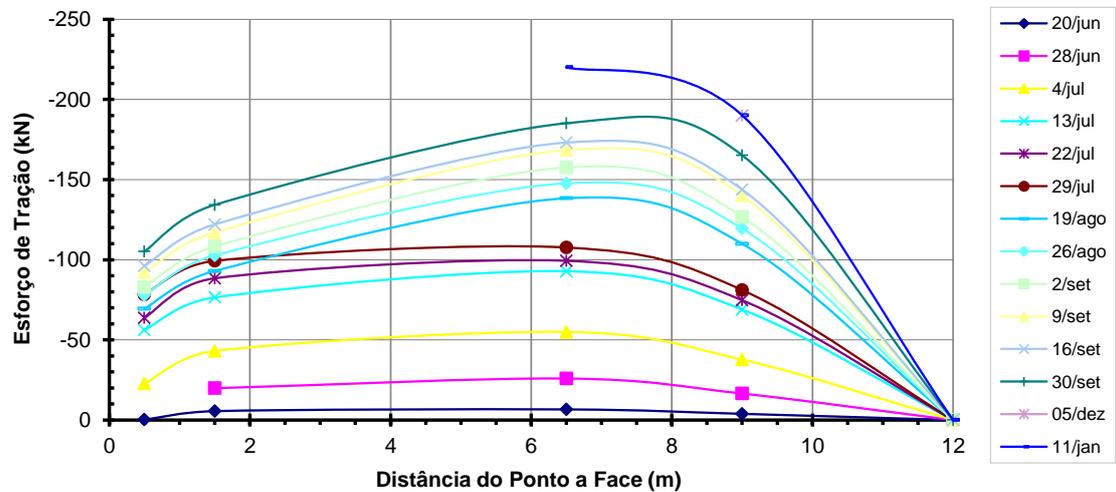


Figura VII.20 – Distribuição dos esforços de tração no grupo 3 (seção S1).

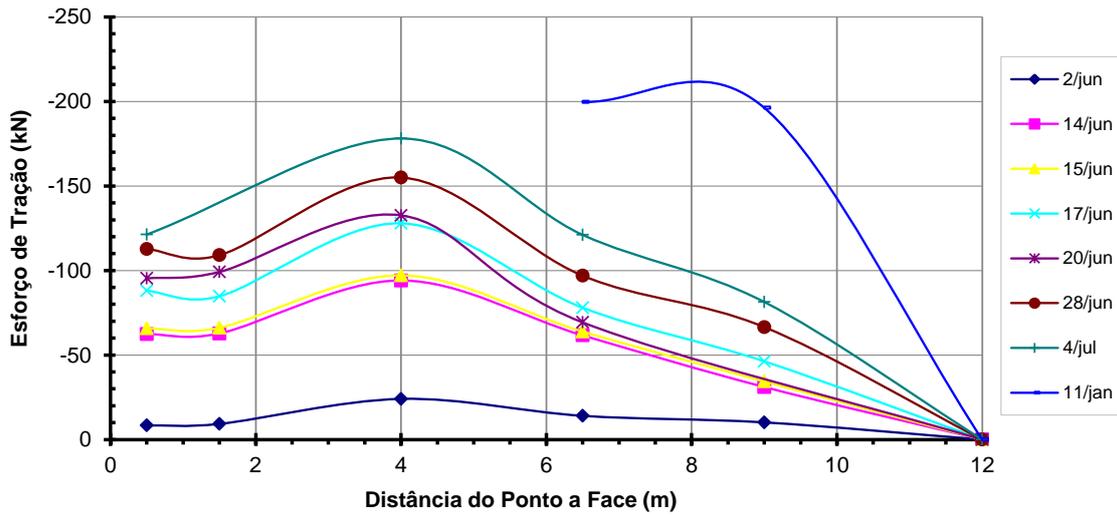


Figura VII.21 – Distribuição dos esforços de tração no grupo 4 (seção S2).

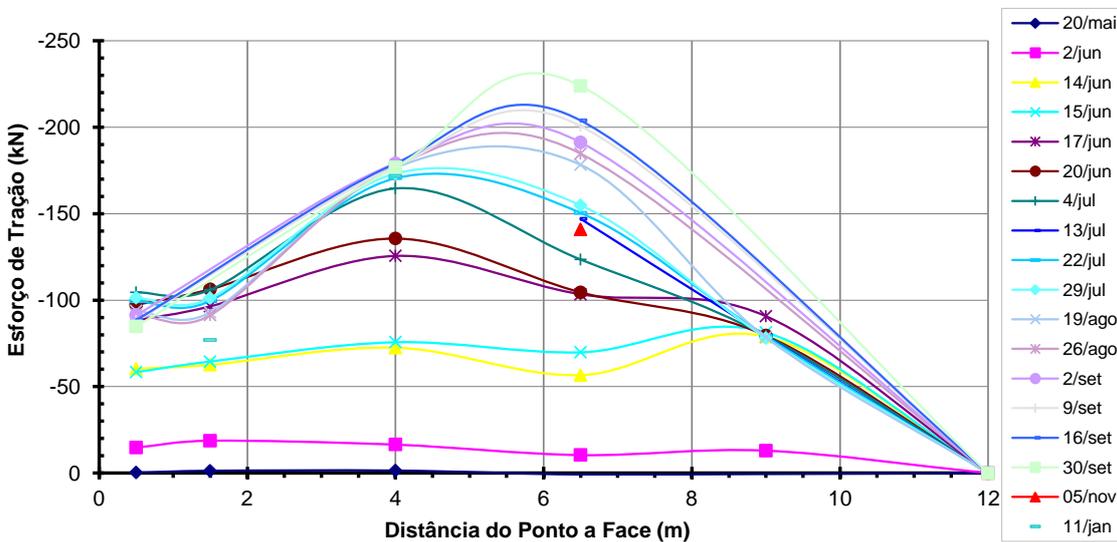


Figura VII.22 – Distribuição dos esforços de tração no grupo 5 (seção S1).

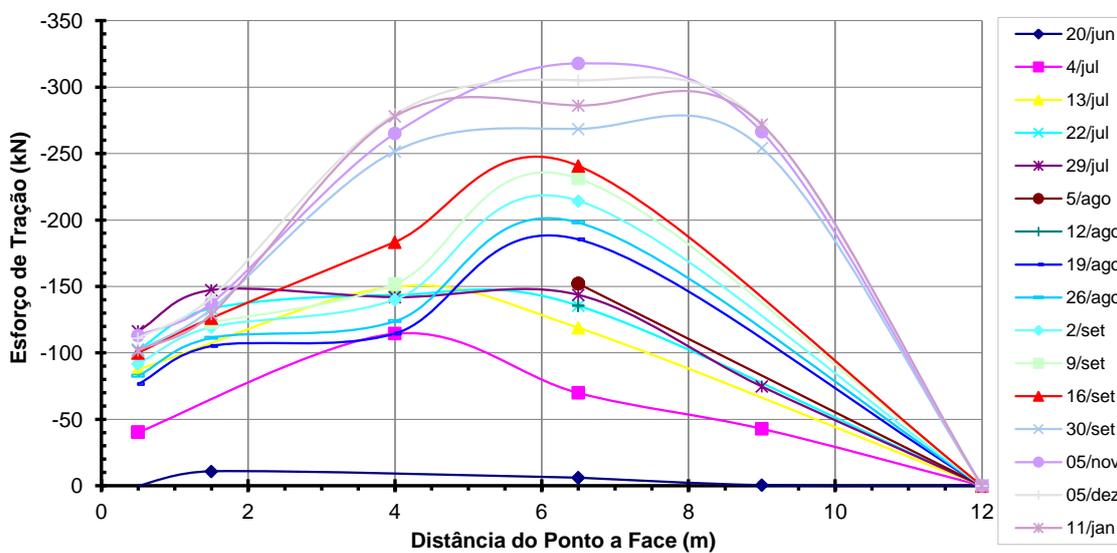


Figura VII.23 – Distribuição dos esforços de tração no grupo 6 (seção S2).

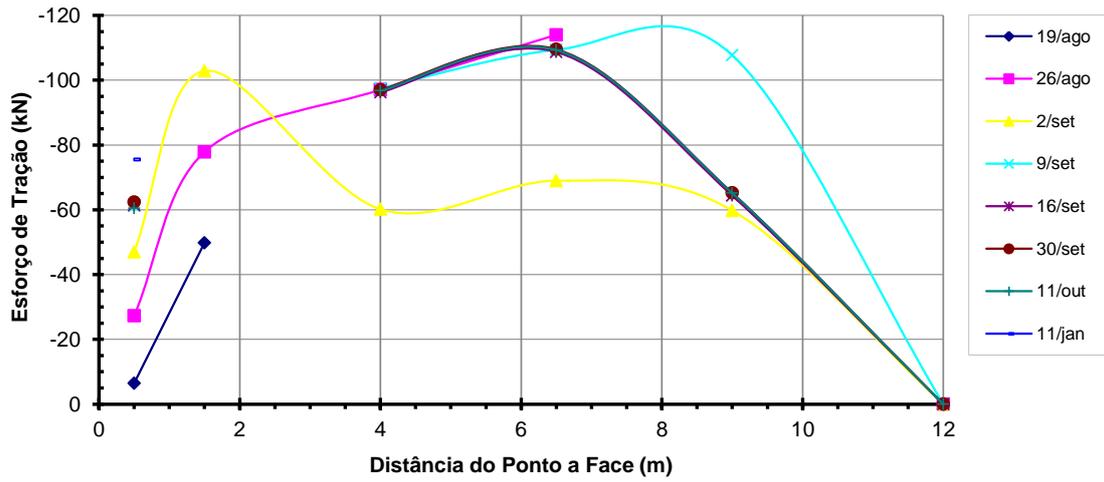


Figura VII.24 – Distribuição dos esforços de tração no grupo 7 (seção S1).

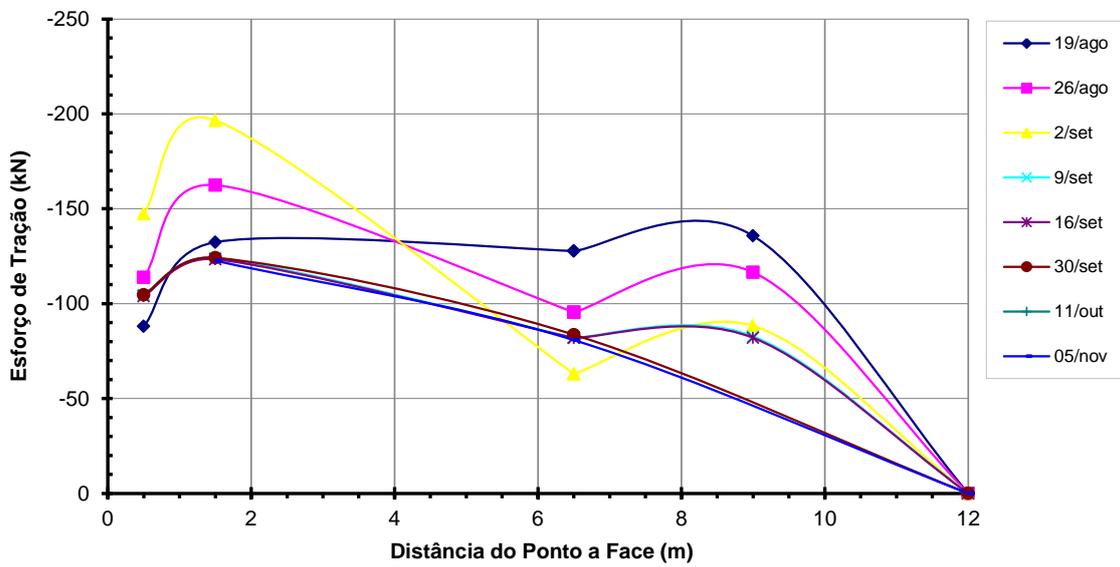


Figura VII.25 – Distribuição dos esforços de tração no grupo 8 (seção S2).

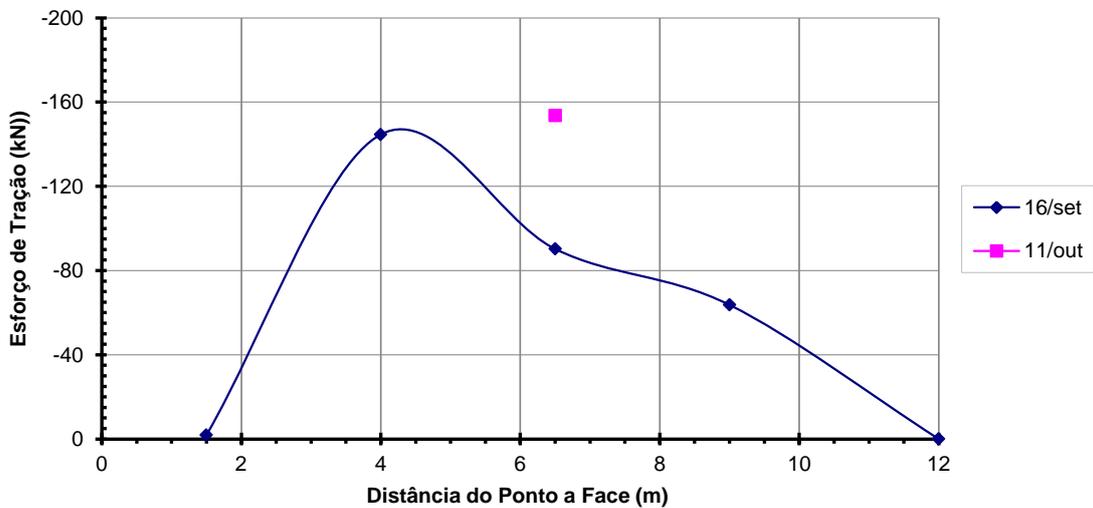


Figura VII.26 – Distribuição dos esforços de tração no grupo 9 (seção S1).

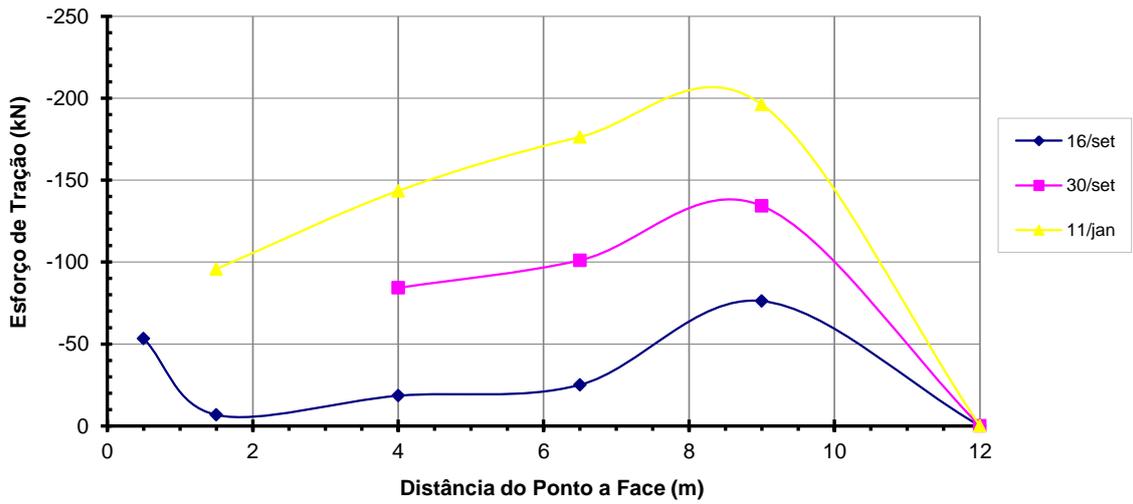


Figura VII.27 – Distribuição dos esforços de tração no grampo 10 (seção S2).

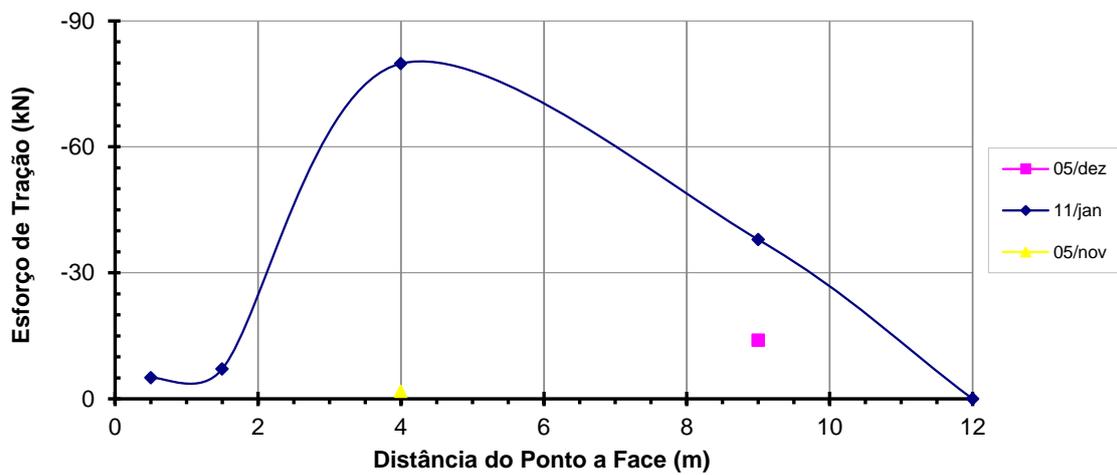


Figura VII.28 – Distribuição dos esforços de tração no grampo 11 (inferior, seção S1).

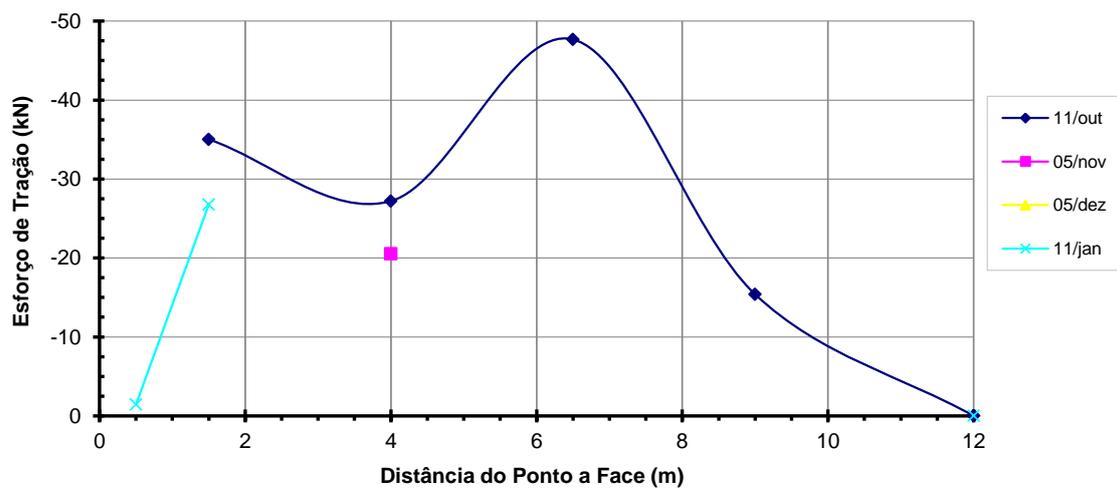


Figura VII.29 – Distribuição dos esforços de tração no grampo 12 (inferior, seção S2).

Durante diferentes fases da escavação verificou-se mobilização progressiva das tensões de tração nos grampos e modificação na distribuição destes esforços. Em linhas gerais, as trações máximas nos grampos ocorreram aproximadamente a 6 m da face do solo grampeado. A tensão junto à face (T_o) correspondeu, em média, a 35% da tração máxima ($T_o/T_{m\acute{a}x}= 0,35$). Nos níveis mais próximos à base do solo grampeado os grampos foram menos solicitados e a tração máxima se aproxima da face.

A evolução das trações máximas ($T_{m\acute{a}x}$) dos três grampos superiores de cada seção monitorada (S1 e S2) são apresentadas na Figura VII.30. Verifica-se uma tendência de estabilização do acréscimo de forças axiais nos grampos após o término da escavação.

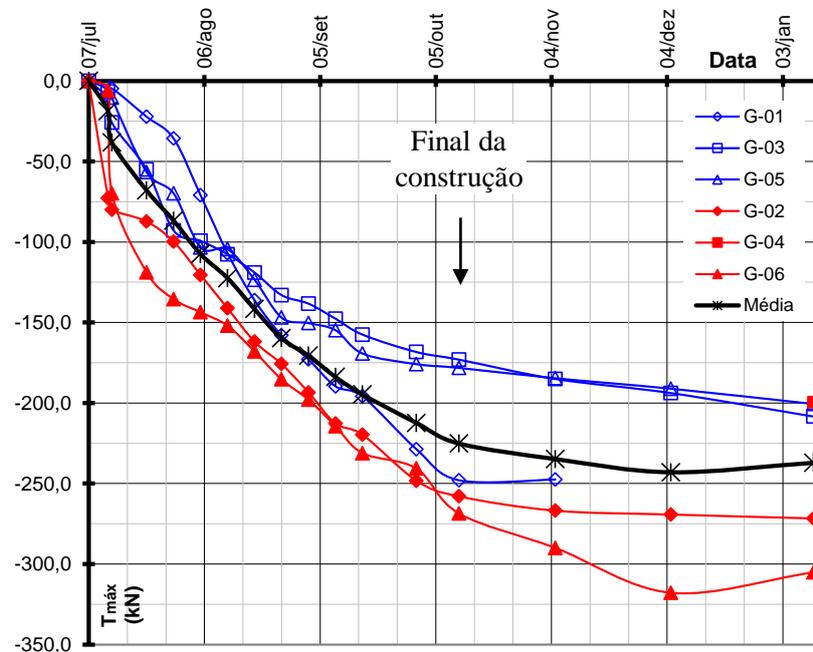


Figura VII.30 – Evolução das trações máximas nas três linhas de grampos superiores das seções S1 e S2.

Na Figura VII.31 são apresentadas as trações mobilizadas nos grampos durante e após o término da escavação. Os grampos são elementos passivos e a mobilização de tensões está relacionada com a deformação lateral da massa de solo. Os elevados valores observados são consistentes com os deslocamentos medidos. Foram incluídos na Figura VII.31 os valores calculados usando a condição ativa de Rankine, assumindo as resistências ao cisalhamento de pico ($\phi_p=31^\circ$) e pós-pico ($\phi_{pp}=25^\circ$) do solo cinza argilo-arenoso. Considerando as medições dos esforços de tração máxima nos grampos, o

estado de tensão aproximou-se da correspondente à condição ativa tomando-se a resistência residual do solo (pós-pico).

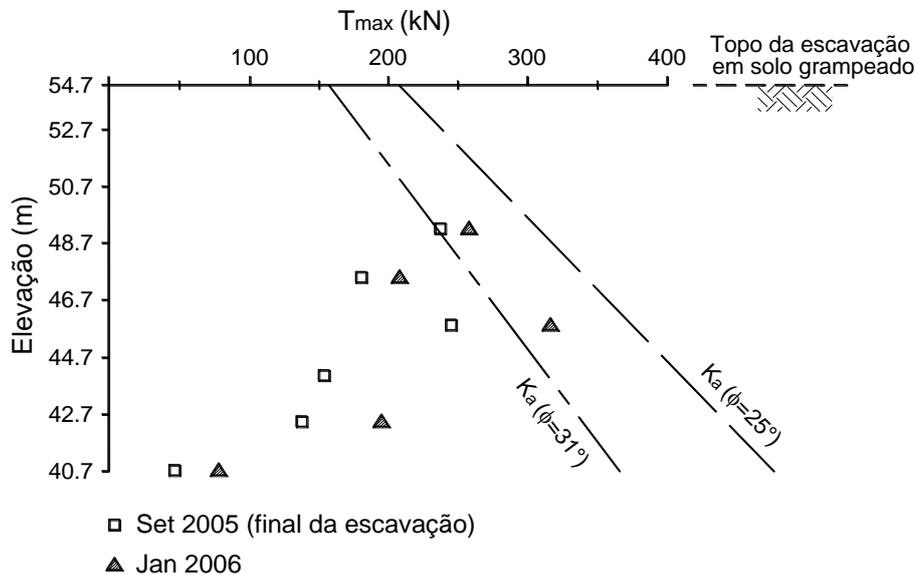


Figura VII.31 – Trações máximas medidas nos grampos durante e após a escavação.

VII.3 – Cargas nas Ancoragens

Foram monitoradas as cargas nas ancoragens após o aparecimento de trincas significativas a montante da cortina ancorada. Com base nas cargas medidas na cortina realizaram-se estudos de retro-análise pelo método do equilíbrio limite, considerando as inclinações dos planos de fraqueza (θ) e alturas das seções cujas cargas foram monitoradas. Verificou-se que o solo arrimado pela cortina responde com parâmetros de resistência razoavelmente compatíveis com os determinados em laboratório.

VII.3.1 – Solicitação Excessiva das Ancoragens da Cortina Ancorada

Utilizou-se o método de Coulomb para a retro-análise dos parâmetros de resistência mobilizados sobre a superfície de ruptura. Devida presença de camadas reliquias, a superfície potencial de ruptura é planar. A derivação da Equação VII.1 utilizada para a retro-análise é apresentada a seguir, incluindo o esquema gráfico que deu origem ao desenvolvimento da equação (Figura VII.32).

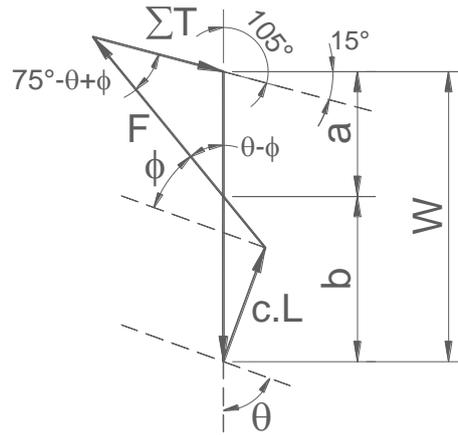


Figura VII.32 - Método de Coulomb aplicado na retro-análise.

$$L = H \cdot \frac{\sin(90 + \alpha)}{\sin(\theta - \alpha)}$$

$$W = \left(\frac{1}{2} \cdot H \cdot L \cdot \sin(90 - \theta) \right) \cdot \gamma = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot H \cdot \frac{\sin(90 + \alpha)}{\sin(\theta - \alpha)} \cdot \cos \theta = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\cos \theta \cdot \cos \alpha}{\sin(\theta - \alpha)}$$

$$b = c \cdot L \cdot \frac{\sin(90 + \phi)}{\sin(\theta - \phi)}$$

$$b = c \cdot H \cdot \frac{\sin(90 + \alpha)}{\sin(\theta - \alpha)} \cdot \frac{\sin(90 + \phi)}{\sin(\theta - \phi)}$$

$$\frac{\Sigma T}{\sin(180 - 75 + \theta - \phi - 105)} = \frac{W - b}{\sin(75 - \theta + \phi)}$$

$$\Sigma T = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\cos \theta \cdot \cos \alpha}{\sin(\theta - \alpha)} - c \cdot H \cdot \frac{\sin(90 + \alpha)}{\sin(\theta - \alpha)} \cdot \frac{\sin(90 + \phi)}{\sin(\theta - \phi)} \right) \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(75 - \theta + \phi)}$$

$$\frac{\Sigma T}{H} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{\cos \theta \cdot \cos \alpha}{\sin(\theta - \alpha)} \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(75 - \theta + \phi)} - c \cdot \frac{\cos \alpha}{\sin(\theta - \alpha)} \cdot \frac{\cos \phi}{\sin(\theta - \phi)} \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(75 - \theta + \phi)}$$

$$\frac{\Sigma T}{H} = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos \theta \cdot \sin(\theta - \phi) - c \cdot \cos \phi \right) \cdot \frac{\cos \alpha}{\sin(\theta - \alpha) \cdot \sin(75 - \theta + \phi)}$$

$$\frac{\Sigma T}{H \cdot \cos \phi} = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{\cos \theta \cdot \sin(\theta - \phi)}{\cos \phi} - c \right) \cdot \frac{\cos \alpha}{\sin(\theta - \alpha) \cdot \sin(75 - \theta + \phi)}$$

$$\frac{\Sigma T \cdot \sin(\theta - \alpha) \cdot \sin(75 - \theta + \phi)}{H \cdot \cos \phi \cdot \cos \alpha} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{\cos \theta \cdot \sin(\theta - \phi)}{\cos \phi} - c$$

$$c = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{\cos \theta \cdot \sin(\theta - \phi)}{\cos \phi} - \frac{\Sigma T}{H} \cdot \frac{\sin(\theta - \alpha) \cdot \sin(75 - \theta + \phi)}{\cos \phi \cdot \cos \alpha}$$

(VII.1)

Onde γ é o peso específico do solo; H é altura da cortina ancorada; θ é a inclinação da superfície potencial de ruptura, ou seja, a inclinação das camadas reliquiarias; α é o ângulo de inclinação do terrapleno de montante; ΣT é o somatório das cargas medidas nas ancoragens; ϕ é o ângulo de atrito mobilizado ($\tan\phi = \tan\phi_p/FS$) e c é a coesão mobilizada das camadas reliquiarias de baixa resistência.

Os cálculos foram elaborados com base nas cargas medidas na cortina superior e na geometria da superfície potencial de ruptura, definida pelas inclinações das camadas reliquiarias (θ) iguais a 58° , 70° e 80° . Considerou-se um fator de segurança (FS) de 1,05 para representar as condições de equilíbrio precário da cortina ancorada. Foi assumido ângulo de atrito de 25° a 31° e determinou-se o valor da coesão mobilizada para a condição de equilíbrio.

Na Figura VII.33 são apresentados os resultados da retro-análise. Na seção da cortina ancorada com maior altura (15,85 m), cuja inclinação dos planos de fraqueza é da ordem de 70° a 80° , verificou-se valores de coesão do solo variando de 9,2 kPa a 27,6 kPa. Na seção com altura de 10,3 m e inclinação dos planos de fraqueza de 58° , os valores obtidos para a coesão mobilizada variou de 13 kPa a 19,1 kPa. Os parâmetros de resistência obtidos pela retro-análise são consistentes com os determinados nos ensaios de cisalhamento direto realizados na direção paralela às camadas reliquiarias de baixa resistência (Figura V.10).

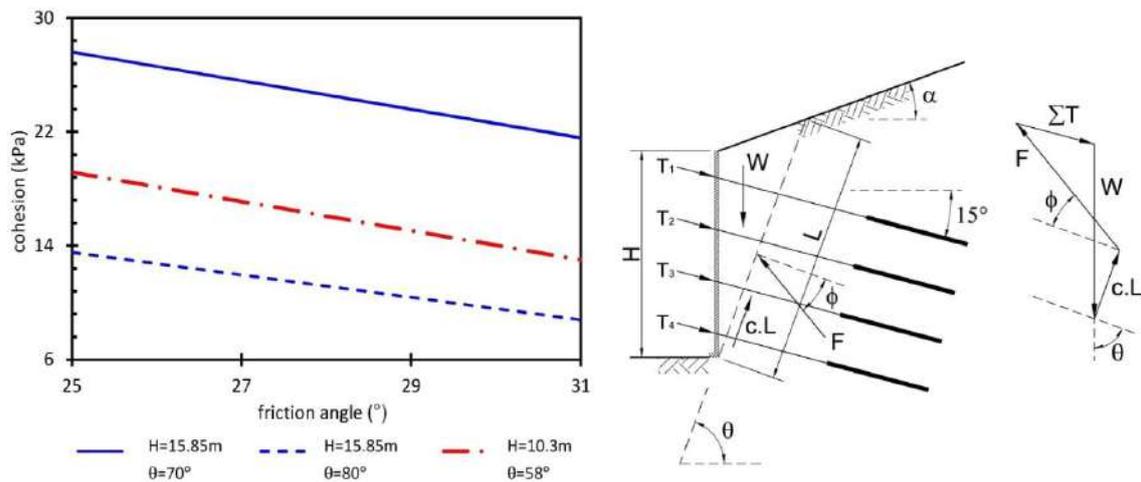


Figura VII.33 – Resultados do estudo de retro-análise (Ehrlich e Silva, 2015).

Na Figura VII.33, W é o peso da cunha de ruptura; T_n é a carga do tirante; L é o comprimento da superfície potencial de ruptura e; F é a força resultante da tensão normal e ângulo atrito mobilizados ao longo da superfície potencial de ruptura.

Os estudos de retro-análise utilizando o método de Coulomb, considerando as cargas medidas nas ancoragens e as superfícies potenciais de ruptura conforme as inclinações das camadas reliquiares (58° , 70° e 80°) ratificaram os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, evidenciando o efeito importante destas na estabilidade da escavação. Para uma mesma altura da cortina (15,85 m), a inclinação das camadas reliquiares (θ) igual a 80° correspondeu a uma condição mais estável (baixo valor de coesão mobilizada) comparativamente a correspondente a inclinação de 70° . Na seção de menor altura da cortina (10,3 m), as condições de estabilidade, para a inclinação observada 58° , se apresentou inferior à seção de maior altura ($H = 15,85$ m), cujo ângulo de inclinação das camadas reliquiares era de 80° . Esses resultados chamam a atenção para a importância da inclinação dos planos reliquiares no comportamento da escavação.

CAPÍTULO VIII

ANÁLISE NUMÉRICA

A interação entre solo e grampo é complexa quando comparada a algumas análises existentes na mecânica dos solos. Comumente, as metodologias de análises fazem o uso, basicamente, da teoria de equilíbrio limite, onde se admite que o elemento estudado tenha toda a sua resistência mobilizada no momento da ruptura com deslocamento nulo. Os métodos correntes utilizados nas análises de estruturas de solo grampeado são capazes de prever apenas os esforços que incidem sobre os grampos. O comportamento geomecânico dos solos grampeados é, de forma geral, analisado através de modelagens numéricas (Shaffie, 1986; Lima, 1996; Ehrlich *et al.*, 1996; Springer, 2001; Lima, 2002; Eleutério, 2013; Eleutério *et al.*, 2014), de monitoração de obras em verdadeiras grandezas (Cartier e Gigan, 1983; Clouterre, 1991; Feijó, 2007; Lima, 2007; Silva e Ehrlich, 2010, Ehrlich e Silva, 2015) e de modelos físicos em escala reduzida (França, 2007) e na escala 1:1 (Raju *et al.*, 1997; Silva, 2010; Eleutério, 2013, Eleutério *et al.*, 2014). A presente pesquisa analisa o comportamento de uma escavação grampeada através de resultados de análises teóricas e monitoração da obra.

Os estudos numéricos foram validados utilizando os resultados da monitoração da escavação. Definiram-se como parâmetros de referência dos solos aqueles obtidos através de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto. Objetivando ajustar a modelagem às tensões e movimentações medidas na monitoração desenvolveram-se análises paramétricas de variabilidade de parâmetros. Dentre as variáveis consideradas, destaca-se a anisotropia do solo residual jovem de gnaiss-migmatito, caracterizado pela presença de camadas reliquiares com resistências variáveis e com diferentes inclinações, espessuras e persistências. As análises globais do comportamento do sistema de contenção foram elaboradas após a validação do modelo.

VIII.1 – Modelo Numérico

O *software* utilizado na análise numérica foi o programa baseado no método de elementos finitos SIGMA/W. Nas análises foram utilizados os modelos constitutivos elasto-plástico e hiperbólico, com critério de ruptura de Mohr Coulomb. O uso de modelos constitutivos mais complexos tende a representar melhor o comportamento do maciço reforçado. Entretanto, com o aumento do número de parâmetros constitutivos pode-se perder a acurácia dos cálculos, devido às incertezas na determinação dos parâmetros dos materiais (Lima, 2002). Devida consideração a dependência do confinamento, as análises paramétricas indicaram que o modelo hiperbólico levou a resultados mais consistentes com o comportamento observado.

O modelo elasto-plástico considera que o solo se comporta de maneira elástica até determinado nível de tensão, a partir da qual se comporta plasticamente, apresentando deformações irreversíveis (Figura VIII.1). Para tanto, faz-se necessário o conhecimento de 5 parâmetros: ângulo de atrito (ϕ), coesão (c), ângulo de dilatância (ψ), coeficiente de Poisson (ν) e módulo de elasticidade (E) do solo.

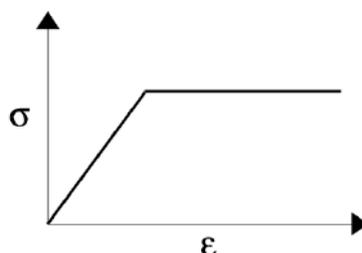


Figura VIII.1 – Modelo elasto-plástico (Mohr Coulomb).

O comportamento tensão-deformação não linear do solo pode ser modelado pela formulação apresentada por Duncan e Chang (1970). A curva tensão deformação é hiperbólica e o módulo de elasticidade do solo é função das tensões confinantes e do nível de sollicitação. Dependendo do estado de tensão e do caminho de tensões, três módulos de solo são necessários - módulo de elasticidade inicial E_i o módulo de elasticidade tangencial E_t e módulo de carregamento e descarregamento E_{ur} (Figura VIII.2). O critério de ruptura utilizado pelo modelo é o mesmo do modelo Mohr Coulomb.

$$E_t = KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$$

Onde: K e n são constantes adimensionais; σ_3 é a tensão de confinamento; e P_a é a pressão atmosférica.

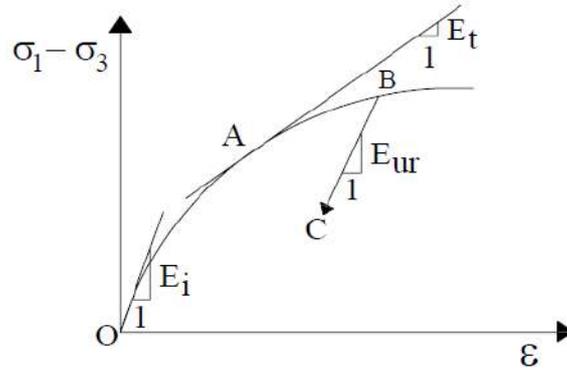


Figura VIII.2 – Comportamento tensão-deformação não linear.

A trajetória de tensões do ponto O ao A da Figura VIII.2 é governada pelo módulo de deformabilidade tangente (E_t), definido por Duncan e Chang (1970) como função das propriedades do solo, da tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e da tensão de confinamento (σ_3).

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \phi)}{2c (\cos \phi) + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 E_i$$

Onde: ϕ é o ângulo de atrito; c é a coesão; e R_f razão de ruptura, tipicamente entre 0,7 e 0,95.

Quando há descarregamento no solo seguido de carregamento, a relação tensão-deformação é obtida pelo módulo de deformabilidade no descarregamento e recarregamento (E_{ur}). O valor de K_{ur} é uma constante adimensional da ordem de duas vezes o valor de K e o valor de n é considerado o mesmo para as duas fases.

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

VIII.2 – Etapas da Modelagem Numérica

A escavação foi executada em diferentes estágios e estabilizada com ancoragens e grampos (Figura VIII.3). As fases 3 e 4 referem-se às medidas emergenciais efetuadas após o aparecimento de trinca a montante da cortina. A escavação do terreno de montante objetivou redução da sobrecarga. Posteriormente, foram instalados os tirantes adicionais. A instrumentação foi implantada antes do início da escavação em solo grampeado. Ao final da escavação grampeada, objetivando reduzir os deslocamentos foram instaladas mais ancoragens adicionais, no solo grampeado e cortina ancorada.

A sequência da simulação numérica seguiu o processo executivo (Figuras VIII.4 e VIII.5): (i) escavação vertical do talude por etapas, com altura (H) inferior ao espaçamento vertical (S_v) das ancoragens; (ii) instalação da ancoragem; (iii) execução do paramento de concreto armado; (iv) repetiu-se o processo até o último nível de ancoragem; (v) escavação do terreno a montante em etapas; (vi) instalação das ancoragens adicionais na parte inferior da cortina ancorada; (viii) escavação sub-vertical em solo grampeado por etapas, com $H < S_v$; (viii) instalação do grampo; (ix) execução da face em concreto projetado; (x) repetiu-se o processo até o pé da escavação; (xi) instalação de ancoragens adicionais na cortina ancorada e solo grampeado.

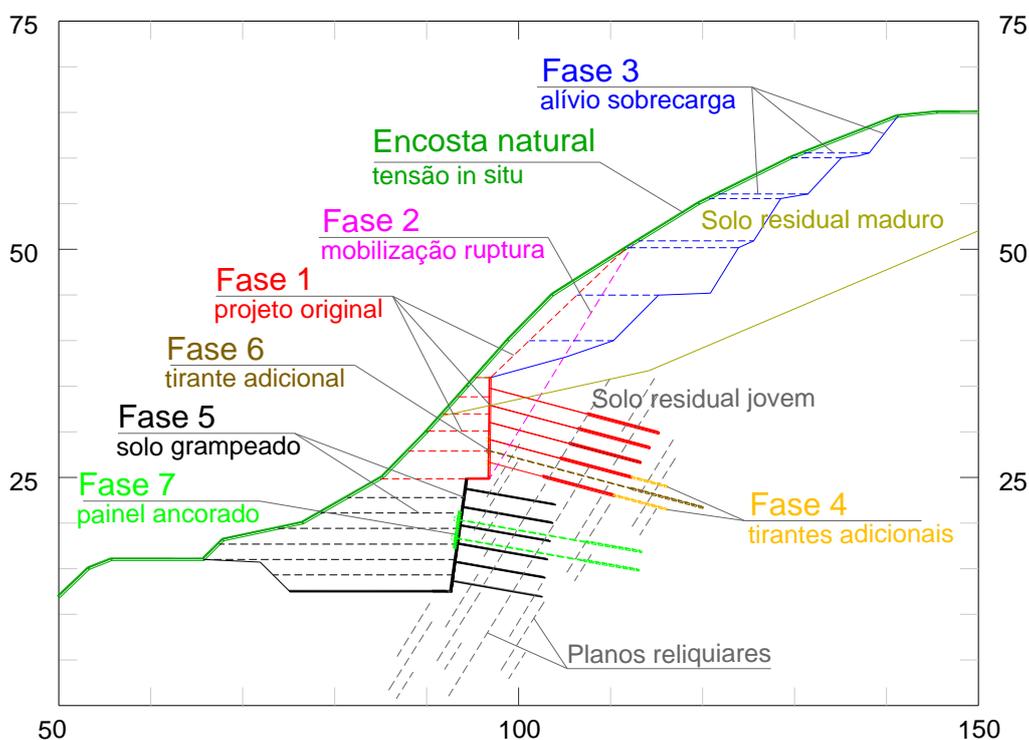


Figura VIII.3 – Seção transversal típica das etapas da modelagem numérica.

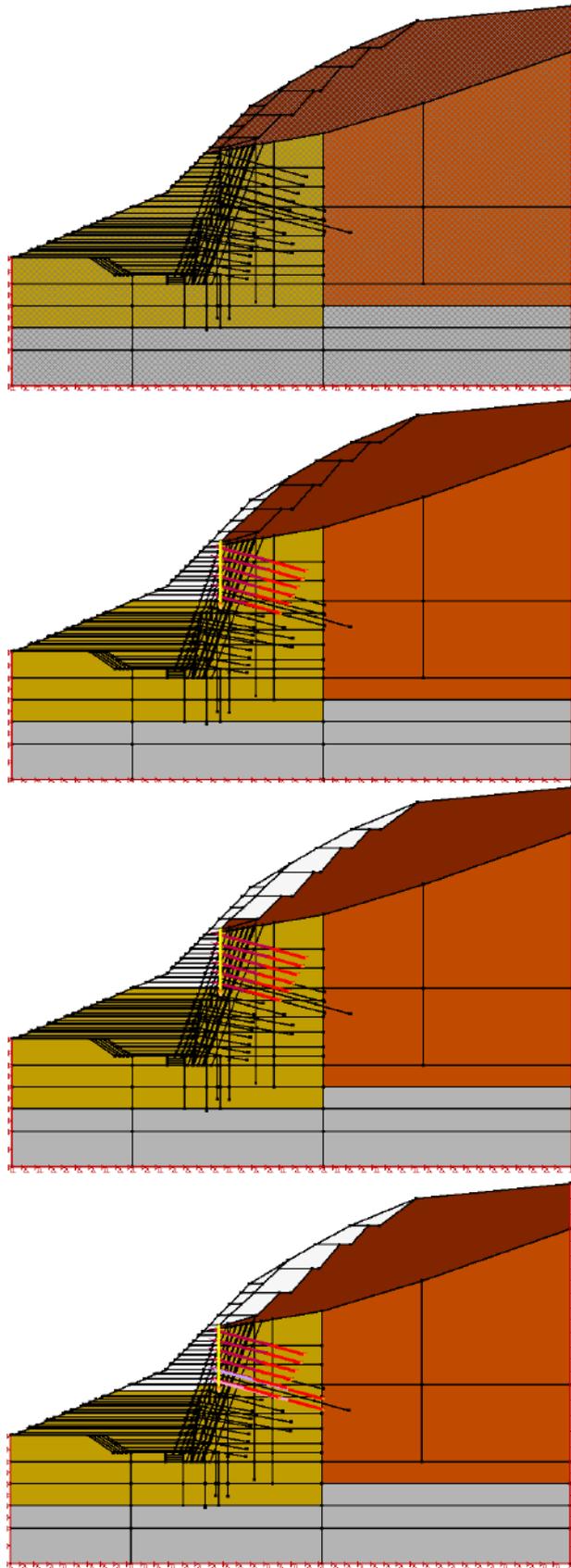


Figura VIII.4 – Etapas da simulação numérica: topografia primitiva, execução e solicitação excessiva da cortina ancorada, escavação do terreno de montante (alívio de sobrecarga) e instalação de dois tirantes adicionais (Projeto P0 e ações emergenciais).

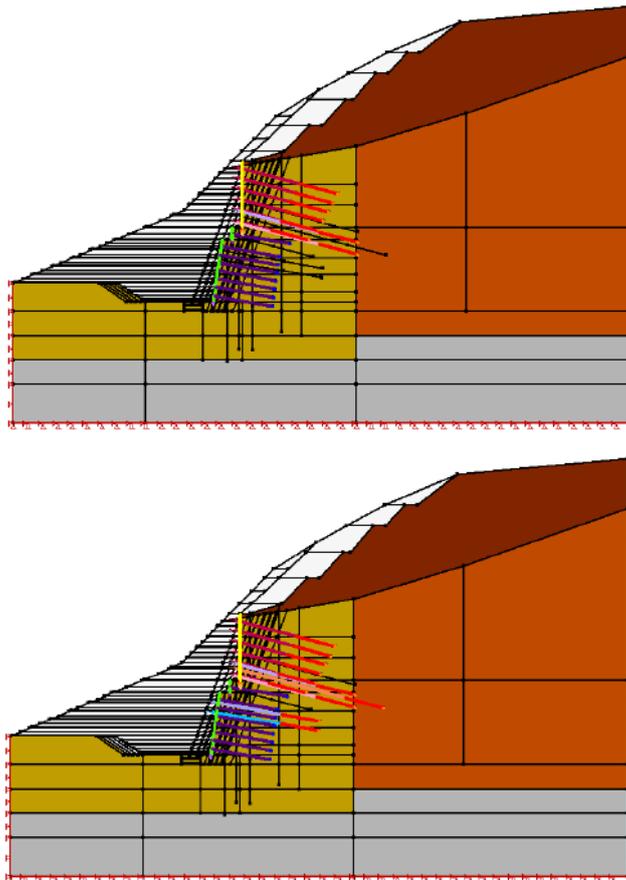


Figura VIII.5 – Etapas da simulação numérica: escavação em solo grampeado (proj. P1) e instalação de 3 ancoragens adicionais, 1 na cortina e 2 no solo grampeado (proj. P2).

A Figura VIII.6 apresenta os detalhes executivos das seções I1/I2 e I3/I4, objeto das modelagens numéricas. Nas seções constam a locação dos inclinômetros e todas as etapas de execução da estrutura de contenção: (i) execução do primeiro nível de cortina ancorada prevista no projeto original P0; (ii) retaludamento do terreno a montante; (iii) instalação de 2 linhas de ancoragens adicionais (projeto P1) coincidente com as 2 linhas inferiores da cortina; (iv) escavação em solo grampeado até a cota final; (v) reforço da estrutura de contenção com 3 linhas de ancoragens adicionais, uma linha na cortina ancorada entre as duas últimas linhas da cortina e duas linhas no terço superior do solo grampeado (projeto P2). Os grampos foram executados com barras de aço CA50 com diâmetros de 32 mm posicionadas em furos pré-abertos de 75 mm injetados com calda de cimento. O faceamento do solo grampeado foi em concreto projetado. Todas as ancoragens da cortina ancorada, incluindo as adicionais, foram executadas com carga de trabalho de 350 kN. As cargas de trabalho das ancoragens adicionais instaladas no solo grampeado foram de 200 kN.

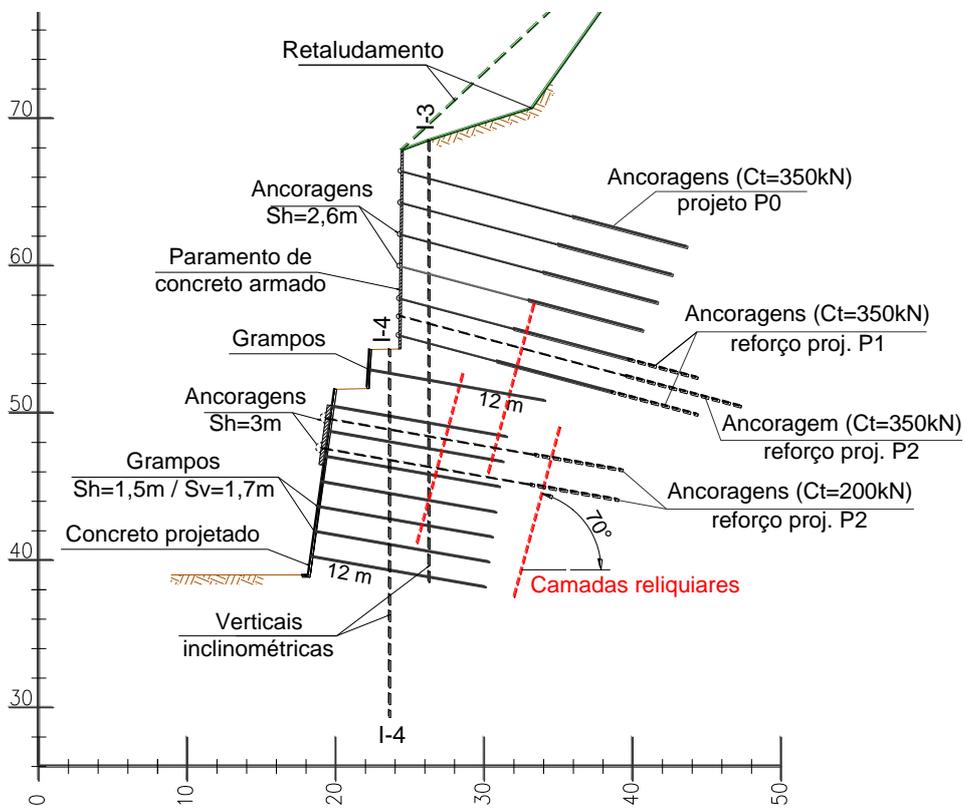
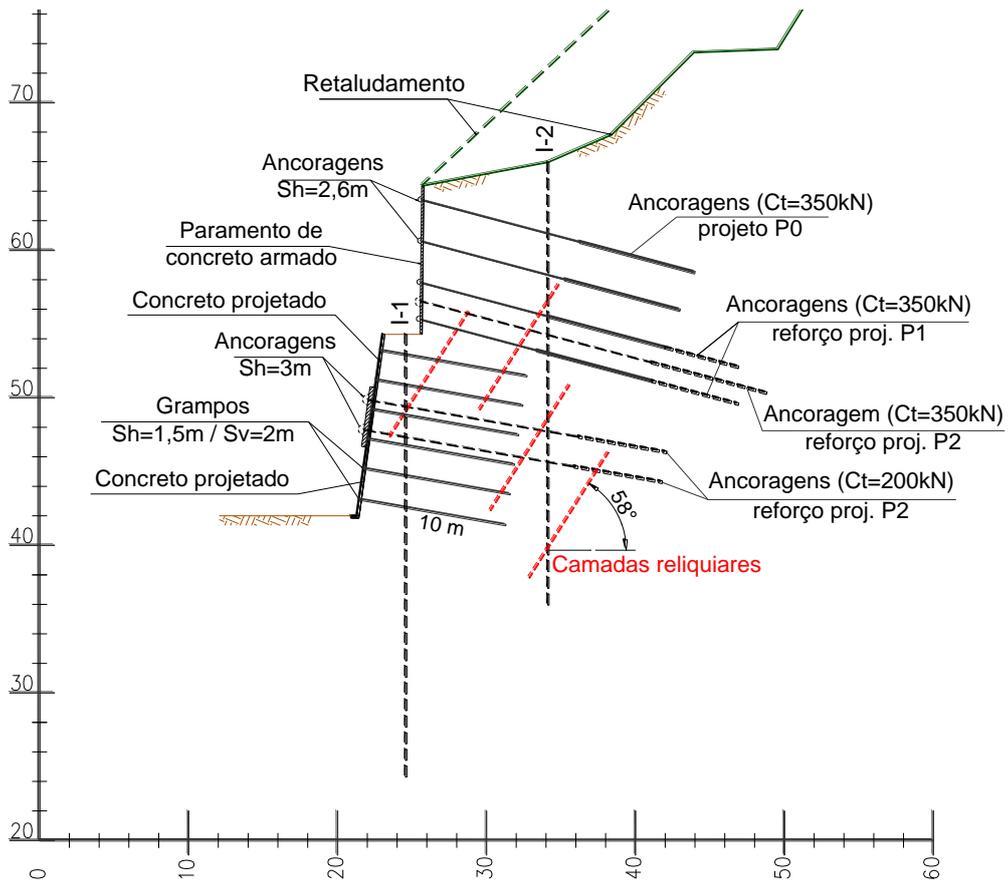


Figura VIII.6 – Seções transversais I1/I2 e I3/I4 objeto da modelagem numérica.

VIII.3 – Parâmetros dos Materiais

Os parâmetros utilizados na modelagem numérica foram divididos em dois grupos: os elementos estruturais e os solos. Os elementos estruturais compreendem as ancoragens (trechos livre e ancorado), grampos e as paredes de concreto estrutural (cortina ancorada) e concreto projetado (solo grampeado).

VIII.3.1 – Elementos Estruturais

Em virtude das análises serem feitas em um ambiente bi-dimensional certas considerações têm que ser feitas na simulação de alguns elementos. Para o caso dos grampos, que são compostos geralmente por dois materiais (aço e calda de cimento), as propriedades referentes à rigidez axial e rigidez à flexão são calculadas adotando parâmetros equivalentes. Calcula-se um módulo de elasticidade equivalente (E_{eq}) através de média ponderada, onde se leva em consideração as características geométricas e propriedades elásticas de cada elemento.

O SIGMA/W não dispõe de elemento específico para representar o grampo e o faceamento de concreto projetado. No entanto, pode-se fazer uso de um tipo de elemento de barra representado pela área, momento de inércia e módulo de elasticidade. Para considerar a influência dos grampos e ancoragens nas tensões e deformações mobilizadas no maciço, os módulos de elasticidade dos grampos e ancoragens são divididos pelo espaçamento horizontal (S_h) destes elementos.

A seguir são apresentados os parâmetros adotados para os elementos passivos (grampos) e ativos (ancoragens), faceamento em concreto projetado do solo grampeado e estrutura em concreto armado da cortina ancorada.

- Grampo:

$$I = \pi \cdot D_{\text{grampo}}^4 / 64 = 0,00000155 \text{ m}^4$$

$$A_{\text{grampo}} = (\pi \cdot D_{\text{grampo}}^2 / 4) = 0,00442 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{aço}} = (\pi \cdot D_{\text{aço}}^2 / 4) = 0,000804 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{calda}} = 0,00361 \text{ m}^2$$

$$E_{\text{aço}} = 210.000.000 \text{ kPa}$$

$$E_{\text{calda}} = 25.000.000 \text{ kPa}$$

$$E_{\text{pond}} = (E_{\text{aço}} \cdot A_{\text{aço}} + E_{\text{calda}} \cdot A_{\text{calda}}) / (A_{\text{aço}} + A_{\text{calda}}) = 58.666.358,0 \text{ kPa}$$

Onde E_{pond} é o módulo de elasticidade ponderado.

$$E_{eq} = E_{pond} / S_h = 39.110.905,0 \text{ kPa}$$

Onde E_{eq} é o módulo de elasticidade equivalente e S_h é o espaçamento horizontal do grampo (1,5 m).

Os esforços máximos de tração da barra de aço CA50 diâmetro de 32 mm para tensões de escoamento ($50 \times 10^{-2} \text{ kN/mm}^2$) e ruptura ($55 \times 10^{-2} \text{ kN/mm}^2$) são 402,1 kN e 442,3 kN, respectivamente. Admitiu-se a aderência perfeita entre solo e grampo, não sendo utilizados elementos de interface. Portanto, não há deslocamento relativo o entre solo e o grampo. Para assegurar a condição de tração nula na extremidade final do grampo foi utilizado um elemento de grampo de pequeno comprimento e rigidez baixa. Tal procedimento não altera os esforços máximos no grampo, mas apenas a distribuição de tensões na região próxima a esse ponto (Dantas e Ehrlich, 2001).

O mesmo critério adotado para o grampo é válido para o trecho de bulbo da ancoragem. Para o trecho livre da ancoragem utiliza-se o elemento de barra representado pela área, módulo de elasticidade e carga de incorporação (80 % da carga de trabalho) para a faixa com largura igual ao espaçamento horizontal (S_h).

- Tirante (bulbo):

$$I = \pi.D^4/64 = 0,00000490875 \text{ m}^4$$

$$A_{bulbo} = (\pi.D_{bulbo}^2/4) = 0,007854 \text{ m}^2$$

$$A_{aço} = (\pi.D_{aço}^2/4) = 0,0008042496 \text{ m}^2$$

$$A_{calda} = 0,0070497504 \text{ m}^2$$

$$E_{pond} = (E_{aço} \cdot A_{aço} + E_{calda} \cdot A_{calda}) / (A_{aço} + A_{calda}) = 52.920.000,00 \text{ kPa}$$

$$E_{eq} = E_{pond} / S_h = 20.353.846,15 \text{ kPa}$$

Onde S_h é o espaçamento horizontal do tirante (2,6 m).

- Tirante (trecho livre):

$$A_{aço} = (\pi.D_{aço}^2/4) = 0,0008042496 \text{ m}^2$$

$$E_{eq} = E_{aço} / S_h = 80.769.230,77 \text{ kPa}$$

$$F = - 350 \text{ kN} \times 0,8 / S_h = - 107,7 \text{ kN}$$

Para simular a solicitação excessiva das ancoragens da cortina devem-se conhecer os limites de carga das mesmas. Foi utilizado o aço mono barra Dywidag ST 85/105 com diâmetro de 32 mm, cujas tensões de escoamento e ruptura são, $85 \times 10^{-2} \text{ kN/mm}^2$ e $105 \times 10^{-2} \text{ kN/mm}^2$, respectivamente. Considerando a área da barra de aço ($804,2 \text{ mm}^2$) tem-se que as cargas máximas de escoamento e ruptura correspondem, respectivamente, à 684 kN e 845 kN.

A face em concreto projetado do solo grampeado e o paramento de concreto armado da cortina foram modelados considerando os critérios do elemento de viga.

- Faceamento em concreto projetado (10 cm de espessura):

$$A = b.h = 1 \times 0,1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = b.h^3/12 = 0,0000833333 \text{ m}^4$$

$$E_{\text{conc proj}} = 25.000.000 \text{ kPa}$$

- Paramento de concreto armado (30 cm de espessura):

$$A = b.h = 1 \times 0,3 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$I = b.h^3/12 = 0,00225 \text{ m}^4$$

$$E_{\text{conc}} = 35.000.000 \text{ kPa}$$

VIII.3.2 – Solos

Foram considerados dois solos para a modelagem: solo residual maduro e solo residual jovem. Os parâmetros do solo residual jovem que compõem os modelos constitutivos foram obtidos a partir dos resultados de ensaios triaxiais do tipo CID realizados pela PUC (2003) em amostras indeformadas do tipo Denison retiradas do local da escavação e dos ensaios triaxiais do tipo CID e CID-E realizados por Lima (2007) em amostras indeformadas retiradas no mesmo morro, adjacente à 85 m do local (ocorrência 2). Os parâmetros de resistência das camadas reliquias de baixa resistência foram obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto elaborados pela COPPE/UFRJ. Na Tabela VIII.3 apresenta-se a variação do módulo de elasticidade do solo residual jovem retirado no local do estudo, em função das tensões confinantes.

A estimativa da tensão vertical foi realizada a partir da consideração que o solo, antes da escavação e em regiões afastadas da escavação se encontrava no estado de repouso. A estimativa do coeficiente de empuxo no repouso (K_o) foi feita por meio da correlação de Jaky ($K_o = 1 - \text{sen}^2 \phi$), adotando o ângulo de atrito (ϕ) obtido no ensaio.

Tabela VIII.3 – Módulos de elasticidade obtidos pelos ensaios da PUC (2003).

σ_c	σ_v	E (kPa)
50	121,4	20.000
150	364,1	30.000
300	728,2	80.000

Avaliou-se a variação do módulo de elasticidade (E) do solo residual jovem (SRJ) em função da tensão confinante (σ_c), considerando os resultados obtidos por Lima (2007), apresentados na Tabela V.9, e os obtidos nos ensaios realizados em amostras de solo do local de estudo (Tabela VIII.3). Através dos gráficos tensão confinante *versus* módulo de elasticidade (Figuras VIII.7 e VIII.8) definiram-se limites inferiores e superiores (Tabelas VIII.4 e VIII.5) para cada tipo de ensaio triaxial (CID e CID-E).

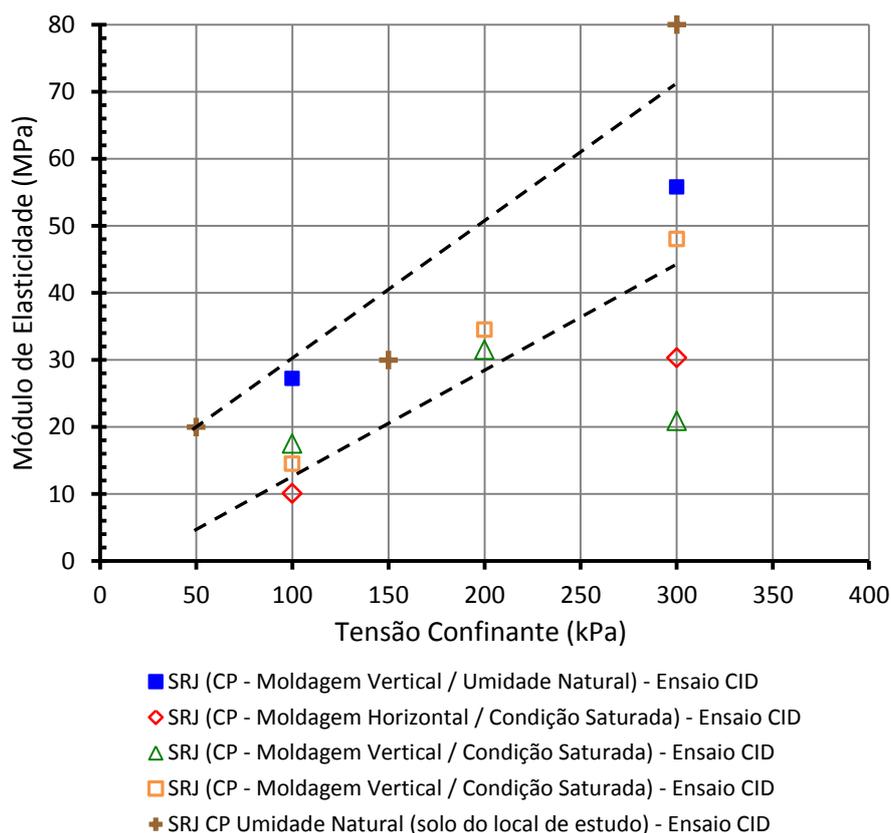


Figura VIII.7 – Limites superior e inferior dos módulos de elasticidade do SRJ em função das tensões confinantes (Ensaio CID – PUC, 2003 e Lima, 2007).

Tabela VIII.4 – Variação dos módulos de elasticidade do SRJ em função das tensões confinantes (Ensaio CID – PUC, 2003 e Lima, 2007).

σ_c	σ_v	E_{inf} (kPa)	E_{sup} (kPa)
50	121,3	4.000	20.000
100	242,6	12.000	30.000
150	363,9	20.000	40.000
200	485,2	28.000	50.000
250	606,5	36.000	60.000
300	727,8	44.000	70.000

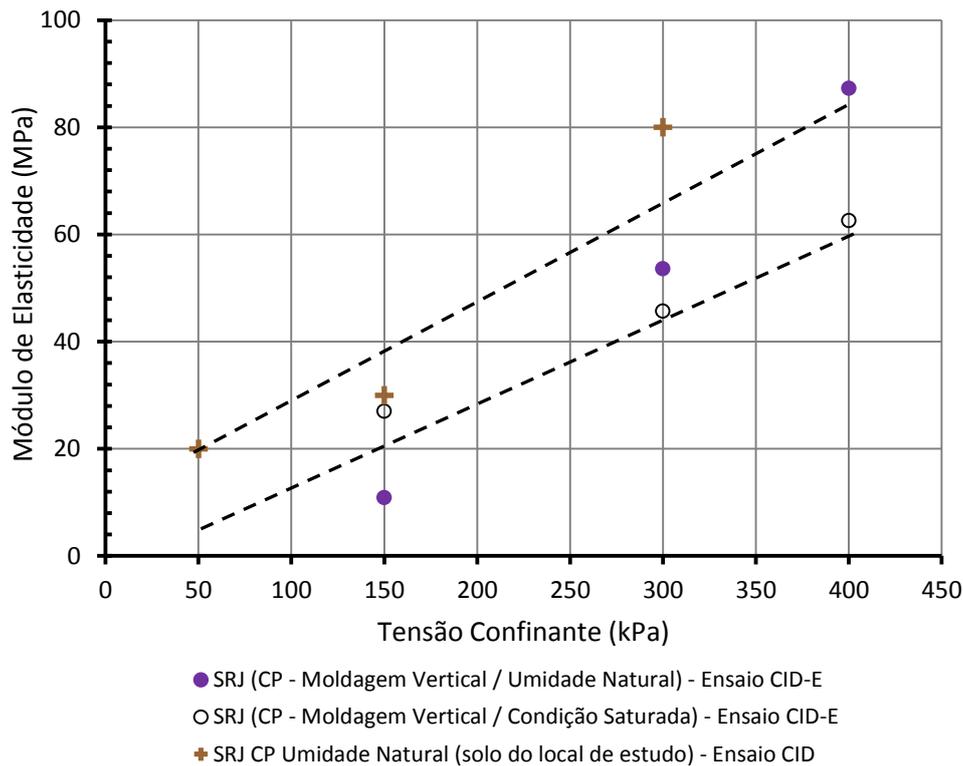


Figura VIII.8 – Limites superior e inferior dos módulos de elasticidade do SRJ em função das tensões confinantes (Ensaio CID - PUC, 2003 e CID-E - Lima, 2007).

Tabela VIII.5 – Variação dos módulos de elasticidade do SRJ em função das tensões confinantes (Ensaio CID – PUC, 2003 e CID-E – Lima, 2007).

σ_c	σ_v	E_{inf} (kPa)	E_{sup} (kPa)
50	121,3	4.000	20.000
100	242,6	12.000	29.500
150	363,9	20.000	39.000
200	485,2	28.000	48.500
250	606,5	36.000	58.000
300	727,8	44.000	67.500
350	849,1	52.000	77.000
400	970,4	60.000	86.500

A nuvem de pontos dos resultados de todos os ensaios triaxiais realizados nos solos residuais jovens (Figura VIII.9) permite que sejam definidos limites superior e inferior das variações de E com σ_c .

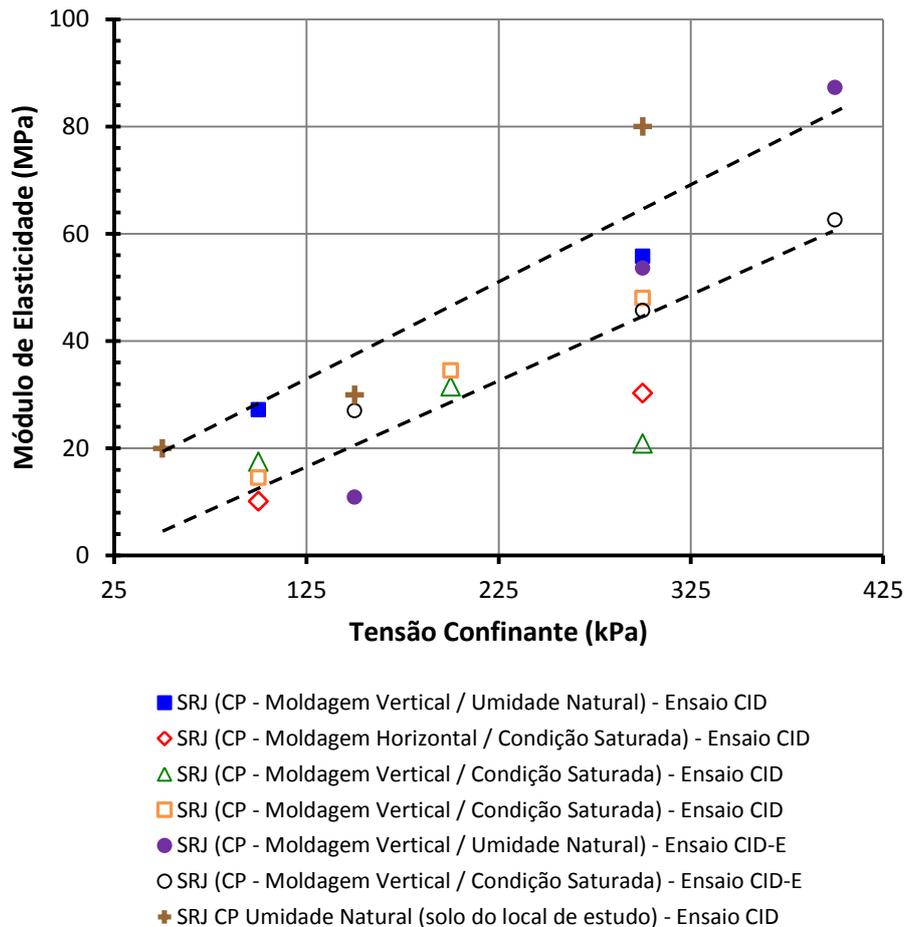


Figura VIII.9 – Limites superior e inferior de E em função de σ_c do SRJ.

Visto que a camada de solo residual maduro (SRM) de capeamento do Morro Boa Viagem é pouco heterogênea, os parâmetros do solo residual maduro foram definidos com base nos resultados dos ensaios triaxiais do tipo CID e CID-E realizados por Lima (2007) nesse material. Adotou-se o mesmo procedimento realizado nas análises para definição dos limites superior e inferior dos módulos de elasticidade em função das tensões confinantes do solo residual jovem. Os resultados são apresentados na Figura VIII.10 e Tabela VIII.6.

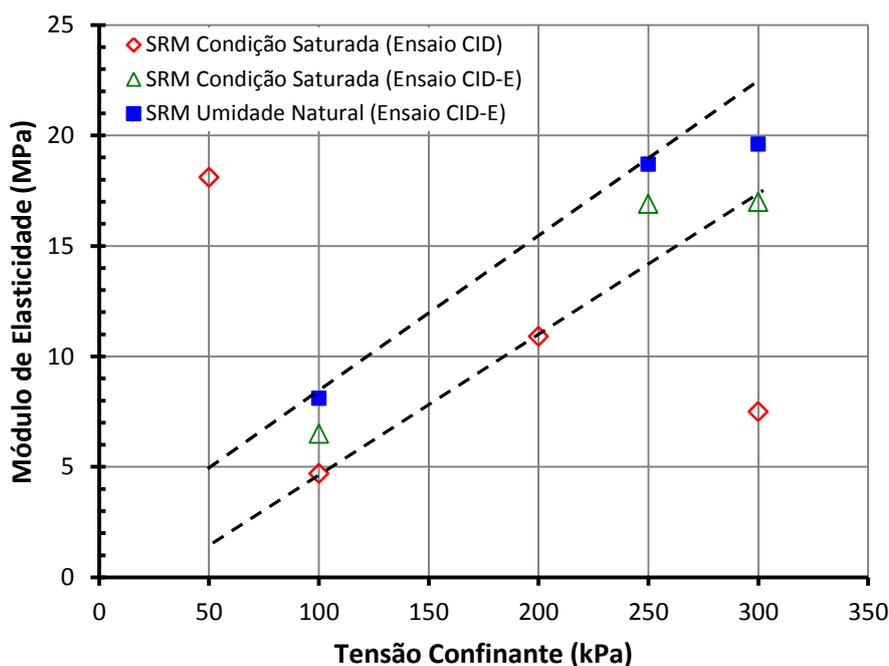


Figura VIII.10 – Limites superior e inferior dos módulos de elasticidade do SRM em função das tensões confinantes (Ensaio CID e CID-E – Lima, 2007).

Tabela VIII.6 – Variação dos módulos de elasticidade do SRM em função das tensões confinantes (Ensaio CID e CID-E – Lima, 2007).

σ_c	σ_v	E_{inf} (kPa)	E_{sup} (kPa)
50	86,6	1.200	5.000
100	173,2	4.400	8.500
150	259,8	7.600	12.000
200	346,4	10.800	15.500
250	433,0	14.000	19.000
300	519,6	17.200	22.500

Na seção modelada considerou-se que cada camada de solo apresenta os mesmos parâmetros de resistência, sendo os módulos de elasticidade crescente com as tensões confinantes. Os parâmetros de resistência e a ordem de grandeza de variação dos módulos de elasticidade dos solos são apresentados a seguir. Ressalta-se que as relações mais adequadas entre os módulos de elasticidade e as tensões confinantes foram definidas nas análises paramétricas, com base nos limites inferiores e superiores definidos pelos resultados dos ensaios triaxiais de cada solo. Para as camadas reliquias

de baixa resistência foram adotados os parâmetros de resistência obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto realizados pela COPPE/UFRJ.

- Solo Residual Maduro (SRM)

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$c = 27 \text{ kPa}$$

$$\nu = 0,33$$

$$E = 1.200 \text{ kPa a } 22.500 \text{ kPa (Figura VIII.8 e Tabela VIII.6)}$$

- Solo Residual Jovem (SRJ)

$$E = 4.000 \text{ kPa a } 90.000 \text{ kPa (Figura VIII.8 e Tabelas VIII.4 e VIII.5)}$$

Camadas reliquias de maior resistência (parâmetros definidos pelo ensaio triaxial drenado realizado pela PUC, 2003)

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 36^\circ$$

$$c = 87,5 \text{ kPa}$$

$$\nu = 0,34$$

Camadas reliquias de baixa resistência (parâmetros de resistência definidos pelos ensaios de cisalhamento direto realizados pela COPPE/UFRJ)

$$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$c = 0 \text{ kPa}$$

$$\nu = 0,34$$

Saré (2007) apresenta uma análise numérica da escavação grampeada realizada na ocorrência 2. Os parâmetros dos solos foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios triaxiais executados por Lima (2007). O resumo dos parâmetros obtidos através das análises dos resultados dos ensaios laboratoriais são apresentados na Tabela VIII.7.

Tabela VIII.7 – Resumo dos parâmetros obtidos por meio de ensaios laboratoriais dos solos da ocorrência 2 (Saré, 2007).

	<i>Solo Residual Maduro</i>	<i>Solo Residual Jovem</i>
Descrição	Argila Arenosa	Areia Argilosa
γ_{nat}	17,6 kN/m ³	18,2 kN/m ³
γ_{sat}	17,6 kN/m ³	18,2 kN/m ³
c	28 kPa	59 kPa
ϕ	23°	30°
E ₅₀	6 MPa	21 MPa
E _{oed}	6 MPa	21 MPa
E _{ur}	8 MPa	33 MPa
ν_{ur}	0,25	0,28
ψ	0°	0°
R _{inter}	0,7(*)	0,8(*)

Uma vez definidos os parâmetros de referência para os materiais, Saré (2007) desenvolveu um estudo paramétrico da variabilidade destes parâmetros, com o objetivo de ajustar os resultados previstos aos resultados medidos no campo. Os valores foram ajustados, dentro dos limites de comportamento do material. A Tabela VIII.8 apresenta os valores utilizados na modelagem numérica com uso do modelo hiperbólico.

Tabela VIII.8 - Parâmetros obtidos pela análise numérica da ocorrência 2 (Saré, 2007).

	<i>Solo Residual Maduro</i>	<i>Solo Residual Jovem</i>
Descrição	Argila Arenosa	Areia Argilosa
γ_{nat}	17 kN/m ³	18 kN/m ³
γ_{sat}	17 kN/m ³	18 kN/m ³
c	28 kPa	59 kPa
ϕ	23°	30°
E ₅₀	2,0 MPa	5,0 MPa
E _{oed}	2,0 MPa	5,0 MPa
E _{ur}	4,8 MPa (*)	11,0 MPa
ν_{ur}	0,2	0,2
m	0,5	0,5
K ₀ ^{nc}	0,7	0,7
R _f	0,9	0,9
ψ	0°	0°
R _{inter}	0,8	0,8

(*) o valor para E_{ur} corresponde a 2E₅₀.

VIII.4 – Análises Paramétricas

Objetivando o ajuste da modelagem ao observado na monitoração das tensões e deformações, foram elaboradas análises paramétricas de variabilidade de parâmetros. Foram analisados os parâmetros de referência dos solos dentro dos limites inferior e superior definidos pelo estudo dos resultados dos ensaios triaxiais. Dentre os fatores considerados, destaca-se a anisotropia do solo residual jovem resultante da presença de camadas reliquias com resistências variáveis e com diferentes inclinações, espessuras e persistências. Também foram considerados fatores que possam ter influenciado nos resultados da monitoração, tais como o processo executivo, eventos não previstos e problemas com a instrumentação (Figura VIII.11). A simulação numérica não reproduz de forma fiel a execução da obra, pois não considera o processo de escavação que foi realizado por nichos alternados (Figura VIII.12). Durante a escavação ocorreram desprendimentos de porções da face do talude (Figura VIII.13), rupturas pontuais, cuja modelagem considera perfeitamente plana.



Figura VIII.11 – Danos nos sistema de leitura por infiltração de água.



Figura VIII.12 – Processo executivo da escavação em solo grampeado.



Figura VIII.13 – Rupturas localizadas na face da escavação.

O modelo constitutivo elasto-plástico não se apresentou adequado para a modelagem. Por se tratar de uma escavação, o modelo hiperbólico, que considera a dependência do confinamento, levou a resultados mais consistentes com o comportamento observado.

Em relação aos módulos de elasticidade em função da tensão confinante, foram verificados os limites que reproduziram melhor o comportamento do maciço escavado (Figura VIII.14). Foi adotado o limite superior para o solo residual maduro (SRM). Para o solo residual jovem (SRJ) adotou-se o limite médio para o conjunto das camadas reliquiares e o limite inferior para as camadas de baixa resistência.

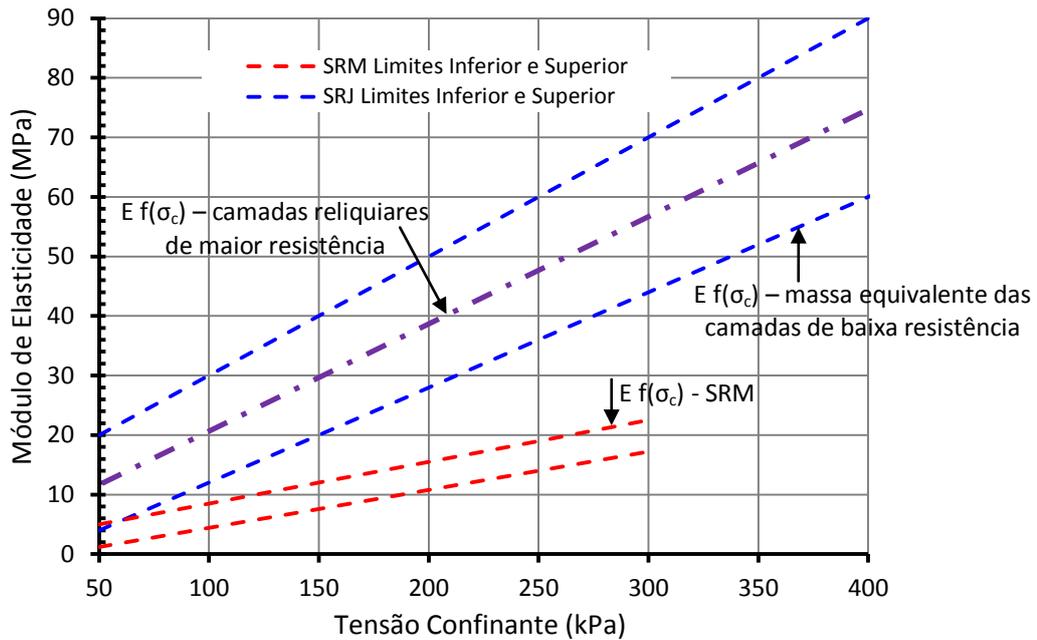


Figura VIII.14 – Variação dos módulos de elasticidade dos solos residuais maduro e jovem em função da tensão confinante.

Visto a pequena espessura das camadas reliquiárias de baixa resistência, inicialmente estas camadas foram modeladas através do recurso do elemento de interface do SIGMA/W (*interface elements*). Entretanto, do ponto de vista da escala de análise, a representação das camadas reliquiárias muito próximas e com espessuras variáveis (mm a cm) através de elementos de interface não se mostrou viável. As camadas reliquiárias de baixa resistência foram modeladas utilizando o artifício de uma massa equivalente homogênea e isotrópica num mesmo alinhamento de regiões retangulares e inclinadas, intercaladas por camadas mais resistentes. As camadas foram representadas por várias regiões formando retângulos com largura (espessura da camada) variando entre 0,2 m e 1 m, comprimento (ou persistência da camada) inferior a 3 m e inclinação correspondente à seção de análise (58° I1/I2 e 70° I3/I4). Um mesmo alinhamento poderia ser representado por uma única região retangular atravessando a camada de solo residual jovem, entretanto, não seria possível elaborar análises considerando a variação do comprimento das persistências das camadas. Por isso, um mesmo alinhamento foi segmentado por várias regiões retangulares. O recurso da massa equivalente possibilitou maior liberdade na representação da mobilização deste conjunto de camadas, visto que não se tem rigorosamente a distribuição e persistências destas. A Figura VIII.15 apresenta as considerações do elemento de interface e do recurso da massa equivalente.

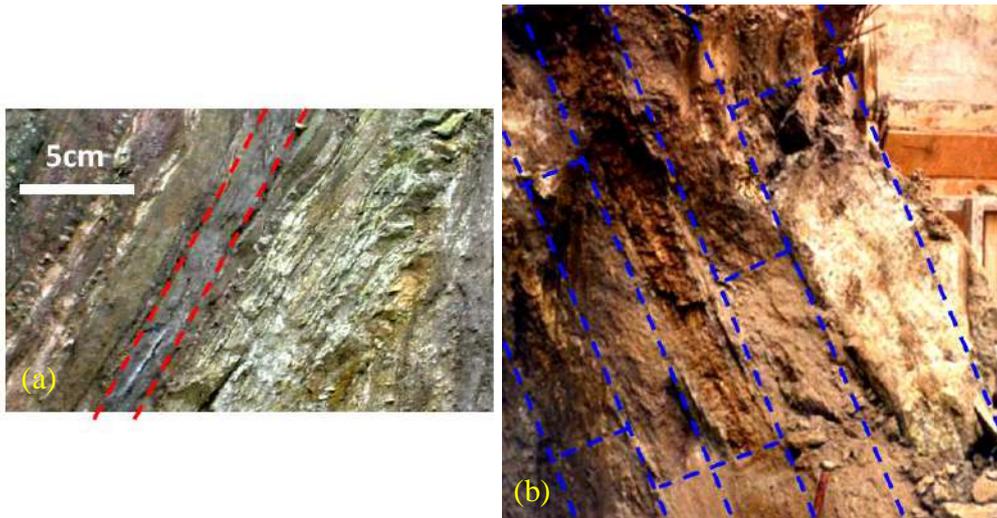


Figura VIII.15 – Considerações do elemento de interface (a) e do recurso da massa equivalente (b), representada por regiões retangulares inclinadas com larguras (espessuras) e comprimentos (persistências) variáveis.

Como os limites superior e inferior da variação dos módulos de elasticidade com as tensões confiantes do solo residual jovem foram estabelecidos com base nos resultados de ensaios triaxiais realizados em amostras com as camadas reliquias nas direções paralela e ortogonal à tensão principal, é razoável que os módulos de elasticidade da massa equivalente estejam dentro desses limites. Nas análises paramétricas verificou-se que a consideração do limite inferior do solo residual jovem (Figura VIII.14) para a massa equivalente representativa das camadas de baixa resistência reproduziu melhor o comportamento observado pela monitoração da escavação. À medida que as camadas de baixa resistência são mobilizadas formam-se zonas de plastificação, que controlam as condições de estabilidade do maciço, mas não comandam diretamente as deformações.

VIII.5 – Validação da Modelagem Numérica

As análises numéricas foram elaboradas por seção inclinométrica, I1/I2 e I3/I4. As duas seções se diferenciaram pela altura da escavação e inclinação das camadas reliquiárias. A seção transversal I3/I4, com 28,65 m de altura de contenção e 70° de inclinação das camadas reliquiárias, foi monitorada através de 2 inclinômetros e *strain gages* instalados em 12 grampos (6 grampos em duas seções adjacentes). Já a seção I1/I2, com 22,4 m de altura de contenção e 58° de inclinação das camadas reliquiárias, foi monitorada apenas por 2 inclinômetros. A validação da modelagem numérica foi realizada por meio de análises comparativas entre os resultados medidos na monitoração e os obtidos pela modelagem. As etapas das modelagens contemplaram a preparação do terreno para início da obra, execução da cortina ancorada, operação de terraplenagem do terreno de montante (alívio de sobrecarga), reforço da cortina com ancoragens adicionais, escavação em solo grampeado e reforço do sistema de contenção, conforme apresentado nas Figuras VIII.4 a VIII.6.

VIII.5.1 – Solicitação Excessiva das Ancoragens

A execução do primeiro nível da cortina ancorada (projeto original P0) foi analisada considerando a ausência e presença das camadas reliquiárias de baixa resistência. Os resultados das análises numéricas da execução da cortina nas seções I1/I2 e I3/I4 são apresentados nas Figuras VIII.16 e VIII.17. Verifica-se aumento de incrementos de cargas nas ancoragens com o avanço da escavação quando considerado a presença das camadas de baixa resistência. O carregamento ultrapassa o limite de escoamento do aço utilizado na ancoragem (Dywidag ST 85/105 de 32 mm), 684 kN, e se aproxima do limite de ruptura, 845 kN. De fato, houve movimentação suficiente para mobilização das ancoragens a limites superiores ao escoamento do aço, evidenciada pela trinca no terreno de montante, que chegou a atingir 23 cm de abertura.

A modelagem das solicitações excessivas das ancoragens destaca a influência da inclinação das camadas reliquiárias de baixa resistência na mobilização de esforços nas ancoragens. A seção I1/I2, de menor altura, apresentou cargas nas ancoragens mais próximas do limite de ruptura do aço. Na seção I3 /I4 as cargas nas ancoragens se aproximaram mais do limite de escoamento do aço. Tal comportamento foi resultante da

menor inclinação das camadas reliquiarias de solo na seção de menor altura I1/I2 (58°).

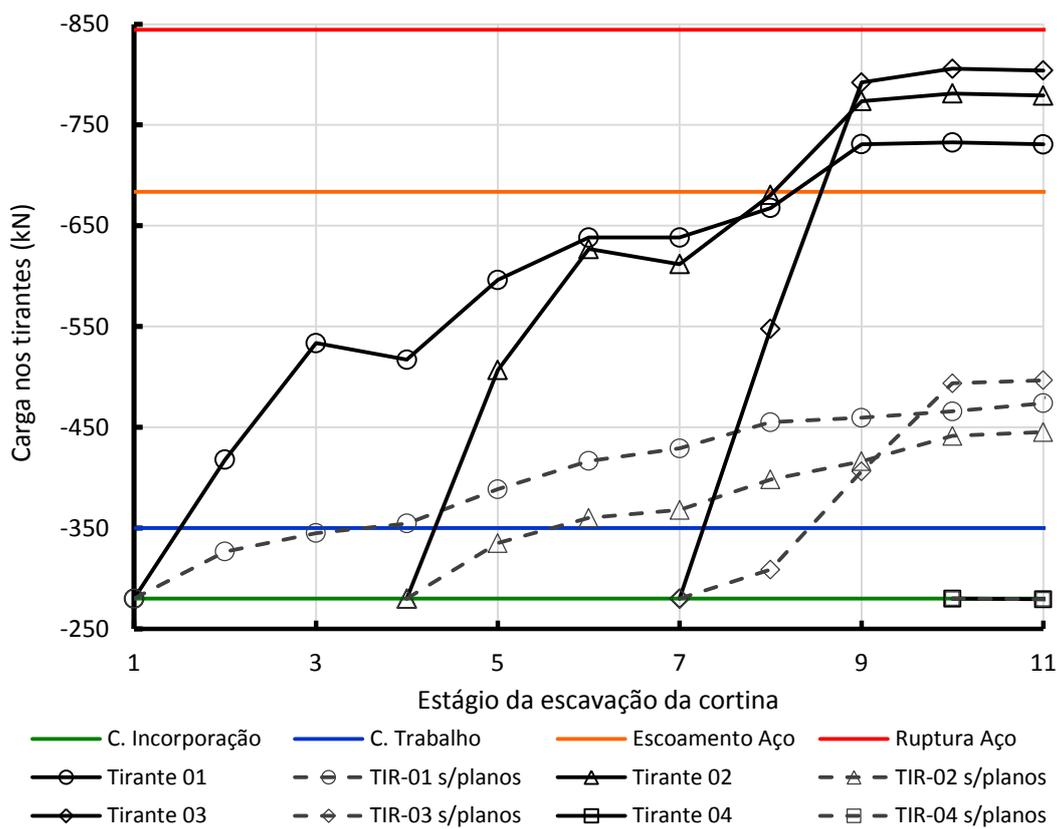


Figura VIII.16 – Carregamento nas ancoragens considerando a ausência e presença das camadas reliquiarias de baixa resistência com inclinação de 58° (seção I1/I2).

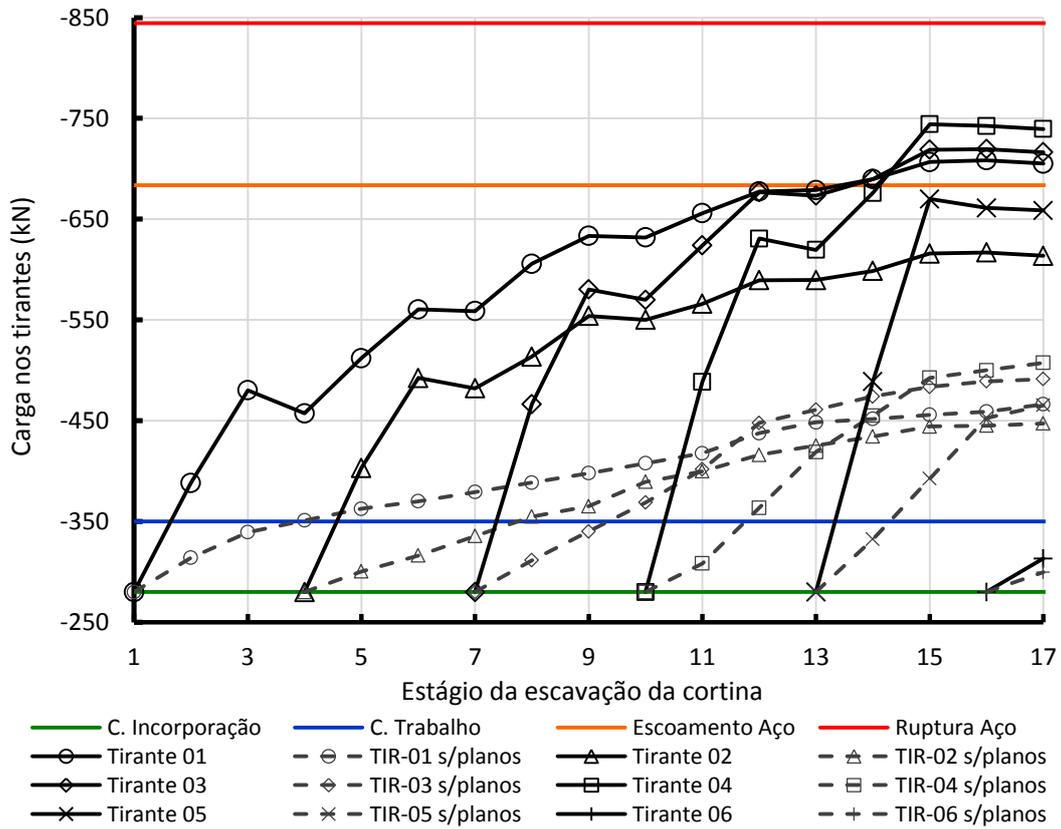


Figura VIII.17 – Carregamento nas ancoragens considerando a ausência e presença das camadas reliquias de baixa resistência com inclinação de 70° (seção I3/I4).

VIII.5.2 – Tensões nos Grampos

Após a execução das medidas emergenciais e instalação de ancoragens adicionais para estabilizar a cortina ancorada foram instaladas duas verticais inclinométricas em duas seções com diferentes geometrias e a escavação avançou para a cota de projeto através da técnica de solo grampeado. Na seção I3/I4 foram instalados grampos instrumentados com *strain gages* para monitoração dos esforços de tração mobilizados durante o processo de escavação. Devida a velocidade da escavação, dos 8 grampos só foram monitorados os 6 inferiores. Assim, os resultados da validação são apresentados a partir do terceiro nível de grampo. As Figuras VIII.18 a VIII.23 apresentam a evolução e distribuição dos esforços de tração, obtidas pela modelagem numérica e monitoração dos grampos instrumentados da seção I3/I4 (6 grampos em duas seções adjacentes – S1 e S2). Verifica-se que nas fases iniciais de escavação e instalação dos grampos a tração máxima ($T_{m\acute{a}x}$) ocorre mais próxima do faceamento e com o avanço da escavação o ponto de $T_{m\acute{a}x}$ caminha para o interior do solo.

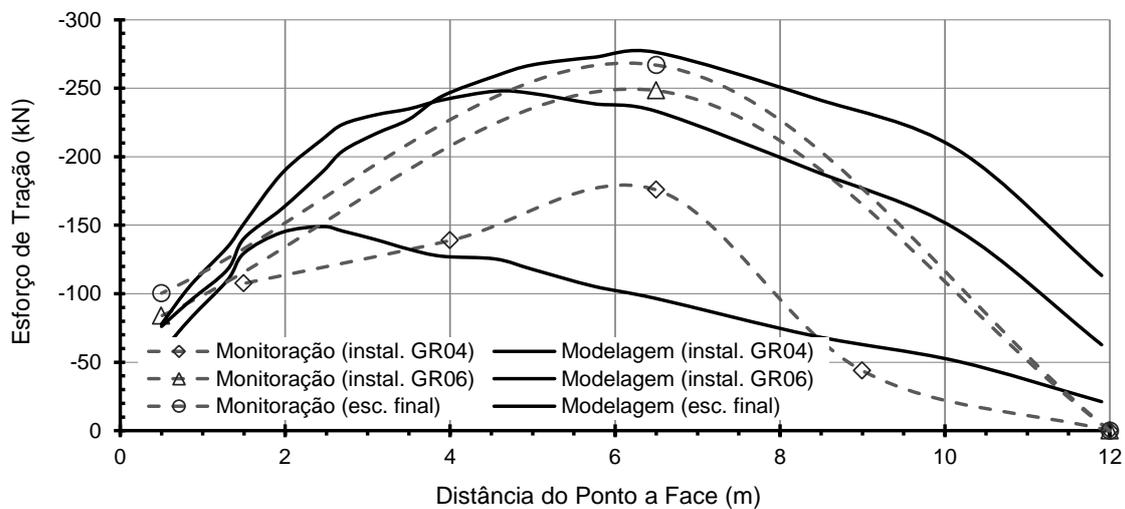


Figura VIII.18 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo do nível 3.

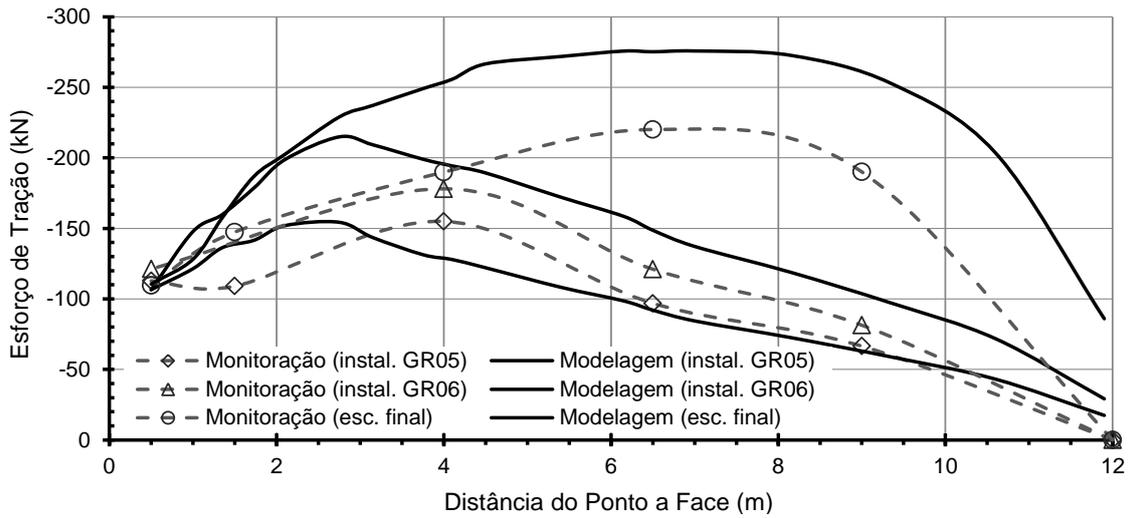


Figura VIII.19 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo do nível 4.

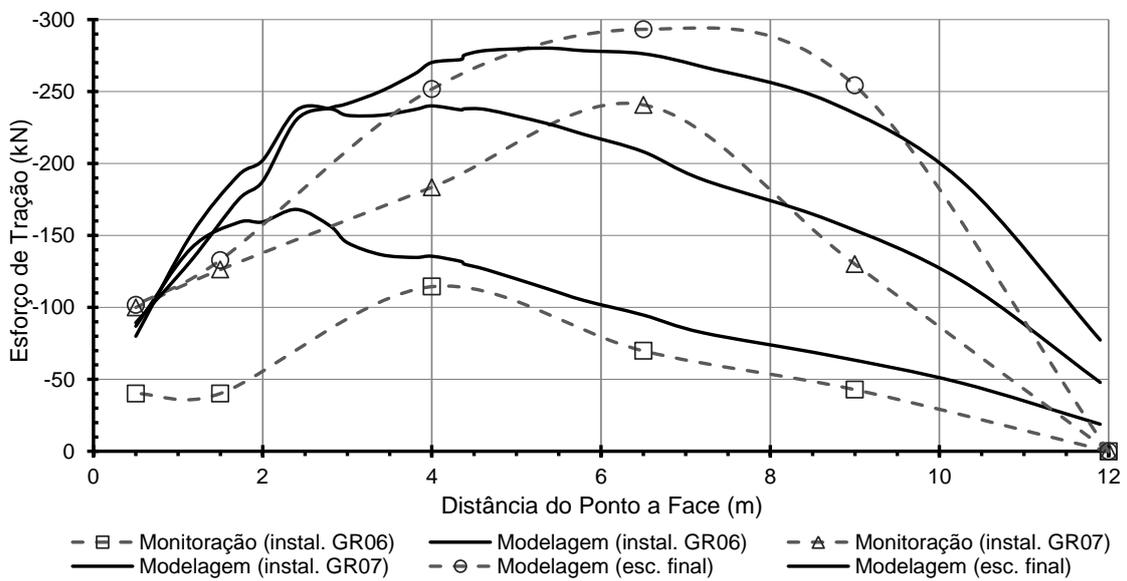


Figura VIII.20 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo do nível 5.

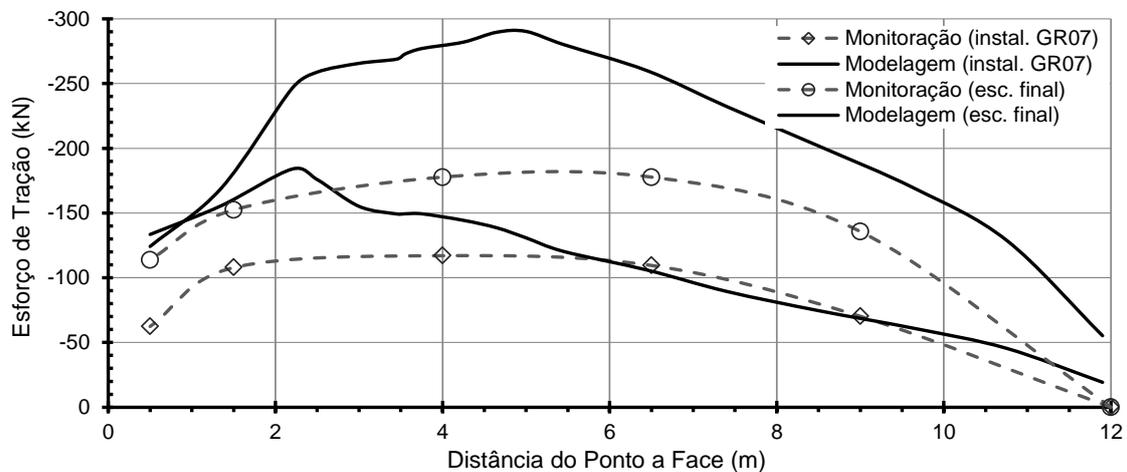


Figura VIII.21 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo do nível 6.

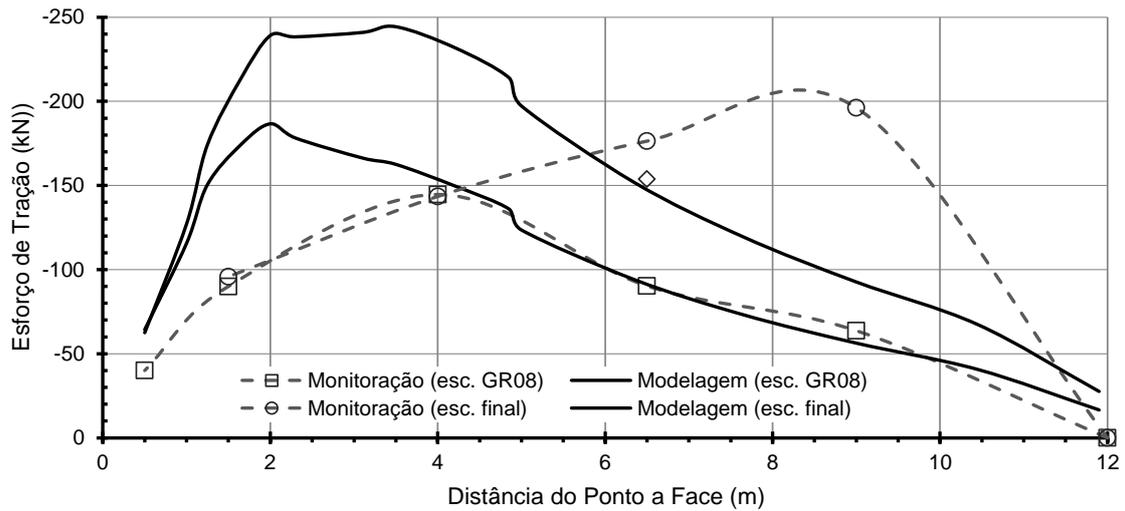


Figura VIII.22 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo do nível 7.

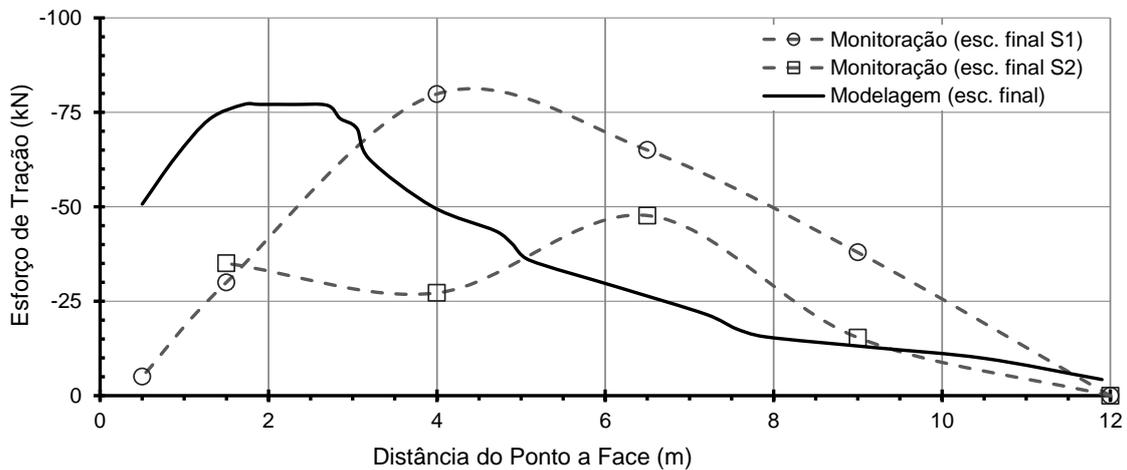


Figura VIII.23 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo do nível 8 (inferior, último nível de grampo do solo grampeado).

Na Figura VIII.24 são apresentados em conjunto os esforços de tração medidos nos grampos durante e após o término da escavação e os esforços obtidos no final da modelagem numérica. Foram incluídos na figura os valores calculados usando a condição ativa de Rankine, assumindo as resistências ao cisalhamento de pico ($\phi_p=31^\circ$) e pós-pico ($\phi_{pp}=25^\circ$) do solo cinza argilo-arenoso (camada reliquiar de baixa resistência). Os valores de tração obtidos pela modelagem numérica são próximos daqueles medidos na monitoração. Ao final da escavação $T_{\text{máx}}$ se aproxima do nível de trabalho das barras de aço (limites de escoamento e ruptura 402,1 kN e 442,3 kN, respectivamente).

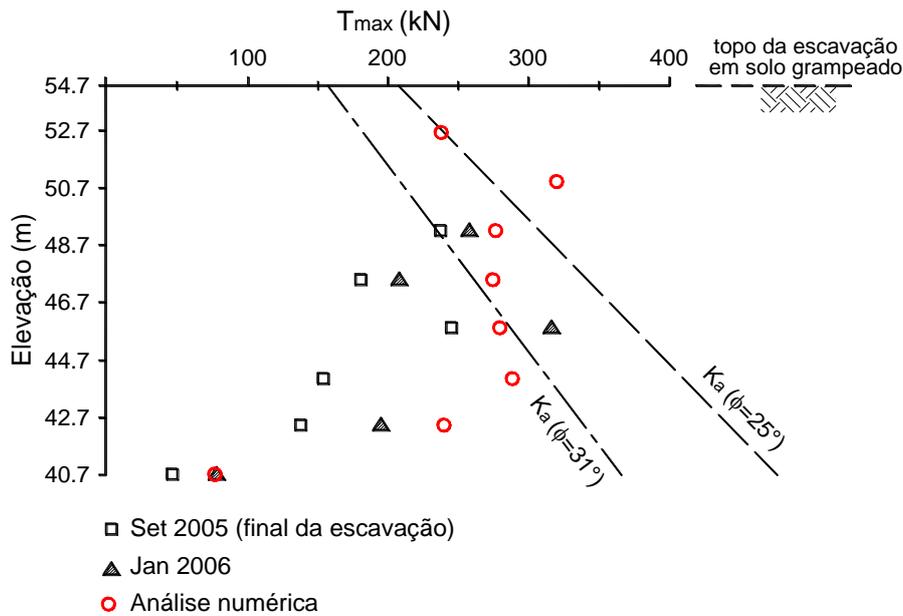


Figura VIII.24 – Trações máximas nos grampos obtidas pela monitoração e modelagem.

Na Figura VIII.25 apresenta-se ao final da escavação a localização dos pontos de tração máxima ($T_{m\acute{a}x}$) nos grampos definida pela modelagem numérica e pela monitoração efetuada nas seções S1 e S2. A inclinação da linha de tendência da nuvem de pontos de $T_{m\acute{a}x}$ se aproxima do ângulo de mergulho das camadas reliquias da seção I3/I4 (70°). As posições dos pontos de $T_{m\acute{a}x}$ obtidos por modelagem, coincidentes com a inclinação das camadas reliquias, é resultante do artifício adotado para representar o conjunto de camadas de baixa resistência por massas equivalentes com inclinação igual a das camadas.

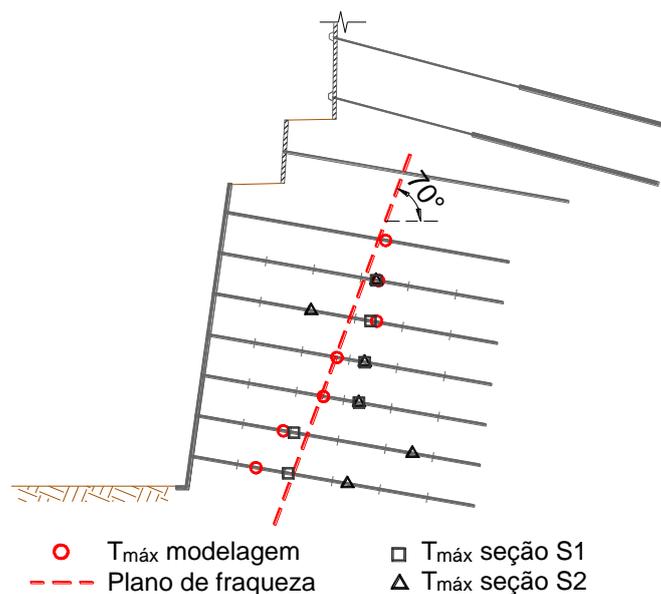


Figura VIII.25 – Pontos de tração máxima nos grampos ao final da escavação.

As duas seções cujos esforços de tração dos grampos foram monitorados se distanciam de 1,5m, entretanto, apresentam variações nos valores e posições das trações máximas para grampos instalados na mesma cota. Atribui-se a essa diferença o processo executivo, que não simula a escavação por nichos alternados, como foi executada, e considera que as instalações dos grampos situados no mesmo nível ocorram ao mesmo tempo. Na prática da obra, os grampos são instalados de forma independente um do outro, não havendo homogeneidade na distribuição das tensões. Como é um elemento passivo, o grampo instalado primeiro vai mobilizar mais carga que o instalado depois. Assim, tanto a escavação horizontal, quanto a vertical influencia nesse processo, de tal forma que dificilmente têm-se os mesmos resultados em seções adjacentes. Silva (2010) também verificou essa diferença de mobilização de tensões e deformações através da monitoração de modelos físicos de solo grampeado construídos com solo homogêneo e um controle muito melhor de execução. Por essa razão, mesmo em solos pouco heterogêneos pode-se esperar que grampos adjacentes apresentem distribuição das tensões e valores e posição de $T_{máx}$ distintos. Portanto, a anisotropia do solo é outro fator relevante que também pode influenciar nas diferenças observadas.

Uma técnica usual para avaliar se há consistência na monitoração das cargas nos grampos é comparar o somatório de $T_{máx}$. Espera-se que o somatório das cargas das seções seja igual, pois o total de cargas mobilizadas é o suficiente para equilibrar a cunha potencialmente instável, visto se tratar de uma questão geométrica e de força gravitacional. Quando se faz o somatório de carga tem-se uma resposta mais global, que funciona melhor que uma análise menos abrangente. Na Tabela VIII.9 apresentam-se os valores e posições de $T_{máx}$ obtidos na monitoração das seções S1 e S2 e modelagem numérica.

Como os grampos 1 e 2 não foram monitorados e, portanto, não considerados no somatório das cargas, é razoável esperar uma diferença. A diferença entre somatórios das cargas monitoradas foi da ordem de 16%. Uma análise comparativa da média dos somatórios das cargas máximas das seções S1 e S2 com o somatório das cargas obtidas pela modelagem numérica indicam uma diferença aproximada de 21%. Levando em consideração possíveis problemas na instrumentação o resultado é bastante satisfatório.

Em relação à posição de $T_{máx}$, a monitoração apresenta uma imprecisão, pois foram instalados *strain gages* em apenas 5 pontos ao longo de uma barra de aço de 12 m. Assim, o ponto de tração máxima se limitou aos pontos afastados da face de 0,5 m, 4 m, 6,5 m e 9 m. Na seção apresentada na Figura VIII.25 observa-se que a posição dos

pontos de tração máxima da modelagem ficou dentro ou próxima dos limites encontrados nas monitorações das seção S1 e S2.

Tabela VIII.9 – Valores de $T_{m\acute{a}x}$ e posição ao longo do grampo.

Grampo	Seção S1		Seção S2		Seção Modelagem I3-I4	
	$T_{m\acute{a}x}$ (kN)	Posição (m)	$T_{m\acute{a}x}$ (kN)	Posição (m)	$T_{m\acute{a}x}$ (kN)	Posição (m)
1					283,7	6,72
2					320,1	6,65
3	247,5	6,50	271,7	6,50	277,3	6,67
4	220,1	6,50	199,7	4,00	275,8	6,92
5	223,8	6,50	317,9	6,50	280,2	5,33
6	114,0	6,50	196,6	6,50	289,5	5,01
7	153,6	4,00	196,2	9,00	240,0	3,53
8	79,8	4,00	47,7	6,50	77,0	2,69
$\sum T_{m\acute{a}x}$ (GR 3-8)	1.038,84		1.229,62		1.439,75	
Média $T_{m\acute{a}x}$	173,1		204,9		240,0	

VIII.5.3 – Deformações no Maciço

Os perfis de deslocamentos horizontais das verticais inclinométricas I1, I2, I3 e I4 são apresentados em sequência nas Figuras VIII.26 a VIII.29. Visando facilitar as análises comparativas do comportamento, nessas figuras apresentam-se também os deslocamentos normalizados ($\delta_n/\delta_{m\acute{a}x}$). Os deslocamentos horizontais obtidos na modelagem se aproximam daqueles observados na monitoração das verticais inclinométricas situadas próximas ao faceamento do solo grampeado, I1 e I4. A deflagração de rupturas pontuais que ocorreram na face de escavação durante a execução do solo grampeado é um dos fatores que podem ter influenciado na diferença entre os resultados. Também se verifica consistência entre os resultados da monitoração e da modelagem na vertical I2. Essa mais afastada da face do solo grampeado é menos afetada pela consideração que o modelo constitutivo faz em relação ao estado de tensões e deformações. O perfil de deslocamentos da vertical inclinométrica I3 obtidos pela modelagem se difere da monitoração, que apresenta deslocamento máximo na superfície do terreno. O deslocamento máximo obtido pela modelagem no meio de vertical I3 é resultante da sua proximidade da face de escavação em solo grampeado, frente à consideração do modelo constitutivo quanto à tensão confinante na região próxima ao

pé da cortina e crista do solo grampeado. O modelo não foi capaz de reproduzir a rigidez do solo nessa região, a qual não foi influenciada de maneira importante pela descompressão lateral promovida pela escavação.

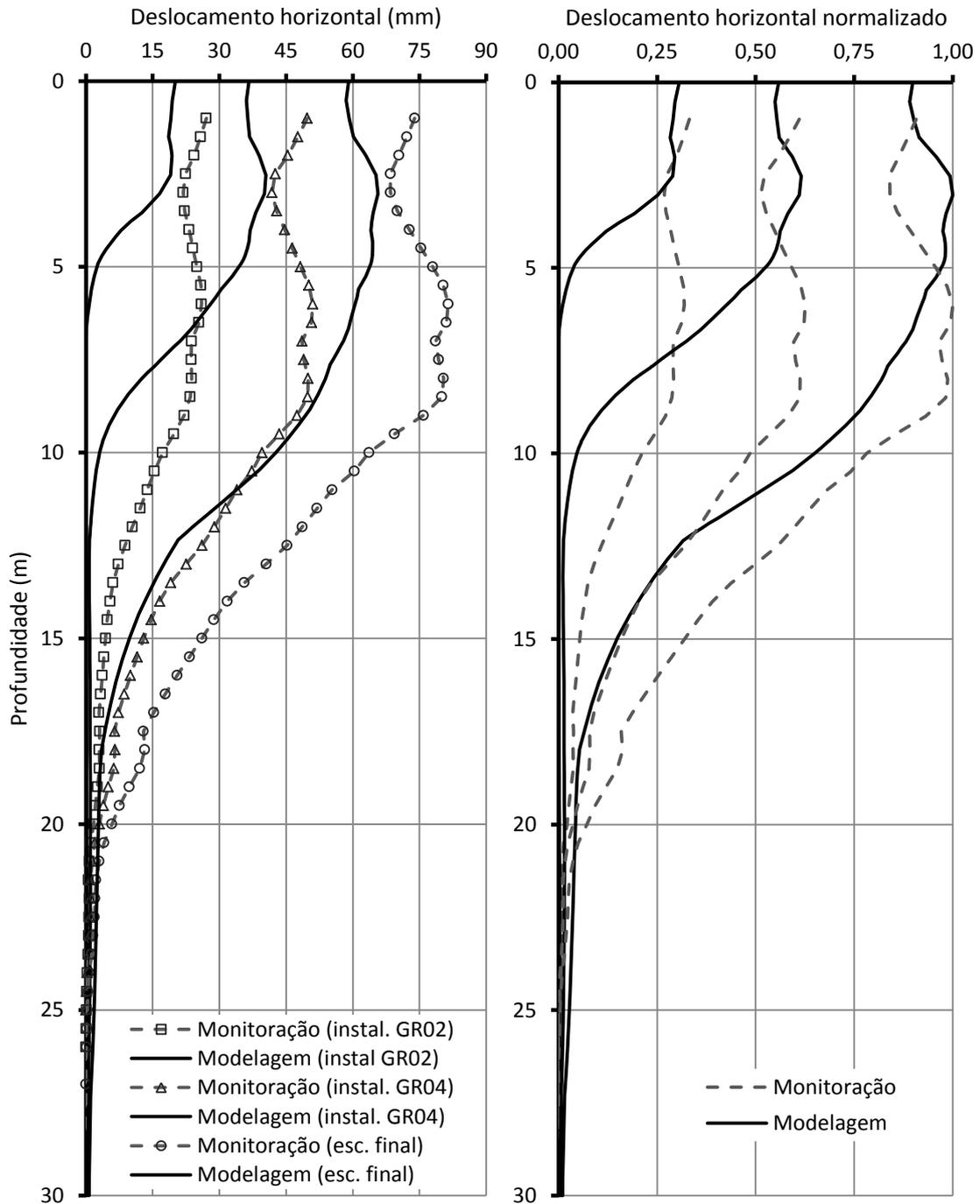


Figura VIII.26 – Deslocamentos horizontais da vertical inclinométrica I1 durante a escavação em solo grampeado.

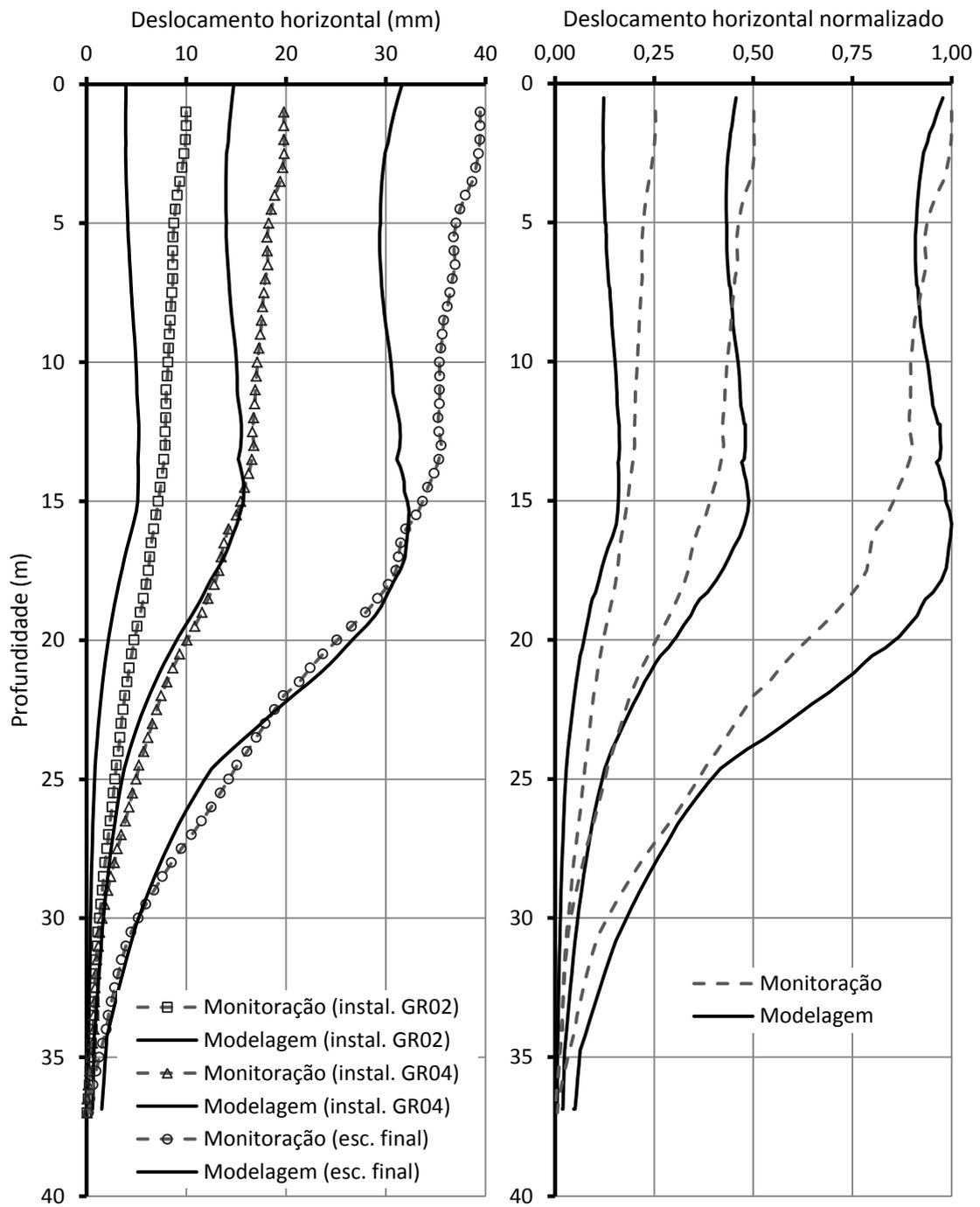


Figura VIII.27 – Deslocamentos horizontais da vertical inclinométrica I2 durante a escavação em solo grampeado.

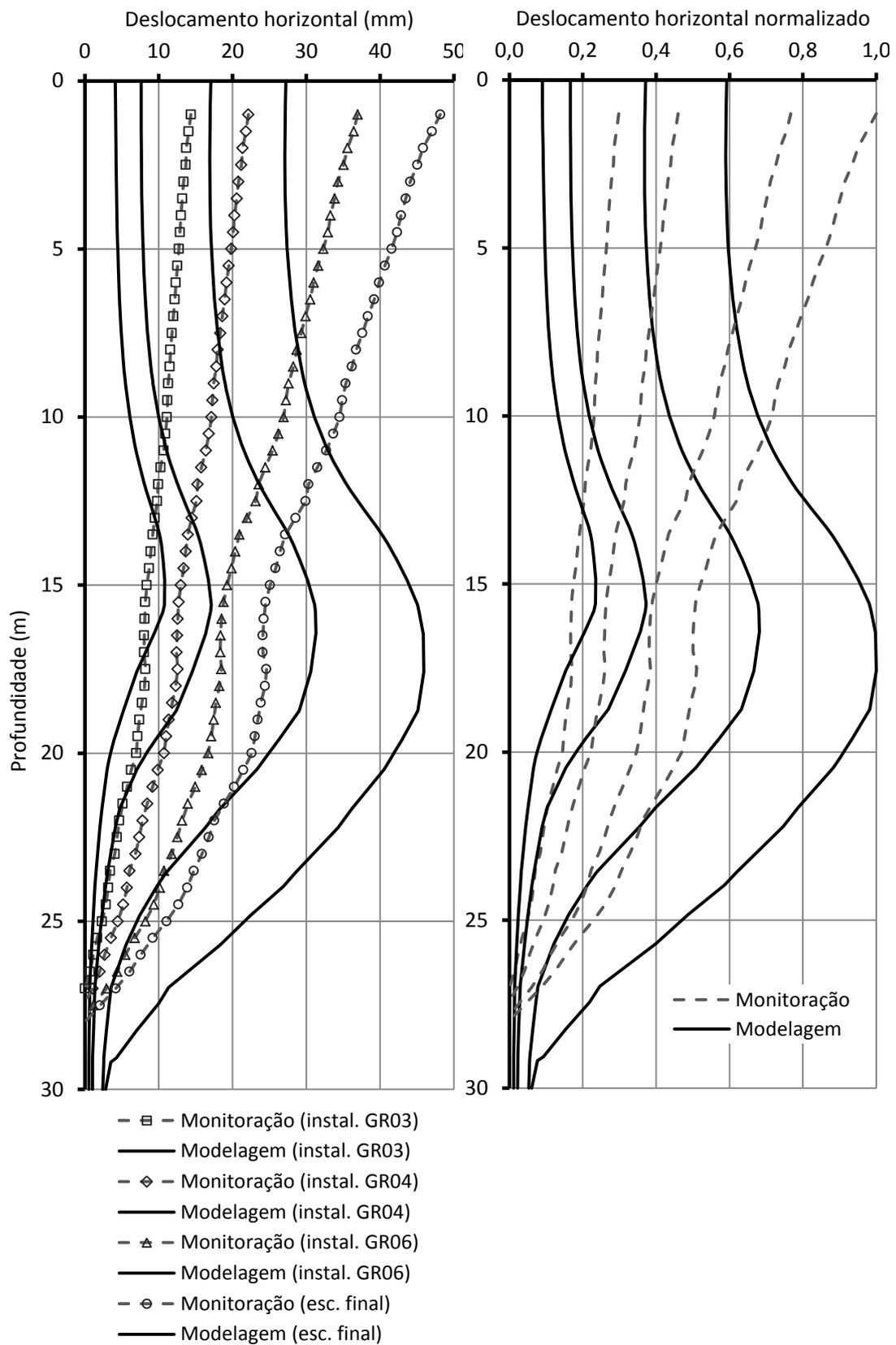


Figura VIII.28 – Deslocamentos horizontais da vertical inclinométrica I3 durante a escavação em solo grampeado.

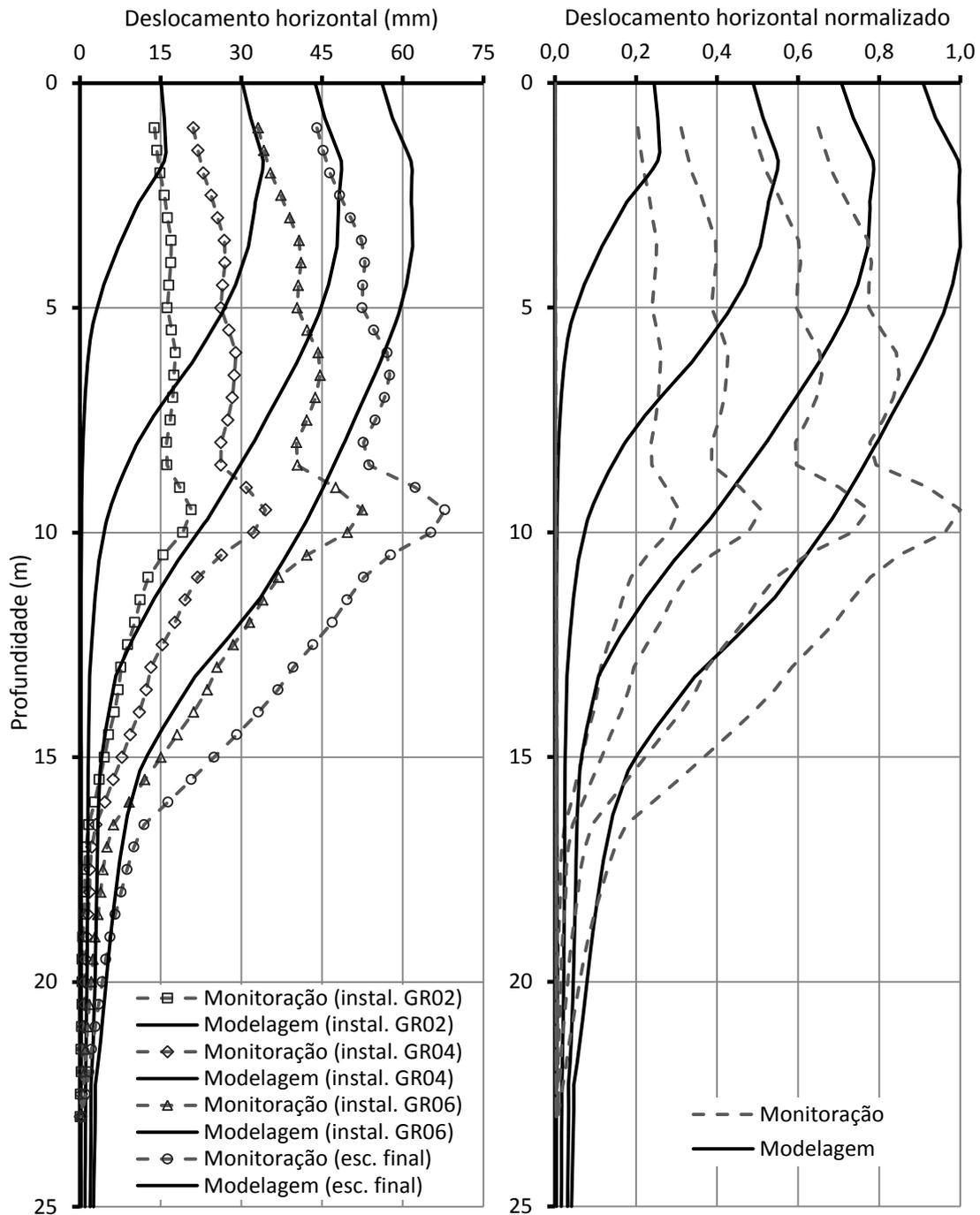


Figura VIII.29 – Deslocamentos horizontais da vertical inclinométrica I4 durante a escavação em solo grampeado.

Comparando-se os deslocamentos horizontais das verticais inclinométricas da face do solo grampeado (I1 e I4 - Figuras VIII.26 e VIII.29), na seção de menores altura e inclinação das camadas reliquias, I1/I2, conforme esperado, houveram os maiores deslocamentos.

VIII.6 – Análise de Comportamento

A seguir são apresentadas análises de comportamento das seções I1/I2 e I3/I4 utilizando os modelos numéricos validados pela monitoração. São analisadas as evoluções e distribuições dos esforços de tração dos grampos 1 e 2 da seção I3/I4 e de todos os grampos da seção I1/I2. Para evidenciar a importância das camadas reliquias de baixa resistência no comportamento, comparam-se as trações nos grampos e os deslocamentos do solo grampeado das seções I1/I2 e I3/I4, que apresentam diferentes alturas de escavação e inclinações das camadas. Avaliaram-se também as cargas nas ancoragens frente às intervenções emergenciais, reforço da cortina ancorada e escavação em solo grampeado.

VIII.6.1 – Esforços de Tração nos Grampos

As Figuras VIII.30 a VIII.35 apresentam a evolução e distribuição dos esforços de tração ao longo de todos os grampos da seção I1/I2. Da mesma forma que observado na seção I3/I4, nas fases iniciais da escavação e instalação dos grampos, a tração máxima ($T_{máx}$) ocorre mais próxima do faceamento e vai caminhando para o interior do solo, à medida que escavação avança em profundidade. Mesmo apresentando menor altura de escavação, as tensões de tração máximas mobilizadas nos grampos da seção I1/I2 são maiores que as da seção I3/I4.

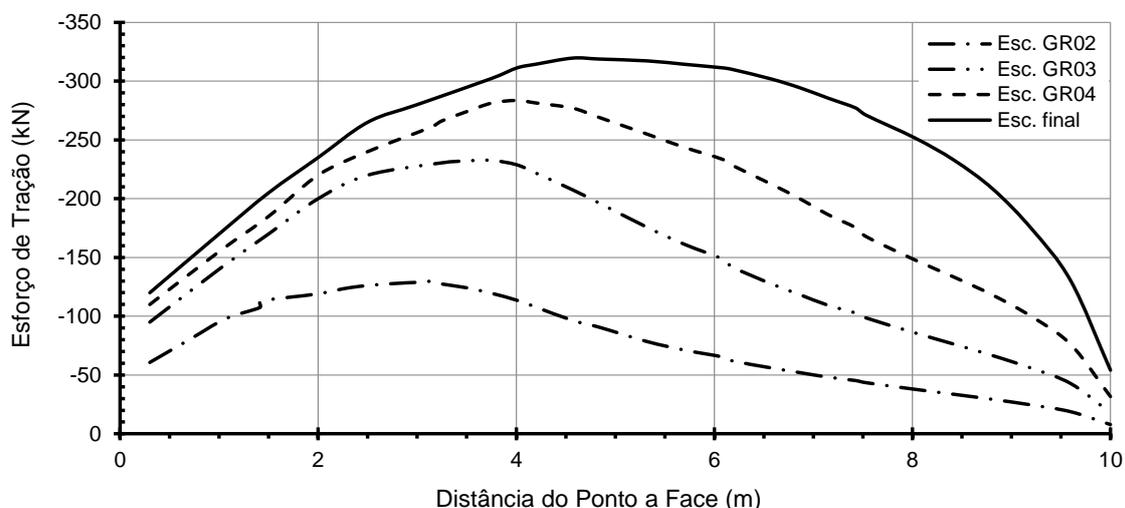


Figura VIII.30 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo 1 (superior, primeiro nível de grampo do solo grampeado) – seção I1/I2.

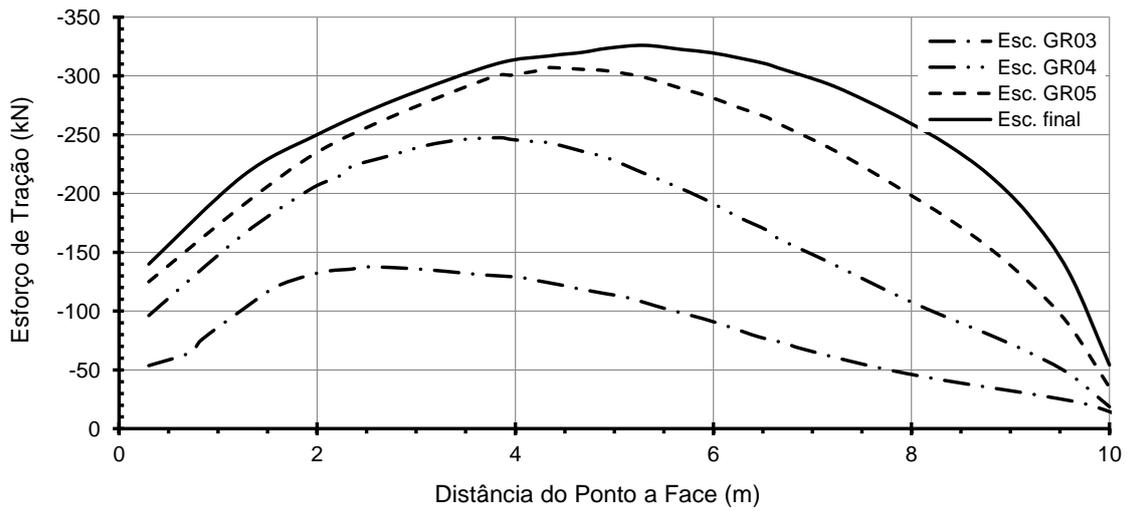


Figura VIII.31 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo 2 (I1/I2).

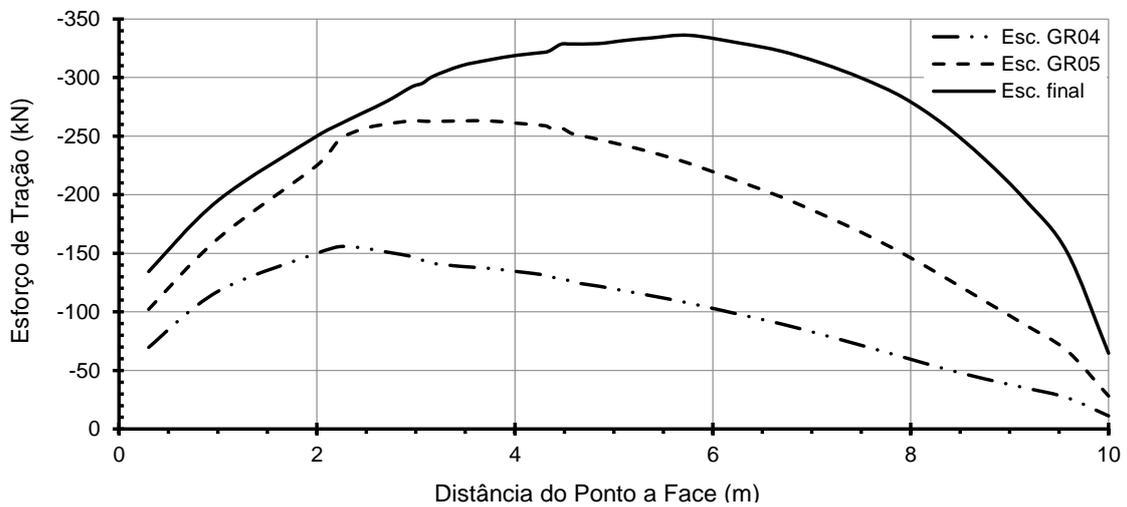


Figura VIII.32 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo 3 (I1/I2).

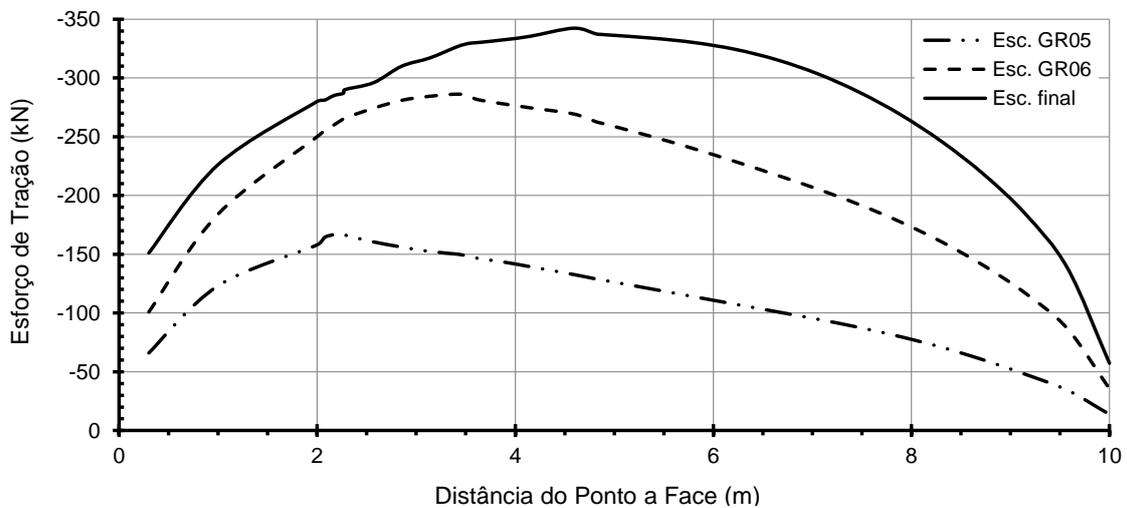


Figura VIII.33 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo 4 (I1/I2).

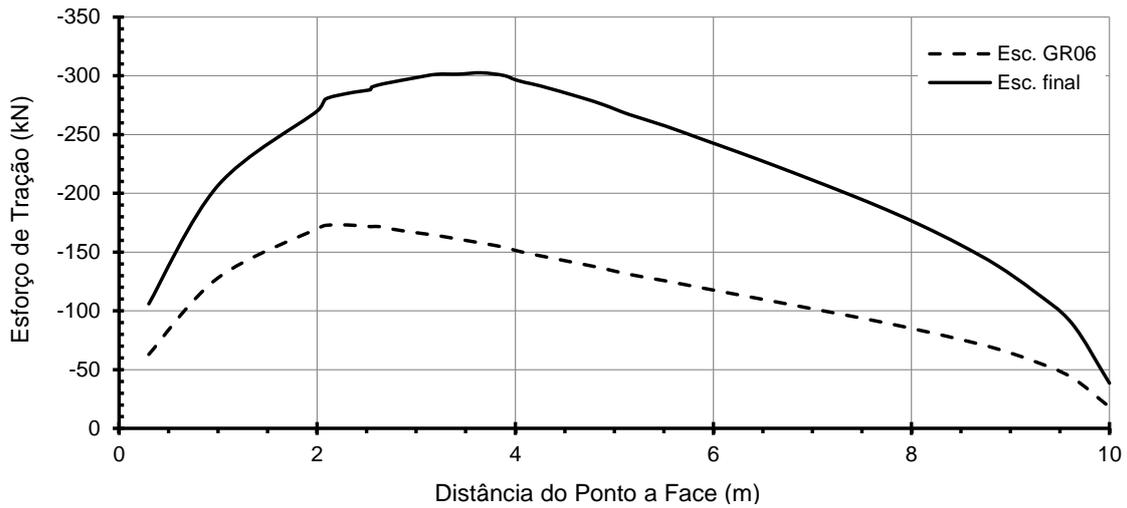


Figura VIII.34 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo 5 (I1/I2).

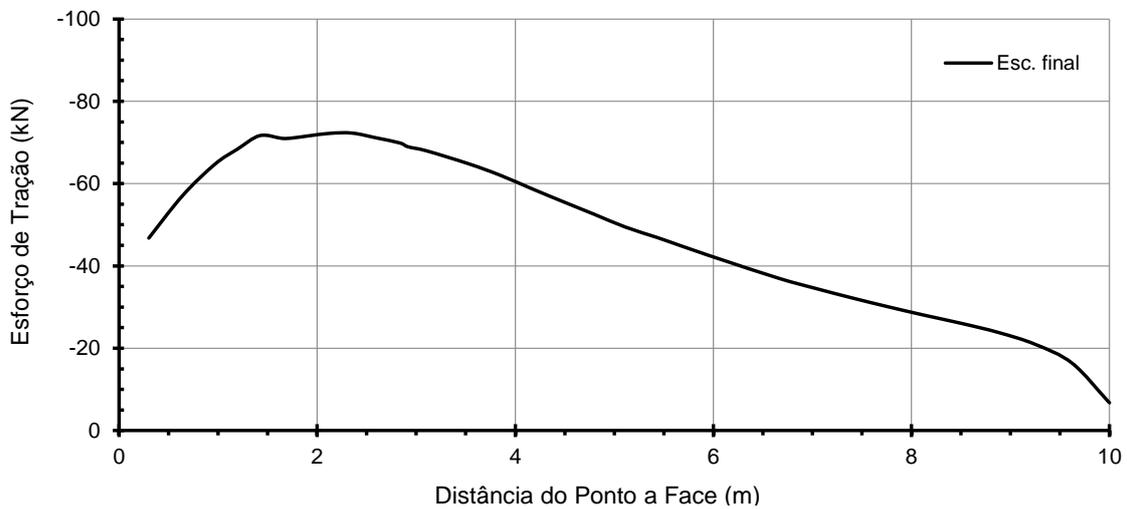


Figura VIII.35 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo 6 (inferior, último nível de grampo do solo grampeado) – seção I1 / I2.

A Figura VIII.36 apresenta os esforços de tração dos grampos obtidos pela modelagem no final escavação em solo grampeado em conjunto com os valores calculados usando a condição ativa de Rankine, assumindo as resistências ao cisalhamento de pico ($\phi_p=31^\circ$) e pós-pico ($\phi_{pp}=25^\circ$) das camadas reliquias de baixa resistência.

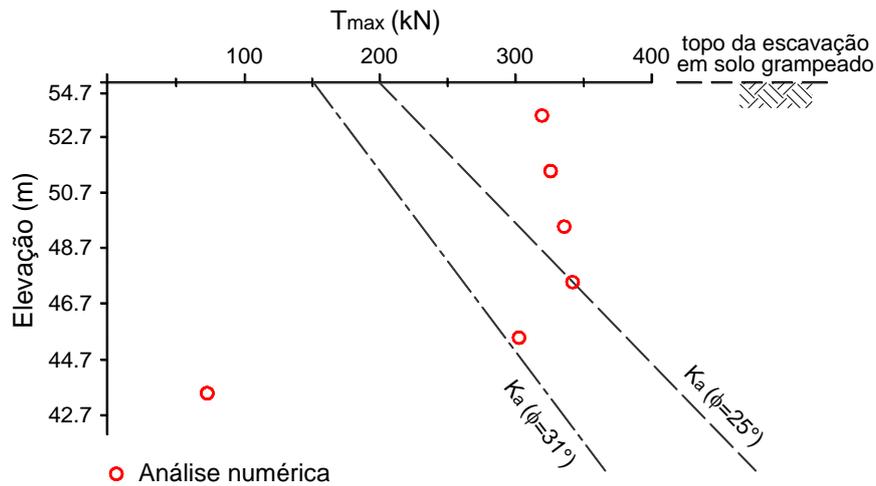


Figura VIII.36 – Trações máximas obtidas pela modelagem na seção I1/I2 ao final da escavação.

A localização dos pontos de tração máxima ($T_{m\acute{a}x}$) dos grampos obtidos pela modelagem numérica é apresentada na Figura VIII.37. Verifica-se que a inclinação das camadas reliquiores com ângulo observado na seção I1/I2 (58°) se aproxima muito da linha de tendência formada pelos pontos de $T_{m\acute{a}x}$.

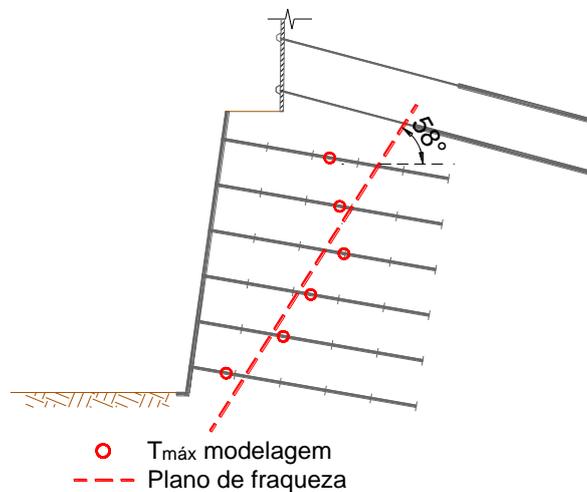


Figura VIII.37 – Localização dos pontos de tração máxima nos grampos (seção I1/I2).

As Figuras VIII.38 e VIII.39 apresentam a evolução e distribuição dos esforços de tração ao longo dos grampos da seção I3/I4 que não foram monitorados (níveis 1 e 2). O comportamento do grampo superior (nível 1) se diferenciou um pouco dos demais grampos. Como esse grampo não se encontra no mesmo alinhamento da face de escavação dos demais grampos e o espaçamento vertical em relação ao grampo do nível

2 é maior que o da escavação em solo grampeada ($S_v=1,7$ m). A diferença observada, mesmo que pouco acentuada, pode ser resultante dessa geometria.

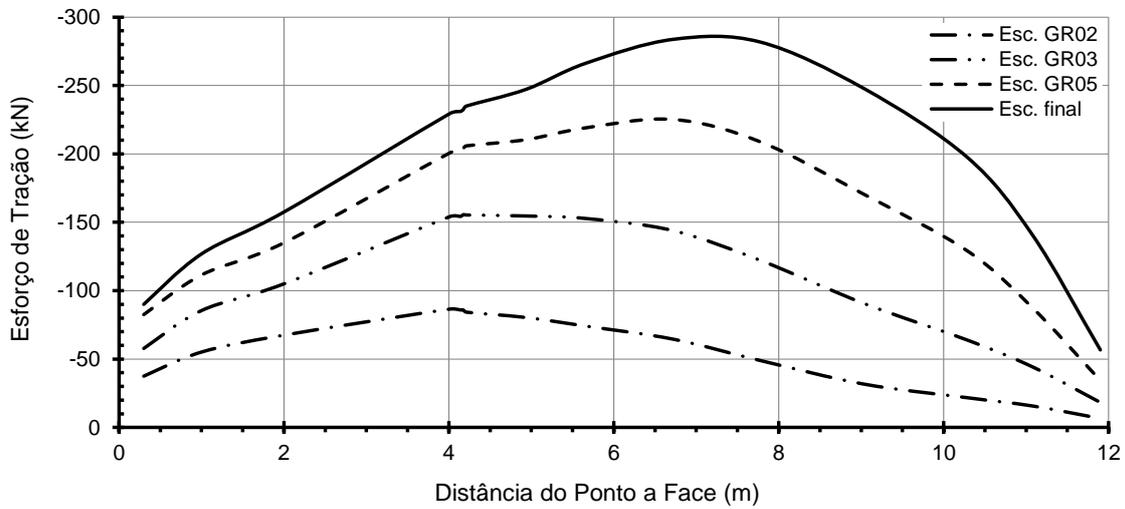


Figura VIII.38 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo do nível 1 da seção I3/I4 (grampo superior).

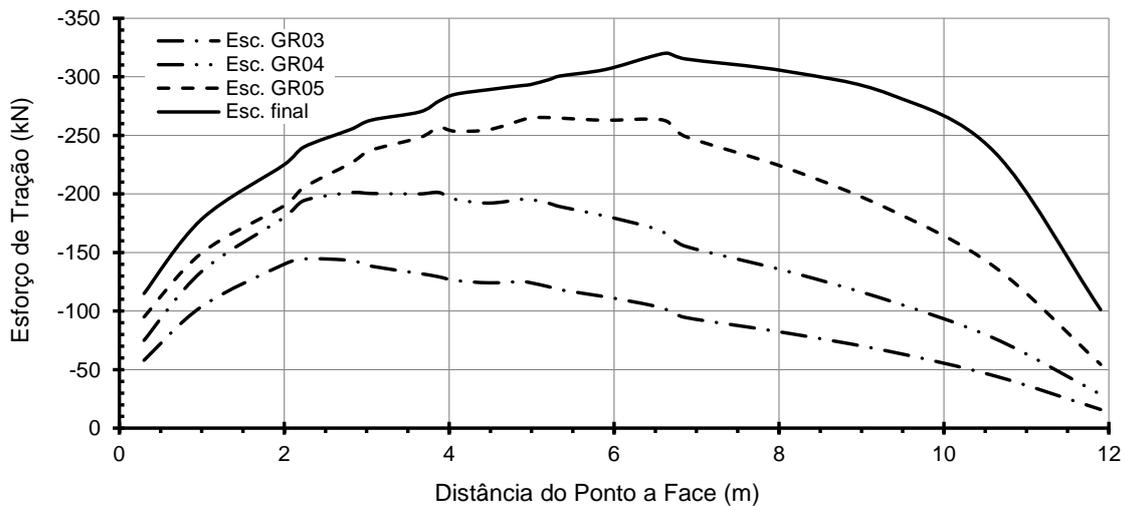


Figura VIII.39 – Distribuição dos esforços de tração ao longo do grampo do nível 2 da seção I3/I4.

A influência da presença das camadas reliquiárias de baixa resistência, com diferentes inclinações para as seções I1/I2 (58°) e I3/I4 (70°), pode ser observada na Figura VIII.40, que apresenta a evolução das trações máximas médias mobilizadas desde o início até o término da escavação em solo grampeado de cada seção. Os resultados compreendem a escavação da camada subsequente à instalação da linha de grampos considerada. Apesar da seção I3/I4 possuir a maior altura (28,65 m), os

maiores esforços de tração ocorrem na seção de menor altura (22,4 m). Mesmo ao final da escavação do solo grampeado a média das trações máximas da escavação de menor altura foi superior à da seção com maior altura. Tal comportamento é resultante da menor inclinação das camadas reliquiárias de solo observada na seção de menor altura.

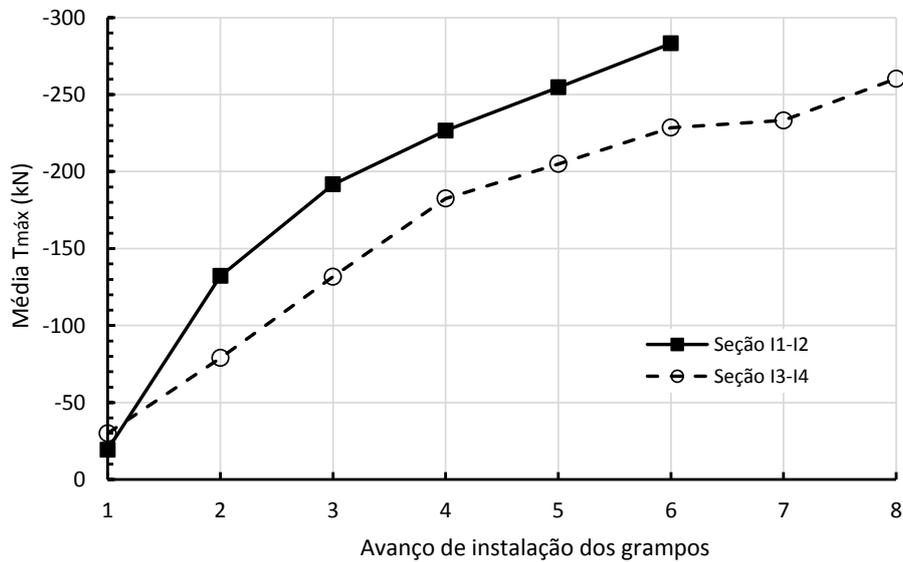


Figura VIII.40 – Evolução das trações máximas médias dos grampos das seções I1/I2 ($H_{\text{total}}=22,4$ m e $\theta=58^\circ$) e I3/I4 ($H_{\text{total}}=28,65$ m e $\theta=70^\circ$).

A relação entre a tensão junto à face e tração máxima no grampo ($T_o/T_{\text{máx}}$) é da ordem de 50% quando da escavação subsequente à instalação do grampo e tende a se manter na faixa de 35% a 37% com o avanço da escavação (Figuras VIII.41 e VIII.42), que se aproxima da relação $T_o/T_{\text{máx}}$ verificada na monitoração (35%).

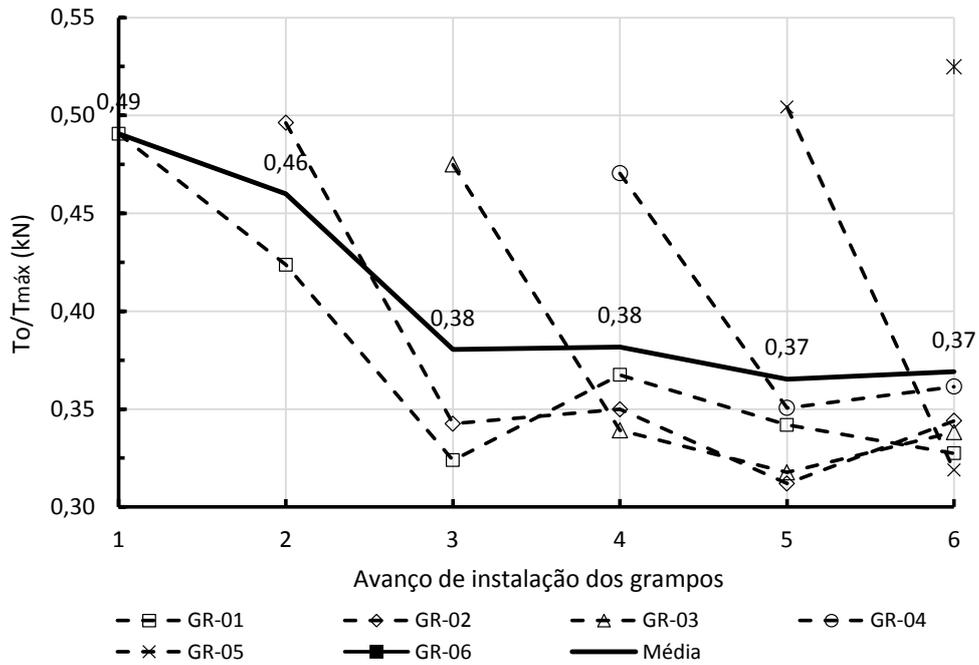


Figura VIII.41 – Relação $T_o/T_{máx}$ com o avanço da escavação em solo grampeado (seção I1/I2).

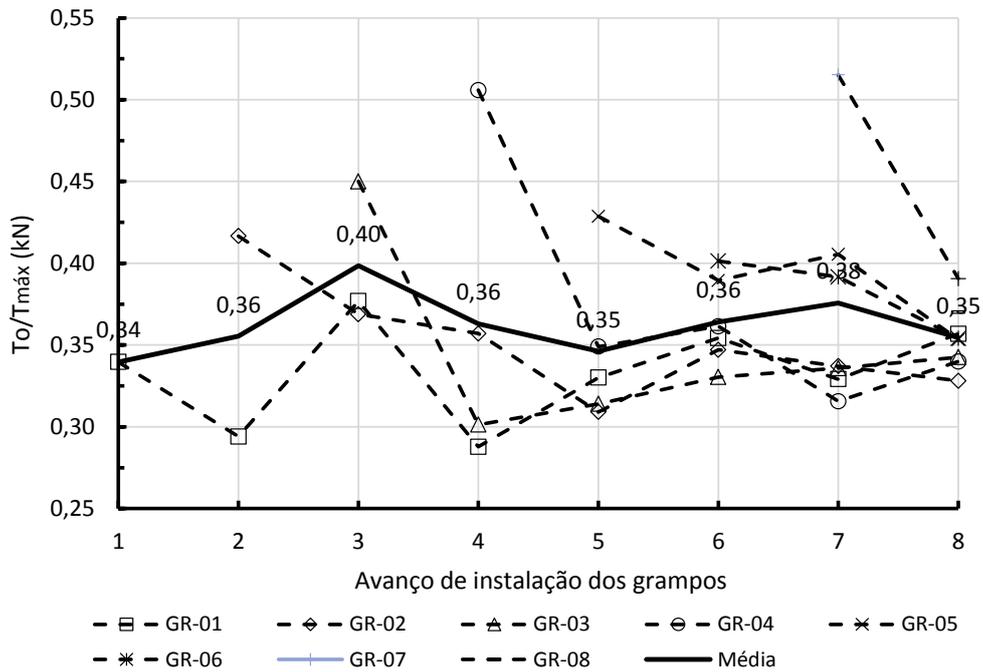


Figura VIII.42 – Relação $T_o/T_{máx}$ com o avanço da escavação em solo grampeado (seção I3/I4).

VIII.6.2 – Deslocamentos

O mesmo comportamento em relação às tensões nos grampos foi observado nas deformações do solo grampeado. Os maiores deslocamentos ocorreram na seção em que o sistema de contenção apresenta menor altura (seção I1/I2). Tal comportamento é resultante da menor inclinação das camadas reliquias desta seção. Ressalta-se que os deslocamentos horizontais máximos não ocorreram no topo do solo grampeado, como normalmente ocorre em escavações em solo grampeado em maciço pouco heterogêneo. Entretanto, para fins de análise do efeito camadas reliquias de baixa resistência nas deformações, na Figura VIII.43 são apresentados os deslocamentos horizontais e verticais de topo do solo grampeado das seções I1/I2 e I3/I4 obtidos pela modelagem numérica. Os estágios da escavação em solo grampeado apresentados na Figura VIII.43 correspondem à escavação logo após a instalação do grampo e os últimos registros referem-se ao término da escavação da seção I1/I2. As relações entre os deslocamentos horizontal e vertical (δ_h/δ_v) são apresentadas na Figura VIII.44. A seção I3/I4 com maior altura de contenção apresentou deslocamentos horizontais quase iguais da seção de menor altura (I1/I2).

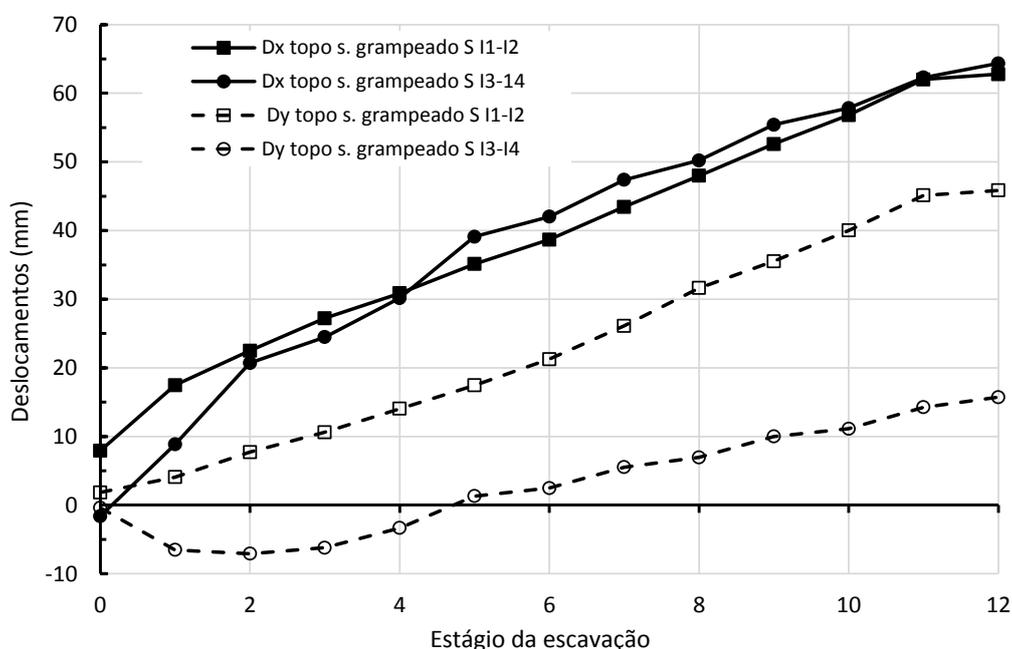


Figura VIII.43 – Evolução dos deslocamentos de topo do solo grampeado das seções I1/I2 ($H_{SG}=12,3$ m e $\theta=58^\circ$) e I3/I4 ($H_{SG}=15,3$ m e $\theta=70^\circ$).

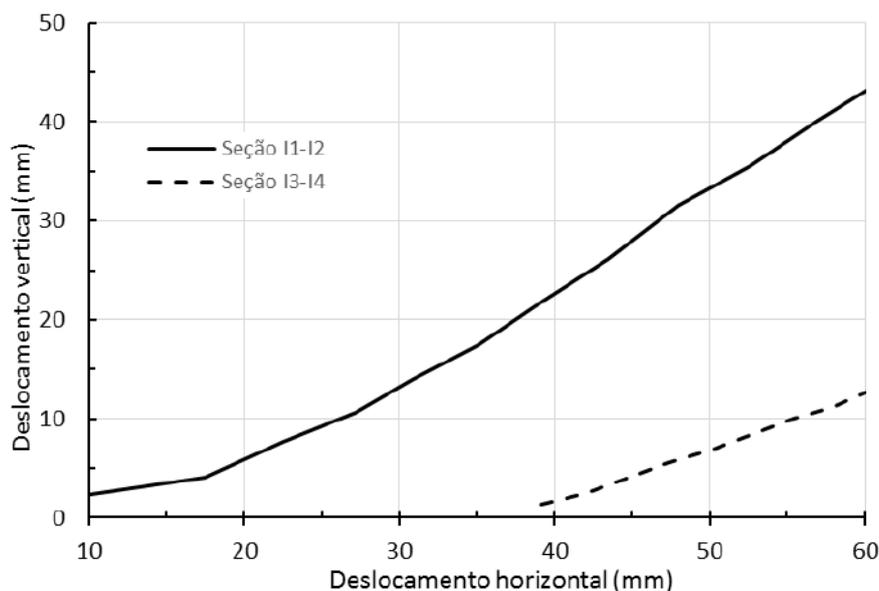


Figura VIII.44 – Relação dos deslocamentos horizontais e verticais das seções I1/I2 ($H_{SG}=12,3$ m e $\theta=58^\circ$) e I3/I4 ($H_{SG}=15,3$ m e $\theta=70^\circ$).

A relação δ_h/δ_v foi maior na seção de contenção com menor altura (I1/I2). Nos deslocamentos induzidos pela escavação do terreno durante a escavação em solo grampeado, as deformações horizontais não apresentaram a mesma ordem de grandeza dos deslocamentos verticais de topo da contenção. Os resultados da análise numérica indicam uma relação δ_h/δ_v da ordem de 1,5 (I1/I2) e 4 (I3/I4), sendo observado maiores valores nas etapas iniciais da escavação. Os resultados de monitorações obtidos pelo projeto Clouterre (1991) indicaram que os deslocamentos horizontais δ_h e verticais δ_v na crista dos faceamentos dos solos grampeados possuem a mesma ordem de grandeza, sob condição de trabalho e próximo à ruptura. Por outro lado, Azambuja *et al.* (2001) através de leituras periódicas de marcos topográficos instalados no topo de estrutura em solo grampeado verificaram um relação δ_h/δ_v da ordem de 3 ($\delta_h = 70$ mm e $\delta_v = 23$ mm) ao final da escavação realizada em solo residual de paragnaisse com presença de discontinuidades impregnadas de argilas, que comandaram o comportamento mecânico do maciço.

VIII.6.3 – Previsão de Cargas nas Ancoragens

As evoluções de carregamento nas ancoragens de cada seção (I1/I2 e I3/I4) são apresentadas nas Figuras VIII.45 e VIII.46. Verifica-se o efeito das medidas emergenciais, que consistiram da redução de sobrecarga através da escavação do terreno de montante e da instalação de duas linhas de ancoragens adicionais.

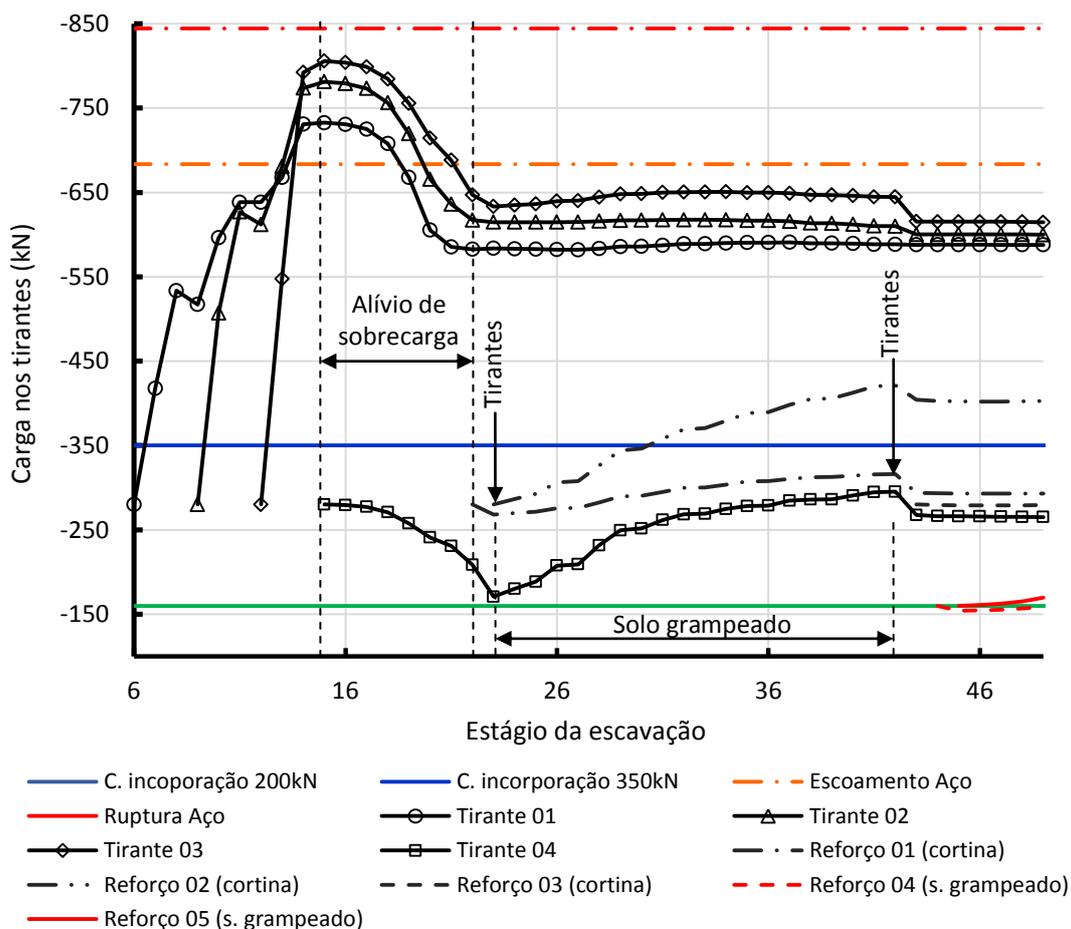


Figura VIII.45 – Evolução de cargas nas ancoragens (seção I1/I2).

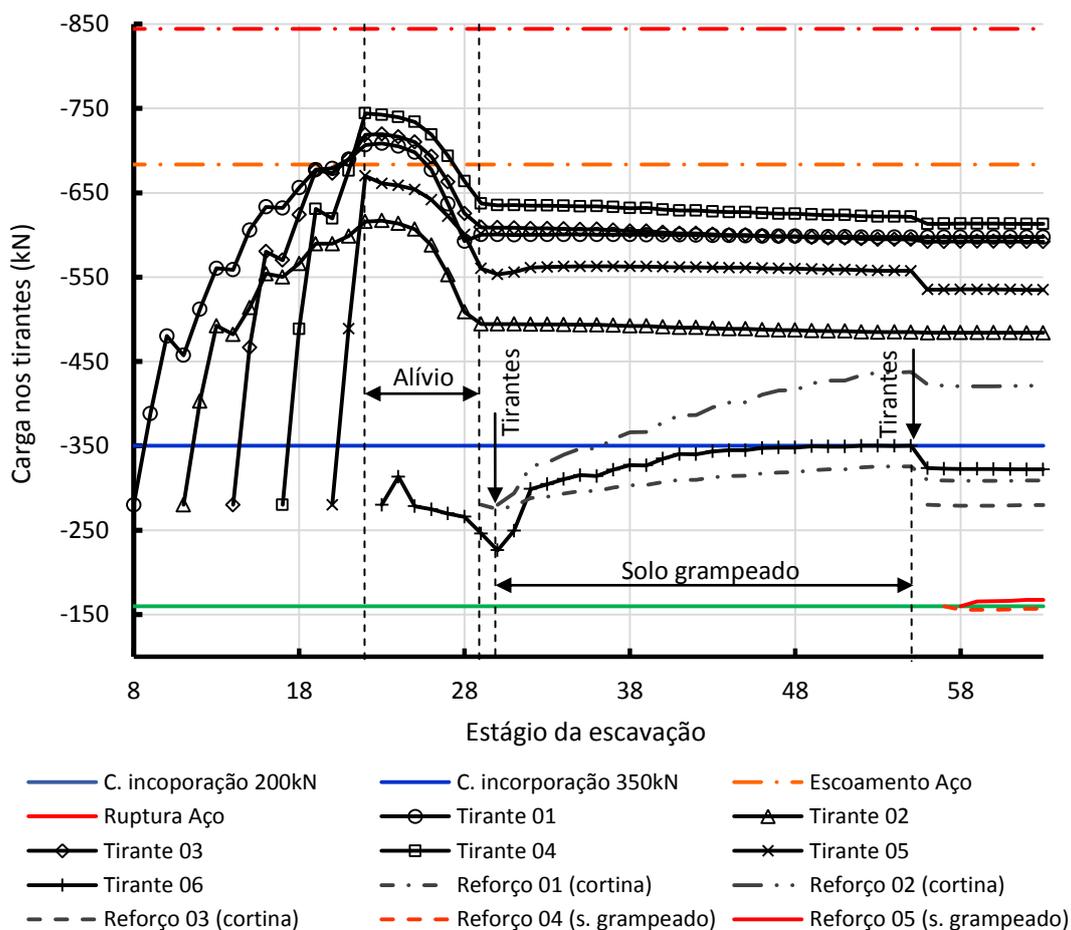


Figura VIII.46 – Evolução de cargas nas ancoragens (seção I3/I4).

As medidas emergenciais após a solicitação excessiva das ancoragens da cortina, alívio de sobrecarga e instalação de duas linhas de ancoragens adicionais na base da cortina, foram ações importantes para reduzir as cargas nas ancoragens e permitir o avanço da escavação. A execução de ancoragens adicionais não reduziram as cargas nas ancoragens existentes, mas mantiveram os níveis de carregamento das ancoragens superiores, sendo, portanto, significativa para a continuidade da escavação em solo grampeado. Com o avanço da escavação em solo grampeado houve aumento das cargas nas ancoragens inferiores (pré-existentes e adicionais), devida à proximidade do topo do solo grampeado. Os carregamentos nas ancoragens superiores variaram muito pouco, praticamente mantiveram as cargas alcançadas pelas medidas emergenciais. Quando da instalação das ancoragens adicionais no sistema de contenção, verificou-se a redução das cargas nas ancoragens e grampos, tendendo a estabilização do carregamento. As elevadas cargas observadas na monitoração foram consistentes com as medições de carga realizadas ao final da escavação do solo grampeado.

CAPÍTULO IX

CONCLUSÕES

Através de resultados de ensaios, monitorações e análises teóricas, destaca-se a importância dos condicionantes geológico-geotécnicos no comportamento de uma escavação em solo residual de gnaiss-migmatito com camadas reliquias.

IX.1 – Investigação Geotécnica

A área de estudo situa-se em zona de cisalhamento que levou a rochas metamórficas com foliações bem marcadas, oriundas de rochas sedimentares que sofreram compressões tectônicas. O solo mantém a estrutura reliquiar da rocha, no qual se verifica várias camadas intercaladas com resistência bem diversa, com persistências e espessuras variando de milímetros a centímetros. As forças termais dessas zonas de cisalhamento contribuíram para formação de materiais expansivos e argilas ativas, que apresentam baixa resistência ao cisalhamento.

Em função da pequena espessura das camadas reliquias de baixa resistência e as elevadas rigidezes e resistências de outras entremeadas a estas, a resistência a penetração medida por sondagens à percussão apresenta valores de N_{SPT} elevados. Nesse tipo de solo, o comportamento geomecânico das escavações é comandado por pelas camadas de menor resistência. As investigações geotécnicas convencionais, sondagens de simples reconhecimento (SPT ou mistas), não são capazes de explicitar com clareza a presença destas. Tal pode levar a erros de interpretação e superestimativas nos parâmetros resistência estabelecidos para representar os solos envolvidos. Nesses casos, ensaios de laboratório que permitam a avaliação direta dos parâmetros das camadas reliquias, principalmente das de baixa resistência, são mais adequados. Entretanto, podem-se obter parâmetros de resistência pouco representativos, quando se realizam ensaios sem considerar a direção dessas camadas. Para o solo do caso em questão, ensaios triaxiais tipo CD em amostras tipo Denison indicaram uma coesão de 87,5 kPa e ângulo de atrito de 36° . Tais valores podem ser considerados representativos

dos planos que não seguem a direção dos de fraqueza e são controlados pelas camadas de solos de maior resistência. Por outro lado, ensaios de cisalhamento direto conduzidos de forma que a ruptura se deu nas camadas de baixa resistência resultaram em coesão nula e ângulo de atrito de pico, ϕ_p , variando entre 29° e 31° e residual, ϕ_r , entre 17° e 25°. Tais resultados demonstram a importância da consideração das camadas reliquias no planejamento dos ensaios.

As camadas reliquias de baixa resistência não afetam as deformações de forma importante, pois apresentam pequenas espessuras. A deformação global da escavação é governada pelo conjunto das camadas, no qual prevalecem os solos de maiores rigidezes. Da mesma forma, as camadas reliquias de baixa resistência necessitam de pequenos deslocamentos para mobilizar as tensões correspondentes à condição de colapso, visto suas pequenas espessuras. Uma condição desfavorável para obras que envolvam escavações, pois pequenos movimentos podem levar a elevadas solicitações nos solos envolvidos.

IX.2 – Monitoração

A solicitação excessiva das ancoragens da cortina ancorada, que foi projetada com base nos elevados valores de N_{SPT} , sem a consideração das camadas reliquias de solo de baixa resistência, exemplificou bem a importância dessas camadas no comportamento da escavação. Retro-análises utilizando o método de Coulomb, considerando as cargas medidas nas ancoragens e as superfícies potenciais de ruptura conforme as inclinações das camadas reliquias (58°, 70° e 80°) ratificaram os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, evidenciando o efeito importante destas na estabilidade da escavação. Para uma mesma altura da cortina (15,85 m), a inclinação das camadas reliquias (θ) igual a 80° correspondeu a uma condição mais estável (baixo valor de coesão mobilizada) comparativamente a correspondente a inclinação de 70°. Na seção de menor altura da cortina (10,3 m), as condições de estabilidade, para a inclinação observada 58°, se apresentou inferior à seção de maior altura ($H = 15,85$ m), cujo ângulo de inclinação das camadas reliquias era de 80°. Esses resultados chamam a atenção para a importância da inclinação dos planos reliquias no comportamento da escavação. As modelagens numéricas da cortina ancorada considerando a ausência e a presença das camadas reliquias também

destacaram a influência destas na mobilização de esforços nas ancoragens. Na seção de menor altura e camadas reliquias de 58° de inclinação foram observados os maiores carregamentos nas ancoragens.

A instrumentação implantada para monitoração das tensões nos grampos e movimentações do maciço de solo e estruturas de contenção foi muito relevante para o melhor entendimento do comportamento da escavação. Deu-se somente prosseguimento a mesma depois que foi restabelecida a estabilidade da cortina. Foram monitoradas duas seções transversais definidas por duas verticais inclinométricas, seções I1/I2 e I3/I4. A seção I1/I2, com menor altura de contenção (22,4 m), apresenta camadas reliquias com inclinação de 58° e a seção I3/I4, de maior altura (28,65 m), inclinações de 70° a 80°. Adjacente à seção I3/I4 foram monitoradas duas seções com 6 grampos instrumentados com *strain gages* formando pontes de *Wheatstone* em cinco pontos distribuídos ao longo do comprimento dos mesmos. A monitoração seguiu durante e após o término da escavação em solo grampeado. As medições realizadas indicaram movimentações e tensões significativas, com magnitudes acima das planejadas no projeto de estabilização. Verificou-se que as camadas reliquias tiveram importância fundamental no comportamento observado, que variou conforme a direção e inclinação dos planos de fraqueza, cujas faces da escavação transversais à esses planos apresentaram-se muito mais estáveis.

Ao contrário do padrão de deformação comumente observado nas monitorações de solo grampeado, os deslocamentos máximos não ocorreram no topo da estrutura de contenção. Os deslocamentos máximos se verificaram à meia altura das seções monitoradas (I1/I2 e I3/I4). A relação δ_v/H da ordem de 0,55% e 1,15%, apresentou-se muito maior que os usualmente relatados na literatura, que tipifica uma faixa de valores de deslocamentos máximos entre 0,1%H e 0,4%H. Os deslocamentos foram exacerbados pela presença das camadas reliquias de baixa resistência. Na seção das verticais inclinométricas I1 e I2, que apresenta menor desnível (22,4 m) e inclinação das camadas reliquias mais suave ($\theta=58^\circ$), observaram-se os maiores deslocamentos, 110 e 70 mm, respectivamente. Estes valores correspondem praticamente ao dobro daqueles medidos na seção I3/I4 com maior desnível (28,65 m) e inclinação das camadas reliquias mais verticalizada ($70^\circ < \theta < 80^\circ$).

Durante diferentes fases da escavação em solo grampeado verificou-se a mobilização progressiva das forças de tração nos grampos e modificação na distribuição

destes esforços. Nas fases iniciais de escavação e instalação dos grampos, a tração máxima ($T_{m\acute{a}x}$) ocorre mais próxima ao faceamento e caminha para o interior do solo com o avanço da escavação. Os níveis mais próximos à base do solo grampeado ocorreram menores esforços axiais nos grampos e uma tendência de $T_{m\acute{a}x}$ se posicionar próxima à face. A tensão junto à face (T_0) correspondeu, em média, a 35% da tração máxima ($T_0/T_{m\acute{a}x} = 0,35$). Considerando as medições dos esforços de tração máxima nos grampos, o estado de tensão aproximou-se da correspondente à condição ativa tomando-se a resistência pós-pico do solo.

IX.3 – Modelagem Numérica

Estudos numéricos foram validados utilizando os resultados da monitoração da escavação. Foram definidos como parâmetros de referência dos solos aqueles obtidos através de ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais drenados de carregamento axial (CID) e de descarregamento lateral (CID-E), efetuados em amostras obtidas em blocos indeformados. Definiram-se limites inferior e superior dos parâmetros de referência. Desenvolveram-se análises paramétricas de variabilidade de parâmetros, com o objetivo de ajustar a modelagem ao observado na monitoração das tensões e deformações.

O modelo constitutivo elasto-plástico não se apresentou adequado para a modelagem. Por se tratar de uma escavação, o modelo hiperbólico, que considera a dependência do confinamento, levou a resultados mais consistentes com o comportamento observado. Dentre os fatores considerados, destaca-se a anisotropia resultante dos solos que entremeiam camadas de baixa e elevada resistência, com diferentes inclinações, espessuras e persistências que se encontram presentes em toda a massa de solo residual jovem.

Do ponto de vista da escala de análise, a representação das camadas muito próximas e com espessuras variáveis (mm a cm) não se mostrou viável. A presença de tais camadas foi modelada utilizando o artifício de uma massa equivalente homogênea e isotrópica de baixa resistência com até 1 m de espessura, intercaladas por camadas outras mais resistentes. À medida que as camadas de baixa resistência são mobilizadas formam-se zonas de plastificação, que controlam as condições de estabilidade do maciço, mas não comandam diretamente as deformações. A massa equivalente

possibilita maior liberdade na representação da mobilização deste conjunto de camadas, visto que não se tem rigorosamente a distribuição e persistências destas.

Após a validação do modelo, foram elaboradas as análises globais do comportamento do sistema de contenção. A seção I3/I4 possui a maior altura de solo grampeado (15,1 m), no entanto, os maiores esforços de tração nos grampos, assim como ocorreram com os deslocamentos, se verificaram na seção de menor altura I1/I2 (12,35 m). Tal comportamento foi resultante da menor inclinação das camadas reliquiares de solo na seção de menor altura (58°). Na modelagem numérica, a relação entre as tensões nos grampos junto à face e máxima mobilizada ($T_o/T_{máx}$) apresentou-se na mesma ordem de grandeza observada na monitoração (35%). As linhas de tendência definidas pela posição dos pontos de tração máxima nos grampos ($T_{máx}$) obtida pela modelagem apresentaram inclinações conforme as definidas para camadas reliquiares consideradas em cada seção analisada, 58° para seção I1/I2 e 70° para I3/I4.

As evoluções de carregamento nas ancoragens obtidas pela modelagem numérica indicaram que as medidas emergenciais após a solicitação excessiva das ancoragens da cortina, alívio de sobrecarga e instalação de duas linhas de tirantes adicionais na base da cortina, foram ações importantes para reduzir as cargas nas ancoragens, estabilizar a cortina ancorada e permitir o avanço da escavação. Com o avanço da escavação em solo grampeado houve aumento das cargas nas ancoragens inferiores, devida a proximidade destas ao topo da massa de solo grampeado. Já as cargas nas ancoragens superiores variaram muito pouco. A modelagem numérica indicou a redução das cargas das ancoragens inferiores da cortina, quando da instalação de ancoragens adicionais para reforço do solo grampeado e da cortina ancorada, efetuada ao término da escavação. Estes resultados se apresentaram consistentes com o comportamento observado no campo.

IX.4 – Sugestões para Futuras Pesquisas

Sugere-se a coleta e organização de dados das escavações executadas na Unidade Litológica Ingá, em Niterói/RJ, objetivando análises das soluções de estabilização implantadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMENTO, A., KOSHIMA, A., ZIRLIS, A.C., 1998, "Reforço do Terreno". In: HACHICH, W., FALCONI, F. F, SAES, L.J., FROTA, R.G.Q., CARVALHO, C.S., NIYAMA, S. (eds), *Fundações Teoria e Prática*, ABMS/ABEF, 2 ed, cap.08, São Paulo, SP, Editora Pini, pp. 641-690.

ANTHONIE, A., 1987, "Stabilité d'une fouille renforcée par clouage." In: *Proc. 4 th Franco Polish Conference. Stalility of na excavation stabilized by nailing.*

AVELAR, A. S., 2017. Informação como Membro de Banca Examinadora da "Qualificação de Mestrado do Mauro V. S. Moura – Avaliação do Comportamento de Contenções em Niterói/RJ". 28/03/2017, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

AZAMBUJA, E., STRAUSS, M., SILVEIRA, F. G., 2001, "Caso histórico de um sistema de contenção em solo grampeado em Porto Alegre, RS". In: *Anais da III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, v. único, pp. 435-443, Rio de Janeiro, Novembro.

AZAMBUJA, E., STRAUSS, M., SILVEIRA, F. G., 2003, "Sistemas de contenção em solo grampeado na cidade de Porto Alegre, RS". In: *Anais do Workshop sobre Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento*, ABMS, pp. 21-34, São Paulo, Outubro.

BRIAUD, J. L.; LIM, Y., 1997,"Soil – nailed wall under piled bridge abutment: simulation and guidelines", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 123,

n. 11, pp. 1043 -1050.

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, October.

CARTIER, G., GIGAN, J. P., 1983, "Experiments and observations on soil nailing structures". In: *Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics 220 and Foundation Engineering (ECSMFE)*, v. 2, Helsinki, Finland, May. Edited by H.G. Rathmayer, K.H.O. Saari, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 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, July. Edited by F. Schlosser.

DANTAS, B. T., EHRLICH, M., 2000, “Discussion on paper, Limit Equilibrium as Basis for Design of Geosynthetic”. *JGD, ASCE*, v. 126, n. 3, pp.283-285.

DANTAS, B. T., EHRLICH, M., 2001, “Estudos Numéricos sobre o Comportamento de Taludes de Solo Reforçado sob Condições de Trabalho”. In: *Anais da III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, v. único, pp. 547-553, Rio de Janeiro, Novembro.

DIAS, P. H. V., 1992, “Solo pregado – procedimento sugestão de norma”, In: *Anais I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, ABMS, v. 1, pp. 75-80, Rio de Janeiro, Novembro.

DIAS, P. H. V., SAYÃO, A. S. F. J., SPRINGER, F. O., 2006, "Estabilização de taludes: tirantes ou grampos?". In: *Anais do XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), IV Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas (SBMR), III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia (CLBG)*, v. CD Rom, Curitiba, Agosto.

DUNCAN, J. M., AND CHANG, C. Y. (1970)., 1970, “Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils.” *Journal of Soil mechanics and Foundation Division*, ASCE, SM5, pp. 1629-1653.

DUNCAN, J. M., BYRNE, P., WONG, K. S., MABRY, P., 1980, “Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements ins Soil Masses”. Rep. No. UCB/GT/80-01, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

DURAND, R. D. F., 2008, *Análise Tridimensional de Estruturas Geotécnicas Submetidas a Reforço e Drenagem*. Tese* de D.Sc., Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.

- DYER, N. R., MILLIGAN, G.W.E., 1984, “A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations”. *Anais: Proc. Int. Conf. On In Situ Soil and Rock Reinforcement*, pp. 257-262.
- EHRlich, M., 2003, “Solos grampeados – comportamento e procedimentos de análise”. In: *Anais do Workshop sobre Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento*, pp. 127-137, São Paulo, Outubro.
- EHRlich, M., 2004, “Performance of a 25m high anchored wall for stabilization of an excavation in gneiss saprolite”. *Landslides: Evaluation and stabilization*. Proc. IX Int. Symp. on Landslides, Rio de Janeiro, Vol. 2, p.1561-1568.
- EHRlich, M., 2013, Apresentação do artigo “Escavações em Solos Residuais de Gnaisse com Falhas Geológicas”, 05/10/2013, In: *VI Conferência Brasileira de Encostas (COBRAE)*, ABMS, Angra dos Reis/RJ.
- 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*, pp. 747-752, Fukuoka, Japão, November.
- EHRlich, M., MITCHELL, J. K., 1994, “Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls”, *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 120, n. 4 (April), pp. 625-645.
- EHRlich, M., SILVA, L. F. M., 1992, “Sistemas de Contenção de Solos Reforçados”, In: *Anais I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, ABMS, vol. 1, pp. 35-45, Rio de Janeiro, Novembro.
- EHRlich, M., SILVA, R. C., 2012, “Comportamento de uma escavação estabilizada com ancoragens e grampos em solo residual de gnaisse”. In: *Anais do XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG)*, Porto de Galinhas/PE.
- EHRlich, M., SILVA, R. C., 2012, “Resistência ao Arrancamento de Grampos: Análise da Influência do N_{SPT} e da Injeção da Bainha nos Resultados”. In: *Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG)*, Porto de Galinhas/PE.
- EHRlich, M., SILVA, R. C., SARAMAGO, R. P., 2013, “Escavações em Solos Residuais de Gnaisse com Falhas Geológicas”, In: *VI Conferência Brasileira de Encostas (COBRAE)*, ABMS, Angra dos Reis/RJ.

- EHRlich, M., SILVA, R. C., 2015. “Behavior of a 31 m high excavation supported by anchoring and nailing in residual soil of gneiss”. *Engineering Geology*, v. 191, pp. 48–60.
- ELEUTÉRIO, J. O. S., 2013, *Análise do Comportamento de Estruturas de Solo Grampeado sujeitas a Deformações de Fundo através de Modelos Físicos (Escala 1:1) e Numéricos*. Dissertação* de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ELEUTÉRIO, J. O. S., EHRlich, M., SILVA, R. C., 2014, “Influência das deformações de fundo nos esforços em grampos de estruturas de solo grampeado”. In: *Anais do XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG)*, Goiânia/GO.
- FEIJÓ, R. L., 2007, *Monitoração de uma Escavação Experimental Grampeada em Solo Residual Gnáissico Não Saturado*, Tese* de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FEIJÓ, R. L., EHRlich, M., 2001, “Resultados de ensaios de arrancamento em grampos injetados em dois pontos do município do Rio de Janeiro”. In: *Anais da III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, v. único, pp. 517-524, Rio de Janeiro, Novembro.
- FEIJÓ, R. L., EHRlich, M., 2003, “Nail pullout tests in residual soils in Rio de Janeiro – Brazil”. In: *Proceedings of the XII Panamerican Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (PCSMGE)*, v. 2, pp. 2133-2138, Boston, June.
- FEIJÓ, R. L., EHRlich, M., 2005, “Resultados do monitoramento de uma obra experimental em solo grampeado”. In: *Anais da IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, v. 2, pp. 633-642, Salvador, Setembro.
- FRANÇA, F. A. N., 2007, *Ensaio de arrancamento em solo grampeado executados em laboratório*. Dissertação* de M.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.
- GASSLER, G., 1993, *The first two field tests in the history of soil nailing on nailed walls pushed to failure*. Civil Engineering European Courses, Renforcement des sols: expérimentations en vraie des années 80, Paris, France, pp. 7-34.

- GASSLER, G., GUDEHUS, G., 1981, "Soil Nailing — Some Aspects of a New Technique", In: *Anais 10 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - ISSMFE*, V. 3, Session 12, pp. 665-670, Stockholm.
- GASSLER, G., GUDEHUS, G., 1983, "Soil Nailing. Statitiscal Design." In: *Proc. 8 th ECSMFE*, pp. 401-494, Helsinki.
- GOMES SILVA, A. M. B., 2006, *Condicionantes Geológico-Geotécnicos de Escavação grampeada em Solo Residual de Gnaisse*. Dissertação* de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- GEO-RIO, 2000, "Ancoragens e Grampos". In: Ortigão, J.A.R., Sayão, A.S.F.J. (editores), *Manual Técnico de Encostas*, 2 ed, v. 4, Rio de Janeiro, Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro – GEO-RIO.
- GEO-RIO, 2014, *Manual Técnico de Encostas*, Rio de Janeiro, Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro – GEO-RIO.
- GOTLIEB, M., ALONSO, U. R., 1997, "Estabilização de um Talude sem Alterar a Estética", 2º Simpósio Pan-Americano de Escorregamentos de Terra / 2ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, Rio de Janeiro, RJ, v. 2, p. 603-612.
- GUILLOUX, A., JAILLOUX, J. M., 1979, "Comportement d'un mur experimental em terre armee vis-a-vis de la corrosion." In: *Proc. International Conference on Soil Reinforced Earth and Other Techniques*, v. 2, pp. 503-508, Paris.
- GUILLOUX, A., SCHLOSSER, F., 1982, "Soil nailing: practical applications." In: *Proc. Of Symposium on soil and rock improvement techniques, including geotextiles, Reinforced Earth and modern piling methods*, Bangkok, November-December.
- HLENKA, L., ODEBRECHT, E., SILVA, T. P., 2010, "Determinação da Resistência ao Arrancamento de Grampos". In: *Anais do XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), V Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia (LUSOBRASILEIRO)*, v. CD-ROM, Gramado, RS, Agosto.
- JEWELL, R.A., 1980, *Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behavior of Soils*, Doctor of Philosophy Thesis, Cambridge University.
- JURAN, I., BAUDRAND, G., FARRAG, K., ELIAS, V., 1988, "Kinematical limit analysis approach for the design of nailed soil retaining structures." In: *Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, pp. 301-306, Fukuoka, Japão,

- JURAN, I., BAUDRAND, G., FARRAG, K., ELIAS, V., 1990, “Kinematical Limit Analysis for Design of Soil-Nailed Structures.”. *Journal of Geotechnical*, v. 116 n. 01(Jan), pp. 54-72.
- JURAN, I., BAUDRAND, G., FARRAG, K., ELIAS, V., 1990, “Design of soil nailed retaining structures”. In: *Proceedings of the Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Cornell University, Ithaca, EUA, June. Edited by P. Lambe, L.A. Hansen, Geotechnical Special, pp. 644-659.
- JURAN, I., ELIAS, V. 1991, "Ground Anchors and Soil Nails in Retaining Structures". In: FANG, H. Y. (ed), *Foundation Engineering Handbook*, 2nd Ed, cap.26, New York, NY, Van Nostrand Reinhold, pp. 868-905.
- JURAN, I., ELIAS, V., 1987, “Soil Nailed Retaining Structures: Analysis of Case: Histories”, *Soil Improvement, ASCE Geotechnical Special Publication*, NQ 12, ASCE, New York, N.Y, pp. 232-244.
- JURAN, I., SHAFFIE, S., SCHLOSSER, F., 1985, “Les soutènements par clouage – Étude sur modèles numériques.” In: *Proc: 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Support by nailing – study of numerical models, pp. 1713-1716, San Francisco, USA..
- KRANZ, E., 1953, *Über Verankerung von Spundwänden*. Verlag von Wilhelm Ernst e Sohn, Berlin.
- LAZARTE, C. A., ELIAS, V., ESPINOZA, R. D., SABATINI, P. J., 2003, Soil nail walls. In: Report FHWA0-IF-03-017, *Geotechnical Engineering Circular*, n. 7, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, March.
- LIMA, A. M. L., 1996, *Análise Numérica do Comportamento de Solos Grampeados*, Dissertação* de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- LIMA, A. P., 2002, *Deformabilidade e Estabilidade de Taludes em Solo Grampeado*, Dissertação* de D.Sc., DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- LIMA, A. P., 2007, *Comportamento de uma Escavação Grampeada em Solo Residual de Gnaisse*, Tese* de D.Sc., DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- LOZANO, M.H., CASTRO, R.H., 2003, “Algumas experiências em solo grampeado”. In: *Anais do Workshop sobre Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento*, ABMS-NRSP/SindusCon-SP, São Paulo, SP, pp. 139-159.

- MEDEIROS, A. G. B., COBUCCI, R. A., CUNHA, R. P., CORTOPASSI, R. S., BEZERRA, J. E., SILVA, C. M., 2010, “Simulação Numérica e Estudo do Comportamento de Estruturas de Contenção no Distrito Federal – Estudo de Caso”. In: *Anais do XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), V Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia (LUSOBRASILEIRO)*, v. CD-ROM, Gramado, RS, Agosto.
- MIRANDA, S. B., 2009, *Estudo da resistência ao cisalhamento de interface em reforços unidirecionais*, Dissertação* de M.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos/USP, 109 p.
- 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, June.
- MORAES JUNIOR, L. J., ARDUINO, E. G. A., 2003, “Estabilização de taludes por solo grampeado em Manaus – AM”. In: *Anais do Workshop sobre Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento*, ABMS, pp. 121-125, São Paulo, Outubro.
- ORTIGÃO, J. A. R., 1997, “Ensaio de Arrancamento para Projetos de Solo Grampeado”, *Nota Técnica, Revista Solos e Rochas*, ABMS, v. 20, n. 1 (Abr), pp. 39-43.
- ORTIGÃO, J. A. R., D’ÁVILA, C. J. R., SILVA, S. P., MAIA, H. S., 1992, “Solo grampeado no morro da formiga, RJ”. In: *Anais da I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, v. 1, pp. 47-56, Rio de Janeiro, Novembro.
- ORTIGÃO, J. A. R. e PALMEIRA, E. M., 1992, “Solo Grampeado: técnica para estabilização de encostas e escavações”, In: *Anais da I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, ABMS, vol. 1, pp. 57-74, Rio de Janeiro, Novembro.
- ORTIGÃO, J.A.R., ZIRLIS, A. e 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., 2003, “Solo grampeado: alguns detalhes executivos – Ensaio – Casos de obras”. In: *Anais do Workshop sobre Solo*

Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento, ABMS, pp. 1-20, São Paulo, Outubro.

PLUMELLE, C. (1986), "Full Scale Experimental Nailed Soil Retaining Structures", *Revue Française de Géotechnique*, n. 40, pp. 45 - 50.

PLUMELLE, C., SCHLOSSER, F., DELAGE, P., KNOCHENMUS, G., 1990, "French national research project on soil nailing: Clouterre". In: *Proceedings of the Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Cornell University, Ithaca, NY, June. Edited by P. Lambe, L.A. Hansen, Geotechnical Special Publication n. 25, Geotechnical Engineering Division of the ASCE, New York, EUA, pp. 660-675.

RABCEWICZ, L. V., 1964, "The New Austrian Tunnelling Method", Parte 1 a 3, Water Power, Londres, dezembro.

RICCIO FILHO, M. V., 2007, *Comportamento de um Muro de Solo Reforçado com Solos Finos Tropicais*, Tese* de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SALCEDO, D. A., 1997, "Estruturas de Contention como Técnica de Estabilizacion. Earth Retention Structures as a Stabilization Technique". In: *II Pan-Am. Sym. Landslides e II Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, v. 2, pp. 165-249, Rio de Janeiro, Novembro.

SARAMAGO, R. P.; EHRLICH, M.; BRANDÃO DA SILVA, L. J. R. O.; MENDONÇA, M.B.; FERREIRA JR, J. A., 2010, "Características Geotécnicas de uma Escavação em Região de Falha Geológica". In: *Anais do XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), V Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia (LUSOBRASILEIRO)*, v. CD-ROM, Gramado, RS, Agosto.

SARÉ, A. R., 2007, *Comportamento de Escavação Grampeada Instrumentada em Solo Residual*, Tese* de D.Sc., DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SCHAEFER, R. V., ABRAMSON, L. W., DRUMHELLER, J. C., HUSSIN, J. D., SHARP, K. D., 1997, "Soil Nailed Retaining Structures". *Geotechnical Special Publication ASCE*, Ground Improvement, Ground Reinforcement, Ground Treatment Developments", n. 69, pp. 201-233.

SCHLOSSER, F., 1982, "Behavior and design of soil nailing". In: *Proceedings of the International Conference on Recent Developments in Ground Improvement Techniques*, pp. 399-413, Bangkok, Thailand.

- 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, pp. 735-763, Pittsburgh, Pennsylvania, April.
- SHAFIEE, S., 1986, *Simulation numérique du comportement des sols cloués. Interaction sol renforcement et comportement de l’ouvrage*, Thèse* D.Sc., l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- SHEN, C. K., HERRMAN, L. R., BANG, S., 1981, “Ground Movement Analysis of Earth Support System”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, v. 107, n. 12 (Dec), pp. 1609-1624.
- SKEMPTON, A. W., 1953, “The colloidal activity of clays”. *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Zurich, Vol. I, pp. 57-61.
- Silva, T. P., 2005, *Resistência ao Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse*, Dissertação* de M.Sc., DEC/PUC, Rio de Janeiro, 144 p.
- SILVA, D. P., 2009, *Análise de diferentes metodologias executivas de solo pregado a partir de ensaios de arrancamento realizados em campo e laboratório*, Tese* de D.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos/ USP, 313 p.
- SILVA, R. C., 2010, *Análise do Comportamento de Estruturas de Solo Grampeado através da Monitoração de Obra e Modelos Físicos (Escala 1:1)*. Dissertação* de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SILVA, R. C., EHRLICH, M., 2010, “Monitoração de Estrutura de Contenção em Solo Grampeado com Faceamento em Blocos Segmentais”. In: *Anais do XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), V Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia (LUSOBRASILEIRO)*, v. CD-ROM, Gramado, RS, Agosto.
- SOARES, J. E. S., GOMES, R. C., 2003, “Um caso de solo grampeado na encosta da BR-101 em Angra dos Reis, RJ”. In: *Anais do Workshop sobre Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento*, ABMS, pp. 49-56, São Paulo, Outubro.

- SOUZA, G. J. T., PITTA, C. A., ZIRLIS, A. C., 2005, “Solo grampeado – aspectos executivos do chumbador”. In: *Anais da IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, v. 2, pp. 835-844, Salvador, Setembro.
- SPRINGER, F. O., 2001, *Estudos de deformabilidade de escavações com solo grampeado*, Dissertação* M.Sc., DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SPRINGER, F. O., 2006, *Ensaio de Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse*, Tese* de D.Sc., DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SPRINGER, F. O.; GERCOVICH, D. M. S; SAYÃO, A. S.F.J, 2001, “Deformabilidade de Taludes Estabilizados com Solo Grampeado”, In: *Anais da III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, v. único, pp. 483-490, Rio de Janeiro, Novembro.
- STOCKER, M. F.; KORBER, G.W.; GASSLER, 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*, v. 2, pp. 463-474, Paris, France.
- THOMPSON, S.R. MILLER, I.R., 1990, “Design, Construction and Performance of a Soil Nailed Wall in Seattle, Washington.” In: *Design and Performance of Earth Retaining Structures (P.C. Lambe and L.A. Hansen, Eds.)*, Geotechnical Special Publication n. 25, American Society of Civil Engineers, New York, pp. 629-643.
- UFF, 2004, “Projeto Avaliação das Encostas de Niterói com Vista aos fenômenos de Deslizamentos – Setor 1 (Zonas Centro, Norte e Sul), Niterói”, 77p.
- ZIRLIS, A. C.; PITTA, C. A., 1992, “Soil nailing: chumbamento de solos – experiência de uma equipe na aplicação do método”, In: *I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE)*, ABMS, v. 1, pp. 81-99, Rio de Janeiro, Novembro.
- ZIRLIS, A. C., PITTA, C. A., 2000, “Chumbadores injetados: a qualidade do solo grampeado”. In: *Anais do 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE)*, v. 2, pp. 541-547, São Paulo, Julho.
- ZOMBERG, J., SITTAR, N., MITCHELL, J. K., 1999, “Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes at Failure.” *JGD, ASCE*, v. 124, n. 8, pp. 670-683.