



AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE CONTENÇÕES EM NITERÓI/RJ

Mauro Vitor dos Santos Moura

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

Orientador: Maurício Ehrlich

Rio de Janeiro

Junho de 2018

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE CONTENÇÕES EM NITERÓI/RJ

Mauro Vitor dos Santos Moura

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

Examinada por:

Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.

Prof. Leonardo de Bona Becker, D.Sc.

Dr. Rafael Cerqueira da Silva, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 2018

Moura, Mauro Vitor dos Santos

Avaliação do comportamento de contenções em Niterói/RJ / Mauro Vitor dos Santos Moura. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.

X, 176 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Maurício Ehrlich

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 166-169.

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

Dedicatória

Dedico este trabalho à minha família por todo o suporte durante essa jornada.

Agradecimentos

Agradeço a minha família, meus pais Cacilda e Silvio e a minha irmã Eliza, por toda a ajuda e paciência, sem vocês eu não teria concluído esse trabalho.

Ao meu orientador, professor Maurício Ehrlich, por me mostrar os melhores caminhos a seguir. Nossas discussões e suas críticas foram muito úteis.

Aos amigos, alunos do PEC, que fiz durante esses dois anos de mestrado: Diego Hartmann, Marcela Tortureli e Raquel Linhares, pelas trocas de ideias e sugestões sobre a dissertação, e papos sobre a vida, o universo e tudo mais. Espero levar essas amizades por toda a minha vida.

Ao engenheiro e Doutor Rafael Cerqueira Silva pela a colaboração ao me fornecer informações e dicas para melhorar os meus modelos.

Aos professores e alunos do Mestrado de Geotecnia da COPPE/UFRJ, em especial a aluna Priscilla Antoniazzi, pelas aulas, discussões e estudos em grupo que tivemos no primeiro ano do mestrado.

Ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pelo suporte financeiro concedido por meio de bolsa de estudos, que permitiu a elaboração dessa dissertação.

“Afirmo muitas vezes que, se você medir aquilo de que está falando e expressar em números, você conhece alguma coisa sobre o assunto; mas, quando você não o pode exprimir em números, seu conhecimento é pobre e insatisfatório.”

William Thompson (Lord Kelvin)

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

AValiação DO ComPORTAMENTO DE CONTenções EM NITERÓI/RJ

Mauro Vitor dos Santos Moura

Junho/2018

Orientador: Maurício Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

A geomorfologia da região do município de Niterói caracteriza-se pela presença de gradientes suaves a moderados e topos arredondados. O solo é originado de um conjunto de rochas gnáissicas que passaram por grande intemperização, entretanto ainda apresentam estruturas reliquias da rocha mãe. O processo de formação do gnaiss foi originado de ações tectônicas em rocha sedimentar, e do ambiente de sedimentação surgiu a heterogeneidade do material. As camadas reliquias possuem espessuras centimétricas, apresentam resistência e deformabilidade distintas entre si e algumas delas são muito menos resistentes que as outras. As inclinações das camadas variam. Em alguns casos são desfavoráveis a faces de escavação e tiveram grande influência no comportamento das escavações. Obras para a construção de edifícios na região necessitaram de cortes no solo, apresentaram solicitações significativas nos elementos passivos e ativos e deformações nos maciços e estruturas de contenção. Este trabalho reuniu e resumiu todas as informações disponíveis de cinco obras. Modelos computacionais foram gerados para avaliar o comportamento de tais escavações. Ressalta-se a importância de se considerar a variabilidade da deformabilidade do solo com a tensão confinante do solo no modelo constitutivo junto com a anisotropia natural. Concluiu-se que as camadas reliquias tiveram grande influência no comportamento comandando a ruptura dos maciços e cargas nas estruturas, nos casos em que a orientação era desfavorável à escavação.

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

EVALUATION OF THE BEHAVIOUR OF RETAINING STRUCTURES AT NITERÓI/RJ

Mauro Vitor dos Santos Moura

June/2018

Advisor: Maurício Ehrlich

Department: Civil Engineering

The geomorphology of Niterói's municipality is characterized by the presence of smooth gradients and rounded tops. The soil have origin in gneiss rocks, which passed through great weathering, however still have reliquiae structures. Reliquiae stratum are thin, about one inch, and have several resistances and deformabilities. Some of them are much less resistant than others. In some cases, the layer's inclinations are unfavorable against the excavation and had important influence on behavior of the soil's cut. This work reunited and resumed several cases of building works in the region with problems like great deformations and loads in structures. Computational models were generated to evaluate the behavior of these slopes. Constitutive models for soils must consider the variation of deformability due to confining tension and the natural anisotropy. The reliquiae layers had great influence on behavior and commanded the potential slope's collapse and de load of the structures, in the cases where the orientation were unfavorable to excavation.

SUMÁRIO

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | INTRODUÇÃO..... | 1 |
| 1.1 | Objetivo da pesquisa | 2 |
| 1.2 | Metodologia da pesquisa | 2 |
| 1.3 | Estrutura da Dissertação | 2 |
| 2 | Revisão Bibliográfica | 4 |
| 2.1 | Técnicas de Contenção | 4 |
| 2.2 | Informações gerais | 5 |
| 2.3 | Ocorrência 1 | 8 |
| 2.3.1 | Descrição | 8 |
| 2.3.2 | Ensaio de Laboratório..... | 11 |
| 2.3.3 | Retroanálise | 12 |
| 2.3.4 | Movimentação durante e após a construção | 14 |
| 2.3.5 | Estudo realizado por SILVA (2017)..... | 17 |
| 2.4 | Ocorrência 2..... | 21 |
| 2.4.1 | Mapeamento Geológico-Geotécnico..... | 22 |
| 2.4.2 | Ocorrência 2A..... | 26 |
| 2.4.3 | Ocorrência 2B..... | 35 |
| 2.5 | Ocorrência 3..... | 47 |
| 2.5.1 | Ensaio de Laboratório..... | 49 |
| 2.5.2 | Monitoramento e Resultados | 50 |
| 2.5.3 | Análises e conclusões | 52 |
| 2.6 | Ocorrência 4..... | 53 |
| 2.6.1 | Investigações realizadas | 54 |
| 2.6.2 | Ensaio de Laboratório..... | 56 |
| 3 | Comparações entre os Locais de estudo | 58 |
| 3.1 | Ensaio de Laboratório..... | 58 |
| 3.1.1 | Caracterização dos solos..... | 58 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 3.1.2 | Cisalhamento Direto | 62 |
| 3.1.3 | Estruturas reliquiarias..... | 64 |
| 3.2 | Padrões Estabelecidos | 65 |
| 4 | Modelagem Numérica..... | 67 |
| 4.1 | Modelos constitutivos | 68 |
| 4.1.1 | Sobre a escolha do modelo constitutivo e a pesquisa realizada para outros métodos | 73 |
| 4.1.2 | Método da massa equivalente | 74 |
| 4.2 | Validação da Ocorrência 1..... | 75 |
| 4.2.1 | Parâmetros do solo..... | 75 |
| 4.2.2 | Parâmetros das estruturas..... | 79 |
| 4.2.3 | Processo de escavação..... | 82 |
| 4.2.4 | Resultados | 83 |
| 4.3 | Validação da Ocorrência 2A | 106 |
| 4.3.1 | Parâmetros do solo..... | 109 |
| 4.3.2 | Parâmetros das estruturas..... | 111 |
| 4.3.3 | Processo de escavação..... | 113 |
| 4.3.4 | Resultados | 114 |
| 4.4 | Validação da Ocorrência 3..... | 135 |
| 4.4.1 | Parâmetros do Solo..... | 139 |
| 4.4.2 | Parâmetros das estruturas..... | 140 |
| 4.4.3 | Processo de escavação..... | 143 |
| 4.4.4 | Resultados | 144 |
| 5 | Conclusões..... | 163 |
| 6 | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 166 |
| 7 | Apêndice..... | 170 |
| 7.1 | Apêndice 1 | 170 |

1 INTRODUÇÃO

No município de Niterói, estado do Rio de Janeiro, cinco escavações foram realizadas para a construção de empreendimentos residenciais. Três destes empreendimentos encontram-se na Avenida Almirante Benjamim Sodré, na Praia de Boa Viagem, com escavações no Morro Boa Viagem; os outros dois situam-se na Avenida Jornalista Alberto Francisco Torres, na Praia de Icaraí, com escavações no Morro do Caniço.

É comum no Brasil que escavações e contenções sejam projetadas apenas com sondagens de simples reconhecimento, como SPT e/ou mistas. Os valores de SPT encontrados na região são da ordem de 30 golpes. Entretanto, a região dos empreendimentos é constituída de solos residuais de gnaiss com estruturas reliquias, que variam de alta a baixa resistência, e muitas vezes desfavoráveis às escavações. Tais estruturas reliquias; que se originaram de falhas, fraturas e do bandamento metamórfico do gnaiss; são cruciais para a estabilidade.

Em três casos, investigações extensas foram realizadas: mapeamento geológico-geotécnico, a caracterização do solo, retirada de amostras indeformadas, poços de inspeção, ensaios de cisalhamento direto, ensaios triaxiais, ensaios de arrancamento de grampos, exumação de grampos e acompanhamento da obra com medidas de tensão nos grampos e deslocamentos horizontais no maciço.

Em dois casos, as investigações na fase de projeto se basearam apenas em sondagens de simples reconhecimento, sondagens à percussão e sondagens mistas.

As soluções de estabilização propostas variaram de uma combinação de solo grampeado com cortinas ancoradas até a apenas solos grampeados ou cortinas ancoradas.

Durante a fase de construção, as duas obras com investigações simples, apresentaram problemas como o aparecimento de trincas à montante da escavação e a aceleração da movimentação horizontal do talude de escavação. A execução foi suspensa em ambos os casos para a realização de novas investigações mais detalhadas. As novas investigações identificaram as descontinuidades no maciço. Novos reforços foram propostos e realizados, e instrumentação foi instalada nos locais para acompanhamento da estrutura durante a execução.

Baseando-se nas informações fornecidas pelos estudos anteriores, este trabalho dá continuidade à avaliação da influência das camadas reliquiares na estabilidade por meio de modelagem computacional. Além disso, organiza os dados em apenas um local para facilitar pesquisa futuras.

1.1 Objetivo da pesquisa

Este trabalho tem como objetivo compilar todos os dados disponíveis da região em um só local e avaliar criticamente a influência das camadas reliquiares no comportamento das escavações. Análises paramétricas foram utilizadas para buscar os impactos das camadas reliquiares na estabilidade e diferentes características no maciço escavado.

1.2 Metodologia da pesquisa

Para atingir o objetivo deste trabalho, coletaram-se todas as informações disponíveis sobre os locais, suas características geotécnicas, detalhes dos projetos e o comportamento observado. Posteriormente, identificou-se um padrão nas características geotécnicas da região.

Análises paramétricas foram executadas através de modelagem computacional, de forma a determinar os impactos na estabilidade considerando ou não as camadas reliquiares. Utilizou-se o programa de modelagem computacional PLAXIS 2D VERSÃO 2015. Os modelos utilizados foram validados a partir dos dados obtidos de outros estudos que forneceram o comportamento das escavações.

Verificou-se, então, se os impactos de cada solução executada, antes e após os reforços, foram eficientes.

1.3 Estrutura da Dissertação

O Capítulo I contém a introdução, os objetivos e a metodologia deste trabalho.

O Capítulo II apresenta todos os trabalhos disponíveis da região, o detalhamento da geologia, dos locais das obras e o comportamento das escavações antes e após a construção.

O Capítulo III compara as informações disponíveis e determina padrões entre os solos existentes entre as ocorrências. Apenas em algumas ocorrências possuíam

investigações mais completas de laboratório e de campo. Dividindo em grupos semelhantes foi possível importar informações faltantes.

O Capítulo IV apresenta as modelagens computacionais, a validação dos modelos, além do relato do que cada estrutura de contenção e estrutura reliquiar contribuiu no comportamento.

No Capítulo V relatam-se as conclusões do trabalho.

No Capítulo VI têm-se relacionadas as referências bibliográficas utilizadas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Técnicas de CONTENÇÃO

As técnicas de contenção utilizadas nos 4 pontos de interesse compreendem cortinas ancoradas e grampos ou uma combinação de ambas. Tais técnicas têm mecanismos de estabilização diversos. As ancoragens são elementos ativos e os grampos são elementos passivos.

Cortinas ancoradas são estruturas de contenção que consistem de um paramento de concreto armado combinado com ancoragens embutidas no terreno até uma profundidade que torne o talude estável e minimize movimentações. São elementos ativos porque as ancoragens são tracionadas e fixadas no paramento de concreto. A estrutura de concreto armado então atua contra o solo equilibrando o empuxo de terra.

Grampos são barras de aço envolvidas com calda de cimento que são inseridos em pré-furos no solo para o reforço do maciço. São elementos resistentes à flexão composta que minimizam deformações na massa de solo. Entretanto, são elementos passivos e a mobilização ocorre concomitante à movimentação no solo.

Em áreas urbanas uma das preocupações é minimizar movimentações nos terrenos vizinhos para evitar danos às construções. Nesse caso a técnica mais indicada é a de cortina ancorada, técnica utilizada nas Ocorrência 1, 3 e 4.

O uso da técnica de solo grampeado deve ser pensado com a característica inerente de permitir relativo deslocamento do solo. As vantagens são a rapidez e o custo mais baixo quando comparado a cortina ancorada (DIAS, 2006). Solo grampeado foi utilizado na Ocorrência 1 pela rapidez da execução e na Ocorrência 2A e 2B por não terem preocupação com construções vizinhas.

2.2 Informações gerais

A área de estudo encontra-se no município de Niterói no estado do Rio de Janeiro (Figura 2.1). A Tabela 2.1 discrimina os Locais de interesse e fornece as coordenadas UTM.

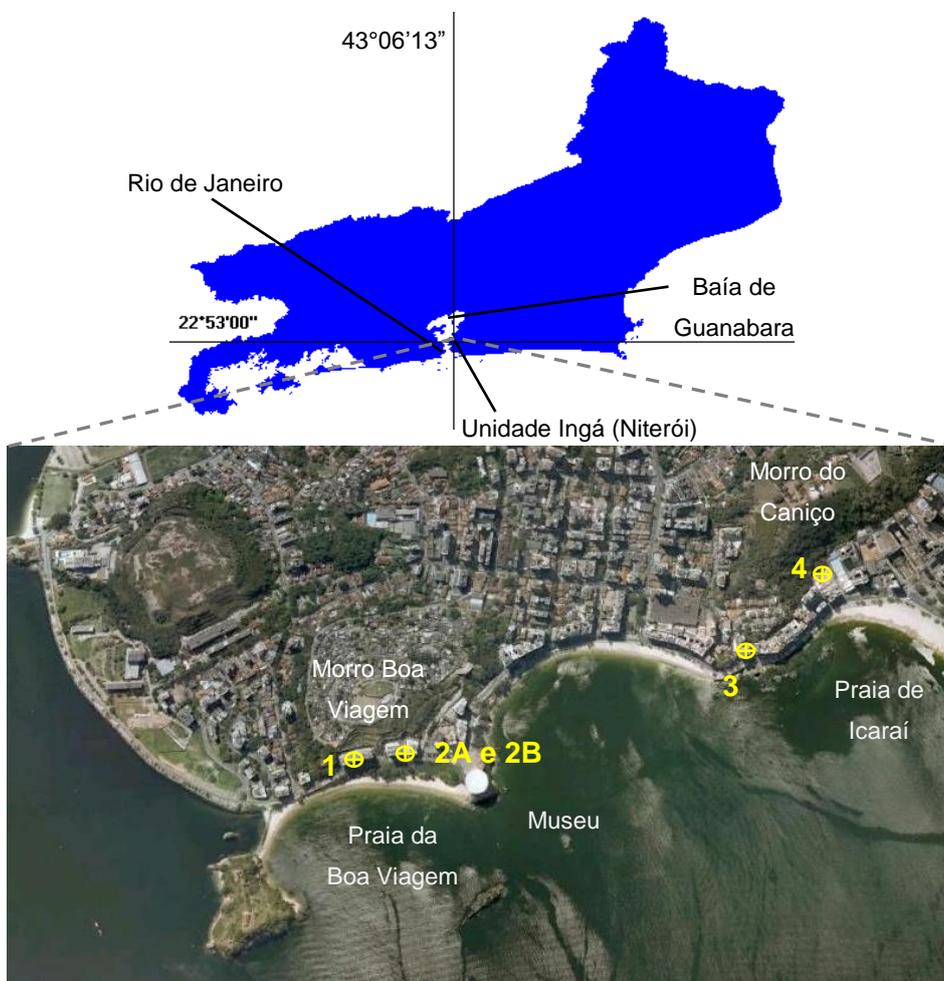


Figura 2.1 - Localização da área de estudo - Unidade Litológica de Ingá (Niterói/RJ) e encostas analisadas (Adaptado de EHRlich et. al., 2013).

Tabela 2.1 - Coordenadas UTM dos locais estudado (Datum horizontal WGS84; Zona 23 K).

| Ocorrência | Morro | Praia | Longitude | Latitude |
|------------|--------|------------|-----------|-----------|
| 1 | Ingá | Boa Viagem | 691.953 | 7.465.488 |
| 2A | Ingá | Boa Viagem | 692.036 | 7.465.515 |
| 2B | Ingá | Boa Viagem | 692.070 | 7.465.525 |
| 3 | Caniço | Icaraí | 692.816 | 7.465.736 |
| 4 | Caniço | Icaraí | 692.987 | 7.465.921 |

A geomorfologia das ocorrências de estudo é similar, e constituída de colinas com vertentes convexo-côncavas de gradientes suaves a moderados e topos arredondados. As amplitudes topográficas variam entre 50 m a 120 m (CPRM, 2017). Especificamente, as ocorrências encontram-se em morros pouco elevados (Morro Boa Viagem e Morro do Caniço), sem escarpas ou vertentes rochosas, já que se apresentam bastante intemperizados, sendo raros os pontos onde os litotipos representativos possam ser identificados (EHRlich *et. al.*, 2013). O município de Niterói possui como embasamento rochas gnáissicas pré-cambrianas que se manifestam numa sucessão de serras ou morros alongados na direção NE (GOMES SILVA, 2006). O gnaïsse em questão é metassedimentar, cuja formação ocorreu em planícies de inundação marinha, nas quais havia uma porção de camadas de solos (argila, silte e areia) de espessuras variáveis misturadas. Após sofrer compressão de origem tectônica, foi formado a rocha metamórfica com foliações bem marcadas. No ambiente de sedimentação ocorreu a heterogeneidade do material, pois antes de se metamorfizar as camadas se apresentaram de certa forma contínuas (lentes de argila, silte ou areia), tornando a rocha bandada, com persistências variáveis (AVELAR, 2017).

De acordo com o mapa geológico da Baía de Guanabara (CPRM, 2009), o litotipo presente nos cinco locais é de biotita gnaïsse bandado ou homogêneo com intercalações de quartzitos e lentes de rochas calcissilicáticas. Os biotita gnaïsses apresentam-se profundamente alterados. Os solos residuais derivados dos biotita gnaïsses constituem-se de areia fina a média, argilo-siltosa, de plasticidade baixa a média, por vezes alto, formando espessos pacotes de solo. (GOMES SILVA, 2006).

O mapeamento geológico realizado pela UFF (2004) indica que a área é caracterizada pela presença de lineamentos estruturais e zonas de falhamento que separa as duas unidades litológicas distintas: a Unidade Ingá e a Unidade Gnaïsse facoidal sem zonas charnockíticas (Figura 2.2). A Unidade Ingá trata-se de um conjunto gnáissico, composto por níveis centimétricos a decamétricos intercalados, de leucognaïsses biotíticos, gnaïsses feldspáticos e gnaïsses quartzosos de aspecto quartzítico, além de presença de dobras e contatos por falha com o gnaïsse facoidal encaixante.

As cinco ocorrências de interesse encontram-se na Unidade Ingá, e de forma mais ou menos semelhante, os solos originados do conjunto gnáissico apresentam camadas reliquias. E tais camadas se destacam por apresentarem resistências muito distintas entre si, além de terem uma inclinação desfavorável a uma escavação dependendo de seu abatimento.

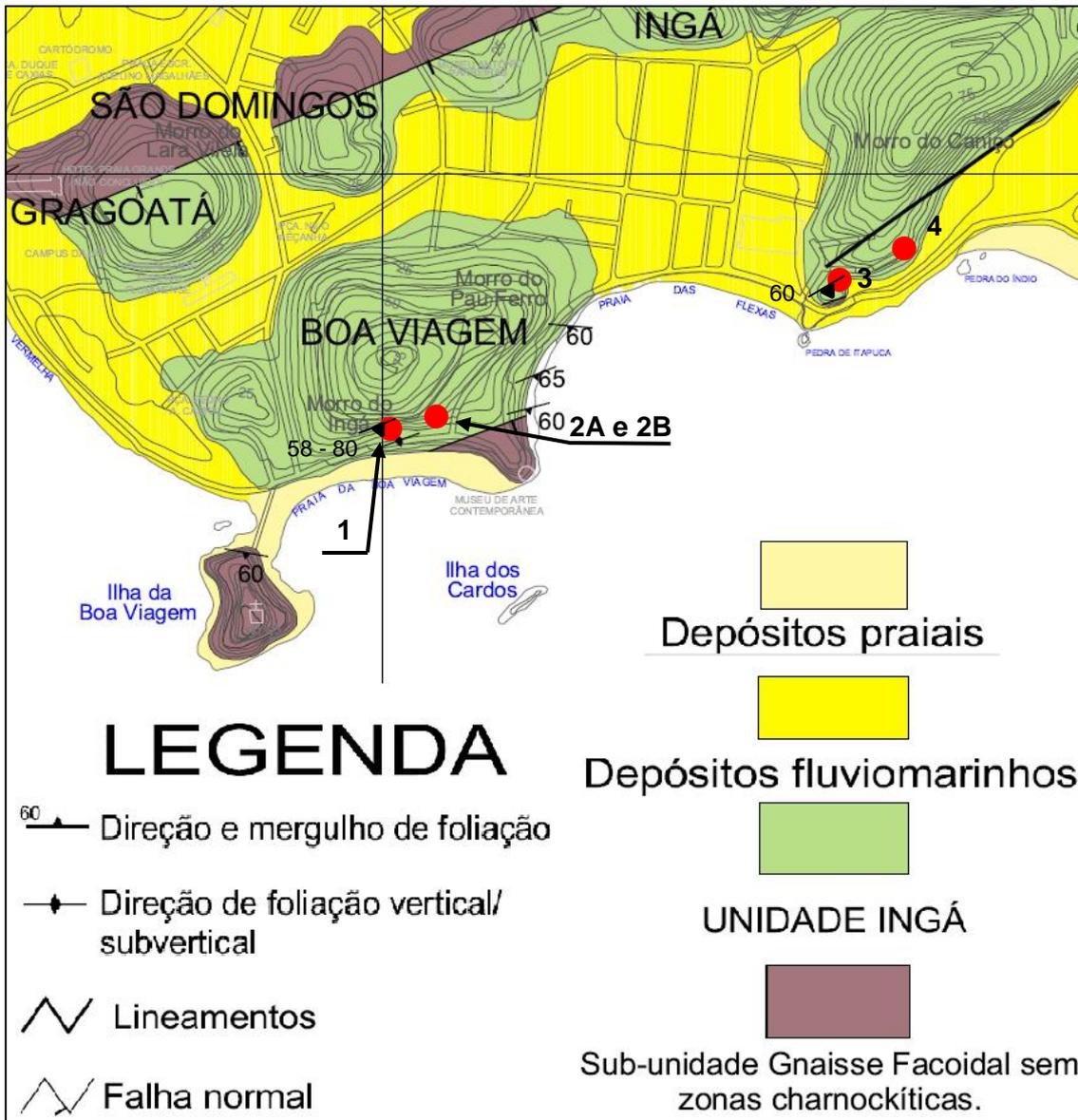


Figura 2.2 - Mapa geológico da área de interesse (MODIFICADO, UFF, 2004)

As seções a seguir apresentam um resumo dos estudos realizados para cada Ocorrência. Para maiores detalhes consultar as referências.

2.3 Ocorrência 1

2.3.1 Descrição

A Ocorrência 1 possui uma escavação de 31 metros de altura em solo residual de gnaiss-migmatito para a construção de duas edificações como relatado por EHRlich E SILVA (2015). A execução da escavação foi realizada do início de 2003 até outubro de 2005 (Figura 2.3).



Figura 2.3 - Foto aérea da Ocorrência 1 (Adaptado de SPRINGER,2006).

Em 2003, foram realizadas medidas topográficas e o perfil do subsolo foi determinado com sondagens de simples reconhecimento combinados com SPT. Os valores de N_{SPT} encontrados são superiores a 40 golpes a cerca de 10 m de profundidade. O talude original variava entre 35° a 40° de inclinação e sua superfície era coberta por vegetação pouco desenvolvida. Uma estrutura de contenção com dois níveis de cortina ancorada com fundações de micro estacas foi projetada. A escavação foi executada de forma descendente e em nichos. Foi planejado um retaludamento à

montante do nível da cortina ancorada superior, depois de finalizada a construção das cortinas.

No dia 29 de junho de 2003, quando a cortina ancorada superior estava quase completa, verificou-se a falha de um dos tirantes nessa cortina. Além disso, ao longo do dia, outra falha em outro tirante ocorreu e descobriram-se rachaduras a montante paralelas a cortina. A rachadura era contínua com comprimento de 23 m e uma abertura de 23 cm.

A construção foi paralisada, as rachaduras foram fechadas com *grout*, escavações foram feitas a montante para diminuir os carregamentos nas âncoras e o material escavado foi disposto em frente à cortina.

Na face do corte era possível observar camadas razoavelmente contínuas de solo de diferentes cores (cinza, branco e vermelho) com espessuras variando de poucos milímetros até alguns centímetros.

Estudos mais detalhados foram realizados e amostras em blocos indeformados foram obtidas para ensaios de laboratório.

O solo local da escavação é composto de solo residual de gnaiss-migmatito e a foliação da rocha-mãe permanece. O nível de água no maciço não foi observado pelas sondagens que foram realizadas até a 8 m abaixo do nível final de escavação. A direção das camadas de solo reliquiares é desfavorável à estabilidade da escavação e sua inclinação varia entre 58° e 80° (Figura 2.4). Estas camadas não foram levadas em consideração no projeto original das cortinas ancoradas.



Figura 2.4 - Planos reliquiais do solo residual de gnaiss-migmatito (EHLICH E SILVA, 2015).

Depois dos estudos mais detalhados o projeto foi modificado com a instalação de novos tirantes na cortina superior e o uso de solo grampeado para o restante da escavação (Figura 2.5). A escavação foi monitorada durante e após o período de construção.

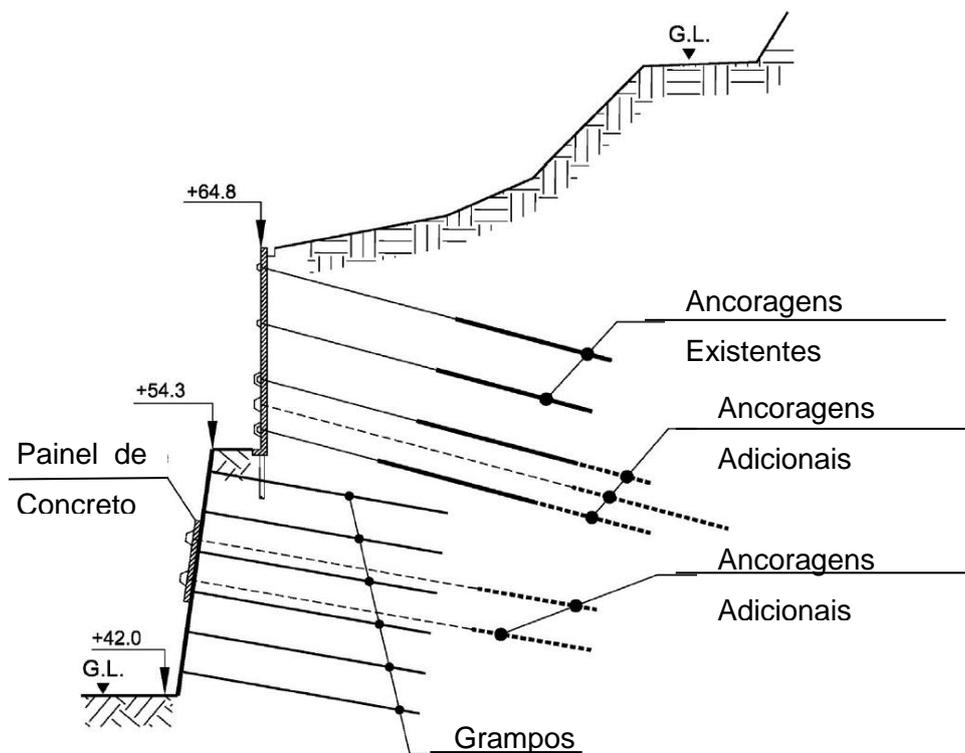


Figura 2.5 - Tirantes adicionais na cortina ancorada superior e o solo grampeado (EHLICH E SILVA, 2015, MODIFICADO).

2.3.2 Ensaio de Laboratório

Três blocos indeformados foram obtidos, duas das amostras retiradas da cota +45,0 m e o outra retirada da cota +55,3 m (próximo a base do nível superior da cortina).

A caracterização foi feita nas camadas de cor cinza, branca e vermelha; São solos areno-argilosos e areno-siltosos com a camada de cor cinza apresentando grande atividade na argila (Tabela 2.2 e Tabela 2.3). Solos com argilas ativas tendem a expandir e podem ter uma significativa perda de resistência ao cisalhamento quando umedecidas.

Tabela 2.2 - Discriminação das amostras da Ocorrência 1 de acordo com a cor, cota, umidade natural, peso específico aparente, densidade real dos grãos e origem.

| Solo | Cor | Cota (m) | h_{nat} (%) | γ (kN/m ³) | Gs | Observação |
|-------------------------|----------|----------|---------------|-------------------------------|------|----------------|
| Areno-siltoso | Branco | 45,0 | 8,6 | | 2,63 | Residual jovem |
| Areno-argiloso laminado | Cinza | 45,8 | 14,8 | 17,1 | 2,65 | Residual jovem |
| Areno-argiloso | Branco | 45,8 | 6,3 | | 2,67 | Residual jovem |
| Areno-siltoso | Vermelho | 45,8 | 8,5 | | 2,72 | Residual jovem |

Tabela 2.3 - Discriminação das amostras da Ocorrência 1 de acordo com a granulometria, índices de consistência e a atividade da argila.

| Solo | Cor | (%) | | IP | Granulometria (%) | | | | Ativ. |
|-------------------------|----------|-----|----|----|-------------------|-------|-------|--------|-------|
| | | LL | LP | | Pedreg. | Areia | Silte | Argila | |
| Areno-siltoso | Branco | NP | NP | - | 0 | 68 | 26 | 6 | - |
| Areno-argiloso laminado | Cinza | 76 | 24 | 52 | 0 | 62 | 19 | 19 | 2,73 |
| Areno-argiloso | Branco | 71 | 28 | 43 | 0 | 49 | 18 | 33 | 1,30 |
| Areno-argiloso | Vermelho | 78 | 31 | 47 | 0 | 50 | 20 | 30 | 1,52 |

Ensaio de cisalhamento direto foram realizados na direção paralela à camada de solo e demonstrou-se que a camada de cor cinza possui uma resistência significativamente menor que as outras camadas. Os resultados dos ensaios de cisalhamento realizados nessa camada cinza são apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto na camada de cor cinza da Ocorrência 1.

| Solo | Cor | Direção do plano de ruptura contra as camadas | Condição | Pico | | Vol. Const. |
|-------------------------|-------|---|----------|---------|--------------|--------------------------------|
| | | | | c (kPa) | Φ_p (°) | Φ_{cv} (°) [c = 0 kPa] |
| Areno-argiloso laminado | Cinza | Paralelo | Natural | 8 | 31 | 25 |
| | | | Embebido | 0 | 29 | 17 |

Ensaio Triaxiais CD foram realizados em amostras indeformadas *Denison*, que foram retiradas da elevação +52,3 m. Os resultados para a coesão foram de 87,5 kPa e o ângulo de atrito de 36°. Essa envoltória de resistência não é representativa da camada de solo de baixa resistência (areia-argilosa cinza), pois a ruptura que ocorre na amostra é significativamente influenciada pelas outras camadas de solo mais resistentes.

2.3.3 Retroanálise

EHRlich E SILVA (2015) realizaram retroanálises nessa escavação. Considerando as camadas reliquias do solo, adotou-se uma superfície de ruptura plana e utilizou-se o Método de Coulomb. Para realizar a retroanálises utilizou-se: (i) perfil de solo, (ii) a medida da carga dos tirantes, (iii) a geometria das cortinas que existiam logo após o aparecimento das rachaduras, (iv) e o retaludamento a montante das estruturas de contenção. A inclinação da superfície de ruptura foi a mesma das camadas reliquias do solo. O Fator de Segurança adotado foi de 1,05 para representar a situação precária de estabilidade que existia no momento. O ângulo de atrito assumido foi o mesmo que o encontrado no ensaio de cisalhamento direto da camada areno-argilosa cinza (25° a 31°). A retroanálise forneceu a coesão mobilizada para o equilíbrio.

A comparação entre os resultados de duas seções com alturas distintas e planos reliquias de inclinações diferentes encontra-se na Figura 2.6 a seguir.

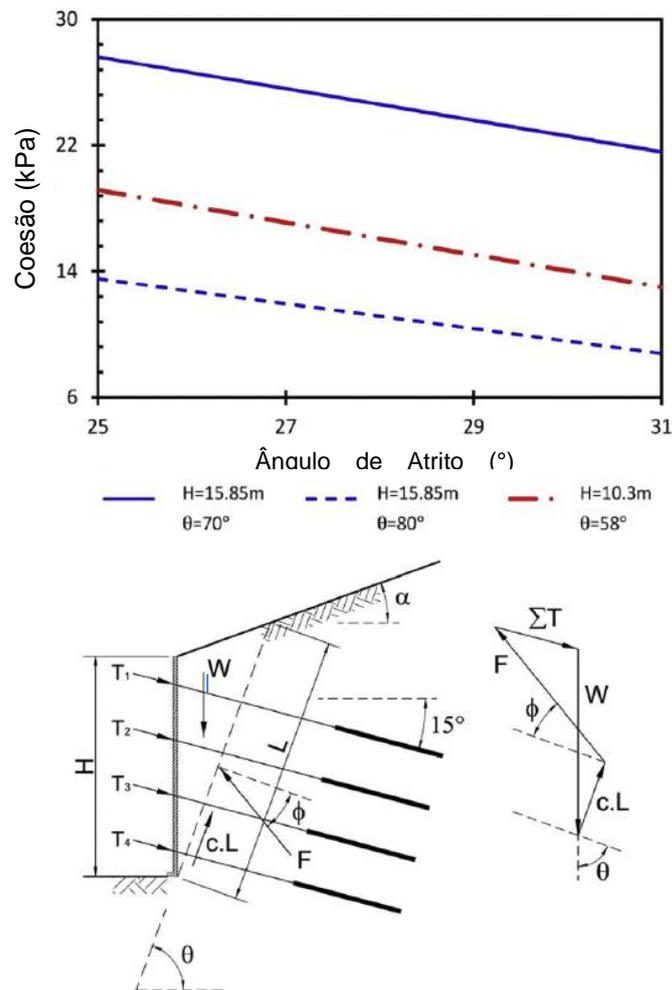


Figura 2.6 - Resultado das análises paramétricas realizadas (EHRlich E SILVA, 2015).

Nesta retroanálise variou-se o parâmetro de ângulo de atrito do solo para encontrar a coesão mobilizada que satisfizesse o FS igual a 1,05. Para um mesmo ângulo de atrito, quanto maior a coesão mobilizada, menos estável é o talude. Intuitivamente, a seção de maior altura deve apresentar a maior coesão mobilizada, todavia a seção com altura de 15,85 m e camadas reliquiares com inclinação de 80° apresenta menor coesão mobilizada do que a seção com altura de 10,3 m. Ao mesmo tempo, a maior seção também possui a maior coesão mobilizada quando os planos reliquiares tem inclinação de 70°. Ou seja, apenas variando a inclinação das camadas menos resistentes, a estabilidade do talude muda completamente. Mostra-se então, concluem os autores, a maior importância que a inclinação das camadas reliquiares do solo no comportamento da escavação.

2.3.4 Movimentação durante e após a construção

Os deslocamentos horizontais foram medidos em duas seções. A seção I1/I2 possui um desnível, entre o furo do inclinômetro mais a montante e o fundo da escavação, de 24,98 m e a inclinação dos planos reliquiores de 58° (Figura 2.7). A seção I3/I4 possui um desnível, entre o furo do inclinômetro mais a montante e o fundo da escavação, de 29,50 m e a inclinação dos planos reliquiores varia entre 70° a 80° (Figura 2.8).

Foram observados movimentos laterais significativos e de magnitudes maiores concentradas na parte baixa da escavação contida pelo solo grampeado. A parte superior da escavação, contida por cortina ancorada, apresentou valores de deslocamentos horizontais menores. Nota-se a importância dos planos reliquiores no comportamento da escavação, a seção com menor altura (seção AA – I1/I2) possui quase o dobro de deslocamento horizontal próximo ao topo da parte da escavação com solo grampeado (134 mm) comparado à seção de maior altura (seção BB – I3/I4; deslocamento horizontal no topo da parte da escavação com solo grampeado de 69 mm). A razão entre o movimento lateral e a profundidade até o fundo da escavação (δ/H) foi de 1,15 % na seção AA e de 0,55 % na seção BB.

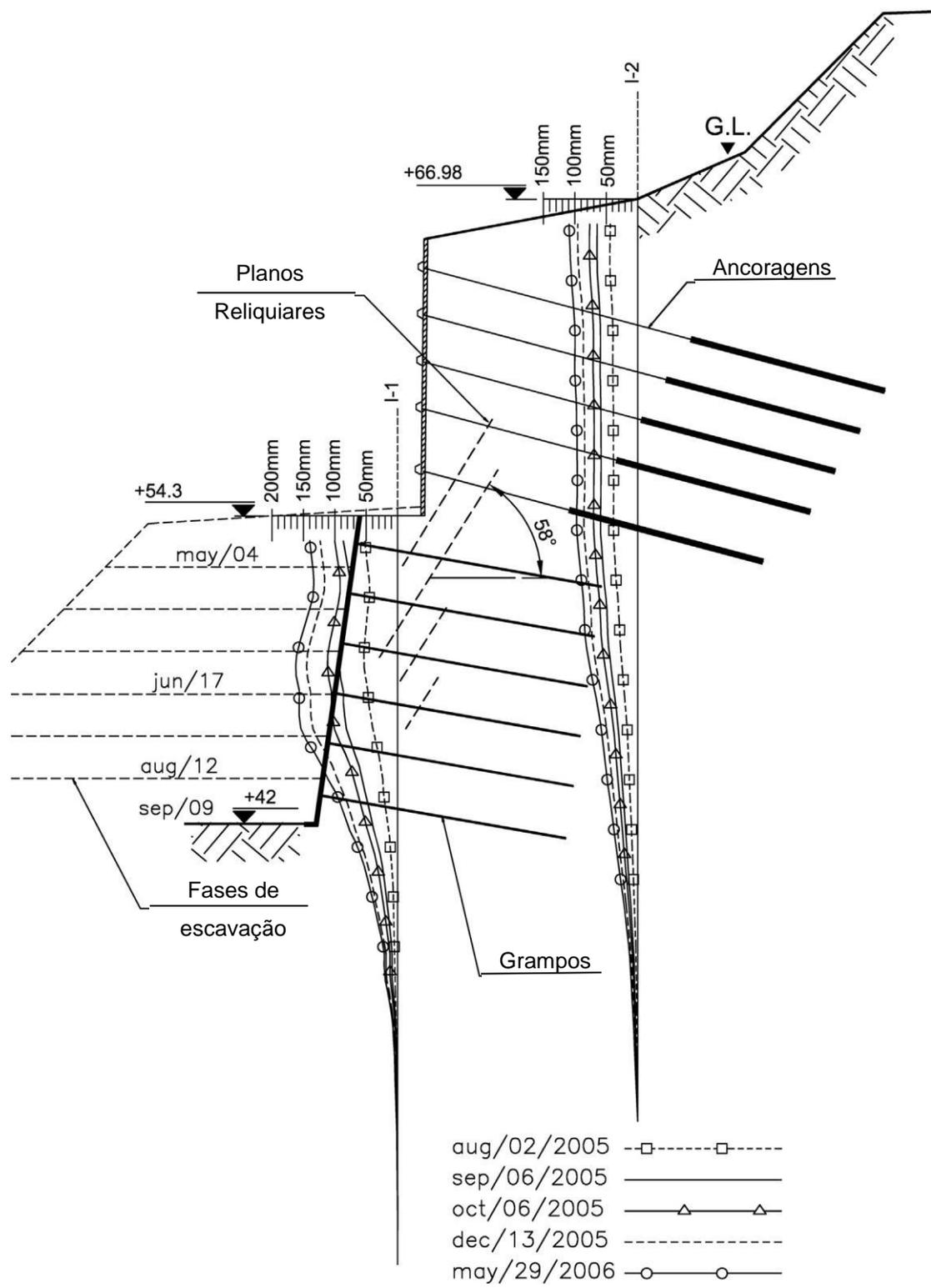


Figura 2.7 - Movimentos laterais medidos na seção AA – I1/I2 (EHRlich E SILVA, 2015).

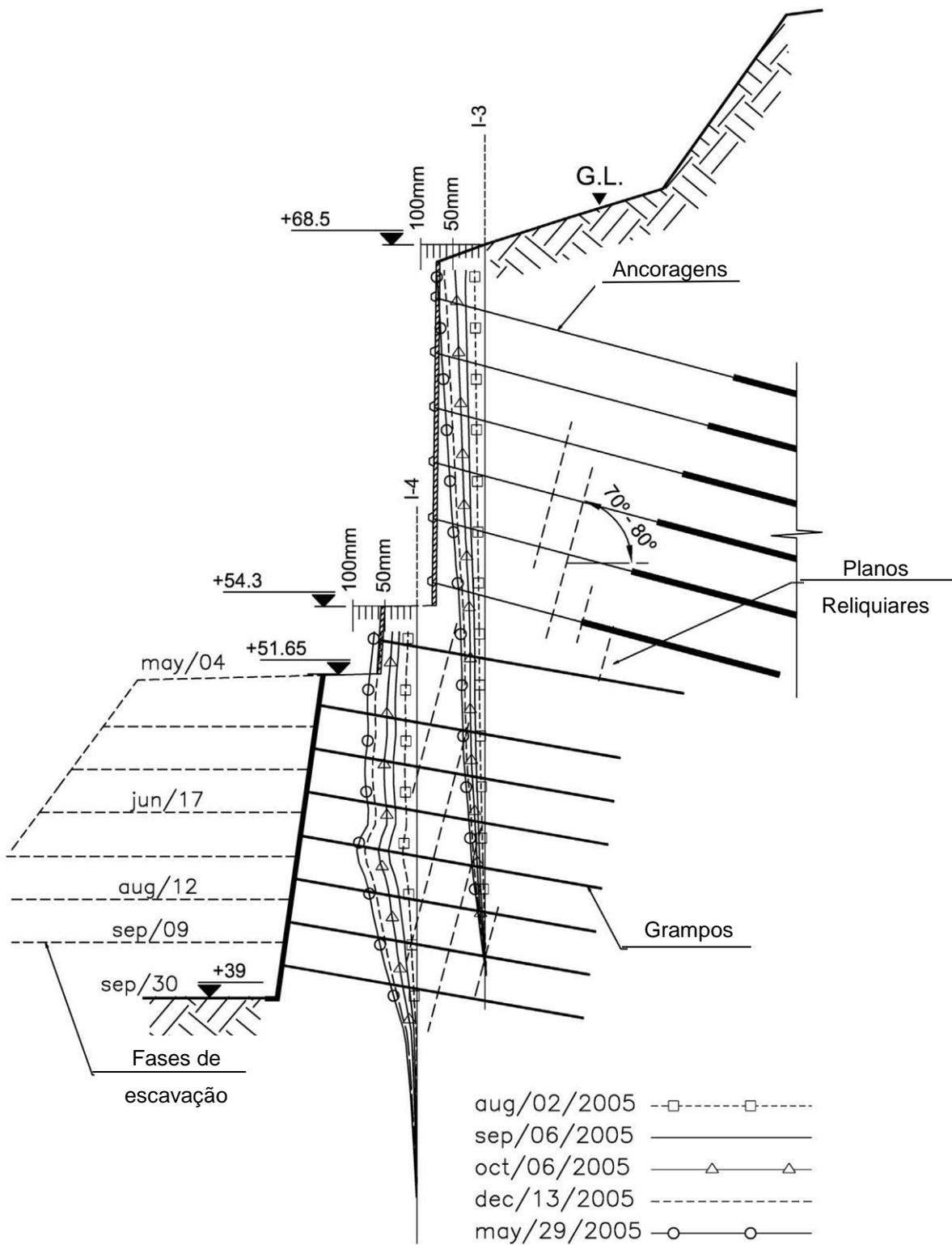


Figura 2.8 - Movimentos laterais medidos na seção BB – I3/I4 (EHRlich e SILVA, 2015).

2.3.5 Estudos realizado por SILVA (2017)

SILVA (2017) em seu estudo fez um relato completo das características geológico-geotécnicas da área de estudo; como foi feita a estabilização e instrumentação da escavação; além da monitoração e análises dos resultados. Adicionalmente, análises numéricas foram realizadas com validação utilizando os resultados da monitoração da escavação. Os parâmetros de referência dos solos foram aqueles obtidos dos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto. Com o modelo validado, análises globais do comportamento do sistema de contenção foram elaboradas.

O modelo numérico foi baseado no método dos elementos finitos com o *software* SIGMA/W. Na primeira abordagem, SILVA (2017) tentou utilizar interfaces no lugar das camadas mais fracas, com resultados impossíveis de validar. A próxima tentativa foi substituir os planos reliquias menos resistentes por uma massa equivalente de solo de pequena espessura (seção 4.1.2). Os modelos constitutivos de solo utilizados foram: o elástico-plástico e o hiperbólico, ambos com o critério de ruptura Mohr-Coulomb. O modelo elástico-plástico considera que o solo se comporta de forma elástica até certo nível de tensão, a partir da qual se comporta plasticamente. Portanto, esse modelo admite o módulo de elasticidade constante independentemente do nível de confinamento do solo até o nível de plastificação. Os resultados para o modelo elástico-plástico não foram satisfatórios. O modelo hiperbólico, entretanto, considera o módulo de elasticidade e a curva de tensão-deformação como função da tensão confinante e do nível de solitação. A combinação de massa de pequena espessura para as camadas reliquias com o uso do modelo hiperbólico foi o suficiente para validar o modelo.

A modelagem considerou três tipos de solo: o Solo Residual Maduro, Solo Residual Jovem e Solo Residual Jovem Camada Reliquiar. Cabe ressaltar que o solo residual jovem é constituído de três tipos de camadas, diferenciadas pela cor, que se repetem por todo o talude: cinza, vermelho e branco. As camadas vermelhas e brancas são as mais resistentes e no modelo foram agrupadas no Solo Residual Jovem. O solo cinza, o menos resistente, foi modelado como o Solo Residual Jovem Camada Reliquiar.

Os parâmetros do Solo Residual Maduro foram obtidos a partir dos ensaios triaxiais feitos por LIMA (2007) na Ocorrência 2A e ensaios triaxiais, cuja distância a Ocorrência 1 é de 85 m. Os parâmetros do Solo Residual Jovem basearam-se nos ensaios triaxiais realizados pela PUC (2003), *apud* SILVA (2017), amostras indeformadas do tipo Denison e também nos ensaios triaxiais da Ocorrência 2A (LIMA, 2007). Os parâmetros de resistência das camadas reliquias foram obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto executados na COPPE/UFRJ (Tabela 2.5).

Tabela 2.5 - Parâmetros de solo utilizados por SILVA (2017) na Ocorrência 1.

| Sol Residual Maduro | Solo Residual Jovem | |
|---|---|--------------------------------|
| | Camadas Reliquiarias | |
| | de maior resistência | de menor resistência |
| $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ | $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ | $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ |
| $\Phi = 25^\circ$ | $\Phi = 36^\circ$ | $\Phi = 25^\circ$ |
| $c = 27 \text{ kPa}$ | $c = 87,5 \text{ kPa}$ | $c = 0 \text{ kPa}$ |
| LIMA (2007) | PUC (2003) | EHRlich e SILVA (2015) |
| $\nu = 0,33$ | $\nu = 0,34$ | $\nu = 0,34$ |
| LIMA (2007) | PUC (2003) <i>apud</i> SILVA (2017) e LIMA (2007) | |
| $E = 1.200 \text{ kPa a } 22.500 \text{ kPa}$ | $E = 4.000 \text{ kPa a } 90.000 \text{ kPa}$ | |

Buscando os parâmetros de deformabilidade, SILVA (2017) plotou a tensão confinante com o módulo de elasticidade E_{50} para todos os ensaios triaxiais CID e CID-E de LIMA (2007) e PUC (2003) *apud* SILVA (2017). Um conjunto para o Solo Residual Jovem (Figura 2.9) e outro conjunto para o Solo Residual Maduro (Figura 2.10). A partir da nuvem de pontos, determinou um limite superior e um limite inferior para delimitar a região mais provável de comportamento do solo

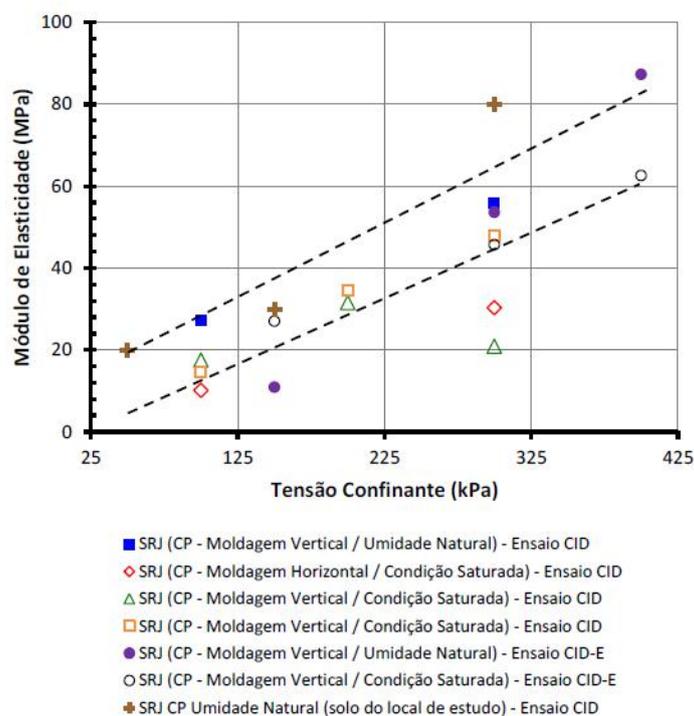


Figura 2.9 - Limites superior e inferior de E_{50} em função de σ_c do Solo Residual Jovem. (SILVA, 2017)

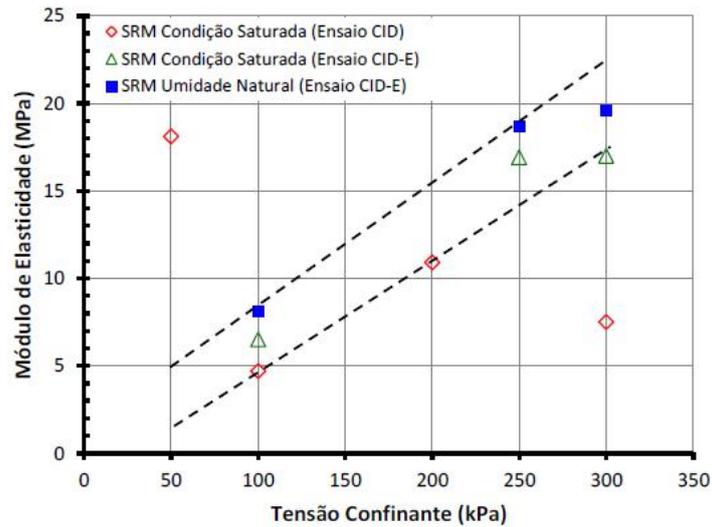


Figura 2.10 - Limites superior e inferior de E_{50} em função de σ_c do Solo Residual Maduro. (SILVA, 2017)

Variando o comportamento dos solos dentro dos limites determinados, SILVA (2017) encontrou as melhores retas que reproduzem o comportamento do maciço escavado. Para o Solo Residual Maduro (SRM) foi adotado o limite superior. No Solo Residual Jovem (SRJ), as camadas reliquias de maior resistência, adotou-se o limite médio. E nas camadas reliquias (SRJ Cam. Reliq.) de menor resistência adotou-se o limite inferior (Figura 2.11).

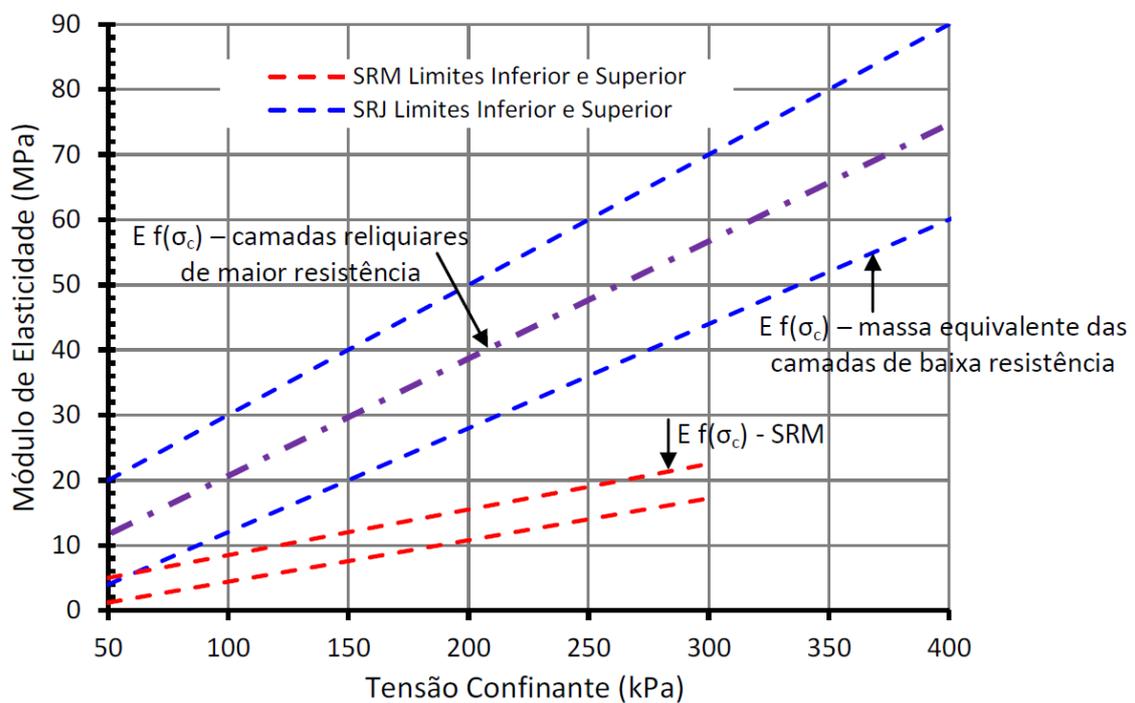


Figura 2.11 - Correlação entre tensão confinante e módulo de elasticidade para os solos da Ocorrência 1 (SILVA, 2017).

A validação da modelagem numérica foi feita nas duas seções descritas anteriormente (Figura 2.7 e Figura 2.8). Cada seção possuía um par de inclinômetros. Alguns grampos foram instrumentados na seção I3/I4.

Houve boa correlação entre o modelo e as medições dos inclinômetros I1 e I4, que são aqueles que estão mais próximos à face de escavação. O mesmo ocorreu com o Inclinômetro I2, que está mais distante da face de escavação. O modelo constitutivo foi capaz de prever o comportamento do solo submetidos a maiores tensões confinantes. Todavia, o mesmo não ocorreu com o I3, cujo comportamento demonstrado na modelagem foi diferente daquele da monitoração. SILVA (2017) atribui essa diferença à possíveis rupturas que ocorreram na face durante o processo de escavação.

SILVA (2007) conseguiu simular as solicitações excessivas que ocorreram nas ancoragens antes da paralisação da obra. As cargas nas ancoragens diminuíram com o retaludamento, mas não com a instalação de ancoragens de reforço. As solicitações aumentaram com o retorno da escavação, mas reduziram depois de novos reforços e tenderam a estabilização. Além disso, ao se comparar o modelo validado com outro modelo que desconsidera as camadas reliquias, as cargas calculadas nas ancoragens do modelo sem camadas foram muito menores.

As medições de cargas nos grampos da seção I3/I4 corresponderam, no geral, às calculadas pelo modelo computacional e se verificou a redução das cargas dos grampos quando da instalação de ancoragens adicionais. Os grampos da seção I1/I2 - resultados do modelo, não foram feitas medições de carga nessa seção - também apresentaram diminuição das cargas calculadas.

2.4 Ocorrência 2

A área que compreende a Ocorrência 2 sofreu escavações para a construção de dois empreendimentos imobiliários. Tal área foi dividida em Ocorrência 2A e Ocorrência 2B de acordo com as características dos empreendimentos, que necessitaram de geometrias diferentes de escavação (Figura 2.12). As duas escavações foram objetos de estudo de dissertações de mestrado e teses de doutorado da COPPE/UFRJ e PUC/RJ.



Figura 2.12 - Foto aérea dos Locais 2A e 2B (Adaptado de SPRINGER,2006).

Os trabalhos realizados estudaram a geologia local (GOMES SILVA, 2006), novos materiais para os grampos (MAGALHÃES, 2005), novas propostas de cálculo para arrancamento de grampos (SPRINGER, 2006 e PROTO, 2005) acompanhamento do comportamento das escavações durante e após a execução (LIMA, 2007 e SARÉ, 2007) e simulações numéricas em 2D de arrancamento de grampos (HENRIQUES JUNIOR, 2007). Pode-se observar um resumo na Tabela 2.6:

Tabela 2.6 - Discriminação das pesquisas já realizadas na Ocorrência 2 de acordo com o tema.

| Ocorrência 2 | Tema da pesquisa | Referência |
|--------------|--|------------------------|
| A e B | Mapeamento Geológico-Geotécnico | GOMES SILVA, 2006 |
| | Simulações numéricas de arrancamento de grampos | HENRIQUES JUNIOR, 2007 |
| A | Resistência ao arrancamento de grampos com fibras de polipropileno | MAGALHÃES, 2005 |
| | Realização de ensaios de arrancamento de grampos | SPRINGER, 2006 |
| | Acompanhamento e análise da escavação com solo grampeado | LIMA, 2007 |
| B | Realização de ensaios de arrancamento de grampos | PROTO, 2005 |
| | Acompanhamento e análise da escavação com solo grampeado | SARÉ, 2007 |

O trabalho de HENRIQUES JUNIOR (2007) comparou os ensaios de arrancamento de grampos de PROTO (2005) e SPRINGER (2006) com seus modelos numéricos. Entretanto, os modelos simularam com restrições o comportamento dos ensaios de arrancamento dos grampos nesse solo residual analisado.

2.4.1 Mapeamento Geológico-Geotécnico

GOMES SILVA (2006) realizou um estudo no local com a finalidade de identificar os condicionantes geológico-geotécnicos que podem interferir no desempenho de uma escavação em solo residual de gnaíse.

O mapeamento geológico-geotécnico realizado por GOMES SILVA (2006) foi elaborado a partir da identificação das litologias aflorantes e das descontinuidades (Figura 2.13), dos dados de sondagens SPT e dos dados das perfurações para a instalação dos grampos do talude. Um modelo 3D da área de estudo foi construído. O autor classifica as informações como “rústicas” e alega que as estruturas e tipos de solos identificados no modelo foram corroborados pelos trabalhos de outros autores (MAGALHÃES, 2005; PROTO SILVA, 2005 e SPRINGER, 2006).

As rochas metamórficas da área foram alteradas, formando um pacote espesso de solo residual. O solo pode ser dividido em dois tipos: na parte superior do talude um solo residual maduro (argila arenosa avermelhada) e na parte inferior do talude um solo residual jovem (areno-argiloso com coloração mais clara). A atitude do bandamento metamórfico é N60°E/12NW°.

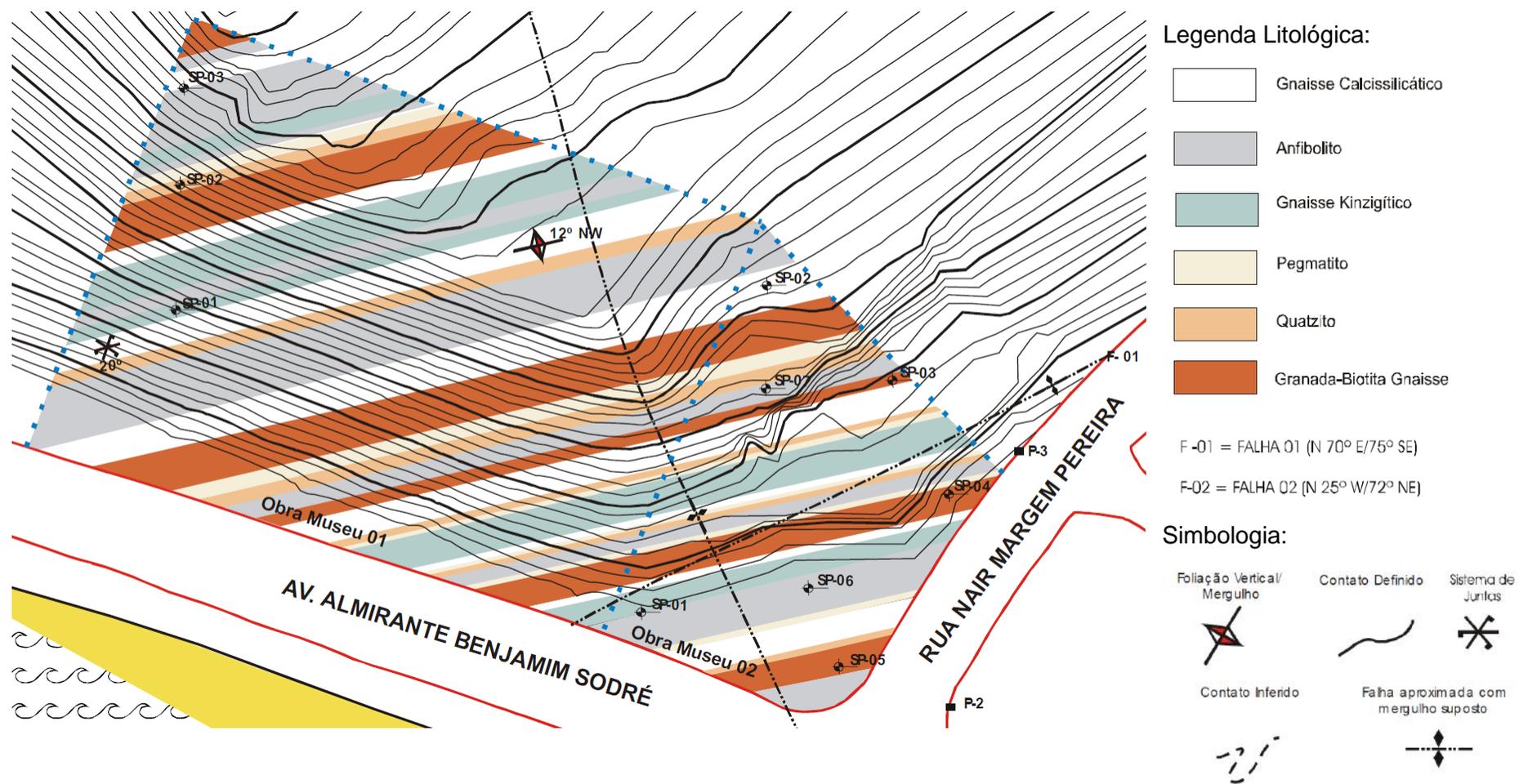


Figura 2.13 – Mapa Geológico da Área das Obras das Ocorrência 2A e Ocorrência 2B (Adaptado de GOMES DA SILVA, 2006).

Camadas distribuídas razoavelmente no perfil de solo foram observadas. Existe uma intercalação entre camadas resistentes e pouco resistentes, sendo que as de pouca resistência são laminadas e constituídas de solo cinza argilo-arenoso (Figura 2.14).

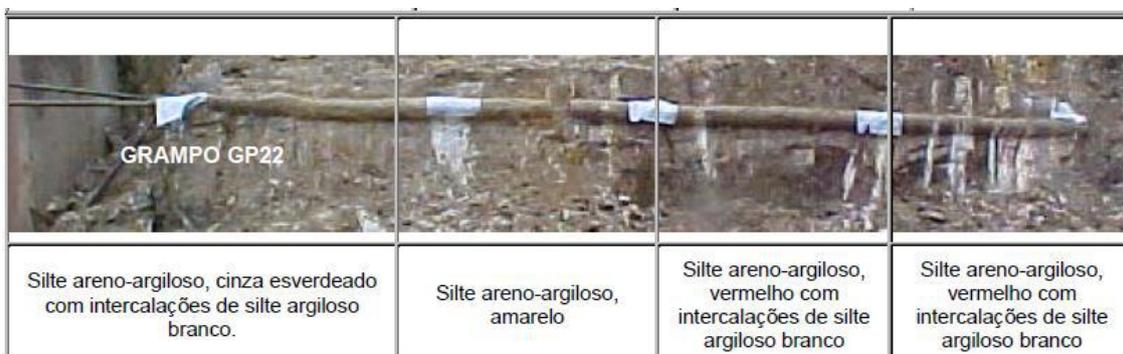


Figura 2.14 - Fotografia de uma exumação de um grampo (Adaptado de MAGALHÃES, 2005).

As discontinuidades foram mapeadas na região inferior do talude, onde pode ser observada a presença de rocha alterada. Além disso, foi na região inferior do talude de onde foram retiradas as amostras para ensaios de rampa.

Foram mapeadas duas famílias de falhas na área utilizando fotos aéreas e dados de sondagens. A direção das falhas é aproximada e o mergulho é suposto. São classificadas como normais e apresentam mergulho elevado. A atitude da Falha 1 é N70°E/75°SE e a da Falha 2 é N25°W/72°NE (Figura 2.15).

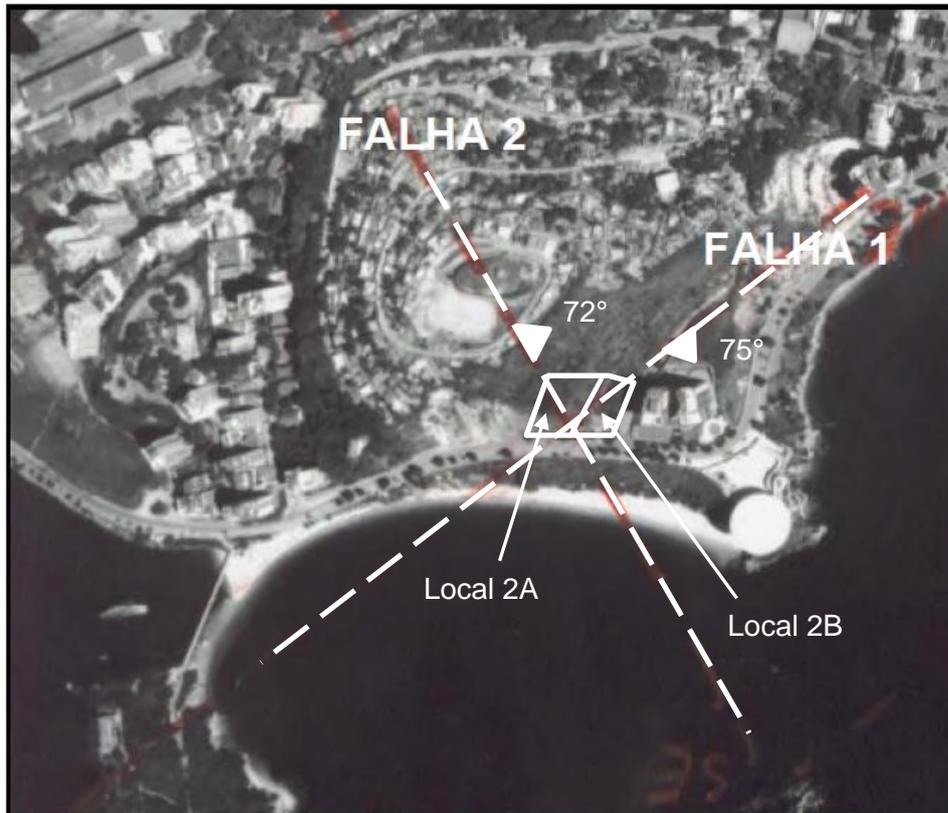


Figura 2.15 - Vista aérea dos Locais 2A e 2B com a indicação das atitudes da Falha 1 e Falha 2 (adaptado de GOMES SILVA, 2006).

Quatro famílias de fraturas foram mapeadas. O sistema de fraturas F1 possui uma atitude média de N5°W e o mergulho varia entre 85° e 90° ENE. O sistema de fraturas F2 possui uma atitude média de N10°E e mergulho de 89° ESE. O sistema F3 possui atitude mede de N75°W e mergulho 12°SW. O sistema de fraturas F4 possui uma atitude média entre N80°-87°E e o mergulho entre 8° e 10° NW. Características como espaçamento, frequência e rugosidades de camada família de fraturas estão discriminadas na Tabela 2.7. A abertura das descontinuidades são sempre menores que 5 mm e não possuem preenchimento.

Tabela 2.7 - Características das descontinuidades do talude (GOMES SILVA, 2006).

| Descontinuidade | Direção / Mergulho (°) | Espaçamento (mm) | Persistência (m) | Abertura (mm) | Ângulo de Atrito de Rampa (°) | JRC |
|--|------------------------|------------------|------------------|---------------|-------------------------------|------|
| Foliação S1 | N60E/12NW | - | - | - | 35 | 6-8 |
| Fratura F1 | N5W/85ENE | 30 | 7 | 1,0 | 44 | 8-10 |
| Fratura F2 | N10E/89ESE | 50 | 8 | 1,2 | | |
| Fratura F3 | N75W/12SW | 150 | 5 | 1,3 | | |
| Fratura F4 | N80E/10NW | 80 | 8 | 5,0 | | |
| * : As descontinuidade apresentavam-se sem preenchimento e secas | | | | | | |

GOMES SILVA (2006) realizou também análises de estabilidade estrutural com projeções estereográficas. O cruzamento das fraturas subverticais e subhorizontais com a falha N70°E favorece a instabilização do terreno na parte mais alterada do talude. Uma ruptura em cunha do talude é favorecida pela interseção das duas falhas na área da Ocorrência 2B. Entretanto, o ângulo de interseção das falhas é menor que o ângulo de atrito das juntas que é de 35°.

2.4.2 Ocorrência 2A

A Ocorrência 2A se trata de uma escavação em solo residual com 39 m de profundidade/altura estabilizada com grampos (com cerca de 50 m de extensão), ao longo da face sul do Morro do Palácio, para implantação de prédio residencial com 10 pavimentos tipo (LIMA, 2007) (Figura 2.12). A execução da escavação foi realizada do dia 23/10/2003 até 12/08/2004.

Como citado anteriormente, GOMES SILVA (2006) realizou o mapeamento geológico-geotécnico da área e dividiu o solo do talude em dois tipos: residual maduro na parte superior do talude (argila arenosa avermelhada) e residual jovem na parte inferior (areia argilosa).

MAGALHÃES (2005), em seu trabalho sobre arrancamento de grampos com fibras de polipropileno, realizou a exumação de grampos. Foram observadas no solo residual jovem camadas de solo silto-arenosa, originadas de gnaisses calcissilicáticos, de cor branca. Quando presente no entorno do grampo, havia redução de adesão e atrito e, conseqüentemente, uma menor resistência ao arrancamento.

SPRINGER (2006) também realizou estudos de arrancamento de grampos nesse local. Pesquisou o comportamento tensão-deformação; resistência de grampos sob solicitação de arrancamento, em função do método de instalação, com ou sem pré-lavagem do furo, com ou sem reinjeção de nata de cimento, com três ou dez dias de cura. Instrumentação e exumações de grampos foram executadas para diversas finalidades, porém a de maior interesse para o estudo deste trabalho foi o relato da litologia encontrada ao longo do comprimento do grampo.

A concepção do projeto original se baseou na teoria do Equilíbrio Limite pelo método de Bishop Simplificado e admitindo-se superfícies de ruptura circulares. A partir disso e com uma seção-tipo, foram avaliadas as estabilidades globais e locais para diversas configurações de grampos e tirantes.

A concepção do projeto e a execução das obras foram realizadas pela empresa SEEL – Serviços Especiais de Engenharia Ltda. No dois taludes inferiores com inclinações de 60° e 85° e alturas variando entre 14 e 10 m, foi executado o grampeamento de solo. Nos taludes superiores, com inclinações de 45° e 60° e altura de 8 m, foram apenas revestidos com camada superficial de vegetação (Figura 2.16). Os valores para a resistência ao arrancamento de grampos foram estimados a partir de ensaios de arrancamento realizados em obras nacionais.

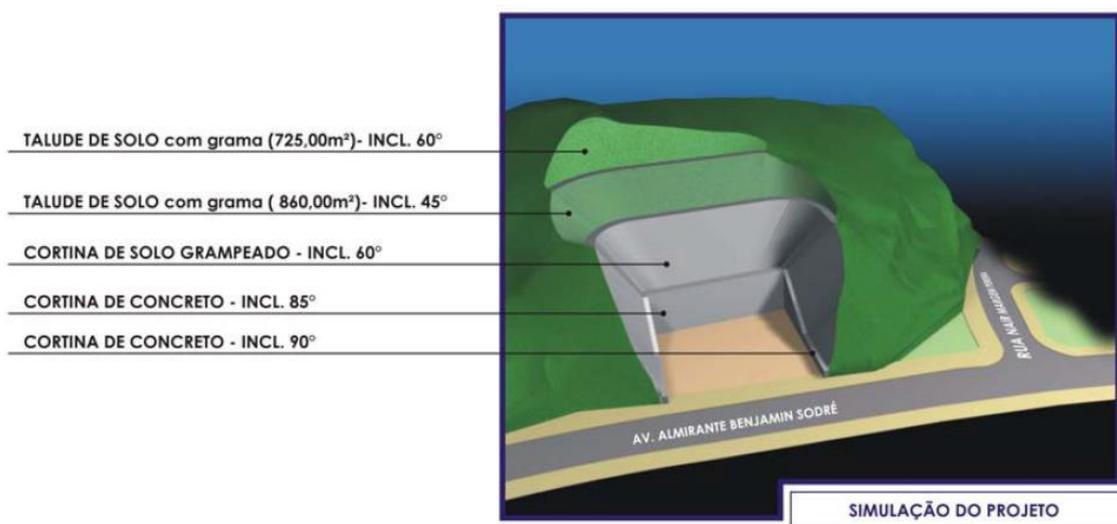


Figura 2.16 - Concepção original do projeto (LIMA, 2007).

LIMA (2007) descreve todo o processo de escavação, instalação da instrumentação, perfuração para a colocação de grampos, sequência do processo de injeção e da aplicação da “pressão de incorporação” nos grampos.

2.4.2.1 Ensaios de Laboratório

LIMA (2007) realizou: [i] ensaios de caracterização; [ii] ensaios triaxiais de Compressão Isotrópica Drenada com tensão confinante constante e tensão axial crescente (CID); [iii] ensaios triaxiais de Compressão Isotrópica Drenada com tensão confinante decrescente e tensão axial constante (CID-E); [iv] ensaios de cisalhamento direto. Para tal, houve coleta de amostras indeformadas e deformadas. A Tabela 2.9, a seguir, resume os resultados para a caracterização dos solos realizadas separadamente por SPRINGER (2006) e aquelas realizadas por LIMA (2007). Nela há a indicação da predominância de solos grossos, classificados como areno-siltoso e areno-argiloso, e bem graduados. Os valores para os Índices de Plasticidade variam entre 10 % e 21 %.

As amostras B3M e B4M que se constituem de solos residuais jovens e apresentavam xistósidades e planos de fraqueza não foram caracterizadas.

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto encontram-se na Tabela 2.8. As condições de umidade natural e submersa foram testadas. Além disso, foram moldados corpos de prova com planos de xistosidade paralelos e perpendiculares ao plano horizontal de ruptura.

Tabela 2.8 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto na Ocorrência 2A.

| Amostra | Solo | Cota (m) | Direção plano de ruptura contra a xistosidade | Condição de umidade | c (kPa) | Φ (°) |
|----------------|-------------------|-----------------|--|----------------------------|----------------|------------------------------|
| B2M maduro | Areia argilosa | 56,00 | Não se aplica | Natural | 16,9 | 45,9 |
| | | | | Embebido | 0 | 37,3 |
| B5M jovem | | 39,00 | Paralelo | Natural | 36,3 | 38,7 |
| | | | | Embebido | 12,3 | 34,0 |
| | | | Perpendicular | Natural | - | - |
| | | | | Embebido | 27,5 | 31,4 |

Os resultados da Tabela 2.8 mostram que o solo exibe um comportamento levemente anisotrópico quanto à resistência. Entretanto, o menor valor de resistência quando a xistosidade é perpendicular ao plano de cisalhamento é inesperado (LIMA, 2007). Uma hipótese para explicar esse fenômeno seria o plano de ruptura, imposto pela caixa de cisalhamento, não ter coincidido com o plano de fraqueza do solo. A ruptura pode ter ocorrido em um plano onde o solo é mais resistente. Quanto mais fino é a camada fraca, mais difícil será combiná-la com o plano de ruptura da caixa. Fato semelhante foi relatado por MATTOS (2010).

É possível também observar a influência que a sucção possui na resistência ao cisalhamento comparando os ensaios na condição de umidade natural e na condição de umidade submersa.

A campanha de ensaios triaxiais foi realizada para a verificar vários fatores no comportamento tensão-deformação-resistência do solo residual jovem e maduro (Tabela 2.10): (i) a sucção aumentou a resistência e rigidez do solo; (ii) a anisotropia do solo foi confirmada com a diferença no comportamento do solo residual jovem, conforme a orientação da xistosidade; (iii) o efeito de escala da amostra foi testado e influi na coesão do material, não houve variações significativas no ângulo de atrito; (iv) o Módulo de Deformabilidade E_{50} mostrou-se fortemente influenciado pela trajetória de tensões e pela tensão efetiva aplicada (Figura 2.17) e (v) o Coeficiente de Poisson ν_{50} não foi influenciado pela trajetória de tensões.

Tabela 2.9 - Resultados dos ensaios de caracterização da Ocorrência 2A.

| Amostra * | Solo | Cor | Cota (m) | Limites (%) | | IP (%) | Observação por LIMA (2007) | Referência |
|--------------|-----------------------------|----------|-------------|----------------|----|-----------|--|-------------------|
| | | | | LL | LP | | | |
| M01 | Areia argilosa bem graduada | Vermelho | 56,00 | 47 | 33 | 14 | residual maduro | LIMA, 2007 |
| M02 | Areia argilosa bem graduada | Amarelo | 56,00 | 47 | 29 | 18 | residual maduro | |
| M03 | Areia siltosa bem graduada | | 52,00 | 39 | 23 | 16 | solo próximo ao falhamento | |
| M04 | Areia siltosa bem graduada | | 52,00 | 45 | 24 | 21 | textura mais arenosa | |
| M05 | Areia siltosa mal graduada | | 52,00 | 43 | 25 | 18 | textura mais arenosa | |
| M06 | Areia siltosa bem graduada | | 29,00 | 33 | 23 | 10 | na cota da rua | |
| B2M | Areia argilosa mal graduada | | 56,00 | 46 | 33 | 13 | residual maduro | |
| B3M | | | 52,00 | - | - | - | material com xistosidades e planos de fraqueza (caulim) - residual jovem | |
| B4M | | | 52,00 | - | - | - | material com xistosidades e planos de fraqueza (caulim) - residual jovem | |
| B5M | | | 39,00 | - | - | - | solo residual jovem | |
| B6M | Areia siltosa bem graduada | | 39,00 | 30 | 23 | 7 | solo residual jovem | |
| B3MS | | Vermelho | 34,00 | - | - | - | cor vermelha - residual maduro | |
| B6MS | | Amarelo | 28,00 | - | - | - | cor amarela - residual jovem | |
| Grampo 19 | | | 31,40 | 32 | 22 | 10 | - | SPRINGER, 2006 |
| Grampo 20 | | | 31,40 | 31 | 20 | 11 | - | |

Tabela 2.10 - Parâmetros de resistência e deformabilidade (ensaios triaxiais CID e CID-E) (LIMA, 2007).

| Material | Cota (m) | Direção da moldagem | Φ CP | Condição do ensaio | σ _c (kPa) | E ₅₀ (MPa) | v ₅₀ | Envoltória de Resistência | | |
|--|----------|---------------------|------------|--------------------|--|-----------------------|-----------------|---------------------------|-------|------|
| | | | | | | | | c' (KPa) | Φ (°) | |
| Solo Residual Maduro | B2M | +56 | - | 1 1/2" | CP saturado | 50 | 18,1 | 0,36 | 14,1 | 27,1 |
| | | | | | | 100 | 4,7 | 0,17 | | |
| | | | | | | 200 | 10,9 | 0,14 | | |
| | | | | | | 300 | 7,5 | 0,23 | | |
| | B3MS** | +34 | - | 1 1/2" | CP w _{nat} (w ₀ = 13 %) | 100 | 8,1 | 0,44 | 27,3 | 23,0 |
| | | | | | | 250 | 18,7 | 0,39 | | |
| 300 | | | | | | 19,6 | 0,40 | | | |
| - | | | 1 1/2" | CP saturado | 100 | 6,5 | 0,42 | 11,5 | 25,0 | |
| | 250 | 16,0 | | | 0,41 | | | | | |
| | 300 | 17,0 | | | 0,40 | | | | | |
| Solo Residual Jovem | B6M* | +39 | vertical | 1 1/2" | CP w _{nat} (w ₀ = 1,5 %) | 100 | 27,2 | 0,37 | 174,7 | 23,7 |
| | | | | | | 300 | 55,8 | 0,29 | | |
| | | | horizontal | 1 1/2" | CP saturado | 100 | 10,1 | 0,33 | 53,1 | 21,4 |
| | | | | | | 300 | 30,3 | 0,20 | | |
| | | | vertical | 1 1/2" | CP saturado | 100 | 17,5 | 0,33 | 35,4 | 26,7 |
| | | | | | | 200 | 31,5 | 0,31 | | |
| | | | | | | 300 | 20,9 | 0,32 | | |
| | | | vertical | 4" | CP saturado | 100 | 14,5 | 0,36 | 55,9 | 26,4 |
| | 200 | 34,5 | | | | 0,26 | | | | |
| | 300 | 48,0 | | | | 0,29 | | | | |
| | B6MS** | +21 | vertical | 1 1/2" | CP w _{nat} (w ₀ = 5 %) | 150 | 40,9 | 0,42 | 51,9 | 18,7 |
| | | | | | | 300 | 53,6 | 0,40 | | |
| | | | | | | 400 | 87,3 | 0,39 | | |
| | | | vertical | 1 1/2" | CP saturado | 150 | 27,0 | 0,43 | 35,9 | 23,6 |
| 300 | | | | | | 45,7 | 0,42 | | | |
| 400 | | | | | | 62,6 | 0,41 | | | |
| * : Ensaios triaxiais de Compressão Isotrópica Drenado com tensão confinante constante e tensão axial crescente (CID) | | | | | | | | | | |
| ** : Ensaios triaxiais de Compressão Isotrópica Drenado com tensão confinante decrescente e tensão axial constante (CID-E) | | | | | | | | | | |

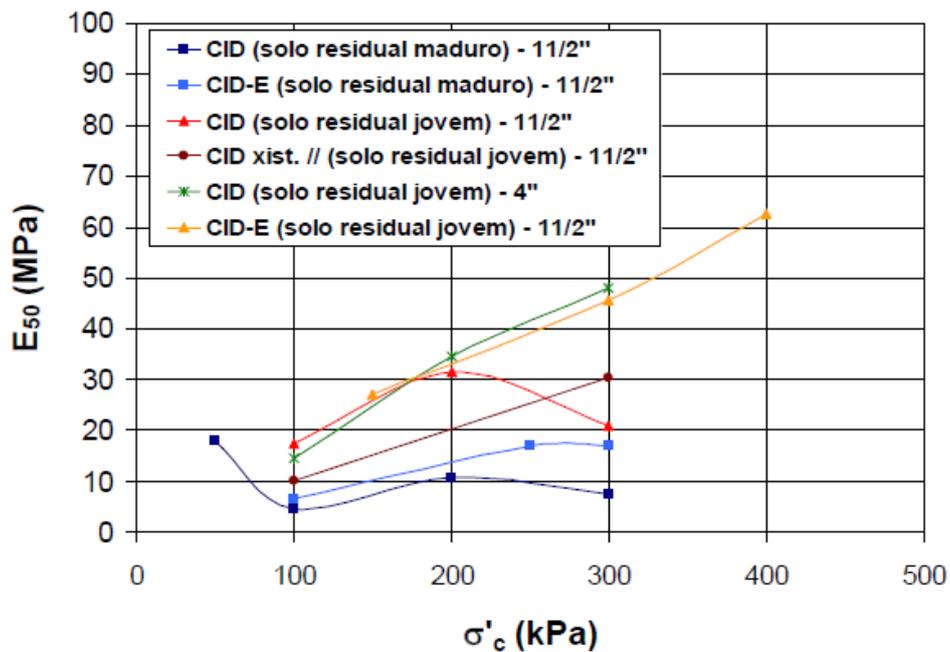


Figura 2.17 - Comparação entre os módulos de deformabilidade E_{50} para os ensaios CID e CID-E (corpos de prova saturados) (LIMA, 2007).

2.4.2.2 Instrumentação da obra

O monitoramento da obra teve como objetivo a observação do comportamento da escavação em solo grampeado durante a fase de execução e após o término da obra. Inclínômetros foram utilizados para medir deslocamentos horizontais com relação a profundidade. "Tell Tales" executados mediram deslocamentos horizontais em pontos fixos do maciço. Extensômetros elétricos (*strain-gauges*) instalados nos grampos forneceram os esforços nos grampos. A instrumentação foi instalada no entorno de uma seção-tipo no terço central da escavação. Para obter todos os detalhes consultar LIMA (2007).

2.4.2.3 Comportamento e análises da obra

A execução da obra exigiu mudanças no projeto original como, por exemplo, uma nova densidade de grampos e mudanças na geometria. LIMA (2007) realizou análises adicionais em Equilíbrio Limite para verificar o novo FS. Os parâmetros utilizados foram baseados nos ensaios de laboratório e arrancamentos de grampos realizados por SPRINGER (2006).

A Figura 2.18 apresenta a solução de estabilização ao final da construção e a Tabela 2.11 possui as propriedades geomecânicas utilizadas. Para chegar a esses resultados LIMA (2007) testou diversas soluções. As envoltórias de ruptura utilizadas consideraram apenas os ensaios triaxiais realizados em condição saturada.

Tabela 2.11 - Propriedades geomecânicas utilizadas nas análises de Equilíbrio Limite de LIMA, 2007.

| Solo 1 (Residual Maduro) | | | | Solo 2 (Residual Jovem) | | | |
|--|--|------------|-------------------------------------|--|--|------------|--------------------|
| γ_{nat} (KN/m ³) | γ_{sat} (KN/m ³) | c' (kPa) | ϕ' (graus) | γ_{nat} (KN/m ³) | γ_{sat} (KN/m ³) | c' (kPa) | ϕ' (graus) |
| 16 | 18 | 7,2 | 29,3 | 17 | 20 | 24,6 | 34,6 |
| Grampos (face C) | | | Grampos (face G) \cong "Tirantes" | | | | |
| ϕ_{furo} (m) | $\phi_{aço}$ (m) | s_v (m) | ϕ_{furo} (mm) | $\phi_{aço}$ (m) | s_v (m) | s_h (m) | |
| 0,10 | 0,022 | 2,0 | 0,10 | 0,022 | 1,60 | 2,0 | |
| $\sigma_{aço}$ (MPa) | q_s (kPa) | s_h (m) | $\sigma_{aço}$ (MPa) | T_i (kN) | L_{livre} (m) | | |
| 757 | 118 a 209 | 2,0 | 757 | 100 | 0 | | |

$\phi_{aço}$ =diâmetro da barra de aço, ϕ_{furo} =diâmetro do furo, $\sigma_{aço}$ =tensão de escoamento do aço, q_s =resistência ao arrancamento do grampo, T_i =carga de incorporação do tirante, γ_{nat} =peso específico natural, γ_{sat} =peso específico saturado, c' =coesão efetiva, ϕ' =ângulo de atrito efetivo, L_{livre} =trecho livre do tirante, s_v =espaçamento vertical, s_h =espaçamento horizontal.

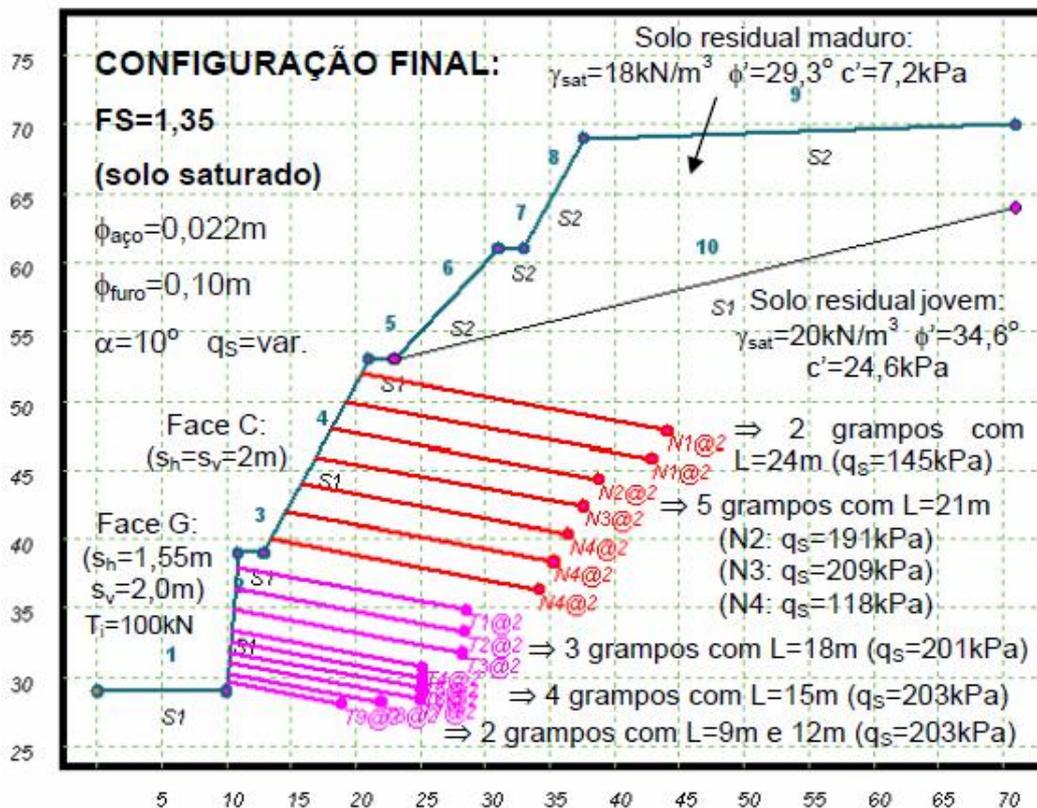


Figura 2.18 - Solução de estabilização ao final da construção (LIMA, 2007).

Análises considerando a contribuição da sucção na estabilidade do talude também foram executadas. Os resultados mostraram que os fatores de segurança aumentam com o acréscimo da parcela de sucção.

Os inclinômetros indicaram que os deslocamentos horizontais aumentaram com a realização da escavação e continuaram aumentando após a finalização da obra. Essa movimentação após o fim da obra ocorreu devida a escavação vizinha (Ocorrência 2B) e estabilizou após seu fim. Quando a escavação da Ocorrência 2A foi finalizada o deslocamento horizontal do talude superior foi de 0,1 % H e a do talude inferior foi de 0,3% H. Na última medição realizada após término da escavação da Ocorrência 2B, o deslocamento horizontal aumentou para 0,20 % H no talude superior e para 0,41 % H no talude inferior.

LIMA (2007) fez uma comparação entre os movimentos medidos pelos “*tell tales*”, tensões medidas nos grampos e a superfície potencial crítica de ruptura obtida nas análises de Equilíbrio Limite (Figura 2.19). Nenhuma das três superfícies de ruptura inferidas combinaram, o autor argumenta que isso ocorreu provavelmente devido às dificuldades de se reproduzir as características geológico-geotécnicas do maciço e a sequência executiva nas análises. O F.S. crítico obtido pelas análises de Equilíbrio Limite foi de 1,35. Análises complementares em equilíbrio limite, com superfícies circulares semelhantes a indicada pela instrumentação nos grampos e “*tell tales*”, resultaram em um FS crítico superior a 1,56.

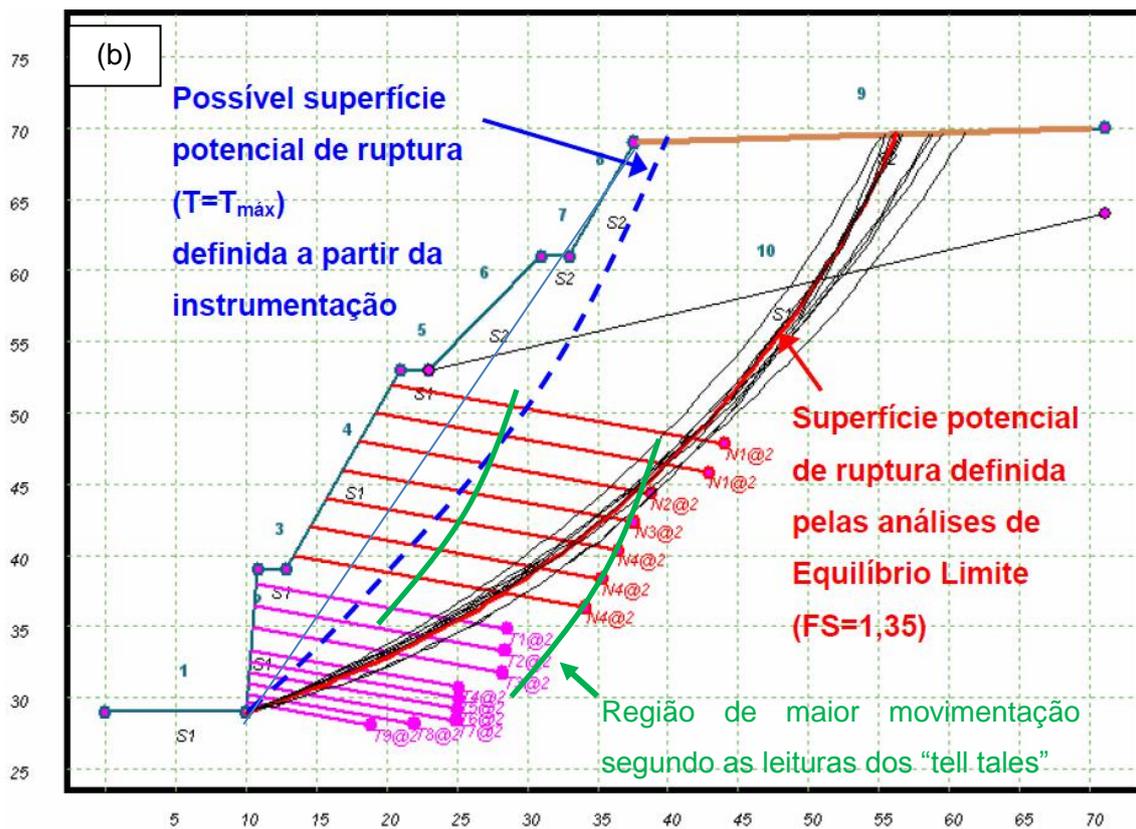
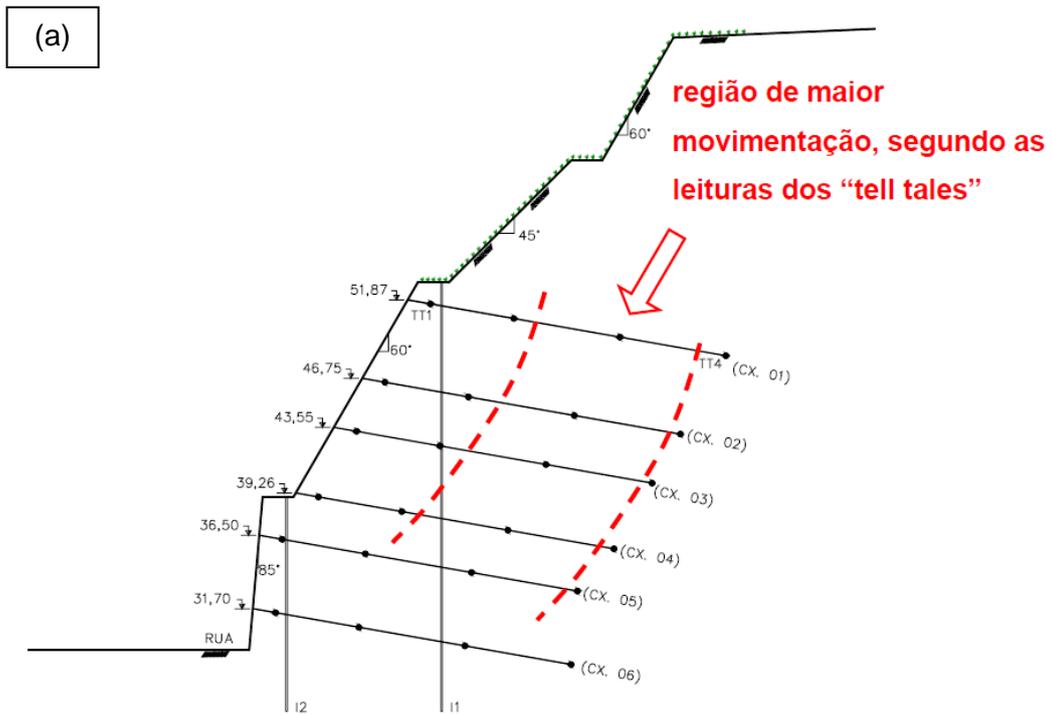


Figura 2.19 – Medições e análises realizados por LIMA (2007) (MODIFICADO). (a) Corte indicando as posições dos “tell tales” e a região de maior movimentação indicada por esses equipamentos. (b) Corte indicando as posições dos grampos e a possível superfície de ruptura interpolada entre os pontos de maior tensão medidos nos grampos. Inclui também a superfície de ruptura crítica definida pelas análises de Equilíbrio Limite e a região de maior movimentação segundo os “tell tales”.

2.4.3 Ocorrência 2B

A Ocorrência 2B se trata de uma escavação contida por solo grampeado, cujo talude de escavação tem inclinação média de 79° e altura aproximada de 40 m e o solo é residual gnáissico silto-areno-argiloso. O projeto de escavação ficou sob responsabilidade da empresa Geoprojetos. A obra foi executada pela SEEL Engenharia Ltda com os serviços de escavação iniciados no dia 13 de agosto de 2004 e concluídos no dia 22 de março de 2005 (PROTO, 2005). A Figura 2.12 é uma vista aérea, a Figura 2.20 é uma planta e a Figura 2.21 é o perfil da encosta analisado por SARÉ (2007).



Figura 2.20 - Vista em Planta da Área Escavada (GEOPROJETOS, 2004 apud SARÉ, 2007).

O talude da Ocorrência 2B também possui um espesso pacote de solo residual originado de gnaisse com o solo residual maduro (argila-arenosa) na parte superior do

talude e o solo residual jovem (areno-argiloso) na parte inferior. Esse solo residual está sobrejacente a um saprolito/rocha alterada extremamente friável, muito quartzoso e de granulometria grosseira, com fragmentos de feldspato ainda preservados (SARÉ, 2007).

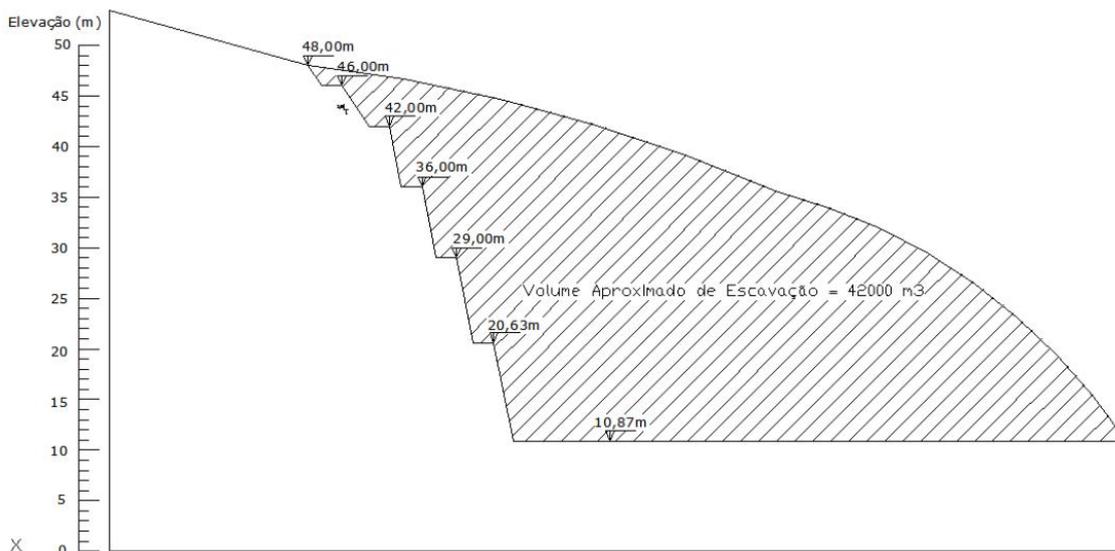


Figura 2.21 - Perfil da encosta escavada (GEOPROJETOS, 2004 apud SARÉ, 2007).

PROTO (2005) realizou estudos nesse local para entender melhor o mecanismo de transferência de carga entre solo/grampo. Através de ensaios de arrancamento de grampos foram propostas correlações semi-empíricas para avaliar a resistência na interface solo/grampo. Ensaios de laboratório também foram realizados para subsidiar este estudo.

O projeto original foi concebido utilizando análises de Equilíbrio Limite pelo método de Bishop Simplificado e admitindo-se superfícies de ruptura circulares. Foram consideradas seis seções de análise em diversas etapas da escavação. Os parâmetros utilizados basearam-se em classificação geológico-geotécnica dos materiais atravessados pelas sondagens executadas, avaliação do SPT, consulta bibliográfica e experiências de obras semelhantes nas imediações do terreno (SARÉ, 2007).

A GEOPROJETOS (2004) apud SARÉ (2007) instalou instrumentação geotécnica na encosta para verificar os deslocamentos horizontais em superfície e em profundidade. A COPPE/UFRJ e a PUC-Rio instalaram instrumentação auxiliar para monitorar os deslocamentos horizontais e as cargas em alguns dos grampos de taludes escavados. Além disso, realizaram ensaios de caracterização e de resistência nos solos do talude. SARÉ (2007) detalha todo o processo da obra, desde a concepção até depois do fim da obra com medições de instrumentação.

2.4.3.1 Ensaios de Laboratório

Bloco de amostras indeformados foram retirados da escavação para a realização de ensaios de laboratório. A caracterização desses solos encontra-se na Tabela 2.12.

Tabela 2.12 - Resultados dos ensaios de caracterização da Ocorrência 2B.

| Amostra | Solo | Cota (m) | Limites (%) | | IP | Granulometria (%) | | | | Observação | Referência |
|---------------|----------------|----------|-------------|------|----|-------------------|-------|-------|--------|-----------------|---|
| | | | LL | LP | | Pedreg. | Areia | Silte | Argila | | |
| BM1 | Argila arenosa | 41,00 | 32 | 16,3 | 16 | 7,8 | 36,6 | 7,5 | 48,1 | Residual maduro | SARÉ, 2007 |
| BM3 | Argila arenosa | 35,00 | 33 | 17,5 | 16 | 3,6 | 46,3 | 13 | 37,0 | Residual maduro | |
| BM5 | Areia argilosa | 28,00 | 38 | 24,7 | 13 | 0,6 | 59,2 | 22 | 18,5 | Residual jovem | |
| BM7 | Areia argilosa | 21,00 | 36 | 23,7 | 12 | | | | | Residual jovem | |
| BM8 | | 21,00 | | | | | | | | Residual jovem | |
| BM9 | Areia argilosa | 17,50 | 35 | 22,9 | 12 | 2,8 | 55,8 | 28 | 13,4 | Residual jovem | |
| 1 e 2 (AR 01) | Areia argilosa | 35,00 | 30 | 15,3 | 15 | | | | | Residual maduro | PROTO SILVA, 2005 <i>apud</i> GOMES SILVA, 2006 |
| 3 e 4 (AR 02) | Areia argilosa | 27,00 | 33 | 17,5 | 16 | | | | | Residual jovem | |
| 5 e 6 (AR 03) | Areia argilosa | 21,00 | 38 | 24,7 | 13 | | | | | Residual jovem | |
| 7 e 8 (AR 04) | Areia argilosa | 17,50 | 36 | 23,7 | 12 | | | | | Residual jovem | |

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto encontram-se na Tabela 2.13. SARÉ (2007) afirmou que o bandeamento do solo não foi significativo, então não executou ensaios de cisalhamento direto mudando a direção do bandeamento com relação ao plano de cisalhamento. As condições de umidade natural e submersa foram testadas. A condição de submersão da amostra diminui bastante a coesão da amostra, entretanto o mesmo não ocorre com o ângulo de atrito.

Tabela 2.13 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto na Ocorrência 2B.

| Amostra* | Solo | Cota (m) | Condição | c (kPa) | Ângulo de atrito | Referência |
|------------|----------------------------------|----------|----------|---------|------------------|-------------------|
| | | | | | Φ (°) | |
| B01 / BM03 | Argila arenosa - residual maduro | 35,0 | Natural | 36,4 | 29,6 | PROTO SILVA, 2005 |
| | | | Submersa | 22,3 | 24,9 | |
| B02 / BM04 | Areia argilosa - residual jovem | 27,0 | Natural | 69,1 | 36,1 | |
| | | | Submersa | 26,4 | 34,9 | |
| B03 / BM05 | Areia argilosa - residual jovem | 21,0 | Natural | 61,2 | 36,4 | |
| | | | Submersa | 28,4 | 33,8 | |
| B04 / BM06 | Areia argilosa - residual jovem | 17,5 | Natural | 51,5 | 36,6 | |
| | | | Submersa | 25,8 | 36,3 | |

* - PROTO SILVA, 2005 / SARÉ, 2007; respectivamente

A campanha de ensaios triaxiais foi realizada no solo residual maduro e no residual jovem; possuiu ensaios sob condições saturadas e de umidade natural e ensaios com trajetória de compressão axial e descompressão lateral (Tabela 2.14).

Os resultados mostraram que a anisotropia no solo residual jovem não foi significativa. No solo residual maduro e no jovem observou-se que a saturação não causou grande variação no ângulo de atrito. O intercepto coesivo dependeu muito da condição de saturação do solo. O Módulo de deformabilidade dependeu da tensão confinante aplicada e ligeiramente da saturação, pois os solos na condição natural mostraram-se mais rígidos do que os saturados. O módulo de Poisson diminuiu ligeiramente com o aumento da tensão confinante.

Tabela 2.14 - Parâmetros de resistência e deformabilidade (ensaios triaxiais CID e CID-E) (SARÉ, 2007).

| Material | Cota (m) | Direção da Moldagem | Φ_{cp} | Condição do ensaio | Tensão Confinante (kPa) | E_{50} (MPa) | ν_{50} | Parâmetros de resistência | | |
|----------------------|----------|---------------------|-------------|--------------------|------------------------------------|----------------|------------|---------------------------|---|--|
| Solo Residual Maduro | BM03** | 35,0 | - | 1 1/2" | CP w_{nat} ($w_0 = 18,8\%$) | 100 | 8 | 0,34 | $c' = 28\text{kPa}$ $\Phi' = 23^\circ$ | |
| | | | | | | 250 | 20 | 0,24 | | |
| | | | | | | 300 | 22 | 0,23 | | |
| | | | | - | 1 1/2" | CP saturado | 100 | 9 | 0,27 | $c' = 9\text{kPa}$ $\Phi' = 26^\circ$ |
| | | | | | | | 250 | 18 | 0,25 | |
| | | | | | | | 300 | 22 | 0,22 | |
| | BM04* | 34,0 | - | 1 1/2" | CP saturado | 50 | 11 | 0,31 | $c' = 13\text{kPa}$ $\Phi' = 26^\circ$ | |
| | | | | | | 100 | 6 | 0,19 | | |
| | | | | | | 200 | 11 | 0,14 | | |
| | | | | | | 300 | 8 | 0,23 | | |

| Material | | Cota (m) | Direção da Moldagem | Φ_{cp} | Condição do ensaio | Tensão Confinante (kPa) | E_{50} (MPa) | ν_{50} | Parâmetros de resistência | |
|---------------------|--------|----------|---------------------|-------------|-----------------------------------|-------------------------|----------------|-------------|---|---|
| Solo Residual Jovem | BM06** | 21,0 | - | 1 1/2" | CP w_{nat} ($w_0 = 7,4\%$) | 150 | 39 | 0,29 | $c' = 48\text{kPa}$ $\Phi' = 21^\circ$ | |
| | | | | | | 300 | 63 | 0,25 | | |
| | | | | | | 400 | 79 | 0,27 | | |
| | | | - | 1 1/2" | CP saturado | 150 | 30 | 0,3 | | $c' = 31\text{kPa}$ $\Phi' = 25^\circ$ |
| | | | | | | 300 | 51 | 0,28 | | |
| | | | | | | 400 | 71 | 0,26 | | |
| | BM07* | 21,0 | - | 1 1/2" | CP w_{nat} ($w_0 = 10\%$) | 100 | 23 | 0,28 | $c' = 59\text{kPa}$ $\Phi' = 30^\circ$ | |
| | | | | | | 300 | 54 | 0,24 | | |
| | | | | | | - | 1 1/2" | CP saturado | | 100 |
| | | | 200 | 33 | 0,29 | | | | | |
| | | | 300 | 35 | 0,31 | | | | | |

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

2.4.3.2 Instrumentação da obra

A instrumentação instalada na obra teve como objetivo controlar os deslocamentos horizontais do maciço através dos inclinômetros e “*tell tales*” e as deformações e cargas dos grampos através de “*strain gauges*”. A instrumentação foi instalada em uma região da escavação, veja a Figura 2.22.

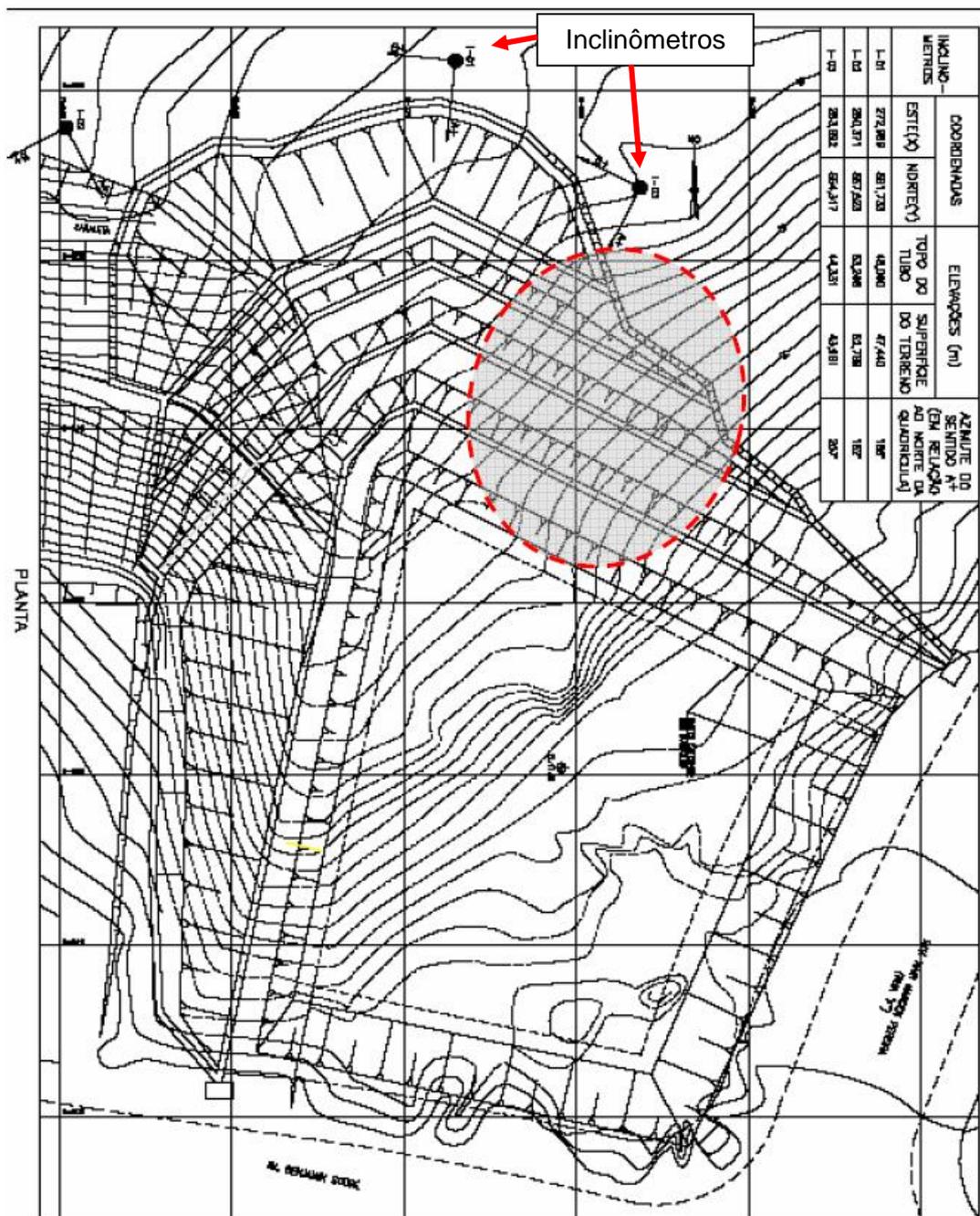


Figura 2.22 - Localização da região de instrumentação. A região em destaque indica o local da instrumentação dos grampos, dos “tell tales” e da retirada de amostras de solo. (Adaptado de SARÉ, 2007).

2.4.3.3 Comportamento e análises da obra

A escavação apresentou alguns imprevistos no decorrer da execução. No dia 18 de outubro de 2004 após o registro de cargas elevadas em alguns dos grampos instrumentados, ocorreu a paralisação das obras. A causa desse aumento de cargas foi atribuída a grande velocidade da escavação. A escavação permaneceu paralisada até

haver uma redução nas cargas dos grampos. A partir daí a escavação prosseguiu em nichos.

Dos três inclinômetros instalados, dois foram vandalizados e danificados (I-01 e I-03). Conseguiu-se recuperar um deles (I-03), contudo não houve medições por aproximadamente um mês. O outro inclinômetro (I-01) também foi recuperado, porém só foi possível desobstruí-lo até a profundidade de 27 m.

Após o término dos serviços de escavação e estabilização com os grampos, o inclinômetro I-01 apresentou a estabilização dos deslocamentos. O inclinômetro I-03, contudo, não acusou essa estabilização. SARÉ (2007) aponta para o fato que um plano de falhas, descrito por GOMES SILVA (2006), está em uma direção perpendicular ao deslocamento registrado por esse inclinômetro, e isso é uma provável explicação para este comportamento anômalo.

Com relação as informações fornecidas pelos “*tell tales*”, SARÉ (2007) encontrou resultados que mostram os inclinômetros com a mesma tendência de comportamento. A exceção acontece com o inclinômetro I-03 que, após o mês de agosto de 2006, começou a apresentar um aumento de deslocamentos maior do que todas os outros instrumentos.

SARÉ (2007) combinou as regiões de maiores deslocamentos dos inclinômetros e dos “*tell tales*” em um perfil de escavação (Figura 2.23). Observando a figura, as regiões de maior deslocamento estão separadas, os instrumentos determinaram superfícies potenciais de ruptura independentes. Os inclinômetros sugerem uma superfície global, enquanto os “*tell tales*” uma superfície localizada mais próxima à superfície de escavação.

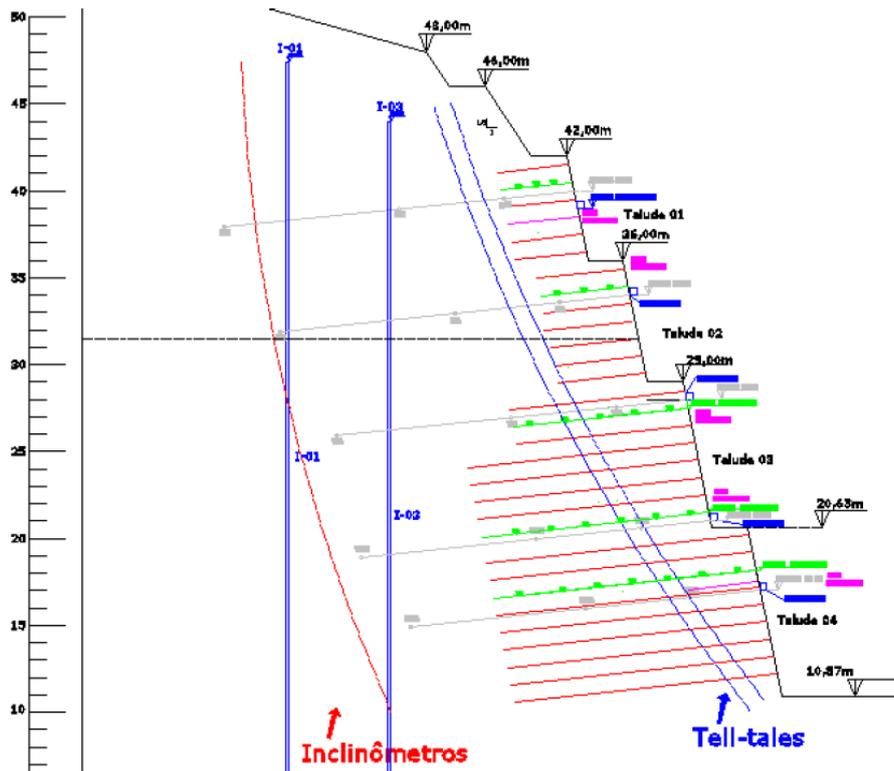


Figura 2.23 - Localização das regiões de maiores deslocamentos indicados pelos "tell tales" e inclinômetros (SARÉ, 2007).

Os "strain-gauges" instalados nos grampos possibilitaram a determinação dos pontos de maior tração nos grampos e assim dividir o maciço em zona ativa e zona resistente. A região ativa e passiva na Figura 2.24 estão atribuídas de forma incorreta. A região ativa na figura na verdade é a zona resistente, e a região passiva é a zona ativa. A Figura 2.24a apresenta essa região com a hipótese de que a superfície crítica seja circular, a Figura 2.24b considera a hipótese de que a superfície crítica seja planar ou bi-linear.

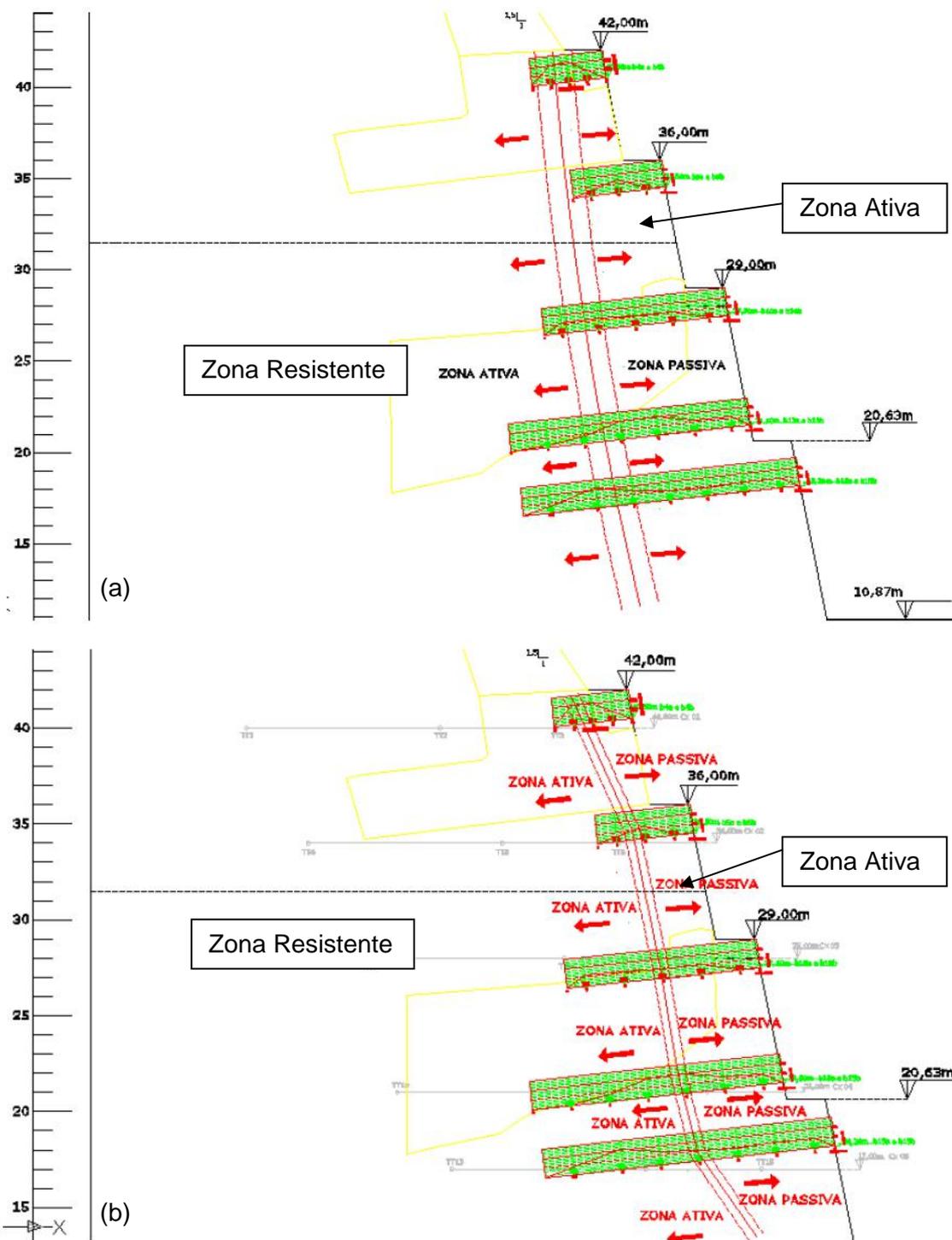


Figura 2.24 - Divisão em zona resistente e ativa em função os pontos de tração máxima fornecidos pelos grampos instrumentados de acordo com as hipóteses de: (a) ruptura circular, (b) ruptura planar ou bi-linear (SARÉ MODIFICADO, 2007).

SARÉ (2007) realizou análises por equilíbrio limite para diferentes etapas de escavação da obra. O Método de Bishop foi utilizado com o auxílio do programa computacional GeoSlope. Os parâmetros de resistência do solo usados foram aqueles determinados pela GEOPROJETOS (2004, apud SARÉ, 2007) e também a partir dos

ensaios de laboratório realizados. A Tabela 2.15 a seguir resume as três hipóteses de trabalho.

Tabela 2.15 - Hipóteses das análises de equilíbrio limite (SARÉ, 2007).

| Hip. | Condição da Estratigrafia | Parâmetros | Elementos de Estabilização | q _s (resistência ao arrancamento) |
|------|--|----------------------------|--|--|
| 1 | Solo Homogêneo | Fornecidos pela Projetista | Não existentes | - |
| 2 | Solo Homogêneo | Fornecidos pela Projetista | Grampos com q _s variável (correlação com N _{spt}) | 160 kPa (h _{esc} >29m) |
| | | | | 190 kPa (22<h _{esc} <29m) |
| | | | | 220 kPa (h _{esc} <22m) |
| 3 | Solo Residual Maduro e Solo Residual Jovem | Ensaio de Laboratório | Grampos com q _s variável (ensaio de arrancamento) | 210 kPa (h _{esc} >36m) |
| | | | | 166 kPa (29<h _{esc} <36m) |
| | | | | 274 kPa (20<h _{esc} <26m) |
| | | | | 260 kPa (h _{esc} <20m) |

Os valores de resistência ao arrancamento q_s da Hipótese 2 são menores do que os da Hipótese 3. A Tabela 2.16 mostra os Fatores de Segurança obtidos em cada hipótese de acordo com o nível de escavação e o número de grampos.

Tabela 2.16 - Evolução do Fator de Segurança nas diferentes hipóteses em função da escavação (SARÉ, 2007)

| Etapa | Cota de Escavação (m) | No. de Grampos(*) | Hip. 01 | Hip. 02 | Hip. 03 |
|-------|-----------------------|-------------------|---------|---------|---------|
| 1 | 47,0 | - | 3,53 | 3,53 | 3,02 |
| 2 | 46,0 | - | 3,10 | 3,10 | 2,78 |
| 3 | 45,5 | - | 3,09 | 3,09 | 2,62 |
| 4 | 44,0 | - | 3,01 | 3,01 | 2,54 |
| 5 | 43,0 | - | 2,83 | 2,83 | 2,51 |
| 6 | 42,0 | - | 2,75 | 2,75 | 2,48 |
| 7 | 41,0 | 1 | 2,08 | 2,55 | 2,37 |
| 8 | 40,0 | 2 | 1,85 | 2,46 | 2,31 |
| 9 | 39,0 | 3 | 1,71 | 2,41 | 2,29 |
| 10 | 37,8 | 4 | 1,57 | 2,36 | 2,26 |
| 11 | 36,8 | 5 | 1,48 | 2,28 | 2,20 |
| 12 | 36,0 | 6 | 1,41 | 1,98 | 2,14 |
| 13 | 35,0 | 7 | 1,41 | 1,77 | 2,11 |
| 14 | 34,0 | 8 | 1,39 | 1,69 | 2,07 |
| 15 | 33,0 | 9 | 1,31 | 1,63 | 2,06 |
| 16 | 32,0 | 10 | 1,23 | 1,57 | 2,02 |
| 17 | 30,5 | 11 | 1,16 | 1,56 | 1,96 |
| 18 | 29,0 | 13 | 1,05 | 1,55 | 1,95 |
| 19 | 28,0 | 14 | 1,05 | 1,54 | 1,96 |
| 20 | 27,0 | 15 | 1,04 | 1,53 | 1,92 |
| 21 | 26,0 | 16 | 1,02 | 1,52 | 1,94 |
| 22 | 25,0 | 17 | 0,98 | 1,52 | 1,92 |
| 23 | 23,5 | 18 | - | 1,51 | 1,92 |
| 24 | 22,5 | 19 | - | 1,50 | 1,92 |
| 25 | 20,6 | 21 | - | 1,47 | 1,88 |
| 26 | 18,2 | 23 | - | 1,42 | 1,86 |
| 27 | 16,2 | 25 | - | 1,42 | 1,84 |
| 28 | 15,0 | 27 | - | 1,47 | 1,76 |
| 29 | 13,9 | 28 | - | 1,41 | 1,69 |
| 30 | 12,5 | 29 | - | 1,42 | 1,57 |
| 31 | 10,9 | 30 | - | 1,33 | 1,53 |

Observando esses resultados, SARÉ (2007) conclui que o não grampeamento do talude (Hipótese 1) levaria à ruptura da encosta. Inicialmente, a Hipótese 2 possui um FS maior do que a Hipótese 3, o aumento do valor da resistência de arrancamento para os grampos pouco influenciou no aumento dos fatores de segurança. Entretanto, isso se inverte no processo de escavação. A causa é atribuída ao fato da existência de uma segunda camada de solo na Hipótese 3, com valores de parâmetros de resistência superiores aos admitidos para o topo do talude. Os solos localizados em horizontes inferiores possuem parâmetros de resistência superiores.

Os inclinômetros, "tell tales" e as medidas de carga nos grampos indicaram possíveis superfícies de ruptura (Veja a Figura 2.23 e Figura 2.24a). Essas superfícies de ruptura foram testadas e os fatores de segurança encontram-se na Tabela 2.17.

Tabela 2.17 - Fatores de Segurança nas superfícies indicadas pela instrumentação (SARÉ, 2007).

| Instrumento Referência | Fator de Segurança (FS) |
|------------------------|-------------------------|
| "Tell-Tales" | 1,69 |
| Inclinômetros | 1,78 |
| Grampos Instrumentados | 1,96 |

SARÉ (2007) também realizou análises utilizando o Método de Elementos Finitos e o programa utilizado foi o PLAXIS 2D (versão 8.2). As simulações consideraram dois materiais (solo residual maduro e solo residual jovem), os grampos, uma face delgada de concreto projetado e o nível d'água profundo. O modelo constitutivo para o solo escolhido foi o de endurecimento.

Análises paramétricas foram realizadas variando-se o módulo de alguns parâmetros de solo, dos grampos e da parede de concreto até que os dados computacionais estivessem similares às leituras de instrumentação. A Tabela 2.18 a seguir discrimina os parâmetros obtidos pelos ensaios de laboratório e aqueles obtidos nas análises paramétricas.

Tabela 2.18 - Resumo dos parâmetros obtidos nos ensaios de laboratório e nas análises paramétricas (SARÉ, 2007)

| | Ensaio de Laboratório | | Resultados das Análises Paramétricas | |
|------------------|------------------------|------------------------|--------------------------------------|----------------------|
| | Solo Residual Maduro | Solo Residual Jovem | Solo Residual Maduro | Solo Residual Jovem |
| Descrição | Argila Arenosa | Areia Argilosa | Argila Arenosa | Areia Argilosa |
| γ_{nat} | 17,6 kN/m ³ | 18,2 kN/m ³ | 17 kN/m ³ | 18 kN/m ³ |
| γ_{sat} | 17,6 kN/m ³ | 18,2 kN/m ³ | 17 kN/m ³ | 18 kN/m ³ |

| | Ensaio de Laboratório | | Resultados das Análises Paramétricas | |
|-----------------------------------|-----------------------|---------------------|--------------------------------------|---------------------|
| | Solo Residual Maduro | Solo Residual Jovem | Solo Residual Maduro | Solo Residual Jovem |
| c | 28 kPa | 59 kPa | 28 kPa | 59 kPa |
| Φ | 23° | 30° | 23° | 30° |
| E₅₀ | 6 MPa | 21 MPa | 2,0 Mpa | 5,0 MPa |
| E_{oed} | 6 MPa | 21 MPa | 2,0 Mpa | 5,0 MPa |
| E_{ur} | 8 MPa | 33 MPa | 4,8 Mpa | 11,0 Mpa |
| v_{ur} | 0,25 | 0,28 | 0,2 | 0,2 |
| m | - | - | 0,5 | 0,5 |
| k₀^{nc} | - | - | 0,7 | 0,7 |
| R_f | - | - | 0,9 | 0,9 |
| ψ | 0° | 0° | 0° | 0° |
| R_{inter} | 0,7 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |

A comparação entre os resultados de movimentação de campo e os das simulações numéricas foi, de acordo com SARÉ (2007), adequada. Na maioria dos casos, as diferenças estiveram entre 15 e 30 %. A exceção ficou no inclinômetro I-03 que não apresentou uma estabilização na movimentação ao contrário das simulações numéricas. Além disso, a comparação entre as cargas medidas em campo e aquelas obtidas em simulações numéricas apresentaram diferenças significativas para os casos de grampos em menores cotas. Isso se deve provavelmente porque a base da escavação é uma região de grande diversidade geológica com ocorrência de estruturas reliquias no solo residual, e o modelo computacional utilizou apenas dois tipos de solos.

2.5 Ocorrência 3

EHRlich (2004) e EHRlich *et. al.* (2013) descrevem todo o histórico de construção na Ocorrência 3. Antes da escavação de interesse, uma intervenção na área foi realizada com a construção de uma cortina ancorada para estabilizar edifícios a montante. A cortina pré-existente tem entre 6 m a 9 m de altura. O desnível máximo dessa primeira intervenção tem no total 13,90 metros, com o topo do talude na cota +31,40 m e a base da cortina na cota +17,50. Em setembro de 2002, iniciou-se a escavação para a construção de uma edificação. A escavação atingiu até a cota +1,80 m em junho de 2003, de forma que a altura total da escavação desde o topo do talude é de 29,60 m. O conjunto de cortinas ancoradas possui entre 14 m a 25 m de altura. (Figura 2.25).

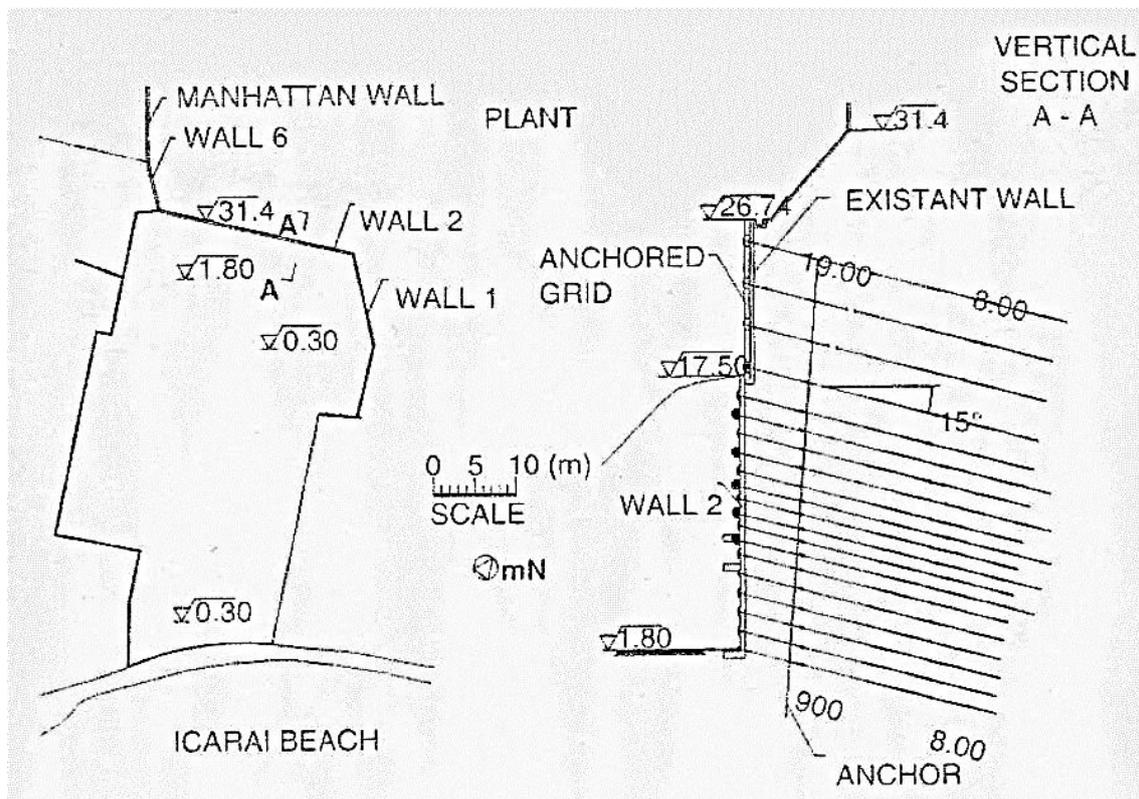


Figura 2.25 - Planta e seção da escavação (EHRlich, 2004)

O material escavado constitui-se de solo saprolito gnaisse que possui, em geral, camadas inclinadas variando de 3 cm a 15 cm de espessura. Essas camadas diferenciam-se em 3 tipos de solo com as cores: cinza, branco e vermelho. Tais camadas são razoavelmente paralelas entre si e uniformemente distribuídas. A inclinação dessas camadas é de 60° com a horizontal e possuem orientação desfavorável a escavação (Figura 2.26).



Figura 2.26 - Vista do solo sendo escavado para a construção do Muro 2 (ADAPTADO, EHRLICH, 2004).

As investigações realizadas na fase de projeto foram sondagens de simples reconhecimento combinados com SPT. Nos primeiros 9 metros de profundidade os índices N_{spt} variaram entre 21 a 40 golpes, abaixo dos 9 metros de profundidade esse índice é maior que 40. O nível de água encontrado na área é baixo, situado na cota - 0,46 m.

Antes do início da escavação, a cortina pré-existente foi reforçada. Em setembro de 2002 a escavação encontrava-se na cota +17,5 m. Em dezembro de 2002 notou-se o aparecimento de uma grande rachadura no topo do talude com aproximadamente 60 m de extensão e outras rachaduras localizadas. As aberturas dessas rachaduras eram de cerca de 10 mm (Figura 2.27). Então, a construção foi paralisada com a escavação na cota + 5,3 m.

Blocos de amostras indeformadas foram retiradas da base da escavação para ensaios de laboratório. Ensaios de cisalhamento direto foram realizados com o plano de cisalhamento paralelo a direção das camadas de solo. A resistência ao cisalhamento da camada de solo cinza é significativamente menor comparado as outras camadas.

Essas camadas de baixa resistência não foram detectadas na fase de investigação e não foram levadas em consideração no projeto das cortinas ancoradas.

Com os parâmetros de resistência obtidos em laboratório novas análises de estabilidade realizadas determinaram a necessidade de reforços nas estruturas de contenção.

A escavação foi então monitorada com a instalação de inclinômetros para medir deslocamentos horizontais, dispositivos óticos para medir recalques nas construções a montante e movimentos verticais na cortina 2, e ensaios nas ancoragens para medir a carga mobilizada nos tirantes. A Figura 2.27 a seguir mostra a localização de toda a instrumentação.

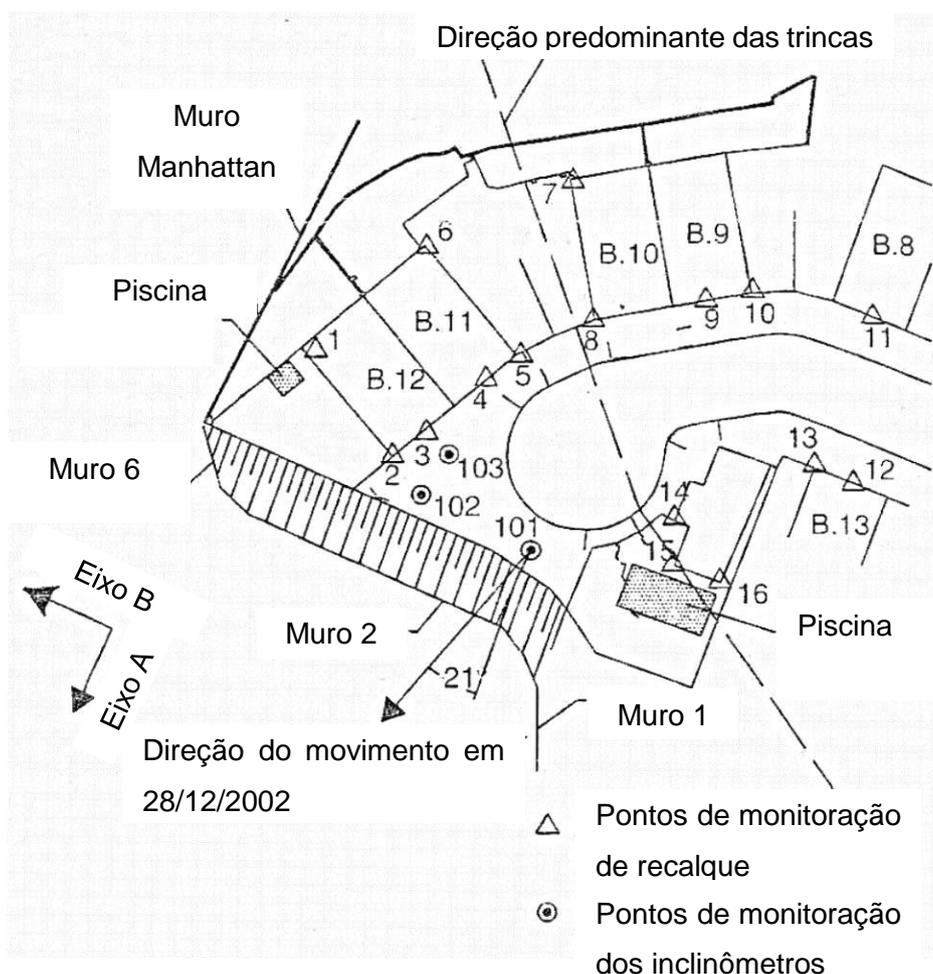


Figura 2.27 - Localização da instrumentação e da rachadura a montante (EHRlich, 2004)

2.5.1 Ensaios de Laboratório

Os blocos de amostras indeformados retirados permitiram a realização da caracterização do solo, os blocos foram retirados da prof. de 21,0 m. As três camadas presentes foram classificadas. A de cor cinza foi classificada como um silte areno-argiloso e as de cor branca e vermelha como areia silto-argilosa. A atividade da argila do solo cinza é 2,75, valor que indica que essa argila é ativa (Tabela 2.19).

Tabela 2.19 – Discriminação das amostras da Ocorrência 3 de acordo com a cor, índice de consistência, granulometria e a atividade da argila.

| Solo | Prof. (m) | Cor | (%) | | IP | Granulometria (%) | | | Ativ. |
|------------------------|-----------|----------|-----|----|----|-------------------|-------|--------|-------|
| | | | LL | LP | | Areia | Silte | Argila | |
| Silte Areno - Argiloso | 21,0 | Cinza | 102 | 25 | 77 | 38 | 34 | 28 | 2,75 |
| Areia Silto - Argilosa | 21,0 | Branco | NP | NP | - | 82 | 13 | 5 | - |
| Areia Silto - Argilosa | 21,0 | Vermelho | NP | NP | - | 65 | 25 | 10 | - |

Análises mineralógicas por raios X feitas na fração fina da camada de solo cinza mostraram a presença dos argilominerais esmectita (majoritário), caulinita (secundário) e ilita (minoritário).

Os ensaios de cisalhamento direto, realizados na umidade natural, contaram com os planos de ruptura paralelos a direção das camadas do solo. A envoltória de resistência da camada vermelha e cinza apresenta uma curva. A resistência ao cisalhamento da camada cinza é significativamente menor comparada as outras. A resistência a volume constante de cisalhamento foi calculada com 7 mm de deslocamento no ensaio (Tabela 2.20). Os parâmetros de resistência foram obtidos com os valores de tensão de confinamento encontradas no solo confinado pela Cortina 2.

Tabela 2.20 - Resultados dos Ensaio de cisalhamento direto na Ocorrência 3

| Solo | Prof. (m) | Cor | Direção plano de ruptura contra as camadas | Condição de umidade | Pico | | Vol. Const. |
|----------------------|-----------|----------|--|---------------------|---------|--------------|--------------------------------|
| | | | | | c (kPa) | Φ_p (°) | Φ_{cv} (°) [c = 0 kPa] |
| Silte Areno-Argiloso | 21,0 | Cinza | Paralelo | Natural | 20 | 27 | 17 |
| Areia Silto-Argilosa | 21,0 | Branco | Paralelo | Natural | 80 | 36 | 42 |
| Areia Silto-Argilosa | 21,0 | Vermelho | Paralelo | Natural | 20 | 39 | 34 |

2.5.2 Monitoramento e Resultados

O monitoramento da escavação foi realizado a partir de dezembro de 2002, depois que o trabalho de escavação foi paralisado na cota +5,3 m. Os resultados referentes a inclinometria, recalques estão nas Figura 2.28 e Figura 2.29 respectivamente, já os carregamentos das ancoragens encontram-se na seção 4.4.

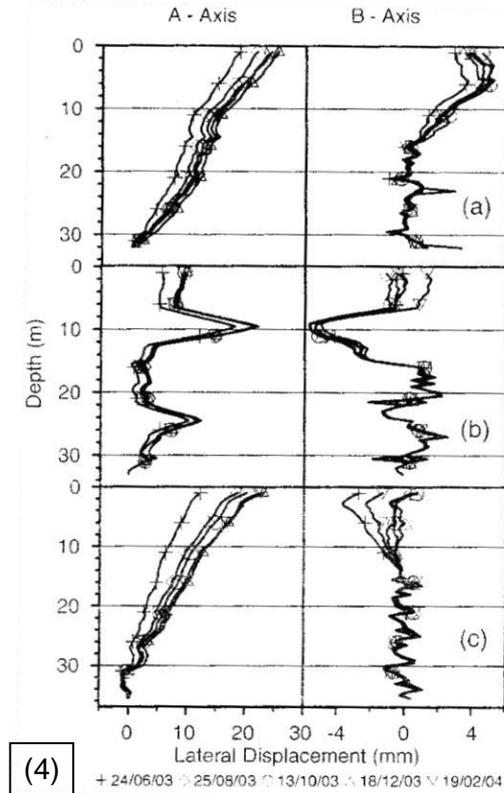
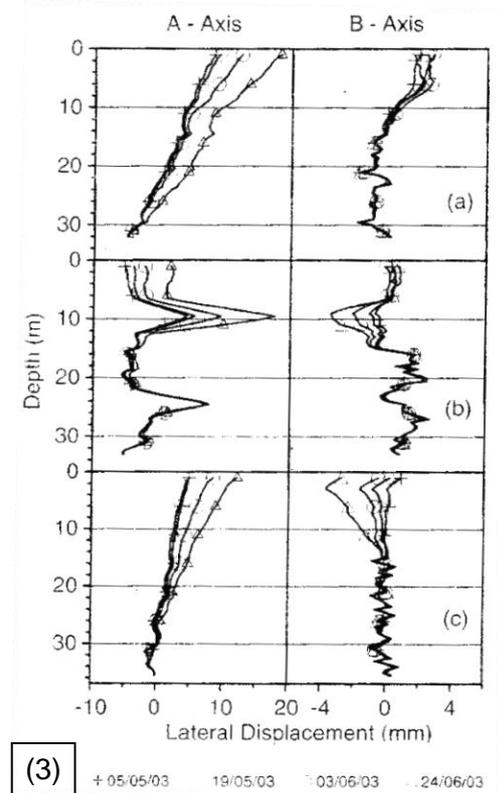
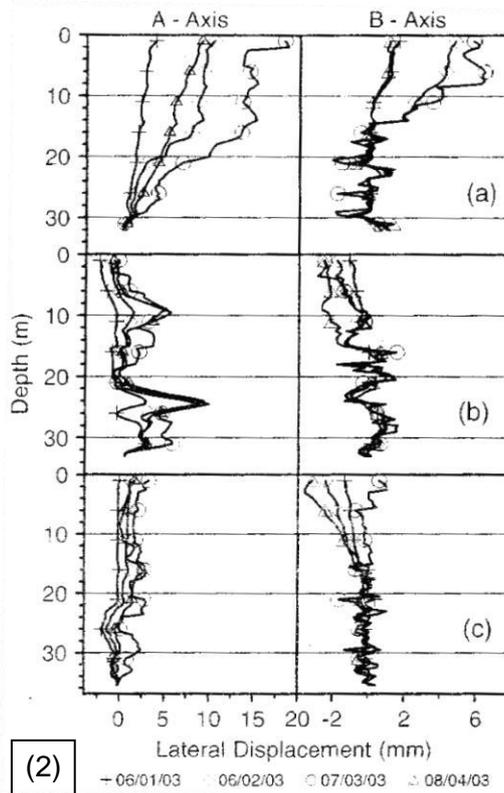
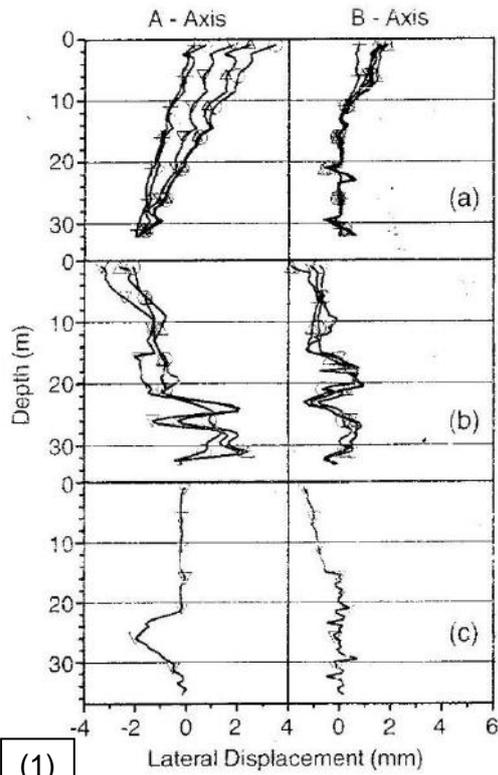


Figura 2.28 - Movimentos laterais medidos no período: (1) durante paralisação da obra na cota +5,3 m; (2) durante o reforço com novas ancoragens; (3) durante a escavação da cota +5,3 m até a cota final +1,8 m; (4) período após a conclusão da escavação. (a) I-101; (b) I-102; (c) I-103. (EHLICH, 2004)

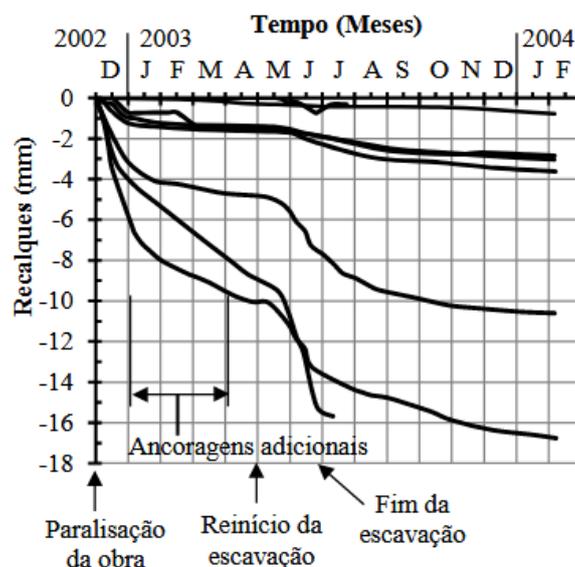


Figura 2.29 - Recalques medidos a montante da Ocorrência 3 (EHRlich et. al., 2017).

Durante a paralisação da obra a taxa de movimentação nos inclinômetros e recalques não zerou e ainda possuía valores altos. Com os reforços a taxa diminuiu, mas foi reativada com o reinício do trecho final da escavação. Porém, os deslocamentos tenderam a um patamar e estabilizaram ao fim do corte.

2.5.3 Análises e conclusões

Cálculos dos carregamentos das ancoragens no Muro 2 foram realizados utilizando análise de equilíbrio limite. Considerou-se que a superfície de ruptura na análise era um plano com 60° de inclinação com a horizontal. Os parâmetros de resistência dos solos adotados foram iguais aqueles encontrados nos ensaios de cisalhamento direto.

A comparação dos carregamentos entre os valores calculados por equilíbrio limite e os definidos no projeto original mostraram um déficit de 6% a 21%, considerando o fundo da escavação na cota + 5,3 m e +1,8 m, respectivamente. Recomendou-se então o aumento em 40 % no número de tirantes para o Muro 2, Muro 6 e a primeira seção do prédio Manhattan. Os outros muros não necessitaram de reforço, pois os planos de fraqueza do solo são ortogonais aos mesmos.

As medidas de reforço surtiram efeito na estabilização da escavação. Houve uma redução na razão de movimentação lateral e dos recalques nas construções a montante. Ao longo de todo o período de monitoramento o maior deslocamento lateral medido no topo foi de + 23,6 mm. Considerando a diferença de 29,6 m entre a cota do topo do talude e a cota final da base da escavação, a razão entre o deslocamento horizontal medido e a profundidade da escavação foi menor que 0,08%.

2.6 Ocorrência 4

SARAMAGO, *et al.* (2010) descreve as investigações geotécnicas realizadas na Ocorrência 4. A escavação em estudo foi executada para a construção de um empreendimento residencial. O corte no talude tem no total 27 m de altura. A inclinação original do terrapleno varia entre 34° a 37°. A Figura 2.30 a seguir apresenta um esquema da planta do terreno com a locação dos blocos residenciais a serem construídos e a Figura 2.31 um corte esquemático com o perfil do terreno natural e a indicação do corte que será executado no terreno.

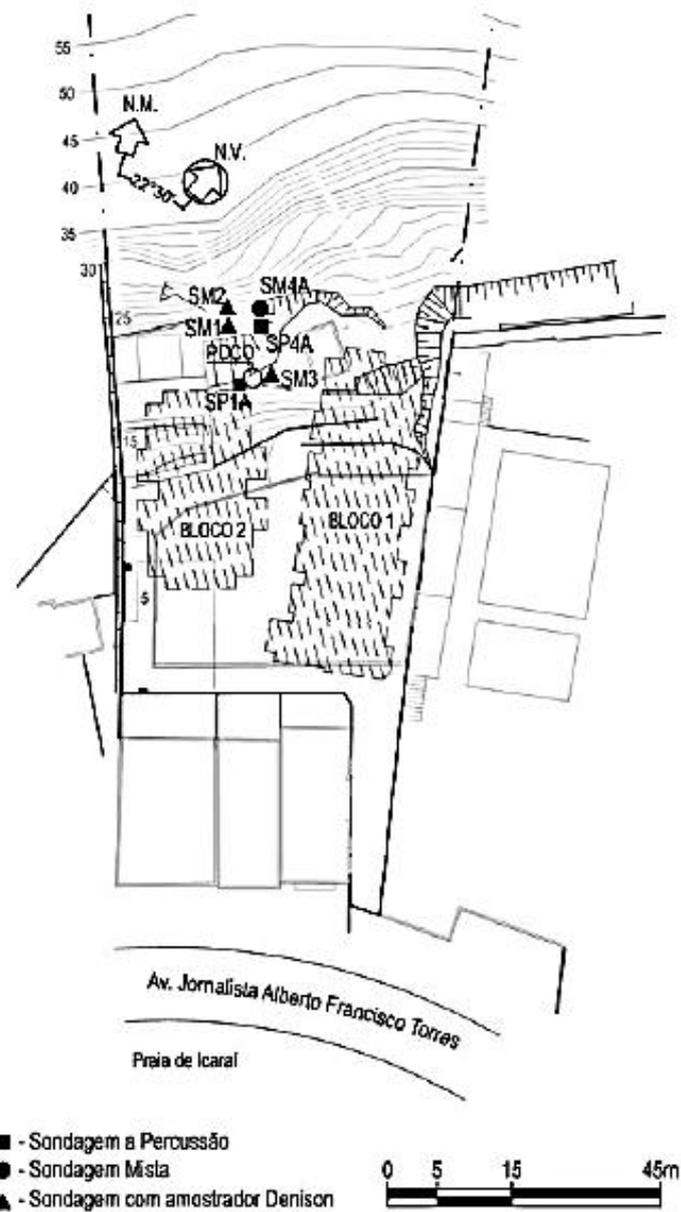


Figura 2.30 - Planta do empreendimento (SARAMAGO *et al.*, 2010)

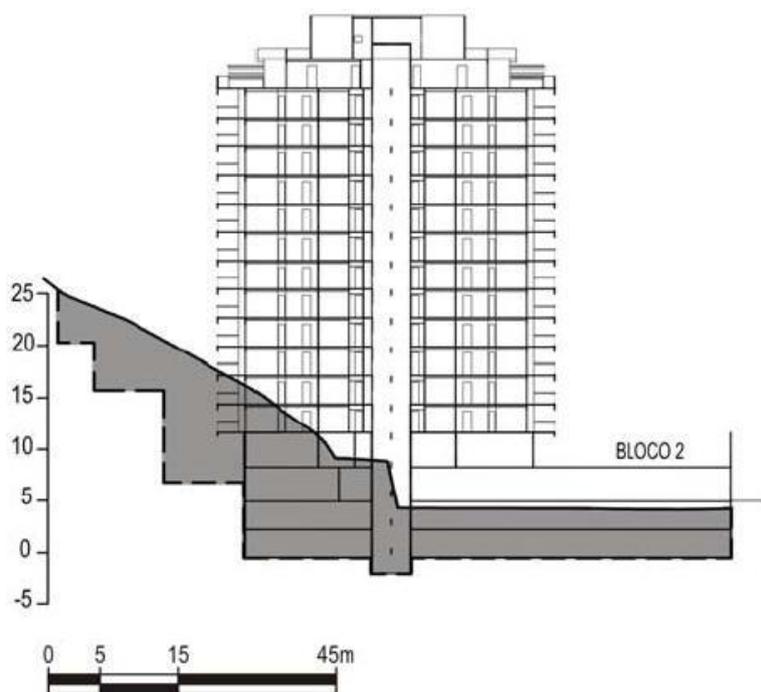


Figura 2.31 - Corte esquemático (SARAMAGO et al., 2010)

2.6.1 Investigações realizadas

As investigações realizadas na área incluem 32 sondagens à percussão, 7 sondagens mistas (SPT), 3 amostragens com barrilete triplo (tipo Denison) e escavação de 3 poços de inspeção.

O perfil típico do terreno, obtido com uma sondagem à percussão, é apresentado na Figura 2.32.

As amostragens com barrilete triplo (tipo Denison) mostraram a presença de finas camadas de argila plásticas com consistência muito mole com espessura centimétrica. A Figura 2.33a detalha uma única camada de argila plástica a 8 m de profundidade, a Figura 2.33b detalha múltiplas camadas de argila plástica a 16 m de profundidade.

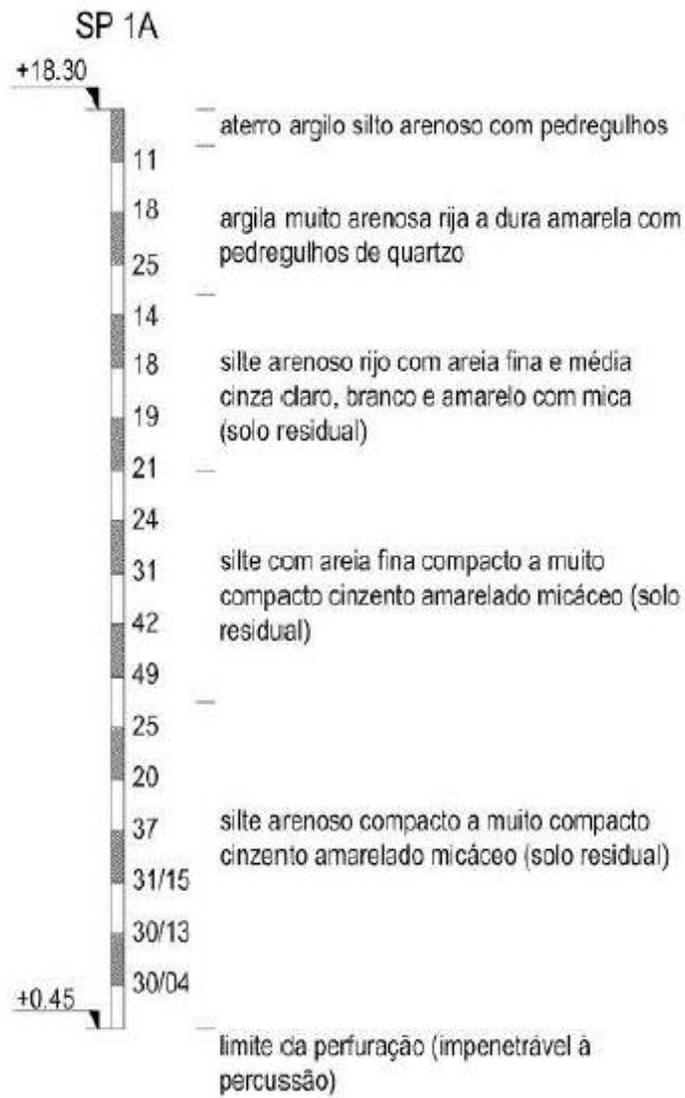


Figura 2.32 - Perfil típico do terreno (SARAMAGO et al., 2010)

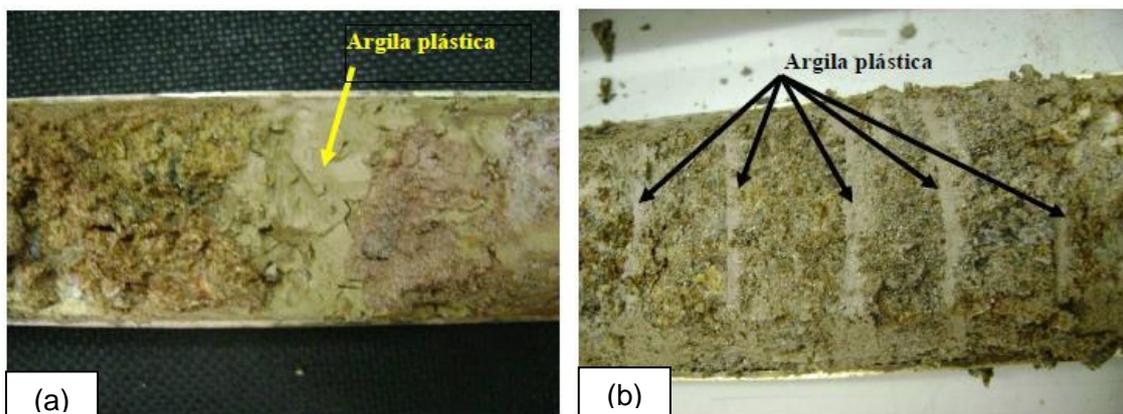


Figura 2.33 - Fotografias com as amostras retiradas no barrilete triplo (tipo Denison). (a) amostra com uma fina camada de argila plástica a 8 m de profundidade. (b) amostra múltiplas camadas de argila plástica a 16 m de profundidade.

Dois poços de inspeção foram executados e os planos de fraqueza foram identificados. Existe uma grande variabilidade nas atitudes das descontinuidades, reflexo da zona de falha que sofreu intenso cisalhamento além dos dobramentos. A descontinuidade mais persistente é a foliação, que apresentou orientação geral variando de 320/50° a 350/50° (SARAMAGO *et. al.*, 2010).

2.6.2 Ensaios de Laboratório

As amostras para os ensaios de laboratório foram retiradas de amostragens com barrilete triplo (tipo Denison) de 75 mm de diâmetro e dos poços de inspeção.

Primeiramente foi feita uma avaliação visual das amostras retiradas do barrilete. A caracterização dos solos das amostras 1 e 5 encontra-se na Tabela 2.21 a seguir.

Tabela 2.21 – Discriminação das amostras da Ocorrência 4 de acordo com a cor, índices de consistência, granulometria e atividade da argila.

| Amostra | Solo | Cor | (%) | | IP | Granulometria (%) | | | | Ativ. |
|----------|--|--------------|-----|----|----|-------------------|-------|-------|--------|-------|
| | | | LL | LP | | Pedreg. | Areia | Silte | Argila | |
| SM-2 (1) | Silte micáceo | Marrom Claro | 43 | 16 | 27 | 0 | 48 | 43 | 9 | 3 |
| SM-2 (2) | Silte argiloso | Marrom Claro | 50 | 17 | 33 | - | - | - | - | 6,6 |
| SM-3 (3) | Silte micáceo | Marrom Claro | 59 | 18 | 41 | - | - | - | - | 4,1 |
| SM-3 (4) | Argila siltosa micácea | Marrom Claro | 55 | 17 | 38 | - | - | - | - | 1,81 |
| SM-3 (5) | Silte arenoso micáceo entremeado com parte de argila branca (sedosa) | | 40 | 14 | 26 | 5 | 55 | 22 | 18 | 1,44 |
| SM-3 (6) | Argila siltosa | Marrom claro | 47 | 16 | 31 | - | - | - | - | 1,35 |

Os ensaios de cisalhamento direto drenado foram executados com o plano de cisalhamento paralelo aos planos de fraqueza. As amostras foram ensaiadas na umidade natural e embebidas em água por um período de 24 horas. A Tabela 2.22 a seguir discrimina os parâmetros da envoltória de resistência ao cisalhamento direto de acordo com a amostra e a condição de umidade.

Tabela 2.22 – Discriminação das amostras da Ocorrência 4 de acordo com a profundidade, direção do plano de ruptura quanto a camadas, condição de umidade, intercepto de coesão de ângulo de atrito.

| Amostra | Prof. (m) | Direção plano de ruptura contra a camada | Condição | c (kPa) | ângulo de atrito |
|----------|-----------|--|----------|---------|------------------|
| | | | | | Φ (°) |
| SM-2 (1) | 16,5 | Paralelo | Embebido | 0 | 24 |
| SM-3 (5) | 17,0 | Paralelo | Embebido | 10 | 12 |

3 COMPARAÇÕES ENTRE OS LOCAIS DE ESTUDO

O Capítulo 2 possui um resumo do histórico de cada local de interesse, já este Capítulo possui comparações entre os solos dos diversos locais de estudo. Sua importância é identificar padrões de comportamento entre as escavações.

3.1 Ensaio de Laboratório

Em todos os Locais de estudo foram realizados ensaios de laboratório. Os ensaios realizados variaram entre a caracterização granulométrica, umidade, peso específico aparente, densidade real dos grãos, índices de consistência, atividade da argila, ensaio de cisalhamento direto e ensaios triaxiais (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 - Relação de ensaios realizados nas Ocorrências

| Oc. | Solo Residual | Granulometria | Índice de Consistência | Atividade da Argila | Cis. Direto | Triaxiais |
|-----|---------------|---------------|------------------------|---------------------|-------------|-----------|
| 1 | Maduro | | | | | |
| | Jovem | X | X | X | X | X |
| | Cam. Reliq. | X | X | X | X | |
| 2A | Maduro | X | X | | X | X |
| | Jovem | X | X | | X | X |
| 2B | Maduro | X | X | X | X | X |
| | Jovem | X | X | X | X | X |
| 3 | Jovem | X | X | X | X | |
| | Cam. Reliq | X | X | X | X | |
| 4 | Jovem | X | X | X | X | |
| | Cam. Reliq | X | X | X | X | |

3.1.1 Caracterização dos solos

A caracterização do solo de escavação nos quatro locais foi feita na camada de solo residual jovem com estruturas reliquias. Na Ocorrência 2 também foram feitos ensaios na camada de solo residual maduro (Tabela 3.1).

O solo residual jovem da Ocorrência 1 é dividido em camadas milimétricas e centimétricas de três cores: branco, vermelho e cinza. A camada de solo branco varia entre areno-siltosa a areno-argilosa. A camada de solo vermelha é areno-siltosa. A camada de solo cinza é areno-argilosa. Possuem o Índice de Plasticidade variando entre

não-plástico a 52%. A camada de cor cinza destaca-se por possuir alta atividade na argila (EHRlich *et. al.*, 2013 e EHRlich E SILVA, 2015).

LIMA (2007) investigou a Ocorrência 2A, e concluiu que o solo residual maduro é uma areia argilosa, já o solo residual jovem é uma areia siltosa. O Índice de Plasticidade varia de 7 % a 21 %.

Algumas amostras de solos residuais jovens dos Locais 2A possuem pequenas descontinuidades e planos de fraqueza preenchidos de caulim, porém tais materiais não foram caracterizados por LIMA (2007)

A Ocorrência 2B possui o solo residual maduro com uma argila arenosa e o solo residual jovem com uma areia argilosa. O Índice de Plasticidade varia entre 12 % a 16 %. A atividade das argilas nesse local encontra-se entre 0,3 e 0,9. (SARÉ, 2007)

O solo residual jovem da Ocorrência 3 é dividido em camadas centimétricas com 3 cores: cinza, branco e vermelho. A camada branca e vermelha constitui-se de areias silto-argilosas não plásticas. A camada cinza é um silte areno-argiloso com índice de plasticidade de 77 % e atividade na argila de 2,75, considerada alta. (EHRlich, 2004 e EHRlich *et. al.*, 2013)

Na Ocorrência 4, as amostras, com cor marrom claro, variam entre siltes micáceos, siltes argilosos, argilas siltosas a até uma camada de silte micáceo entremeada com argila branca. Os Índices de Plasticidade situam-se entre 31 % e 41 %. As atividades das argilas desses solos são consideravelmente altas, atingindo o valor de 6,6 (SARAMAGO, *et al.*, 2010 e EHRlich *et. al.*, 2013).

É possível observar semelhanças entre os solos nos Locais 1 e 3 quanto à granulometria, cor, IP e atividade das argilas. A camada cinza de ambos se destaca por ter alto IP e atividade alta na argila. Parte da camada branca são semelhantes por serem areia siltosas não plásticas. Já a camada vermelha apesar de compartilharem a granulometria, areno-siltosa, na Ocorrência 1 possui IP de 52% e alta atividade na argila, na Ocorrência 3 caracteriza-se por ser não plástica (Tabela 3.2)

A Ocorrência 4 possui características próximas aos Locais 1 e 3 no que diz respeito a possuir camadas com IP da ordem de 40 % e argilas com alta atividade (Tabela 3.2).

Os Locais 2A e 2B, por sua vez, assemelham-se por possuírem solos com IP's em torno de 10 % a 20 % e argilas de baixa atividade. Os solos residuais jovens e maduros de ambos se constituem basicamente de areias siltosas ou areias argilosas,

com exceção do solo residual maduro da Ocorrência 2B que é uma argila arenosa (Tabela 3.3).

Tabela 3.2 - Caracterização dos solos residuais jovens dos Locais 1, 3 e 4.

| Oc. | Amostra | Solo | Cor | (%) | | IP | Granulometria (%) | | | | Ativ. |
|-----|----------|--|--------------|------|----|----|-------------------|-------|-------|--------|-------|
| | | | | LL | LP | | Pedreg. | Areia | Silte | Argila | |
| 1 | - | Areno-siltoso | Branco | NP | NP | - | 0 | 68 | 26 | 6 | - |
| | - | Areno-argiloso laminado | Cinza | 76 | 24 | 52 | 0 | 62 | 19 | 19 | 2,73 |
| | - | Areno-Argiloso | Branco | 71 | 28 | 43 | 0 | 49 | 18 | 33 | 1,30 |
| | - | Areno-siltoso | Vermelho | 78 | 31 | 47 | 0 | 50 | 20 | 30 | 1,52 |
| Oc. | Amostra | Solo | Cor | (%) | | IP | Granulometria (%) | | | Argila | Ativ. |
| | | | | LL | LP | | <2mm | <20µm | <2µm | | |
| 3 | - | Silte Areno-Argiloso | Cinza | 102 | 25 | 77 | 100 | 52 | 28 | 2,75 | |
| | - | Areia Silto-Argilosa | Branco | NP | NP | - | 79 | 13 | 4 | - | |
| | - | Areia Silto-Argilosa | Vermelho | NP | NP | - | 99 | 23 | 10 | - | |
| Oc. | Amostra | Solo | Cor | (%) | | IP | Granulometria (%) | | | | Ativ. |
| | | | | LL | LP | | Pedreg. | Areia | Silte | Argila | |
| 4 | SM-2 (1) | Silte micáceo | Marrom Claro | 43 | 16 | 27 | 0 | 48 | 43 | 9 | 3 |
| | SM-2 (2) | Silte argiloso | | 50 | 17 | 33 | - | - | - | - | 6,6 |
| | SM-3 (3) | Silte micáceo | | 59 | 18 | 41 | - | - | - | - | 4,1 |
| | SM-3 (4) | Argila siltosa micácea | | 55 | 17 | 38 | - | - | - | - | 1,81 |
| | SM-3 (5) | Silte arenoso micáceo entremeado com parte de argila branca (sedosa) | | 40 | 14 | 26 | 5 | 55 | 22 | 18 | 1,44 |
| | SM-3 (6) | Argila siltosa | Marrom claro | 47 | 16 | 31 | - | - | - | - | 1,35 |

Tabela 3.3 - Caracterização dos solos residuais jovens e maduros dos Locais 2A e 2B.

| Oc. | Amostra | Solo | Cor | Cota (m) | Limites (%) | | IP | Granulometria (%) | | | | Origem | Referência |
|------|---------|----------------|----------|----------|-------------|------|----|-------------------|-------|-------|---------------------|----------------------|------------|
| | | | | | LL | LP | | Pedreg. | Areia | Silte | Argila | | |
| 2A | M01 | Areia argilosa | Vermelho | 56,00 | 47 | 33 | 14 | | | | | Solo residual maduro | LIMA, 2007 |
| | M02 | Areia argilosa | Amarelo | 56,00 | 47 | 29 | 18 | | | | | Solo residual maduro | |
| | M03 | Areia siltosa | | 52,00 | 39 | 23 | 16 | | | | | Solo residual maduro | |
| | M04 | Areia siltosa | | 52,00 | 45 | 24 | 21 | | | | | Solo residual maduro | |
| | M05 | Areia siltosa | | 52,00 | 43 | 25 | 18 | | | | | Solo residual maduro | |
| | M06 | Areia siltosa | | 29,00 | 33 | 23 | 10 | | | | | Solo residual jovem | |
| | B2M | Areia argilosa | | 56,00 | 46 | 33 | 13 | | | | | Solo residual maduro | |
| | B6M | Areia siltosa | | 39,00 | 30 | 23 | 7 | | | | | Solo residual jovem | |
| | B3MS | | Vermelho | 34,00 | - | - | - | | | | | Solo residual maduro | |
| B6MS | | Amarelo | 28,00 | - | - | - | | | | | Solo residual jovem | | |
| 2B | BM1 | Argila arenosa | | 41,00 | 32 | 16,3 | 16 | 7,8 | 36,6 | 7,5 | 48,1 | Solo residual maduro | SARÉ, 2007 |
| | BM3 | Argila arenosa | | 35,00 | 33 | 17,5 | 16 | 3,6 | 46,3 | 13 | 37,0 | Solo residual maduro | |
| | BM5 | Areia argilosa | | 28,00 | 38 | 24,7 | 13 | 0,6 | 59,2 | 22 | 18,5 | Solo residual jovem | |
| | BM7 | Areia argilosa | | 21,00 | 36 | 23,7 | 12 | | | | | Solo residual jovem | |
| | BM9 | Areia argilosa | | 17,50 | 35 | 22,9 | 12 | 2,8 | 55,8 | 28 | 13,4 | Solo residual jovem | |

3.1.2 Cisalhamento Direto

Ensaio de cisalhamento direto foram realizados em amostras de solo de todos os Locais. Realizaram-se ensaios em amostras de solo residual jovem e em solo residual maduro. Além disso, o plano de ruptura em alguns casos foi condicionado aos planos de acamamento das amostras.

EHRlich E SILVA (2015) realizaram ensaios de cisalhamento direto em amostras indeformadas na Ocorrência 1. Foi demonstrado que o solo areno-argiloso formando uma camada laminada cinza, de alto IP e alta atividade na argila, possuía uma resistência ao cisalhamento significativamente menor que as outras camadas de solo. Os ensaios foram realizados com a direção do plano de ruptura paralelo as camadas do solo e estando na condição de umidade natural e embebida. A diferença de resistência entre ambas condições de umidade não é muito significativa. A alta atividade das camadas reliquias 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 (SILVA, 2017).

A Ocorrência 2A de acordo com LIMA (2007) possui ensaios no solo residual maduro e no solo residual jovem. Em ambos os casos a condição de umidade natural e embebida foram realizadas. Nos dois tipos de solos houve um decréscimo na envoltória de resistência quando a amostra é embebida. No solo residual jovem o plano de cisalhamento foi testado paralelamente e perpendicularmente aos planos reliquias do solo. O resultado foi diferente do esperado, com a envoltória de resistência do caso paralelo maior do que o caso perpendicular.

PROTO SILVA (2005) realizou ensaios de cisalhamento direto na Ocorrência 2B nos dois tipos de solos residuais. As condições de umidade natural e submersa foram investigadas. O autor afirma que o material da encosta não apresenta um bandejamento significativo. Observa-se uma grande homogeneidade do ângulo de atrito de todas as amostras de solo residual jovem independente da condição de umidade. O ângulo de atrito do solo residual maduro é ligeiramente menor do que o solo residual jovem. O intercepto coesivo diminui substancialmente na condição submersa, porém não é nulo nos dois tipos de solo.

Na Ocorrência 3, EHRlich (2004) realizou ensaios apenas no solo residual jovem. Apenas a condição de umidade natural foi testada, e os planos de ruptura do cisalhamento eram paralelos as camadas do solo. A resistência da camada de cor cinza é significativamente menor do que as outras duas.

SARAMAGO, *et al.* (2010) cisalhou duas amostras de solo na Ocorrência 4. As duas amostras foram cisalhadas com o plano de ruptura paralelo ao plano de fraqueza. Não apresentaram pico de resistência. A amostra SM-3 (5) destaca-se por sua baixa resistência ao cisalhamento, $c = 10$ kPa e $\Phi = 12^\circ$, graças à argila branca sedosa entremeada no solo.

Os Locais 1 e 3, onde a caracterização da camada cinza possui semelhanças, tal camada apresenta as seguintes envoltórias: condição natural da Ocorrência 1 possui a envoltória $c = 8$ kPa, $\Phi_p = 31^\circ$ (pico) e $\Phi_{cv} = 25^\circ$ (vol. const.), e condição natural da Ocorrência 3 possui a envoltória $c = 20$ kPa e $\Phi_{cv} = 27^\circ$ (vol. const.) e $\Phi_{cv} = 17^\circ$ (vol. const.)

A Ocorrência 4 possui as amostras a menor resistência ao cisalhamento, ensaios realizados em condição embebida variavam em sua envoltória de ruptura com $c = 0$ a 10 kPa e $\Phi = 12^\circ$ a 24° (Tabela 3.4).

As amostras de solo residual jovem da Ocorrência 2A, Ocorrência 2B e das camadas Branca e Vermelha da Ocorrência 3 possuem envoltórias na condição natural variando de $c = 12,3$ kPa a 80 kPa e $\Phi = 36^\circ$ a 39° .

Os locais 2A e 2B também apresentam semelhanças no solo residual jovem cisalhado na condição submersa com envoltórias variando entre $c = 25,8$ kPa a 28,4 kPa e $\Phi = 31,4^\circ$ a $36,3^\circ$ (Tabela 3.5).

Tabela 3.4 – Resultados dos ensaios de cisalhamento dos solos residuais jovens dos Locais 1, 3 e 4.

| Oc. | Amostra | Solo | Cor | Cota (m) | Plano ruptura x plano reliquiar | Condição | Pico | | Vol.Const. |
|-----|----------|--|--------------|----------|---------------------------------|----------|---------|--------------|---------------------------|
| | | | | | | | c (kPa) | Φ_p (°) | Φ_{cv} (°) [c=0 kPa] |
| 1 | | Areno-argiloso laminado | Cinza | 45,8 | Paralelo | Natural | 8 | 31 | 25 |
| | | | | | | Embebido | 0 | 29 | 17 |
| 3 | | Silte Areno-Argiloso | Cinza | | Paralelo | Natural | 20 | 27 | 17 |
| | | Areia Silto-Argilosa | Branco | | Paralelo | Natural | 80 | 36 | 42 |
| | | Areia Silto-Argilosa | Vermelho | | Paralelo | Natural | 20 | 39 | 34 |
| 4 | SM-2 (1) | Silte micáceo | Marrom Claro | 16,5 | Paralelo | Embebido | 0 | 24 | |
| | SM-3 (5) | Silte arenoso micáceo entremeado com parte de argila branca (sedosa) | | 17,0 | Paralelo | Embebido | 10 | 12 | |

Tabela 3.5 - Resultados dos ensaios de cisalhamento dos solos residuais jovens dos Ocorrências 2A e 2B.

| Oc. | Amostra | Solo | Cota (m) | Plano ruptura x plano reliquiar | Condição | Ângulo de atrito | | Origem |
|-----|----------|----------------|---------------|---------------------------------|----------|------------------|------------|----------------------|
| | | | | | | c (kPa) | Φ (°) | |
| 2A | B2M | Areia argilosa | 56,0 | Não se aplica | Natural | 16,9 | 45,9 | Solo residual maduro |
| | | | | | Embebido | 0 | 37,3 | |
| | B5M | | 39,0 | Paralelo | Natural | 36,3 | 38,7 | Solo residual jovem |
| | | | | | Embebido | 12,3 | 34,0 | |
| | | | Perpendicular | Natural | - | - | | |
| | | | | Embebido | 27,5 | 31,4 | | |
| 2B | B01/BM03 | Argila arenosa | 35,0 | Não se aplica | Natural | 36,4 | 29,6 | Solo residual maduro |
| | | | | | Submersa | 22,3 | 24,9 | |
| | B02/BM04 | Areia argilosa | 27,0 | Não se aplica | Natural | 69,1 | 36,1 | Solo residual jovem |
| | | | | | Submersa | 26,4 | 34,9 | |
| | B03/BM05 | Areia argilosa | 21,0 | Não se aplica | Natural | 61,2 | 36,4 | Solo residual jovem |
| | | | | | Submersa | 28,4 | 33,8 | |
| | B04/BM06 | Areia argilosa | 17,5 | Não se aplica | Natural | 51,5 | 36,6 | Solo residual jovem |
| | | | | | Submersa | 25,8 | 36,3 | |

3.1.3 Estruturas reliquias

As estruturas reliquias que estão presentes nos solos residuais jovens das escavações, no geral, condicionaram a instabilidade dos taludes. Dependendo da posição e da direção da estrutura reliquia, o modo de ruptura provável do talude muda.

A Ocorrência 1 possui camadas milimétricas a centimétricas originadas da foliação da rocha-mãe. A inclinação dessas camadas varia entre 58° e 80° e é desfavorável a estabilidade da face de escavação e os ensaios de cisalhamento direto indicam baixa resistência (EHRICH E SILVA, 2015). A Ocorrências 3 e 4 também apresentam as estruturas reliquias de baixa resistência desfavoráveis a escavação com 60° de inclinação e inclinação muito variável, respectivamente.

LIMA (2007) identificou por meio de ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais uma anisotropia na resistência do solo residual jovem na Ocorrência 2A. GOMES SILVA (2006) relata que o perfil de solo apresenta camadas razoavelmente distribuídas com intercalação entre camadas de alta e baixa resistência. As camadas de

baixa resistência são laminadas e constituem-se de solo cinza argilo-arenoso. Entretanto, GOMES SILVA (2006) não informa a direção dos planos dessas camadas.

A Ocorrência 2B, objeto de estudo de SARÉ (2007), não possui um bandejamento significativo como nos outros casos. A anisotropia do solo não foi significativa de acordo com os ensaios de laboratório. Entretanto, uma família das falhas (N70° E/75°SE) que passam pela Ocorrência 2B tem direção desfavorável à escavação. Além disso, a interseção dessa falha com a outra família (N25°W/72°NE) forma uma possível ruptura em cunha. Todavia, essa possível ruptura possui uma inclinação menor que o ângulo de atrito das juntas (35°).

3.2 Padrões Estabelecidos

A caracterização e determinação dos parâmetros dos solos não foram feitas de forma igual em todas as Ocorrências. Algumas Ocorrências possuem parâmetros de resistência e deformabilidade que outras não possuem e para superar essas deficiências de parâmetros, padrões entre os solos foram estabelecidos a seguir

Os solos considerados nas análises numéricas foram divididos em no máximo 3 tipos: Solo Residual Maduro (SRM), Solo Residual Jovem (SRJ) e Solo Residual com Camadas Reliquiarias (SRJ Cam. Reliq.).

A Tabela 3.6 a seguir resume as principais características do SRM e SRJ de cada Ocorrência desconsiderando as camadas reliquiarias.

Tabela 3.6 - Semelhanças entre os solos residuais excluindo as camadas reliquiarias

| Ocorrência | Modelo - Solo Residual | Solo | Cor | IP (%) | Ativ. Argilas |
|------------|------------------------|--------------------------------|--------------------|---------|---------------|
| 1 | Jovem | areno-siltosa e areno-argilosa | Branco e Vermelho | NP a 47 | 0 a 1,52 |
| 3 | Jovem | areia argilosa | Branco e Vermelho | NP | - |
| 4 | Jovem | Argila siltosa e Silte-arenoso | Marrom Claro | 26 a 38 | 1,35 a 1,81 |
| 2A | Maduro | areia argilosa | Amarelo e Vermelho | 13 a 21 | - |
| | Jovem | areia-siltosa | Amarelo | 7 a 10 | - |
| 2B | Maduro | argila arenosa | - | 16 | 0,33 a 0,43 |
| | Jovem | areia argilosa | - | 12 a 13 | 0,70 a 0,90 |

Observando as características de todas as Ocorrências para os solos residuais jovens, a maioria são constituídas de areias-siltosas ou argilosas, possuem baixa plasticidade e baixa atividade nas argilas.

A Tabela 3.7 a seguir resume as características das camadas reliquias de acordo com a Ocorrências:

Tabela 3.7 - Semelhanças entre as camadas reliquias.

| Oc. | Camadas reliquias | Inclinação das camadas | Ensaio de cisalhamento direto | | |
|-----|-------------------|------------------------|-------------------------------|--------------|-----------------|
| | | | coesão (kPa) | ϕ_p (°) | ϕ_{vc} (°) |
| 1 | Sim | 50° a 80° | 0 a 8 | 20 a 31 | 17 a 25 |
| 3 | Sim | 60° | 20 | 27 | 17 |
| 4 | Sim | Muito variável | 0 a 10 | 12 a 24 | |
| 2A | Sim | Não informado | 12,3 a 36,3 | 34 a 38,7 | |
| 2B | Não | - | 25,8 a 69,1 | 36 a 37 | |

Podemos agrupar as ocorrências 1, 3 e 4 como aquelas que apresentam camadas reliquias de baixa resistência. Já os casos 2A e 2B ou não apresentam tais camadas ou quando apresentam elas não são muito menos resistentes que a matriz de solo residual jovem.

A seguir apresentamos uma Tabela 3.8 que propõe os parâmetros iniciais a ser utilizados nas análises paramétricas baseando-se na Tabela 3.6 e Tabela 3.7.

Tabela 3.8 - Propostas de parâmetros iniciais para a modelagem numérica

| Oc. | Modelo - Solo Residual | Parâmetros de Resistência | Parâmetros de deformabilidade | |
|-----|------------------------|-----------------------------|-------------------------------|------------------------|
| 1 | Maduro | Triaxiais (LIMA, 2007) | Triaxiais (LIMA, 2007) | |
| | Jovem | Triaxiais (PUC, 2003) | Triaxiais (PUC, 2003) | Triaxiais (LIMA, 2007) |
| | Jovem Cam. Reliq. | Cis. Direto (Silva, 2017) | Triaxiais (PUC, 2003) | Triaxiais (LIMA, 2007) |
| 3 | Jovem | Cis. Direto (Ehrlich, 2004) | Triaxiais (LIMA, 2007) | |
| | Jovem Cam. Reliq. | Cis. Direto (Ehrlich, 2004) | Triaxiais (PUC, 2003) | Triaxiais (LIMA, 2007) |
| 2A | Maduro | Triaxiais (LIMA, 2007) | Triaxiais (LIMA, 2007) | |
| | Jovem | Triaxiais (LIMA, 2007) | Triaxiais (LIMA, 2007) | |
| | Jovem Cam. Reliq. | Cis. Direto (LIMA, 2007) | Triaxiais (LIMA, 2007) | |

Legenda: Células cinzas indicam parâmetros no seu local de origem;
Células brancas indicam parâmetros importados de outro local.

4 MODELAGEM NUMÉRICA

O comportamento de obras geotécnicas é complexo e adotam-se diferentes métodos de análise de acordo com o objetivo que se pretende alcançar. O método de equilíbrio limite é utilizado para determinar o nível de segurança quanto a ruptura do projeto. A teoria do equilíbrio limite tem como hipótese a mobilização da resistência de estruturas e do solo sem que seja necessário nenhum tipo de deslocamento (modelo rígido-plástico) (Figura 4.1a). Desta forma é possível determinar os esforços que ocorrem no solo e nas estruturas no momento da ruptura, porém deslocamentos e deformações não são definidos. É impossível modelar regimes de trabalho que estão longe da ruptura. Métodos numéricos consideram o comportamento geomecânico do solo ao considerar a relação tensão-deformação dos solos e das estruturas (Figura 4.1b e Figura 4.1c). Tais métodos possibilitam análises em regimes de ruptura e de trabalho, entretanto necessitam de modelos mais complexos que aumentam muito o esforço computacional e necessitam de mais informações sobre o campo. Cabe ao responsável pelo projeto escolher qual abordagem adotar de acordo com os objetivos iniciais da análise e as informações disponíveis.

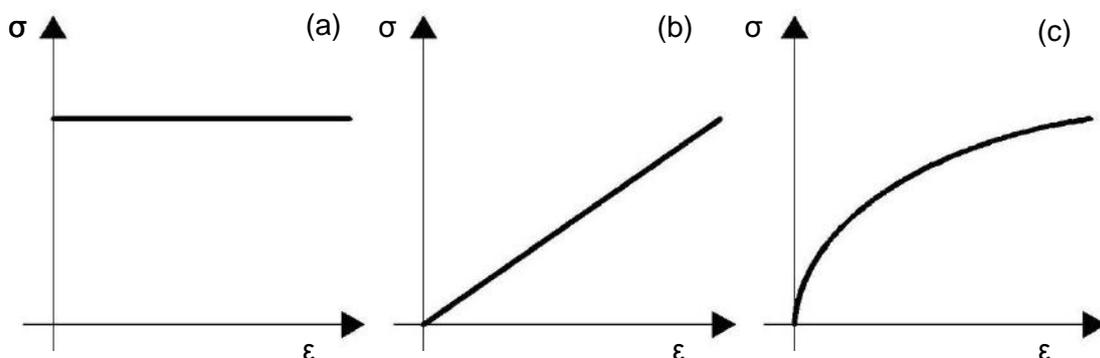


Figura 4.1 - Modelos Constitutivos do Solo: (a) Modelo Rígido-Plástico. (b) Modelo Linear. (c) Modelo não-linear.

Este trabalho, que tem por objetivo fazer uma análise crítica da influência que as camadas reliquias tiveram no comportamento das escavações, utilizou o método numérico de elementos finitos, já que é necessário modelar regimes de comportamento de trabalho e de ruptura. O programa utilizado foi o PLAXIS versão 2015. O estudo teve como base os casos descritos no Capítulo 2.

SILVA (2017) demonstrou a importância do modelo de comportamento tensão-deformação para a descrição do comportamento dos solos no caso específico da Ocorrência 1 considerando a anisotropia natural que o solo possui. IBÁÑEZ (2004)

descreve detalhadamente vários modelos constitutivos disponíveis atualmente. A seguir são apresentados os modelos constitutivos mais utilizados e os disponíveis no programa PLAXIS (BRINKGREVE *et. al.*, 2016).

4.1 Modelos constitutivos

Modelos constitutivos de solo são modelos matemáticos que descrevem o comportamento do solo pela relação tensão-deformação (Figura 4.1). Podemos classificar os modelos em *modelos elástico linear* e *modelos não-lineares*.

O *modelo elástico-linear* é o modelo baseado na Teoria da Elasticidade para três dimensões da Lei de Hooke. A curva de tensão-deformação é linear (Figura 4.1b) e os parâmetros de entrada são o conjunto Módulo de Young ou de Elasticidade (E) e Coeficiente de Poisson (ν) ou Módulo Volumétrico (G) e Módulo Cisalhante (K):

$$\text{Conjunto (E e } \nu\text{): } E = \frac{\Delta\sigma_1}{\varepsilon_1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_1} \quad \nu = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_1}$$

$$\text{Conjunto (G e K): } K = \frac{E}{1-2\nu} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Nos modelos não-lineares podemos descrever o *modelo elástico-plástico com critério de ruptura Mohr-Coulomb* que se comporta de forma elástica até determinado nível de tensão e depois encontra-se em um patamar com comportamento plástico (Figura 4.2).

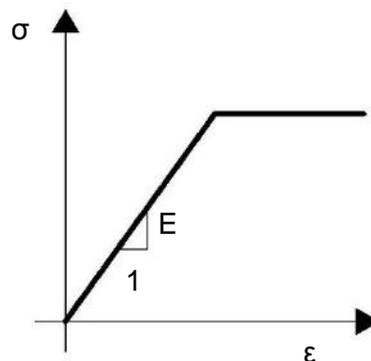


Figura 4.2 - Modelo constitutivo elástico-plástico com critério de ruptura Mohr-Coulomb

Os parâmetros de entrada incluem os parâmetros do Modelo Elástico-Linear, E e ν , e os parâmetros de ruptura Mohr-Coulomb, o ângulo de dilatância (ψ), coesão (c) e ângulo de atrito (φ).

Existe ainda a disponibilidade de se utilizar o *modelo hiperbólico* desenvolvido por KONDNER (1963) e seu aperfeiçoamento realizado pelos autores DUNCAN E CHANG (1970). O funcionamento do modelo possibilita a variação do Módulo de Elasticidade (E) de acordo com a tensão confinante atuante até que E fique nulo quando se iguala à resistência.

DUNCAN e CHANG (1970) chegaram a expressão a seguir para o Módulo de Elasticidade tangente à hipérbole (Figura 4.3):

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

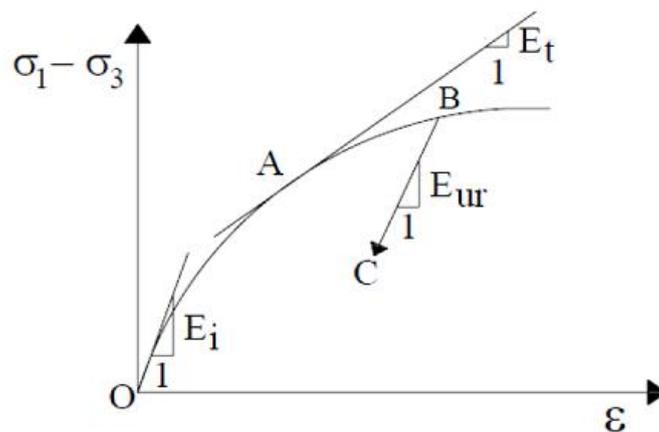


Figura 4.3 - Comportamento tensão-deformação não linear.

Onde R_f é a razão de ruptura, assim a assíntota da hipérbole não se iguala ao patamar da curva tensão-deformação se $R_f < 1$.

O Módulo de Elasticidade inicial, E_i , inclui a dependência com o nível de tensão confinante, σ_3 :

$$E_i = K p_{atm} \left(\frac{\sigma'_3}{p_{atm}} \right)^n$$

Onde K e n são parâmetros adimensionais determinados experimentalmente e p_{atm} é a pressão atmosférica (100 kPa).

Ao se utilizar o critério de ruptura Mohr-Coulomb a equação do Módulo de Elasticidade tangente anterior se reduz a:

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

DUNCAN e CHANG (1970) ainda propuseram que no caso de descarregamento e recarregamento o comportamento é apenas elástico. Nesses casos o valor de E_t é substituído pelo Módulo de Elasticidade de descarregamento-recarregamento, E_{ur} :

$$E_{ur} = K_{ur} p_{atm} \left(\frac{\sigma'_3}{p_{atm}} \right)^n$$

Onde K_{ur} é adimensional e obtido experimentalmente e n é o mesmo valor que o obtido no caso de E_i .

O coeficiente de Poisson (ν) é considerado constante durante todo o cisalhamento em DUNCAN e CHANG (1970)

O *modelo constitutivo de endurecimento de solo* (HSM – *Hardening Soil Model*), descrito por SCHANZ *et. al.* (1999), foi desenvolvido como um aperfeiçoamento do modelo hiperbólico visando uma maior fundamentação teórica. A evolução do modelo o fez considerar a teoria da plasticidade em vez da teoria da elasticidade, inclui a dilatação do solo e introduz uma superfície de escoamento fechada.

Da mesma forma que no modelo hiperbólico, a rigidez do solo varia com o estado de tensões do solo. Isso é feito através das definições do Módulo de Elasticidade a 50% da ruptura, E_{50} , Módulo de Elasticidade de descarregamento e regarregamento, E_{ur} , e o Módulo de Elasticidade Oedométrico, E_{oed} . Estas definições são apresentadas a seguir:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi + \sigma'_3 \operatorname{sen} \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \operatorname{sen} \varphi} \right)^m$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi + \sigma'_3 \operatorname{sen} \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \operatorname{sen} \varphi} \right)^m$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi + \sigma'_1 \operatorname{sen} \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \operatorname{sen} \varphi} \right)^m$$

Onde m é o parâmetro que controla a curvatura da relação entre a rigidez do solo e o confinamento, e $0 < m \leq 1$. Os parâmetros de E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} e E_{oed}^{ref} são os valores de correspondentes a um p^{ref} definido arbitrariamente. Em muitos casos poder-se-á adotar a expressão $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$, sendo inclusive já pré-programado no PLAXIS (BRINKGREVE *et. al.*, 2016).

BRINKGREVE *et. al.* (2016) demonstra que para os casos de ensaios triaxiais drenados de carregamento, a relação entre a tensão desviadora e a deformação axial ξ_1 se aproxima de uma hipérbole (Figura 4.4).

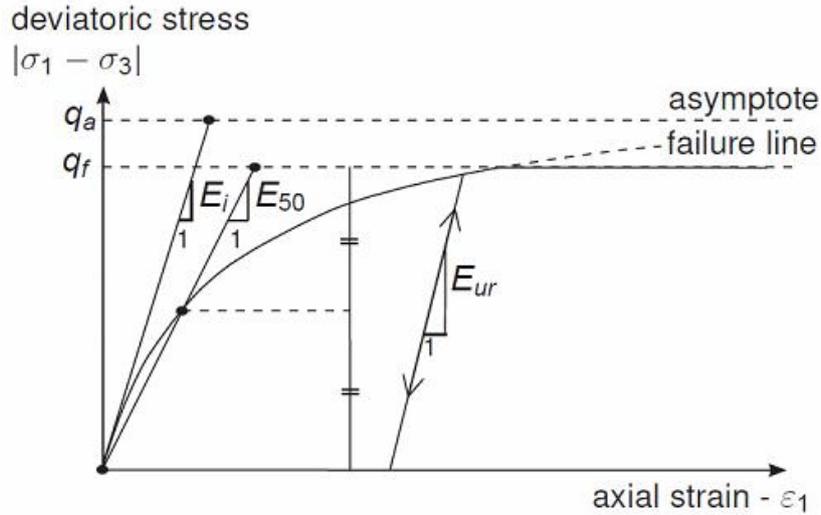


Figura 4.4 - Relação hiperbólica de tensão-deformação para carregamento primário de um ensaio triaxial padrão (BRINKGREVE, 2016).

A superfície de escoamento do modelo incorpora o critério de ruptura Mohr-Coulomb passando por várias superfícies de escoamento, o que dá origem ao endurecimento. A superfície de escoamento é fechada por uma segunda superfície de escoamento para descrever as deformações volumétricas plásticas sob compressão isotrópica. Sendo que esta segunda superfície é controlada pelo módulo oedométrico E_{oed} (Figura 4.5).

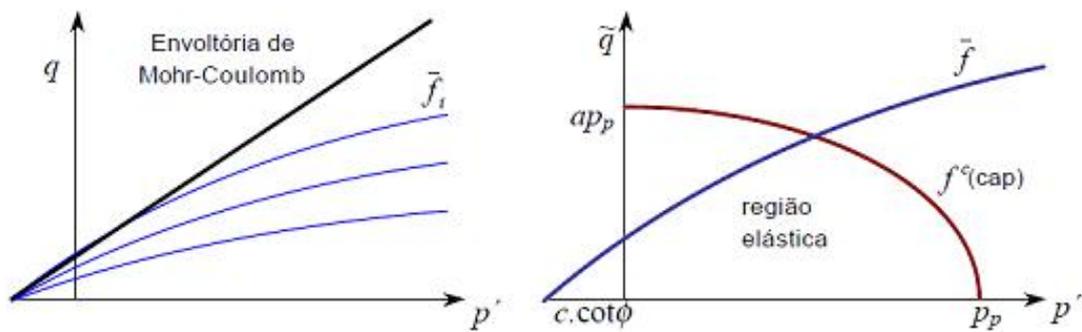


Figura 4.5 - (a) superfícies de escoamento que simulam o endurecimento do solo; (b) fechamento da superfície de escoamento com a segunda superfície. (IBAÑEZ, 2003).

O modelo também permite a simulação do fenômeno da dilatância até atingir grandes deslocamentos onde a variação de volume fica constante (estado crítico). Para isso existe um corte na curva de deformação volumétrica (*cut-off*) (Figura 4.6).

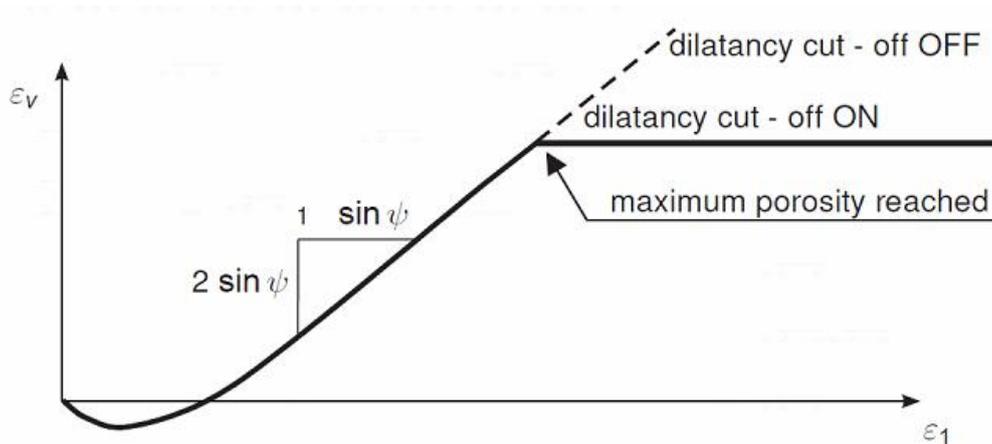


Figura 4.6 - Curva de deformação volumétrica para ensaio triaxial drenado quando se considera o cut-off da dilatância (BRINKGREVE, 2016)

Os parâmetros de entrada para o modelo de endurecimento do solo são apresentados na Tabela 4.1 a seguir junto com recomendações do programa PLAXIS.

Tabela 4.1 - Parâmetros de entrada para o modelo de endurecimento de solo.

| Parâmetro | Descrição | Recomendação do PLAXIS |
|---|---|-----------------------------------|
| Parâmetros de ruptura para o Modelo Mohr-Coulomb | | |
| c' | Coesão efetiva | |
| φ' | Ângulo de atrito efetivo | |
| ψ | Ângulo de dilatância | |
| σ_t | Tensão de corte para tração | |
| Parâmetros básicos para rigidez do solo | | |
| E_{50}^{ref} | Rigidez secante em ensaio triaxial de carregamento | |
| E_{oed}^{ref} | Rigidez tangente para ensaios oedométrico | |
| E_{ur}^{ref} | Rigidez descarregamento/recarregamento | $E_{ur}^{ref} = 3E_{oed}^{ref}$ |
| m | Parâmetro para dependência da rigidez com o nível de tensão | |
| Parâmetros Avançados | | |
| ν_{ur} | Coef. de Poisson para descarregamento-recarregamento | $\nu_{ur} = 0,2$ |
| p^{ref} | Tensão de referência para a rigidez | $p^{ref} = 100 \text{ kPa}$ |
| K_0^{nc} | K_0 – Coef. De empuxo para repouso | $K_0^{nc} = 1 - \text{sen } \phi$ |
| R_f | Razão de ruptura | $R_f = 0,9$ |
| $\sigma_{\text{tensão}}$ | Resistência a tração | $\sigma_{\text{tração}} = 0$ |
| C_{inc} | - | $C_{inc} = 0$ |

4.1.1 Sobre a escolha do modelo constitutivo e a pesquisa realizada para outros métodos

Em seus estudos sobre a Ocorrência 1, SILVA (2017) utilizou dois modelos constitutivos para solos: modelo elástico-plástico com critério de ruptura Mohr-Coulomb e modelo hiperbólico com critério de ruptura Mohr-Coulomb. Suas conclusões foram a de que o modelo elástico-plástico não conseguiu modelar bem o local e não reproduziu as movimentações medidas pelos inclinômetros e as cargas medidas nos grampos. Apenas o modelo hiperbólico obteve bons resultados, já que o módulo de elasticidade é uma função da tensão confinante.

A anisotropia do solo também teve grande influência nos resultados. A região apresenta camadas reliquias que variam de espessuras milimétricas a centimétricas e conforme a escavação era executada, zonas de plastificação eram formadas nas camadas menos resistentes. SILVA (2017) verificou que tais camadas controlam a condição de estabilidade do maciço, mas não determinam as deformações para a Ocorrência 1.

Sabendo da importância de se considerar a variação da rigidez com a tensão confinante e a anisotropia natural do solo, uma procura de modelos constitutivos disponíveis na literatura que considerem esses dois fenômenos foi realizada. Propostas para solos estruturados focando em solos coesivos dos autores KAVVADAS e AMOROSI (2000), KIM (2004) e OURIA (2017). Modelos para argilas anisotrópicas S-CLAY1 e S-CLAY1S já disponíveis no PLAXIS (PLAXIS, 2011). ZHOU, et. al. (2017) propõe um modelo constitutivo de endurecimento cinemático para solos saturados anisotrópicos, entretanto na fase elástica o solo é considerado isotrópico. PIETRUSZEZAK e PANDE (2001) propôs uma descrição de solos anisotrópicos baseados em estrutura multi-laminar, junto com CUDNY (2003) e SCHWEIGER, et. al. (2009). A abordagem multi-laminar assume o solo como um bloco que se comporta elasticamente, transpassado por um número de planos randomicamente orientados onde a deformação plástica ocorre. Baseados nas conclusões de SILVA (2017) para a Ocorrência 1, todos esses modelos não foram escolhidos para a modelagem.

A segunda opção para a escolha dos modelos constitutivos seria programar um modelo próprio que considerasse a variação da elasticidade com a tensão confinante e a anisotropia. Todavia, esse caminho seria extenso e um trabalho completo no nível de uma dissertação de mestrado. Além disso, não cumpriria os objetivos iniciais desta pesquisa.

O modelo constitutivo escolhido foi o *modelo de endurecimento de solo* combinado com um método, descrito na seção seguinte, para considerar a anisotropia.

4.1.2 Método da massa equivalente

A diferença de escala entre os taludes (dezenas de metros) e as camadas reliquias (milimétricas a centimétricas) torna impossível representar com total fidelidade as características das camadas de baixa resistência. O conhecimento da distribuição e persistência dessas características é aproximado e o número de elementos do modelo de elementos finitos seria muito alto na região anisotrópica. Isso tornaria o processo computacional muito custoso.

As camadas reliquias de baixa resistência foram então modeladas na Ocorrência 1 utilizando o artifício de uma massa equivalente homogênea e isotrópica num mesmo alinhamento de regiões retangulares e inclinadas, intercaladas por camadas mais resistentes. A massa equivalente possibilita maior liberdade na representação da mobilização deste conjunto de camadas, já que não se tem rigorosamente a distribuição e persistências destas (SILVA, 2017).

A Figura 4.7 a seguir mostra um exemplo de combinação de uma imagem real do solo da Ocorrências 3 junto com uma projeção de como o artifício da massa equivalente seria aplicado (EHRlich, et. al., 2017).

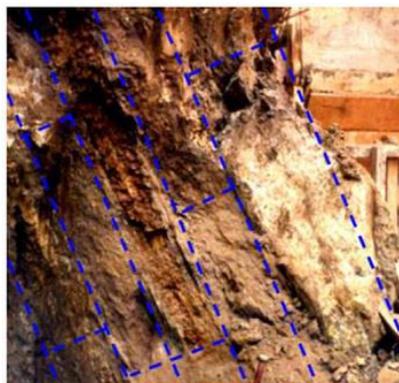


Figura 4.7 - Representação das regiões retangulares inclinadas com larguras (espessuras) e comprimentos (persistências) variáveis (EHRlich et. al., 2017)

Nas aplicações do método da massa equivalente neste trabalho como primeira tentativa de validação dos modelos, a orientação das camadas seguiu as indicações das investigações realizadas, a espessura das camadas foi de 25 cm, a distância entre camadas foi de aproximadamente 1,75 m e a persistência por todo solo residual jovem. A região com camadas também se concentrou na face do talude escavado (Figura 4.8).

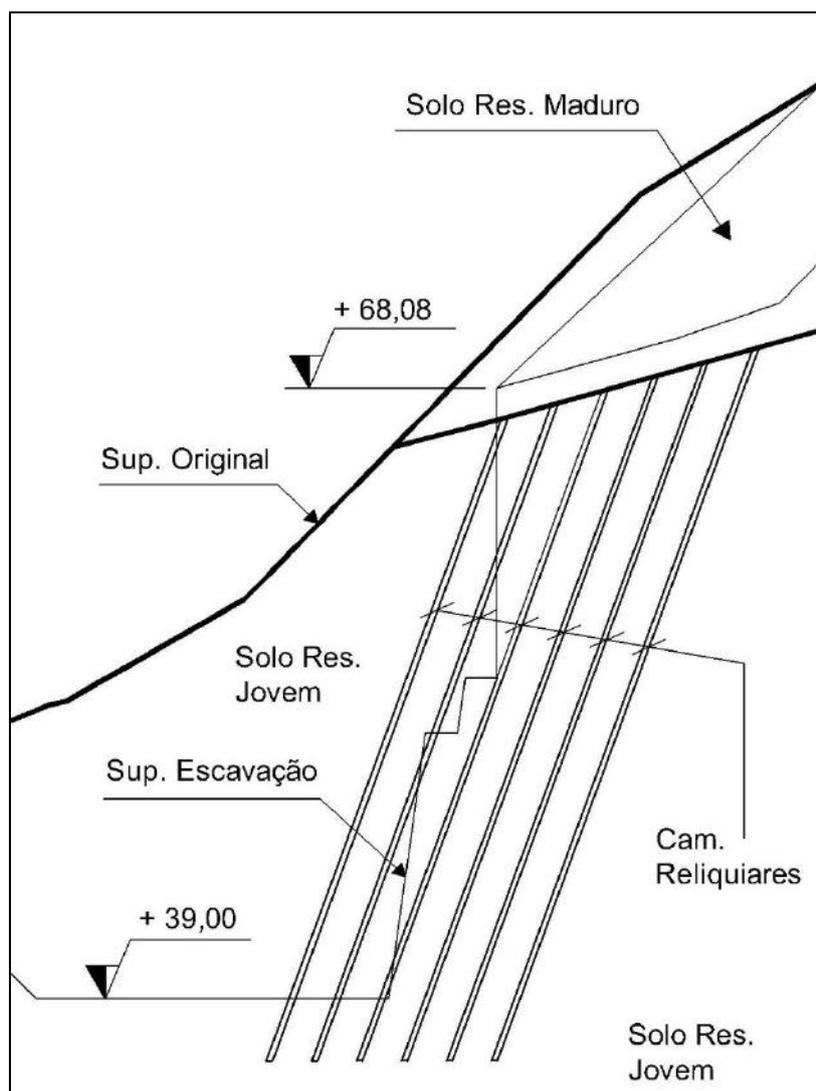


Figura 4.8 - Croqui representando a distribuição de camadas reliquiárias nos modelos.

4.2 Validação da Ocorrência 1

A Ocorrência 1 é composta por uma escavação de 31 metros de altura em solo residual de gnaiss-migmatito. SILVA (2017) realizou análises numéricas do local utilizando o modelo constitutivo hiperbólico DUNCAN E CHANG (1970) e o artifício da massa equivalente. Para isso utilizou o programa SIGMA/W e obteve resultados satisfatórios. O objetivo dessa validação é verificar se a utilização do modelo de endurecimento de solos com o programa PLAXIS atinge os mesmos resultados, e assim utilizar as mesmas ferramentas nas outras Ocorrências.

4.2.1 Parâmetros do solo

Os parâmetros de ruptura e deformabilidade utilizados na validação foram estabelecidos de acordo com os ensaios disponíveis, os mesmos de SILVA (2017).

No modelo numérico adotou-se 3 tipos de solos: Solo Residual Maduro (SRM), Solo Residual Jovem (SRJ), que combina as camadas reliquias mais resistentes, e Solo Residual Jovem camadas reliquias (SRJ cam. Reliq.) representando as camadas reliquias mais fracas. A seguir discriminados os parâmetros para cada solo e sua fonte de origem (Tabela 4.2):

Tabela 4.2 – Origem dos parâmetros de resistência e deformabilidade da Ocorrência 1.

| Parâmetros | Tipo | SRM | SRJ | SRJ cam. Reliq. |
|-----------------|-------------------------------|-----------------------|--|------------------------------------|
| ruptura | γ (kN/m ³) | 18 | 20 | 18,5 |
| | Φ (°) | 25 | 36 | 25 |
| | c (kPa) | 27 | 87,5 | 0 |
| | Fonte | Triaxiais LIMA (2007) | Triaxiais PUC (2003) | Cis. Direto EHRlich e SILVA (2015) |
| deformabilidade | ν | 0,33 | 0,34 | 0,34 |
| | $E \times \sigma_c$ | Figura 4.9 | | |
| | Fonte | Triaxiais LIMA (2007) | Triaxiais LIMA (2007) e Triaxiais PUC (2003) | Triaxiais LIMA (2007) |

Os parâmetros de deformabilidade foram determinados pela relação $E_{50} \times \sigma_c$, a mesma utilizada por SILVA (2017). Porém, os parâmetros do modelo de endurecimento de solo são diferentes do modelo hiperbólico. Em ensaios triaxiais drenados de carregamento, a curva do modelo de endurecimento se reduz a uma hipérbole (BRINKGREVE, 2016), assim foi possível combinar os parâmetros de deformabilidade entre o modelo hiperbólico e o modelo de endurecimento de solo.

A Figura 4.9 a seguir contém a correspondência entre os limites de deformabilidade estabelecidos pela análise paramétrica com o modelo hiperbólico. No Solo Residual Jovem, uma nuvem de pontos foi feita com ensaios realizados nesse solo e limites superiores e inferiores foram atribuídos, o mesmo foi feito para o Solo Residual Maduro. A análise paramétrica foi realizada e as retas ideais de deformabilidade são de acordo com SILVA (2017):

- Solo Residual Jovem: a reta média entre o Limite Superior e Inferior SRJ;
- Solo Residual Jovem Cam. Reliquiar: Limite Inferior do SRJ;
- Solo Residual Maduro: Limite Superior do SRM.

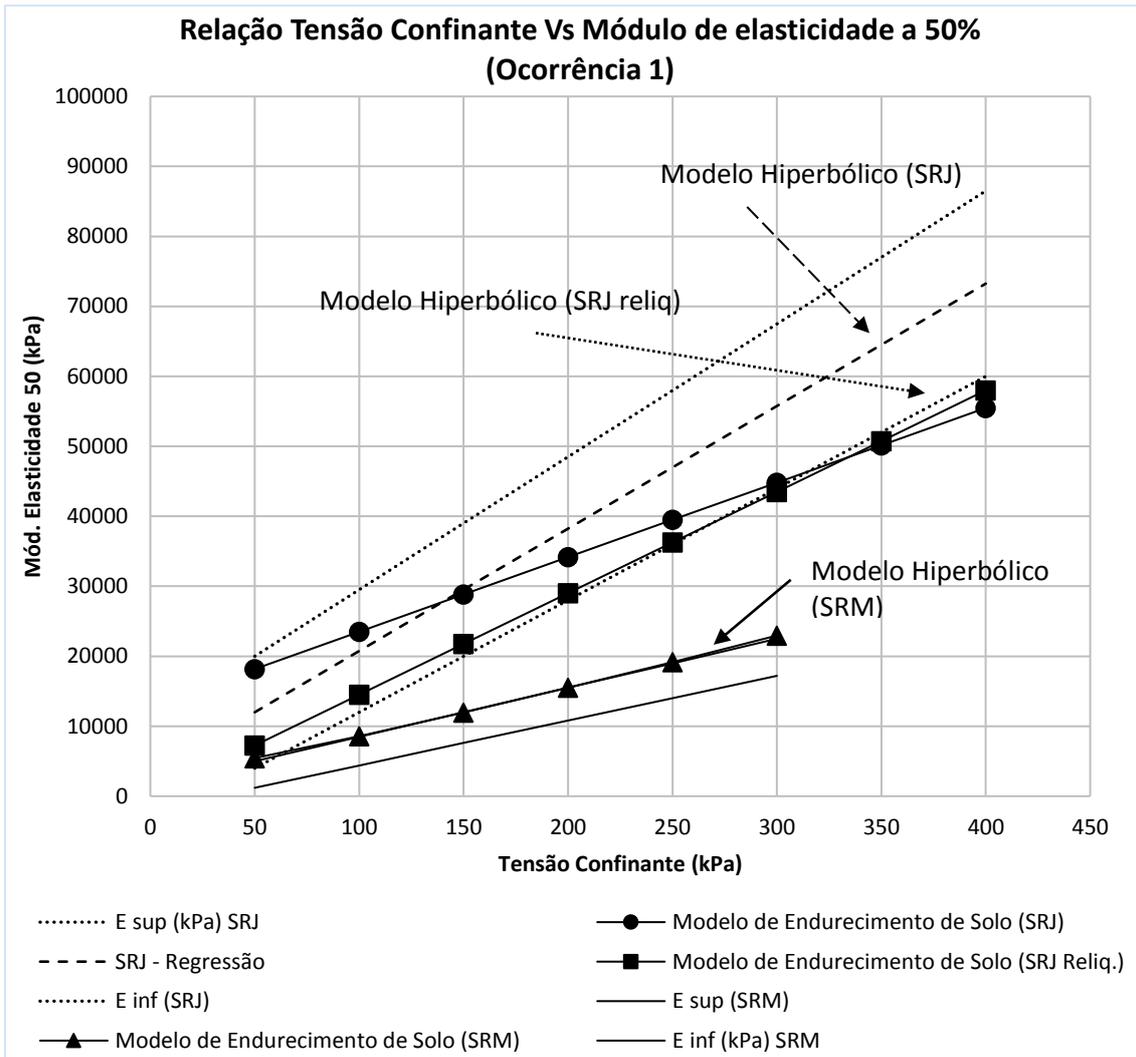


Figura 4.9 – Relação $E_{50} \times \sigma_c$ para a Ocorrência 1.

A correspondência para o Solo Residual Maduro e o Solo Residual Jovem Camadas Reliquiarias foi quase exata, o mesmo não ocorreu com o Solo Residual Jovem (Figura 4.9). No modelo de endurecimento de solo a curva no gráfico $E_{50} \times \sigma_c$ é controlada pela equação:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi + \sigma_3' \operatorname{sen} \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \operatorname{sen} \varphi} \right)^m$$

O parâmetro m controla a curvatura. Se o valor de m for igual a 1, a curva é reduzida a uma reta, assim:

$$E_{50} = \frac{E_{50}^{ref} \cdot c \cos \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \operatorname{sen} \varphi} + \frac{E_{50}^{ref} \cdot \operatorname{sen} \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \operatorname{sen} \varphi} \cdot \sigma_3'$$

Onde a primeira parcela é o intercepto da reta no eixo y, e o fator que multiplica σ'_3 é o coeficiente angular da reta. Ambos são função de c , ϕ e E_{50}^{ref} . Os parâmetros c e ϕ foram determinados nos ensaios triaxiais anteriormente. Não foi possível encontrar a mesma reta do modelo hiperbólico (SRJ) apenas variando E_{50}^{ref} . Tentativas de compatibilização variando c , ϕ , E_{50}^{ref} e m foram feitas, mas os resultados foram insatisfatórios, pois c e ϕ necessários eram diferentes dos obtidos dos ensaios triaxiais. Optou-se por manter c e ϕ obtidos em laboratório e variar E_{50}^{ref} de forma a compatibilizar as duas retas na região de baixa a média tensão confinante, região de tensão confinante que possui mais influência na estabilidade. Desta forma, para tensões confinantes de 0 a 100 kPa, o modelo é ligeiramente mais rígido, e para tensões maiores que 200 kPa se apresenta menos rígido. No Apêndice 7.1 encontram-se os parâmetros e gráficos comparativos dos modelos hiperbólicos e de endurecimento de solo para os três tipos de solo. A Tabela 4.3 resume as tentativas de compatibilização.

Tabela 4.3 - Descrição das tentativas de compatibilização da deformabilidade do Modelo Hiperbólico e do Modelo de Endurecimento de Solo.

| Tentativas de compatibilização de deformabilidade | | | | | |
|---|------------------|------------|------------------------------|---|--|
| Nº | Parâmetros | | | m | Conclusão |
| | c (kPa) | ϕ (°) | E_{50}^{ref} (kPa) | | |
| 1 | Ensaio triaxiais | | Variação | 1 | Impossível compatibilização total |
| 2 | | | Variação | | Reta de deformabilidade compatibilizada, mas houve grande alteração nos resultados, já que os parâmetros de resistência diferiram muito dos obtidos dos ensaios triaxiais. |
| 3 | Ensaio triaxiais | | Variação para baixas tensões | 1 | Reta de deformabilidade compatibilizada para baixas tensões, o modelo foi validado |

Na Tabela 4.4 estão resumidos os parâmetros utilizados na validação com modelo de endurecimento de solo.

Tabela 4.4 - Parâmetros de validação para os solos no modelo de endurecimento de solos para Ocorrência 1.

| Parâmetro | SRM | SRJ | SRJ cam. Reliq. |
|-------------------------------------|--------|--------|-----------------|
| γ_{nat} (kN/m ³) | 18,0 | 20,0 | 18,5 |
| γ_{sat} (kN/m ³) | 18,0 | 20,0 | 18,5 |
| c' (kPa) | 27,0 | 87,5 | 1 |
| Φ (°) | 25,0 | 36,0 | 25 |
| Ψ (°) | 0,0 | | |
| σ_t | 0,0 | | |
| E_{50}^{ref} (kPa) | 8600 | 23500 | 14500 |
| $E_{50\ oed}^{ref}$ (kPa) | 8600 | 23500 | 14500 |
| $E_{50\ ur}^{ref}$ (kPa) | 25800 | 70500 | 43500 |
| m | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| ν_{ur} | 0,2 | | |
| p^{ref} | 100 | | |
| K_0^{nc} | 0,5774 | 0,4122 | 0,5774 |
| R_f | 0,9 | | |
| $\sigma_{tens\tilde{a}o}$ | 0 | | |

4.2.2 Parâmetros das estruturas

As estruturas que existem nessa Ocorrência incluem os conjuntos de grampos e concreto projetado, ancoragens e paramento de concreto. A modelagem numérica foi realizada na forma bidimensional então algumas considerações devem ser esclarecidas para a definição dos parâmetros das estruturas.

4.2.2.1 Grampos

Os grampos utilizados no local foram instalados em furos com diâmetro de 75 mm e utilizam barras de aço CA50 de 32 mm de diâmetro. O comprimento variando entre 10 a 12 m e com espaçamento horizontal de 1,5 m.

Elementos estruturais compostos por dois materiais (aço e calda de cimento) são modeladas no PLAXIS utilizando o elemento estrutural “plate”. Como parâmetro de entrada é necessário conhecer as propriedades de rigidez à flexão e rigidez axial do elemento. Isso é feito calculando-se um módulo de elasticidade ponderado (E_{pond}), entre o aço e a calda de cimento com uma média ponderada das propriedades geométricas e elásticas. Nota-se que essa hipótese é válida somente para pequenas deformações na qual não ocorrem trincas da nata de cimento.

$$E_{pond} = \frac{E_{aço} \cdot A_{aço} + E_{calda} \cdot A_{calda}}{A_{aço} + A_{calda}}$$

Ao definir um grampo como elemento “plate” deve-se incluir o espaçamento horizontal (S_h) que existe entre os grampos. Isso é feito pela razão entre E_{pond} e S_h .

$$E_{eq} = \frac{E_{pond}}{S_h}$$

As características e parâmetros de entrada do grampo encontram-se na Tabela 4.5. A validação foi feita sob regime de trabalho, logo admitiu-se aderência perfeita entre o solo e grampo e para isso não se fez uso de elementos de interface. Para garantir a tração nula na extremidade final do grampo, nesse local foi atribuído um elemento de pequeno comprimento (aproximadamente 10 cm) com rigidez baixa. De acordo com DANTAS E EHRLICH (2001) esse artifício não altera os esforços máximos no grampo e assegura pequenas tensões na extremidade final. Para simular a ligação do grampo com o concreto projetado, a região da conexão possui características diferentes da do resto do grampo. O cálculo dessa região considerou apenas as características da barra de aço de forma a garantir que a conexão seja apenas parcial, ou seja, a rigidez axial e de flexão é uma fração da do grampo.

Tabela 4.5 - Parâmetros de entrada dos grampos da Ocorrência 1.

| Grampo | | | Grampo (conexão) | |
|---|---|------------|-------------------------------------|-------------|
| Furo de 75 mm | | | | |
| Barra CA50 32 mm | | | Barra CA50 32 mm | |
| Esp. Horiz. (S_h): 1,5 m | | | Esp. Horiz. (S_h): 1,5 m | |
| I (m ⁴) | $\pi.D^4/64$ | 0,00000155 | I (m ⁴) | 0,000000051 |
| A_{grampo} (m ²) | $\pi.D_{bulbo}^2/4$ | 0,00442 | A_{grampo} (m ²) | |
| $A_{aço}$ (m ²) | $\pi.D_{aço}^2/4$ | 0,000804 | $A_{aço}$ (m ²) | 0,000804 |
| A_{calda} (m ²) | | 0,00361 | A_{calda} (m ²) | |
| $E_{aço}$ (kPa) | | 210000000 | $E_{aço}$ (kPa) | 210000000 |
| E_{calda} (kPa) | | 25000000 | E_{calda} (kPa) | |
| E_{pond} (kPa) | | 58666358 | E_{pond} (kPa) | 210000000 |
| E_{eq} (kPa) | | 39110905 | E_{eq} (kPa) | 140000000 |
| “Plate” - Parâmetros PLAXIS: | | | “Plate” - Parâmetros PLAXIS: | |
| EA (kN/m) | | 172870 | EA (kN/m) | 112560 |
| EI (kN.m ² /m) | | 60,62 | EI (kN.m ² /m) | 7,21 |
| v | | 0,3 | v | 0,3 |
| w (kN/m/m) | $(\gamma_c - \gamma_s).e = (25-18).0,1$ | 0,7 | w (kN/m/m) | 0,7 |
| Tensão de escoamento (kN/mm²) | | | Carga de escoamento (kN) | |
| 0,50 | | | 402,1 | |
| Tensão de ruptura (kN/mm²) | | | Carga de ruptura (kN) | |
| 0,55 | | | 442,3 | |

4.2.2.2 Ancoragens

As ancoragens foram instaladas em furos de 10 cm de diâmetro e utilizaram aço mono barra DYWIDAG ST 85/105 com diâmetro de 32 mm. O comprimento livre é variável e os bulbos possuem de 6 a 8 m de comprimento. As âncoras foram submetidas a dois tipos de cargas de trabalho: 350 kN e 200 kN. Ambas possuíram como carga de incorporação 80% da carga de trabalho: 280 kN e 160 kN, respectivamente. O espaçamento horizontal entre as ancoragens foi de 2,6 m.

O elemento estrutural atribuído ao “trecho livre” foi o “Anchor” e para o “bulbo” foi o “Embedded beam row”. O programa PLAXIS já considera o espaçamento horizontal em seus parâmetros de entrada, não sendo necessário calcular uma rigidez equivalente. Os parâmetros de entrada encontram-se na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Parâmetros de entrada das ancoragens da Ocorrência 1.

| Bulbo | | Trecho Livre | |
|---|-----------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|
| Furo de 10 cm | | | |
| mono barra DYWIDAG ST 85/105 de 32 mm | | | |
| Esp. Horiz. (S_h): 2,60 m | | | |
| Carga de Trabalho: 350 kN / 200 kN | | | |
| Carga de Incorporação: 280 kN / 160 kN | | | |
| I (m ⁴) | $\pi \cdot D^4 / 64$ | 0,00000490875 | |
| A _{bulbo} (m ²) | $\pi \cdot D_{bulbo}^2 / 4$ | 0,007854 | |
| A _{aço} (m ²) | $\pi \cdot D_{aço}^2 / 4$ | 0,00080425 | A _{aço} (m ²) |
| A _{calda} (m ²) | | 0,007049 | 0,00080425 |
| E _{aço} (kPa) | | 210000000 | E _{aço} (kPa) |
| E _{calda} (kPa) | | 25000000 | 210000000 |
| E _{pond} (kPa) | | 52920000 | E _{pond} (kPa) |
| | | | 210000000 |
| “Embedded beam row” - Parâmetros PLAXIS: | | “Anchor” - Parâmetros PLAXIS: | |
| E (kPa) | | 52920000 | EA (kN) |
| | | | 168892 |
| γ (kN/m ³) | | 25 | Pré-Tens. (kN) |
| | | | 280 e 160 |
| D (m) | | 0,1 | S_h (m) |
| | | | 2,60 |
| S_h (m) | | 2,60 | |
| Tensão de escoamento (kN/mm²) | | Carga de escoamento (kN) | |
| 0,85 | | 684 | |
| Tensão de ruptura (kN/mm²) | | Carga de ruptura (kN) | |
| 0,105 | | 845 | |

4.2.2.3 Face em concreto projetado e paramento de concreto armado

A face em concreto projetado, com espessura de 10 cm, foi aplicada em combinação com o solo grampeado. O paramento de concreto armado, com espessura de 30 cm, foi aplicado em combinação com as ancoragens. Para ambas as estruturas foi atribuído o elemento “Plate” (Tabela 4.7).

Tabela 4.7 - Parâmetros de entrada para o concreto projetado e para o paramento de concreto armado da Ocorrência 1.

| Concreto Projetado | | | Paramento de Concreto Armado | |
|------------------------------|---|------------|------------------------------|----------|
| Espessura de 10 cm | | | Espessura de 30 cm | |
| I (m ⁴) | b.h ³ /12 | 0,00008333 | I (m ⁴) | 0,00225 |
| A (m ²) | b.h | 0,1 | A (m ²) | 0,3 |
| E _{conc.proj} (kPa) | | 25000000 | E _{conc} (kPa) | 35000000 |
| “Plate” - Parâmetros PLAXIS: | | | “Plate” - Parâmetros PLAXIS: | |
| EA (kN/m) | | 2500000 | EA (kN/m) | 10500000 |
| EI (kN.m ² /m) | | 2083 | EI (kN.m ² /m) | 78750 |
| v | | 0,3 | v | 0,3 |
| w (kN/m/m) | (γ _c -γ _s).e = (25-18).0,1 | 0,7 | w (kN/m/m) | 2,1 |

Antes do começo da escavação para a instalação da cortina ancorada, simulou-se a cravação de estacas raiz no local da cortina. Essas estacas funcionam como a fundação dos painéis da cortina como sugerido por GERSCOVICH *et al*, 2016. Os parâmetros de entrada das estacas raiz foram os mesmos dos grampos (Tabela 4.5).

4.2.3 Processo de escavação

O processo de escavação tem importância fundamental na modelagem do problema. As variáveis numa escavação são: (i) altura de escavação antes da instalação da estrutura estabilizante; (ii) ordem da instalação da proteção superficial e da estrutura; (iii) escavação plena por todo patamar; (iv) escavação em nichos.

Idealmente, a altura de escavação antes da instalação da estrutura estabilizante deve ser mínima o suficiente para a movimentação dos equipamentos de instalação da estrutura. Por outro lado, não pode ser muito profunda para mobilizar demais o maciço e causar grandes movimentações ou até a ruptura.

A ordem de instalação da proteção superficial e estrutura depende da técnica utilizada. Em cortinas ancoradas o paramento de concreto é instalado primeiro para que ocorra a protensão da ancoragem. No solo grampeado a instalação do grampo pode ser efetuada primeiro.

A escavação plena por todo patamar pode ser simulada em um modelo de duas dimensões. O mesmo não ocorre com uma escavação em nichos, que só pode ser modelada em um modelo com três dimensões.

Na Ocorrência 1 a altura de escavação antes da instalação foi padronizada como 80 cm de altura e a ordem de instalação da proteção foi feita de acordo com a técnica: grampeamento ou cortina ancorada (Figura 4.10). A execução do solo grampeado foi feita com escavação em nichos, mas o modelo de escavação foi considerado como pleno por limitações do modelo 2D.

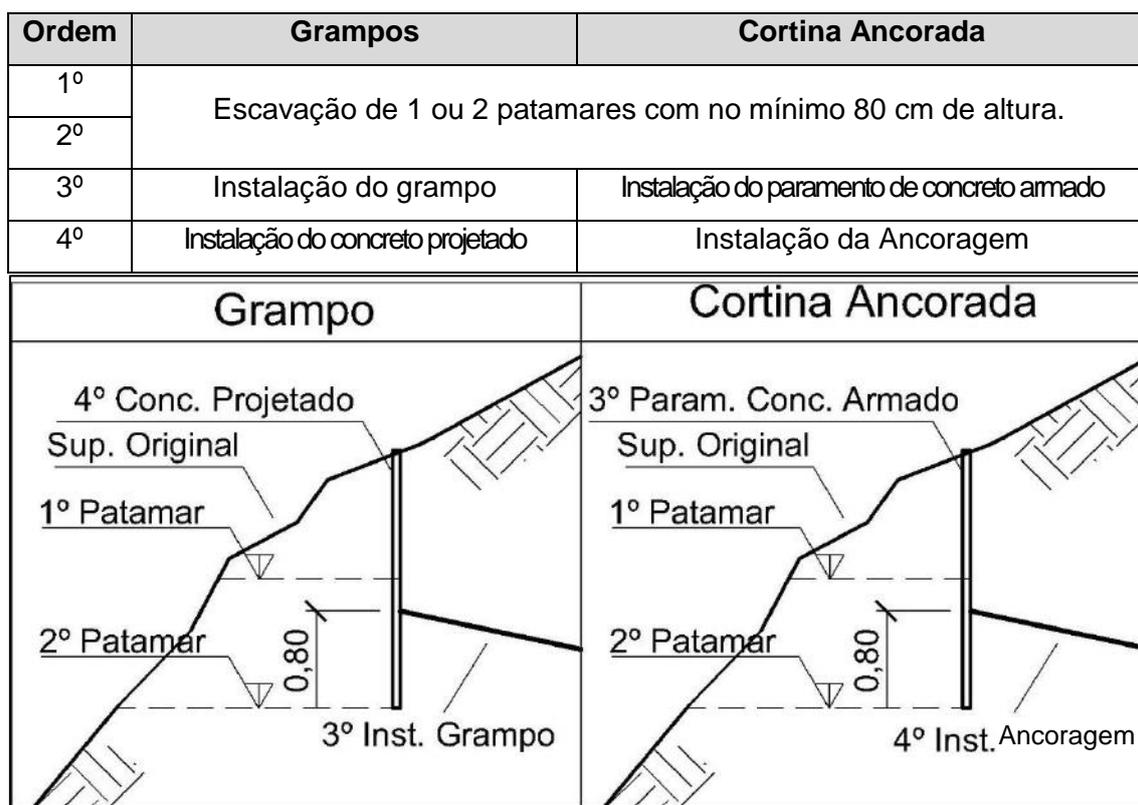


Figura 4.10 - Ordem de instalação das estruturas para os grampos e para a cortina ancorada na Ocorrência 1.

4.2.4 Resultados

Na Ocorrência 1 duas seções foram analisadas: seção I1/I2 (H = 22,40 m de contenção e inclinação das camadas reliquias de 58°) e seção I3/I4 (H = 28,65 m de contenção e inclinação das camadas reliquias de 70°). As duas seções possuem dois inclinômetros cada, mas apenas a seção I3/I4 possuem *strain-gauges* em 6 níveis de grampos.

Na seção I1/I2 duas modelagens foram testadas e as diferenças entre as duas se deu na inclinação das camadas reliquias. Na modelagem 1 as camadas reliquias terminam na cota do fundo de escavação e na modelagem 2 as camadas se estendem até 8 m de profundidade além do fundo de escavação. (Figura 4.11)

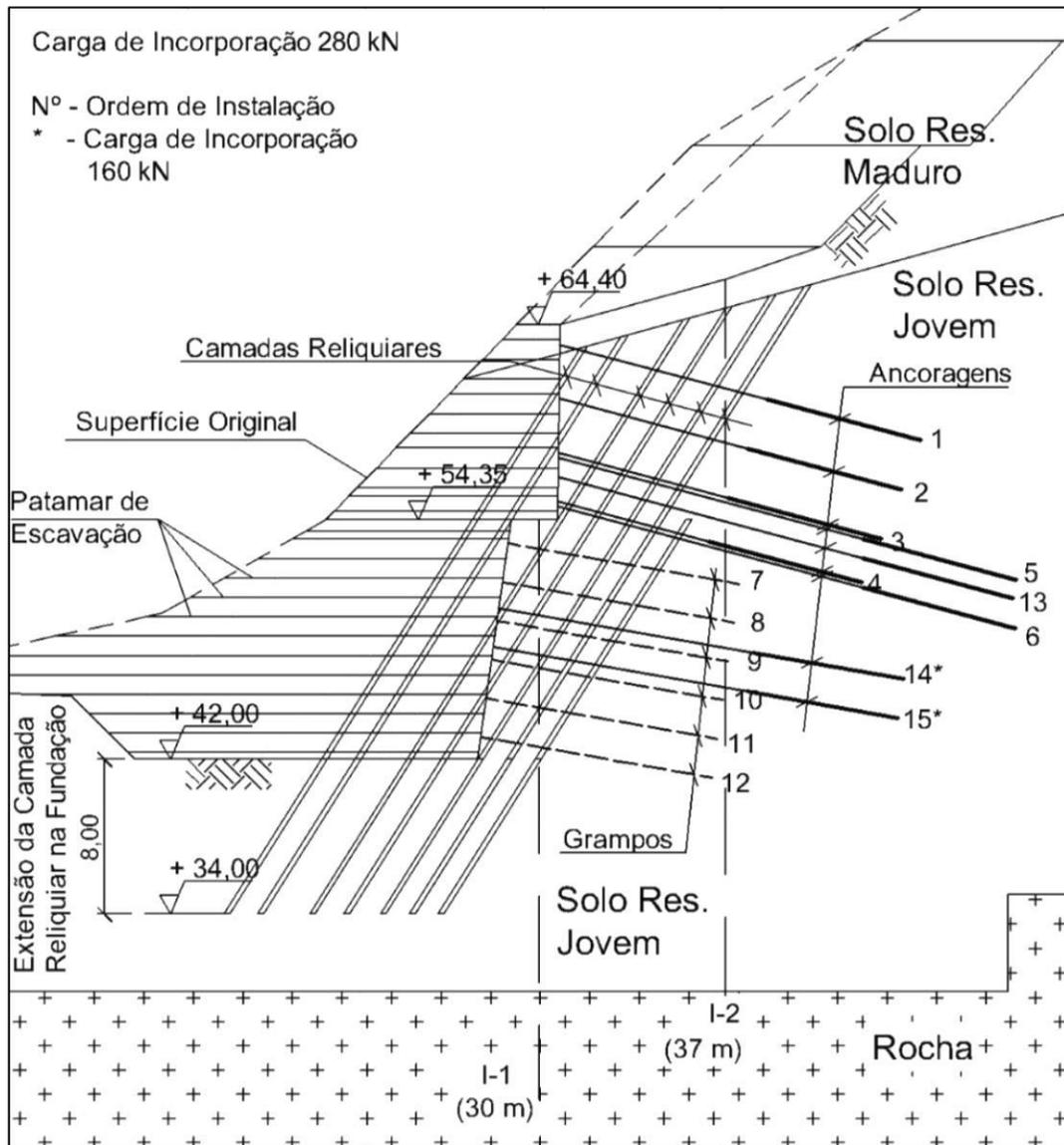


Figura 4.11 - Croqui com a seção I1/I2 da Ocorrência 1.

A Figura 4.12 mostra a malha de elementos finitos utilizadas na análise. A Figura 4.13 contém detalhes da malha, como a região da face de escavação e a distribuição de elementos em uma camada.

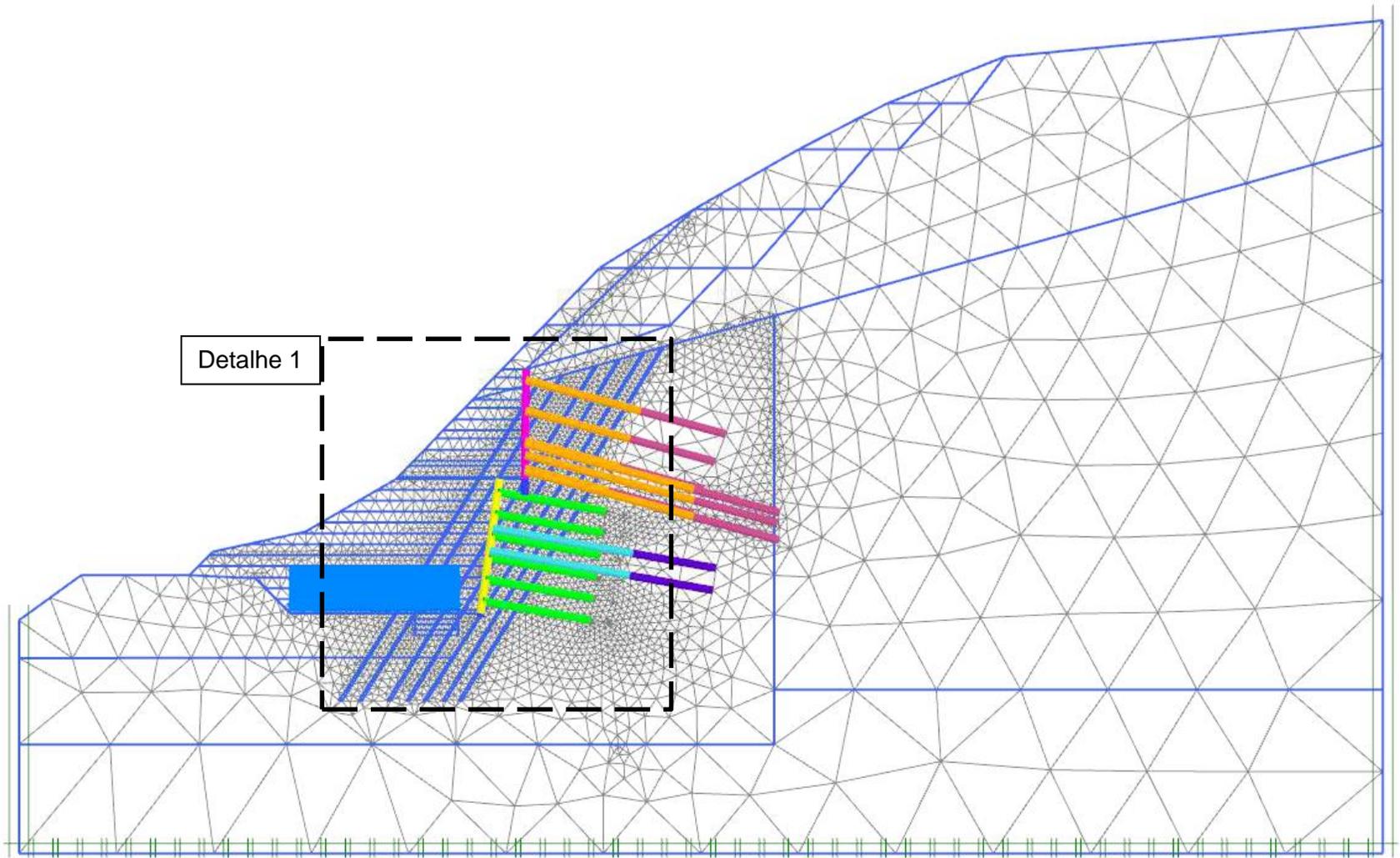


Figura 4.12 - Malha de elementos finitos da seção I1/I2 da Ocorrência 1.

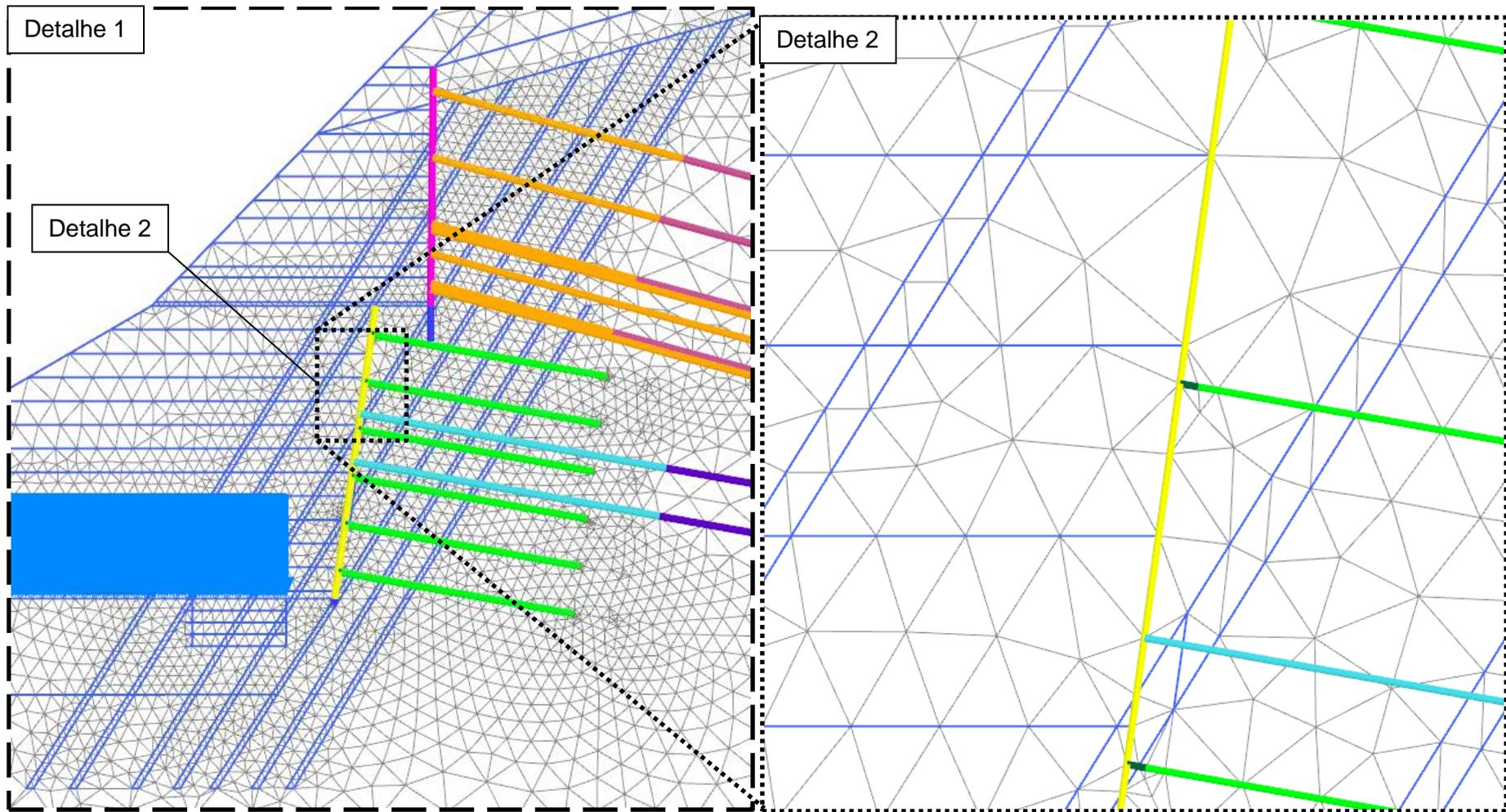


Figura 4.13 - Detalhes da malha de elementos finitos: (Detalhe 1) região da face de escavação; (Detalhe 2): elementos distribuídos em uma camada.

Os inclinômetros não foram instalados desde o início da escavação, mas apenas após o fim da construção da cortina ancorada, durante a paralisação da obra. Na Tabela 4.8 a seguir encontram-se as datas de instalação e leitura, a cota de escavação no momento e a fase equivalente no PLAXIS.

Tabela 4.8 - Datas de instalação e leitura para os inclinômetros I1 e I2 da Ocorrência 1.

| Inclinômetros | I1 | I2 |
|--------------------------------------|---|---|
| Data de Instalação | 16/06/2005 | 07/03/2005 |
| Cota de escavação | Entre 49,0 e 50,0 | 54,3 |
| Observação | Fim da Instalação do Grampo 2 | Entre o Fim da Cortina e o Começo do Grampeamento |
| Equivalente à fase no Plaxis: | ConcProj_Grampo2 [Phase 34] | Equilíbrio das Âncoras 5 e 6 [Phase 25] |
| Data da Leitura Final | 12/10/2005 | |
| Cota de escavação | 42,0 | |
| Observação | Imediatamente após o fim da escavação do solo grampeado, mas antes dos reforços de novas ancoragens | |
| Equivalente à fase no Plaxis: | ConcretoProj_Final [phase 52] | |

Os resultados para os inclinômetros I1 e I2 são apresentados a seguir (Figura 4.14). Para o inclinômetro I1 a modelagem 1, sem camada reliquiar na fundação, se aproximou da modelagem realizada por SILVA (2017) e a forma da curva é próxima daquela obtida pela instrumentação. Entretanto, a instrumentação demonstra que a movimentação ocorreu em uma profundidade maior, indicando que provavelmente a deformabilidade na região de fundação é maior do que o modelado. A modelagem 2 visou testar essa hipótese inserindo camadas reliquiares na fundação. Os resultados se aproximaram ainda mais da instrumentação confirmando a hipótese.

Para o inclinômetro I2, a modelagem 1 se aproximou bastante dos resultados de SILVA (2017) e da instrumentação, mas com valores ligeiramente maiores. A modelagem 2 apresenta a forma de sua curva semelhante com todas as anteriores, mas seus valores são maiores.

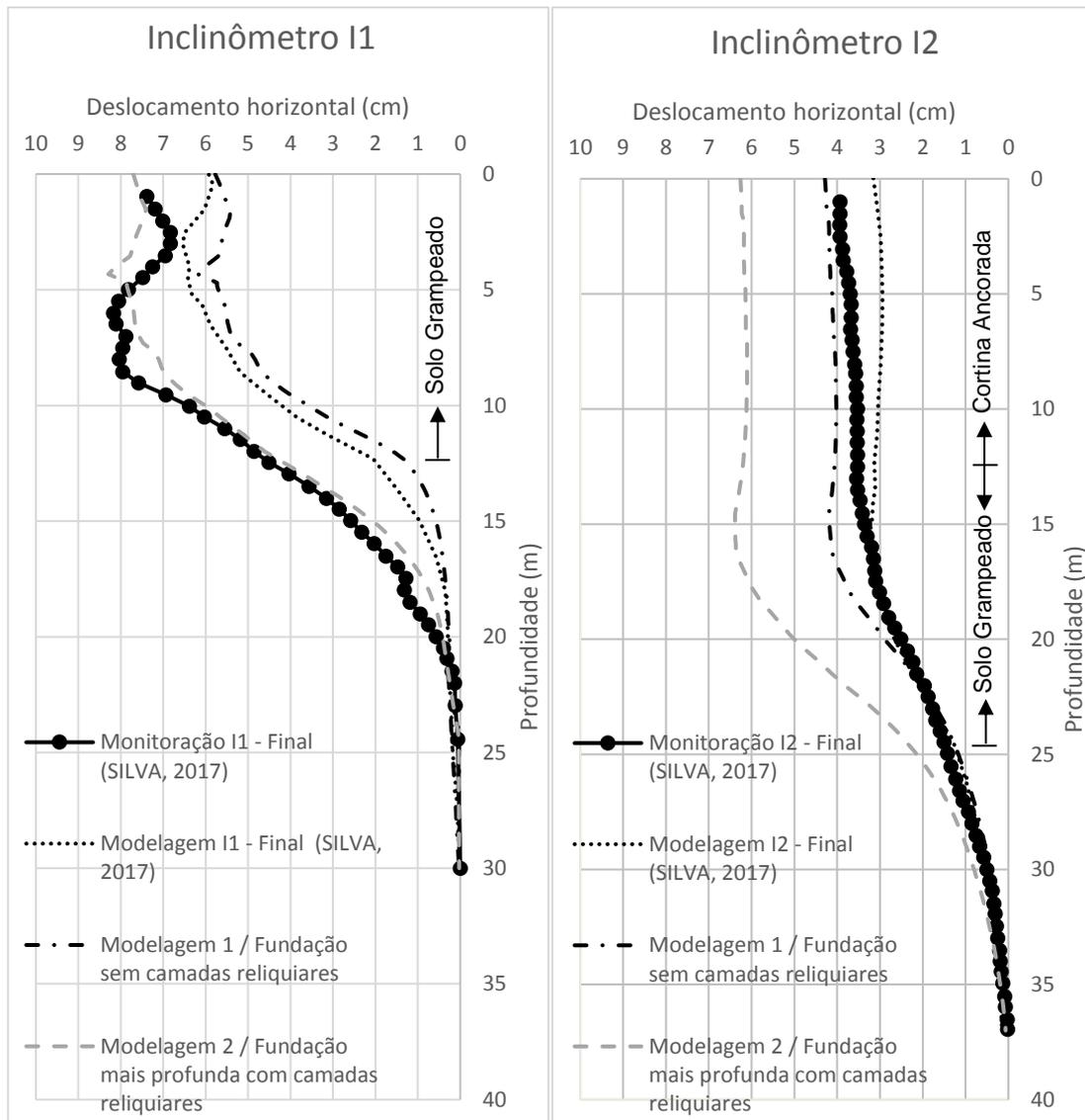


Figura 4.14 - Resultados para os inclinômetros I1 e I2 da Ocorrência 1.

O inclinômetro I2 está instalado mais a montante no talude e em uma região de maior confinamento. O modelo de endurecimento de solo para o solo residual jovem se encaixou bem para a região de baixo confinamento, mas para maiores tensões confinantes seu comportamento é menos rígido. Isso explica o porquê o deslocamento das duas modelagens serem maiores do que aquele obtido por SILVA (2017). Para a modelagem 2 ainda se acumulou o fato de possuir uma fundação com camadas reliquiarias.

Os dois modelos testados, todavia, conseguem simular o comportamento dos inclinômetros na seção I1/I2, a forma da curva dos modelos ficou semelhante à da instrumentação, e a movimentação foi bem representada.

A seção I3/I4 está apresentada na Figura 4.15.

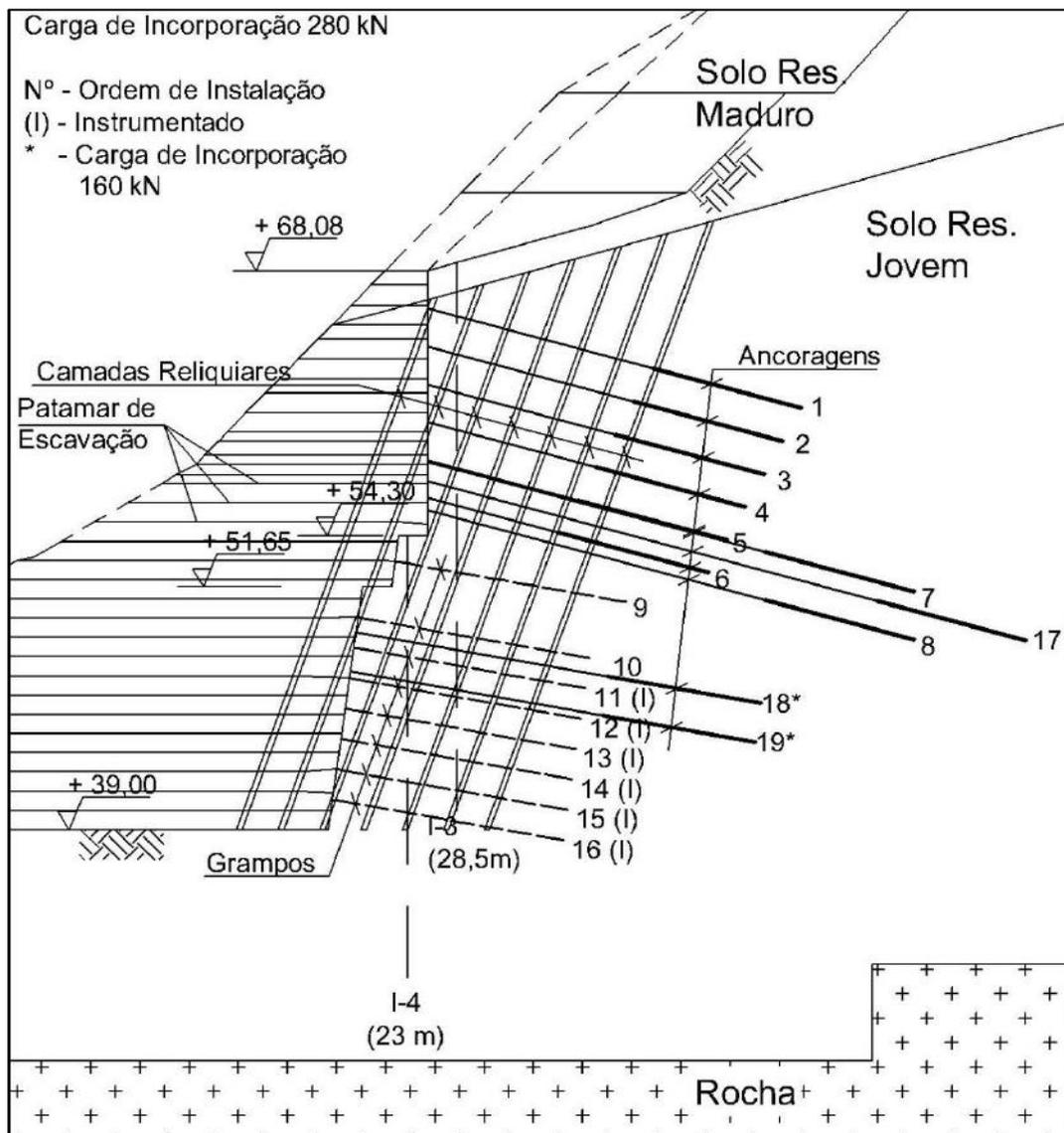


Figura 4.15 - Croqui com a seção I3/I4 da Ocorrência 1

A Figura 4.16 mostra a malha de elementos finitos utilizadas na análise. A Figura 4.17 contém detalhes da malha, como a região da face de escavação e a distribuição de elementos em uma camada.

Os inclinômetros desta seção também não foram instalados desde o início da escavação, mas apenas após o fim da construção da cortina ancorada, já durante a execução do solo grampeado. Na Tabela 4.9 encontram-se as datas de instalação, a cota de escavação no momento e a fase equivalente no PLAXIS.

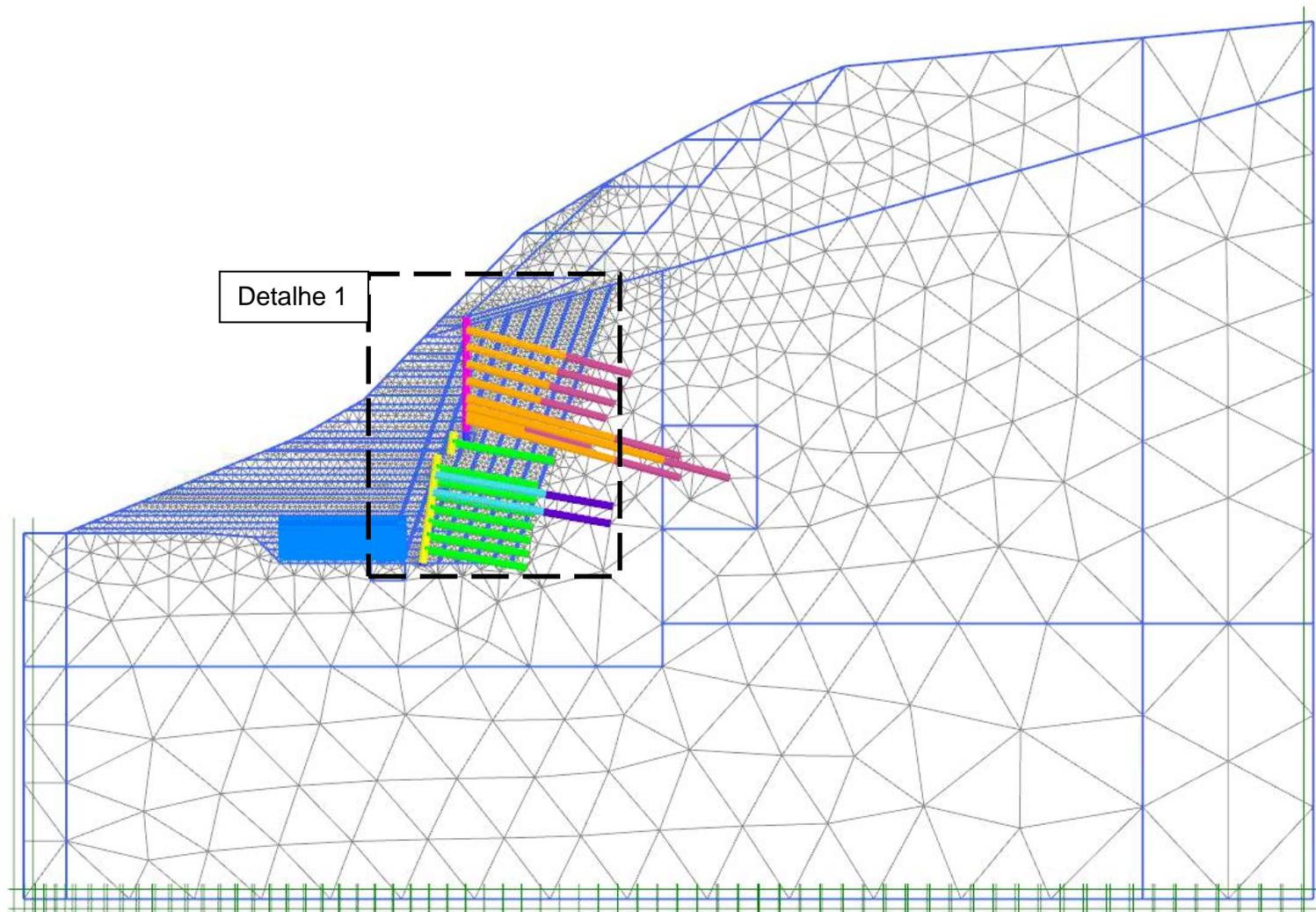


Figura 4.16 - Malha de elementos finitos da seção I3/I4 da Ocorrência 1.

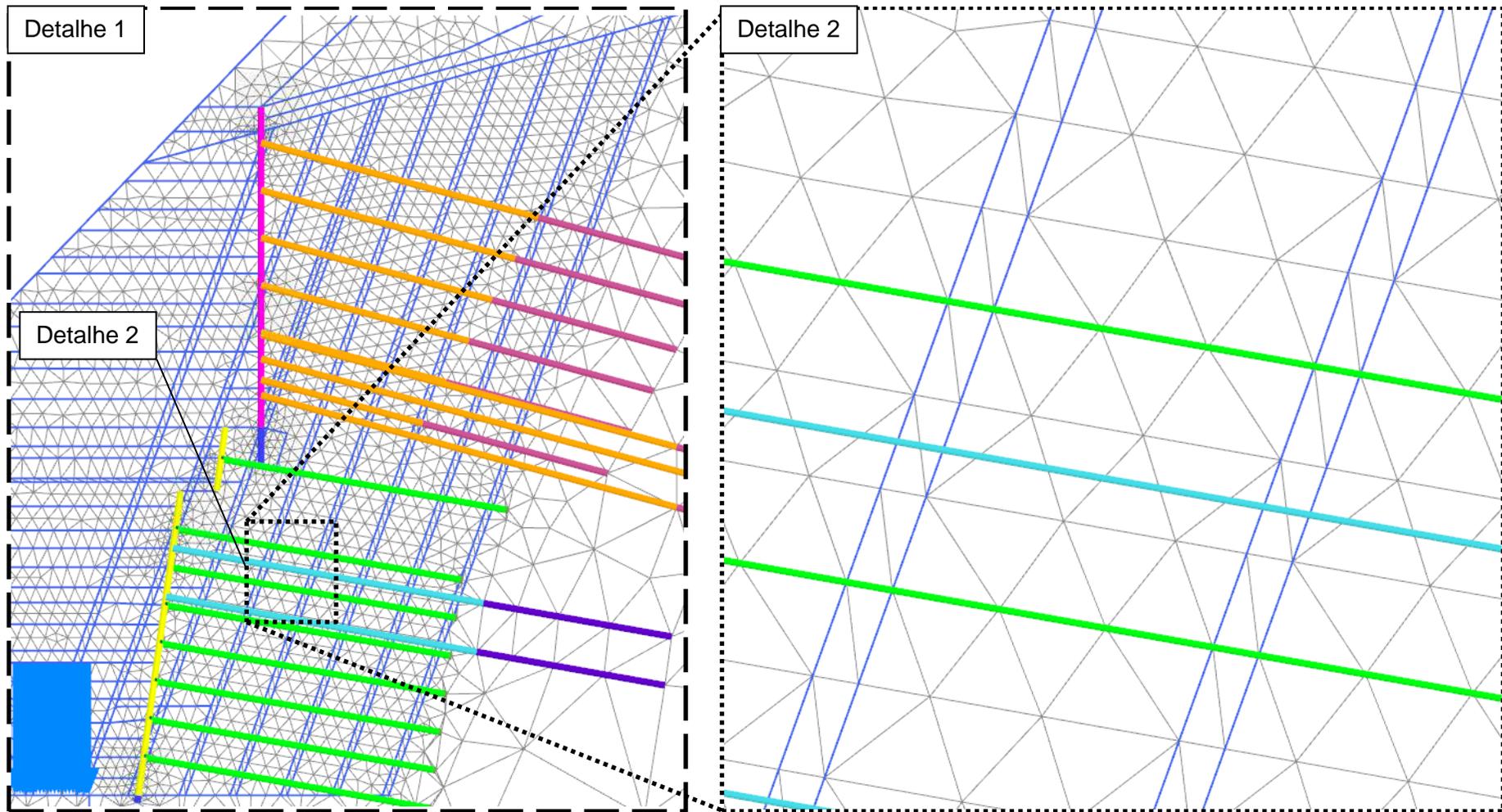


Figura 4.17 - Detalhes da malha de elementos finitos: (Detalhe 1) região da face de escavação; (Detalhe 2): elementos distribuídos em uma camada.

Tabela 4.9 - Datas de instalação e leitura para os inclinômetros I3 e I4.

| Inclinômetros | I3 | I4 |
|-------------------------------|---|----|
| Data de Instalação | 20/06/2005 | |
| Cota de escavação | Entre 48,0 e 49,0 | |
| Observação | Fim da Instalação do Grampo 4 | |
| Equivalente à fase no Plaxis: | ConcProj_Grampo4 [Phase 47] | |
| Data da Leitura Final | 12/10/2005 | |
| Cota de escavação | 39,0 | |
| Observação | Imediatamente após o fim da escavação do solo grampeado, mas antes dos reforços de novas ancoragens | |
| Equivalente à fase no Plaxis: | ConcretoProj_Final [phase 65] | |

A modelagem para o inclinômetro I3 apresentou um comportamento semelhante ao de SILVA (2017), porém diferente do que a instrumentação indicou. A movimentação dos modelos se concentrou na altura do solo grampeado e foi menos pronunciada na profundidade da cortina ancorada. Solos grampeados são estruturas passivas e as cortinas ancoradas são estruturas ativas, essa forma da curva é concordante com esse fato.

Na comparação dos modelos com os dados da instrumentação, a região de baixa profundidade, local da cortina ancorada, houve grande movimentação dos inclinômetros que não foi simulada pelos modelos computacionais (Figura 4.18). SILVA (2017) explica esse fato com rupturas localizadas que ocorreram nas camadas reliquias na região da cortina ancorada quando esta estava sendo construída. No momento da escavação do solo grampeado, tais rupturas localizadas se movimentaram e esse fato não foi bem simulado pelos modelos.

O inclinômetro I4 foi instalado a jusante da cortina ancorada para monitorar o solo grampeado. O modelo testado apresentou comportamentos semelhantes ao de SILVA (2017) e ao da instrumentação.

Este inclinômetro fica mais próximo à face escavação e abaixo da cortina, exatamente na altura do solo grampeado. A curva de deslocamento horizontal é crescente com a profundidade. Os grampos só mobilizam com o deslocamento, e conforme a escavação evolui, os grampos superiores são mais solicitados que os inferiores, a curva de deslocamento reflete esse fenômeno.

Em ambos inclinômetros o modelo utilizado neste trabalho foi ligeiramente superior ao modelo feito por SILVA (2017), mas com comportamento análogo. Essa diferença é atribuída aos modelos constitutivos utilizados. Porém, o modelo simula bem o mecanismo de ruptura que ocorre na seção I3/I4.

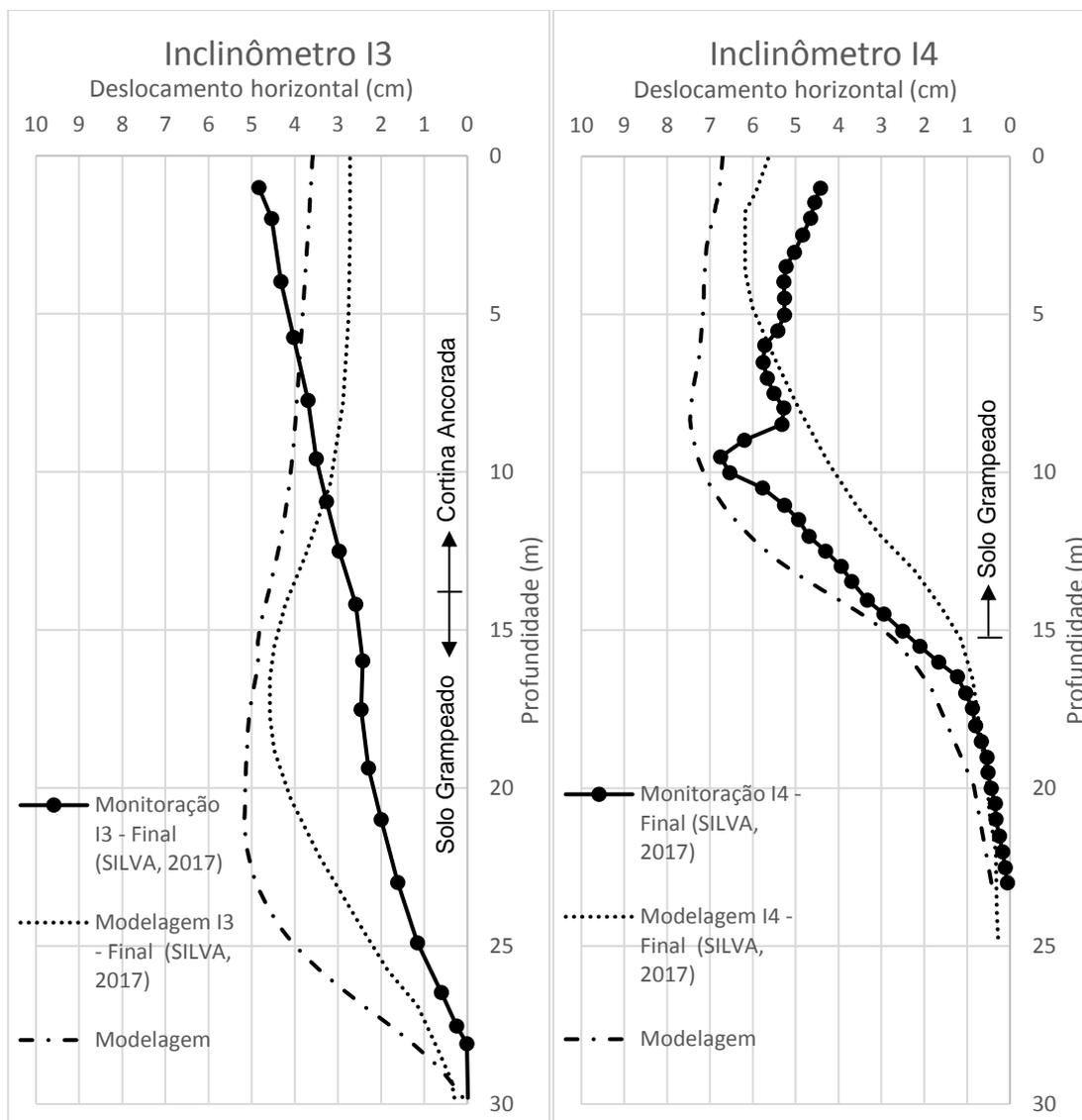


Figura 4.18 - Resultados para os inclinômetros I3 e I4 da Ocorrência 1.

Os grampos instrumentados da Ocorrência 1 encontram-se na Seção I3/I4. Esta possui oito níveis de grampos, numerados de acordo com a ordem de instalação. Portanto, a numeração é feita em ordem crescente do ponto mais alto do talude até o ponto mais baixo. Seis dos níveis dos grampos da seção I3/I4 foram instrumentados, do nível 03 até o nível 08.

Os gráficos apresentam o esforço de tração nos grampos obtidos da instrumentação da seção I3/I4, do modelo de SILVA (2017), do modelo 1 sem camada

reliquir na fundação. As leituras foram realizadas nas etapas: cota do Grampo 0X (GR0X) e cota da escavação final (Esc. Final) (Figura 4.19 até a Figura 4.32). Exemplo: GR04 significa que a leitura foi feita quando a escavação estava na cota do Grampo 04.

A instrumentação dos Grampos 03, 04 e 05 (Figura 4.19 a Figura 4.21) apresentam uma curva com a carga máxima no centro do grampo e crescente com o desenrolar da escavação. O modelo 1 também apresenta cargas com o ponto máximo no centro do grampo, com a exceção da última etapa de escavação onde um ligeiro pico se apresenta na extremidade final do grampo.

O Grampo 06 (Figura 4.22), por sua vez, possui as mesmas características dos Grampos 03, 04 e 05, porém a tração prevista foi maior que o da instrumentação e não apresenta o ligeiro pico de tração no fim do grampo na última escavação. Note-se que na modelagem o cálculo da rigidez dos grampos não considerou a fissuração da nata. No entanto, em vista da elevada tensão mobilizada nesse grampo deve ter ocorrido a fissuração e a rigidez considerada no modelo deve ter sido superior a real. Provavelmente tal comportamento explique as diferenças entre os resultados encontrados.

Os Grampos 07 e 08 (Figura 4.23 e Figura 4.24) foram os últimos a serem instalados e apresentam a curva de tração da instrumentação diferente das demais. O módulo da tração é menor e a carga se concentra mais próxima da face. A exceção é a escavação final do Grampo 07 que concentrou cargas próximo do fim do grampo. No Grampo 07 e Grampo 08 o modelo também concentra os esforços próximo a face do talude, ou seja, a forma coincide com a instrumentação.

De uma forma geral, a posição da tração máxima dos grampos fica mais perto da face nas primeiras etapas de escavação. Com o desenvolvimento da obra, a tração ao longo do grampo vai aumentando e a posição da tração máxima vai mais para o centro do grampo nos grampos 03, 04, 05 e 06 (Figura 4.19 a Figura 4.22, respectivamente). Nos grampos 07 e 08, as cargas no geral são menores, já que foram os últimos a serem instalados, e se concentram mais perto da face (Figura 4.23 e Figura 4.24).

Comparando o modelo 1 com o modelo de SILVA (2017), os grampos 03 até o 08 os resultados são parecidos na forma e no módulo de tração dos grampos.

O modelo 1 se aproxima da instrumentação na forma da curva e no módulo de tração nos grampos 03 ao 08.

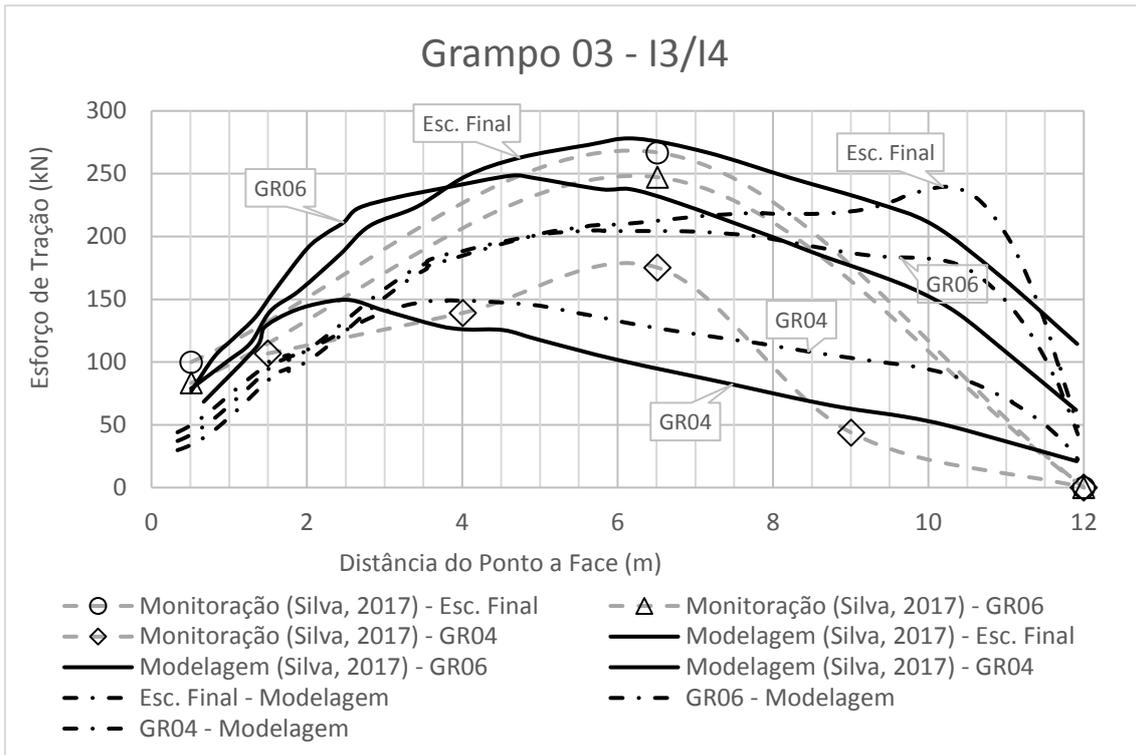


Figura 4.19 - Tração no terceiro nível de grampos da seção I3/I4 / Oc 1 - Com instrumentação.

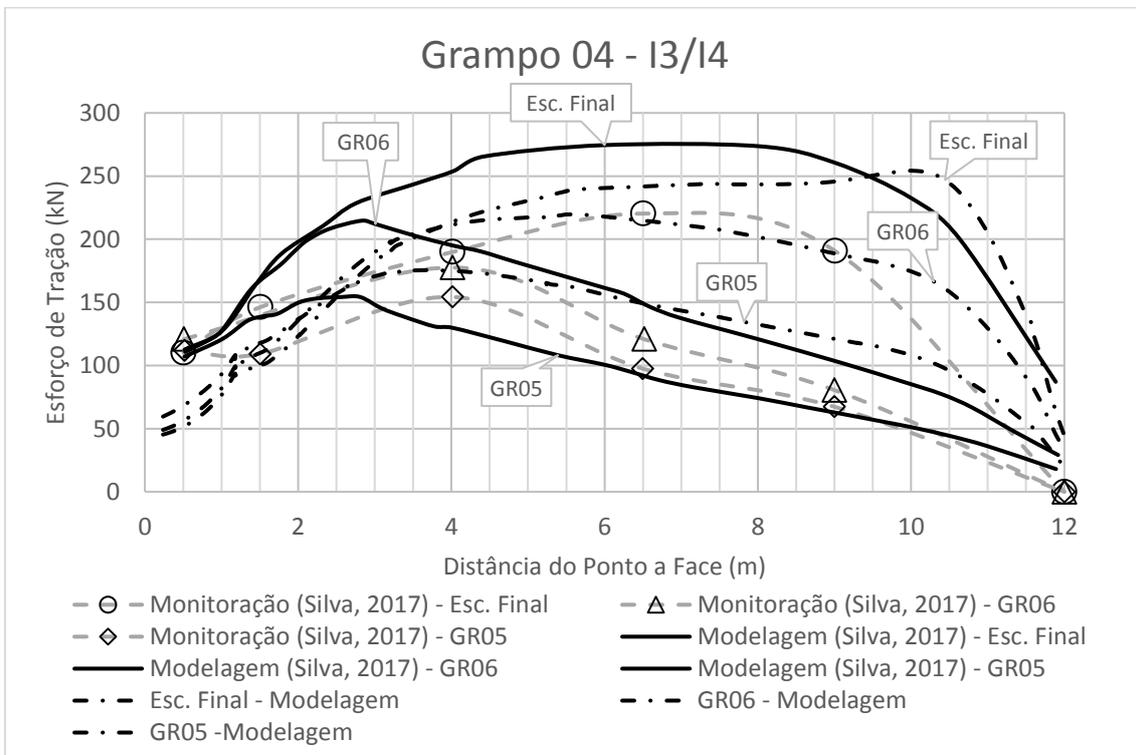


Figura 4.20 - Tração no quarto nível de grampos da seção I3/I4 / Oc 1 - Com instrumentação.

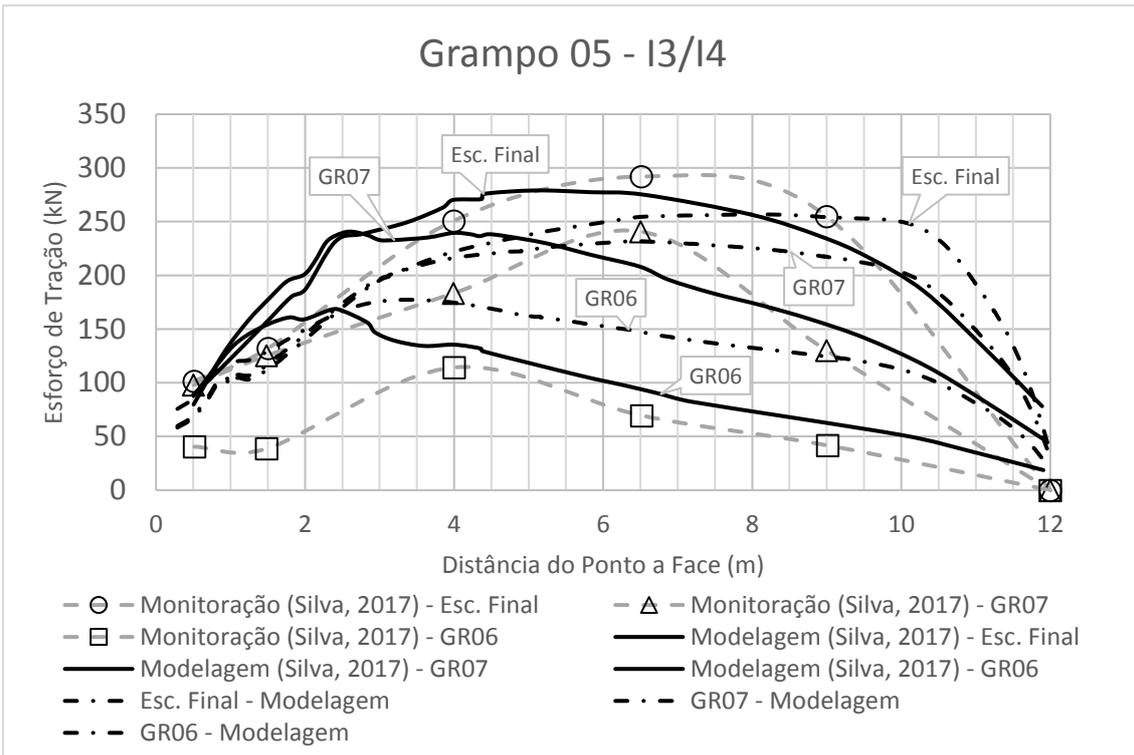


Figura 4.21 - Tração no quinto nível de grampos da seção I3/I4 / Oc 1 - Com instrumentação.

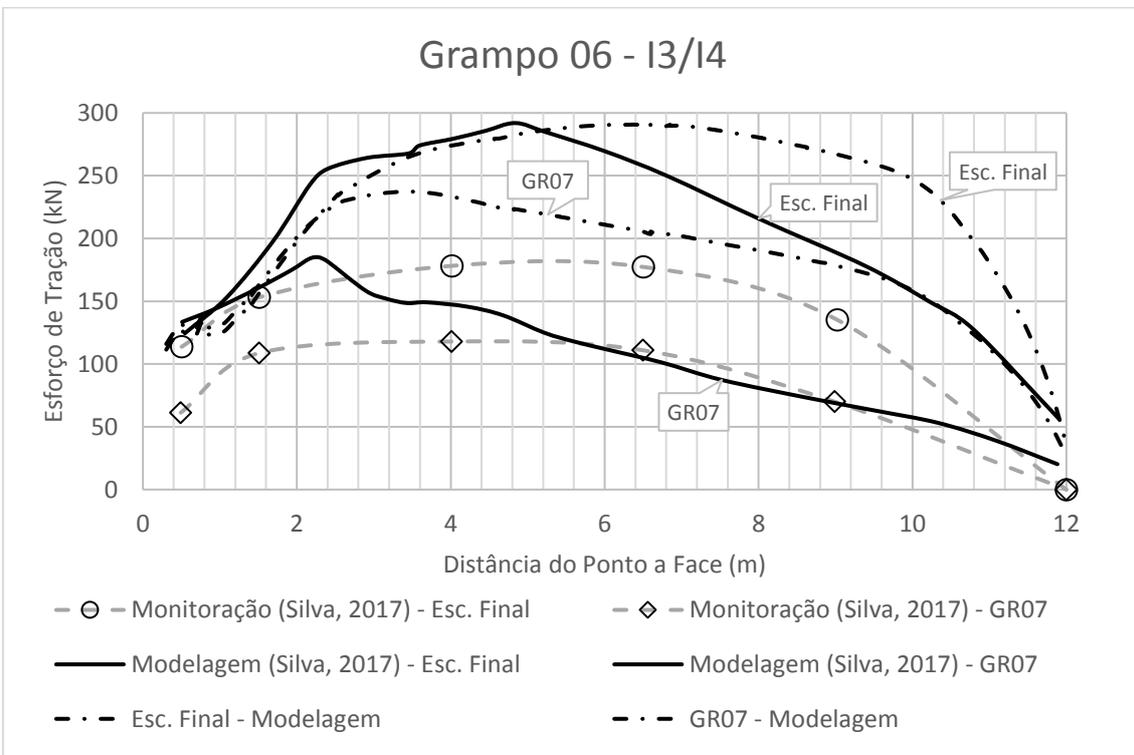


Figura 4.22 - Tração no sexto nível de grampos da seção I3/I4 / Oc 1 - Com instrumentação.

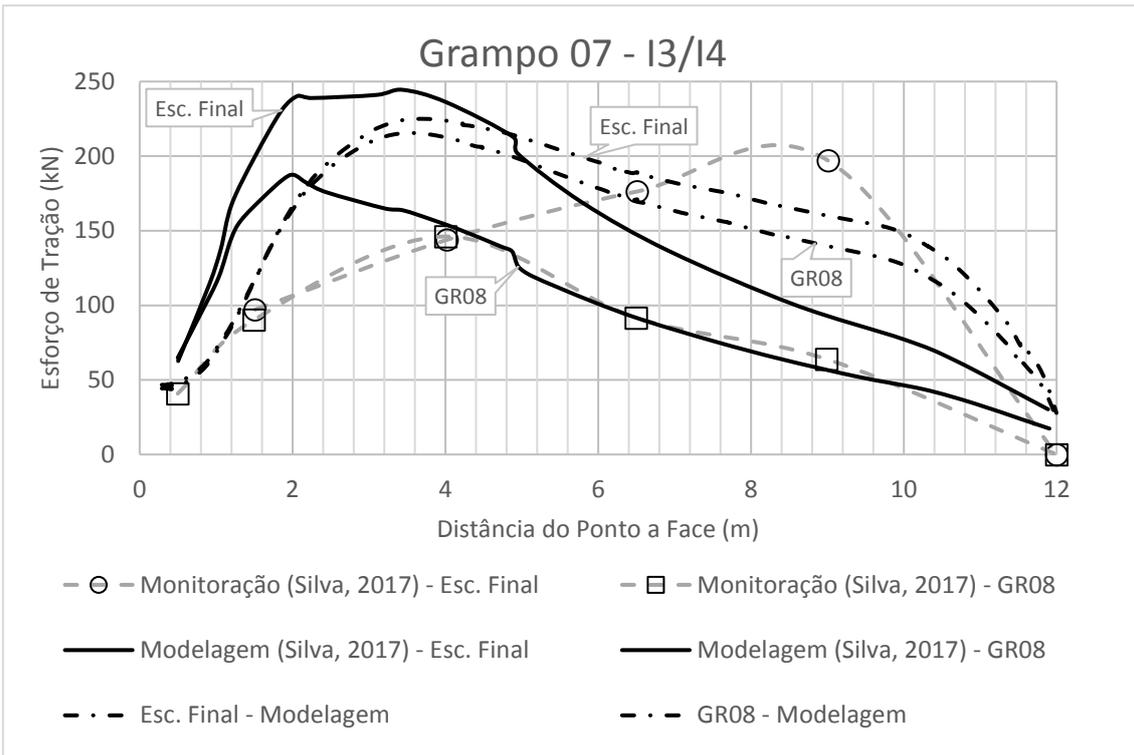


Figura 4.23 - Tração no sétimo nível de grampos da seção I3/I4 / Oc 1 - Com instrumentação.

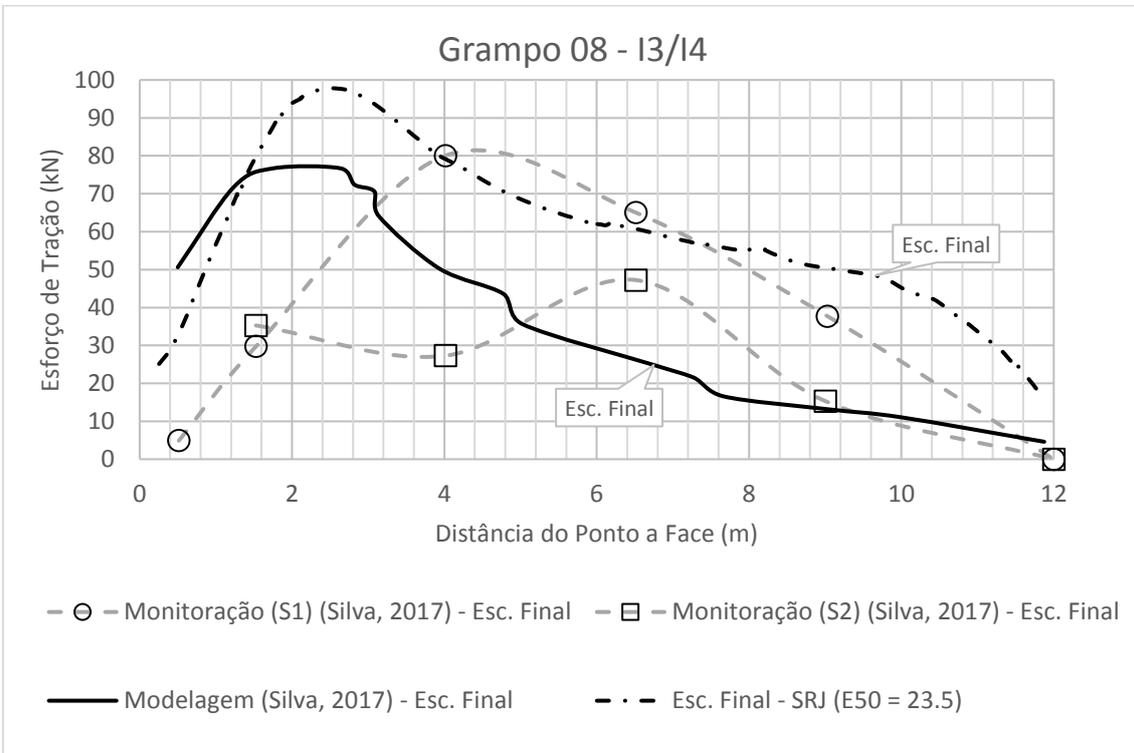


Figura 4.24 - Tração no oitavo nível de grampos da seção I3/I4 / Oc 1 - Com instrumentação.

A modelagem computacional também foi feita nos grampos não instrumentados. Na seção I3/I4 os Grampos 01 e 02 foram aqueles com apenas modelagem computacional. A comparação é feita com o modelo de SILVA (2017).

O Grampo 01 está na Figura 4.25, o formato entre o modelo 1 e o de SILVA (2017) são semelhantes. As diferenças são: (i) a menor variação de carga do modelo 1 entre as etapas de escavação; (ii) e um pico de carga isolado a 3 metros da face na etapa de escavação final. Esse ponto coincide com uma camada reliquiar do modelo e a ruptura dessa camada e seu grande deslocamento pode ser a responsável por essa anomalia.

O Grampo 02 (Figura 4.26) o modelo 1 apresenta curvas com a tração máxima se deslocando em direção ao centro do grampo, e com a última etapa a carga máxima se aproximando do fim do grampo. O modelo de SILVA (2017), por sua vez, as cargas também se iniciam próximo a face e se deslocam para o centro do grampo. Todavia, o intervalo de carga entre as etapas é maior do que o modelo 1.

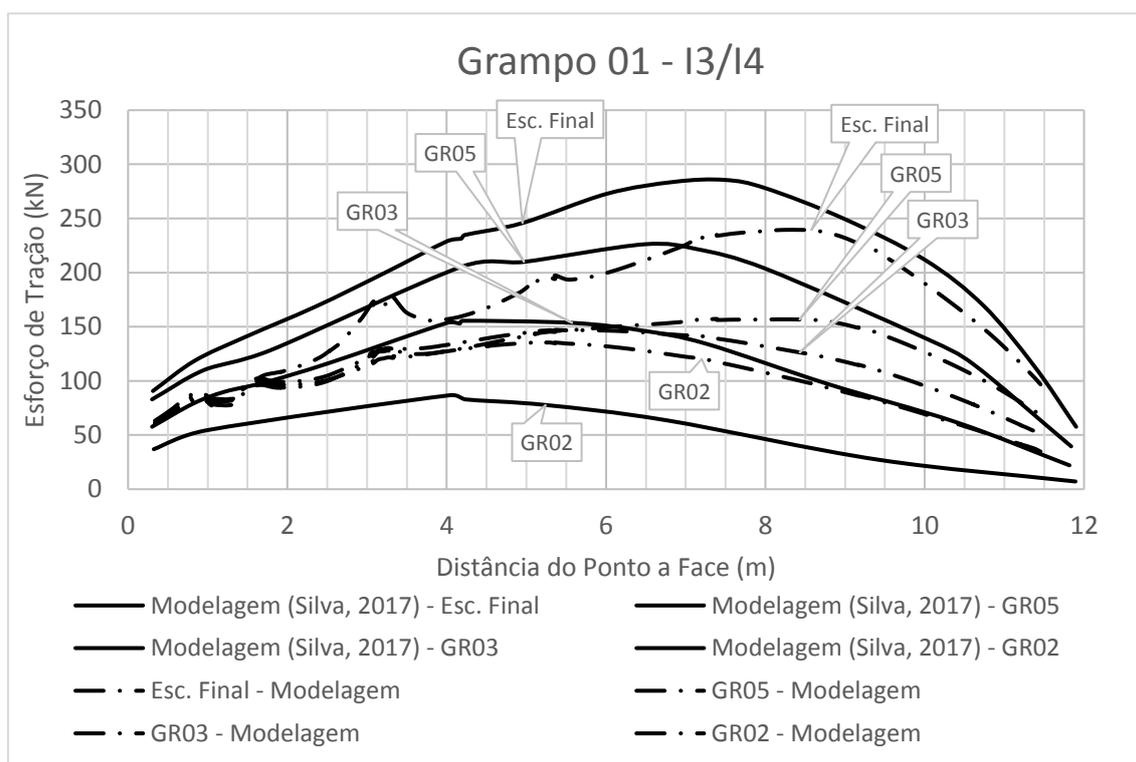


Figura 4.25 - Tração no primeiro nível de grampos da seção I3/I4 / Oc 1 - Sem instrumentação.

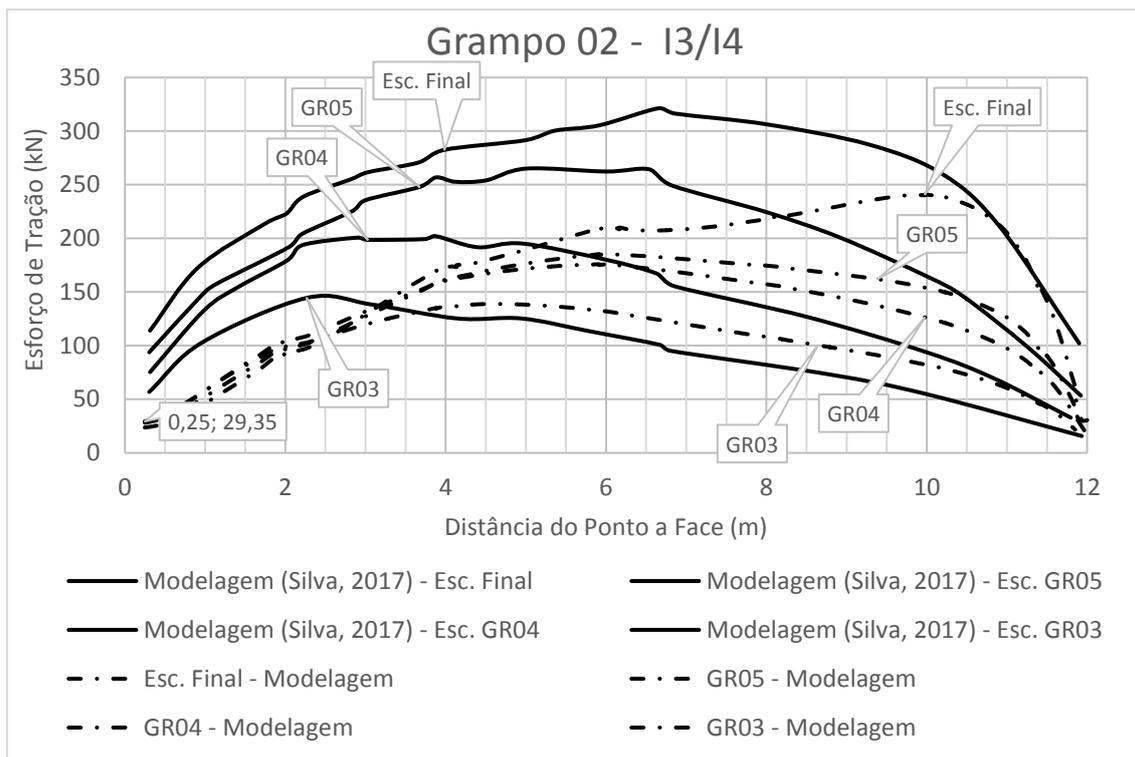


Figura 4.26 - Tração no segundo nível de grampos da seção 13/14 / Oc 1 - Sem instrumentação.

A seção 11/12 possui seis níveis de grampos, numerados de acordo com a ordem de instalação. Portanto, a numeração é feita em ordem crescente do ponto mais alto do talude até o ponto mais baixo. Nenhum dos grampos da seção 11/12 foram instrumentados, no entanto, é possível compara-los com os resultados obtidos por SILVA (2017).

Os gráficos apresentam o esforço de tração nos grampos da seção 11/12 obtidos do trabalho de SILVA (2017), do modelo 1 sem camada reliquiar na fundação e do modelo 2 com camada reliquiar na fundação. As leituras foram efetuadas nas seguintes etapas: cotas do Grampos 0X (GR0X) e cota do final da escavação (Esc. Final) (Figura 4.27 até a Figura 4.32).

Os modelos 1 e 2 possuem diversos picos de tração ao longo de todos os grampos. Tais picos são coincidentes com as camadas reliquiaras do solo. Esse fato pode ser explicado pela concentração de movimentação do solo residual jovem nessas camadas, os grampos por sua vez trabalham contra esse movimento, originando esses picos de tração.

Ambos os modelos também apresentam trações mais próximas da face nas primeiras etapas de escavação, e conforme a escavação é realizada, as cargas aumentam e a posição da tração máxima vai se deslocando mais para o centro do grampo.

A diferença de tração entre o modelo 1 e o modelo 2 é mínima do grampo 01 ao grampo 04. O mesmo não acontece com os grampos 05 e 06, aqueles que estão mais próximos da base da escavação e os últimos a serem instalados. Isso acontece justamente pela maior proximidade à fundação da escavação, que é mais deformável, solicitando os grampos.

Os resultados do grampo 1 ao 4 mostram que a tração máxima obtida por SILVA (2017) foi maior do que a obtida pelos modelos 1 e 2. Além disso, não apresentou os mesmos picos de tração em regiões diversas dos grampos. Essa diferença ocorre pela diferença de deformabilidade que ocorreu na conversão do modelo hiperbólico para o modelo de endurecimento de solo. O modelo de endurecimento de solo ficou mais rígido para baixas tensões confinantes e menos rígidos para grandes tensões. Os primeiros grampos a serem instalados no talude estão submetidos a tensões confinantes mais baixas, assim o solo é mais rígido e os grampos são menos solicitados.

Nos grampos 05 e 06, entretanto, os resultados de SILVA (2017) e os dois modelos são semelhantes em forma e em módulo. Mesmo com as diferenças de deformabilidade surgidas pela conversão, nessa parte do talude a tensão confinante é maior, logo a rigidez dos modelos se aproximou.

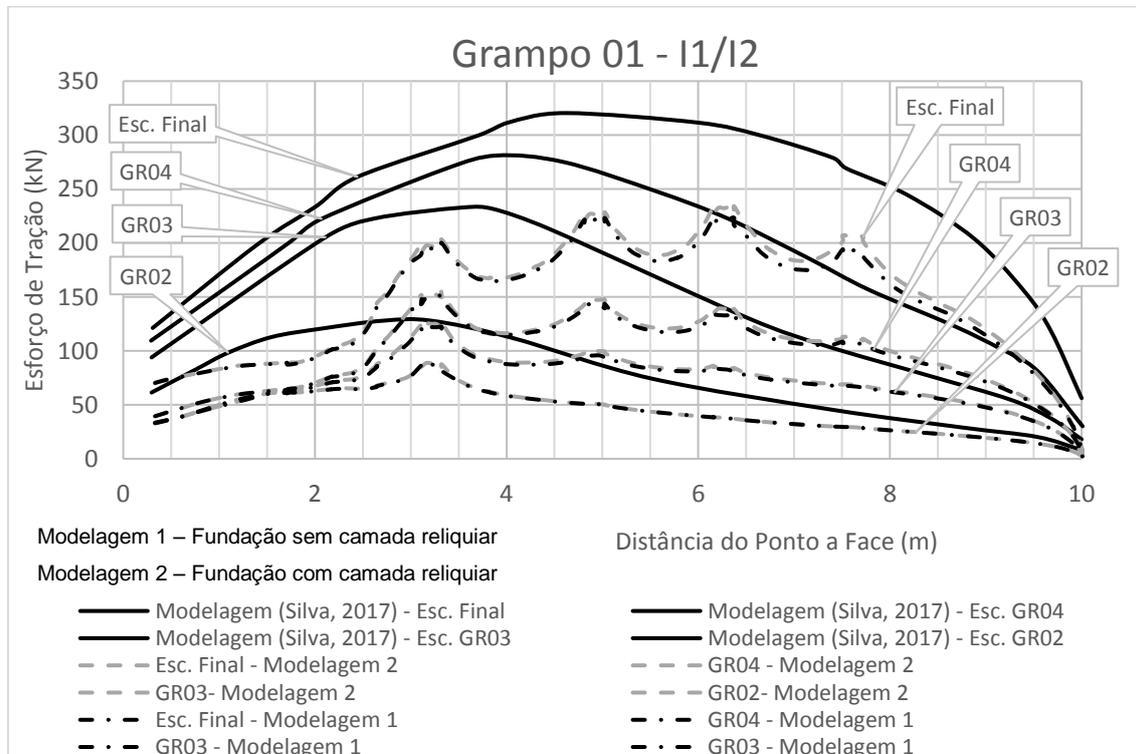


Figura 4.27 – Tração no primeiro nível de grampos da seção I1/I2 / Oc 1 - Sem instrumentação.

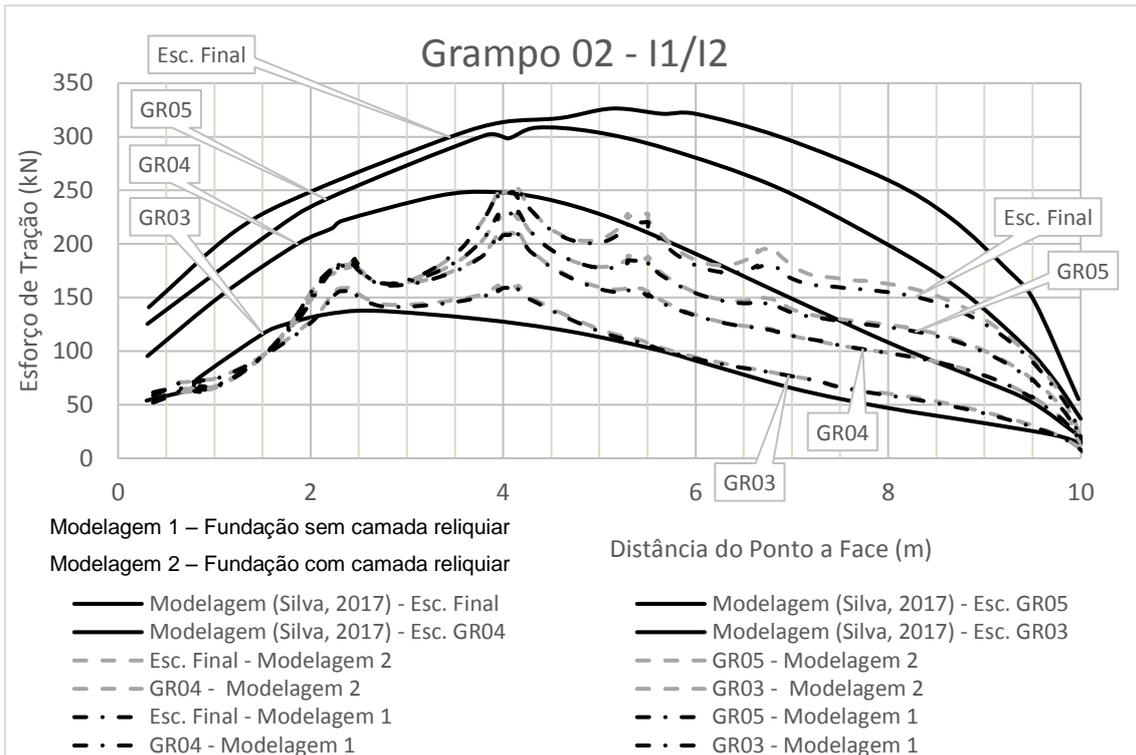


Figura 4.28 – Tração no segundo nível de grampos da seção I1/I2 / Oc 1 - Sem instrumentação.

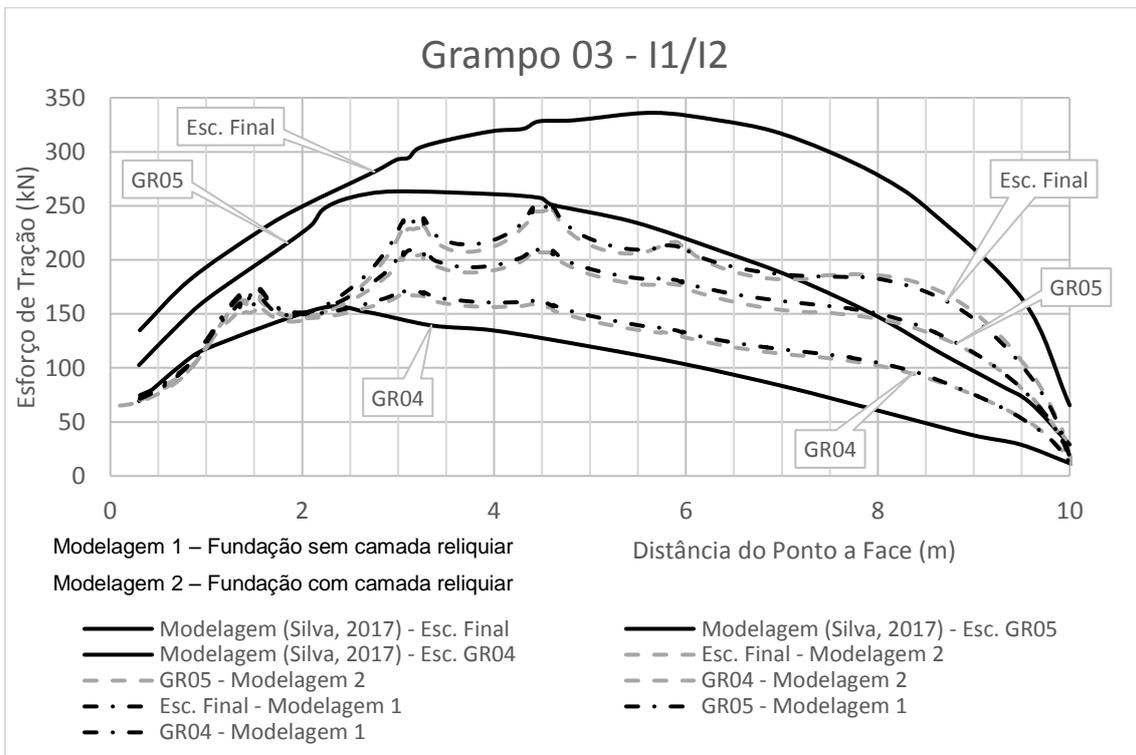


Figura 4.29 - Tração no terceiro nível de grampos da seção I1/I2 / Oc 1 - Sem instrumentação.

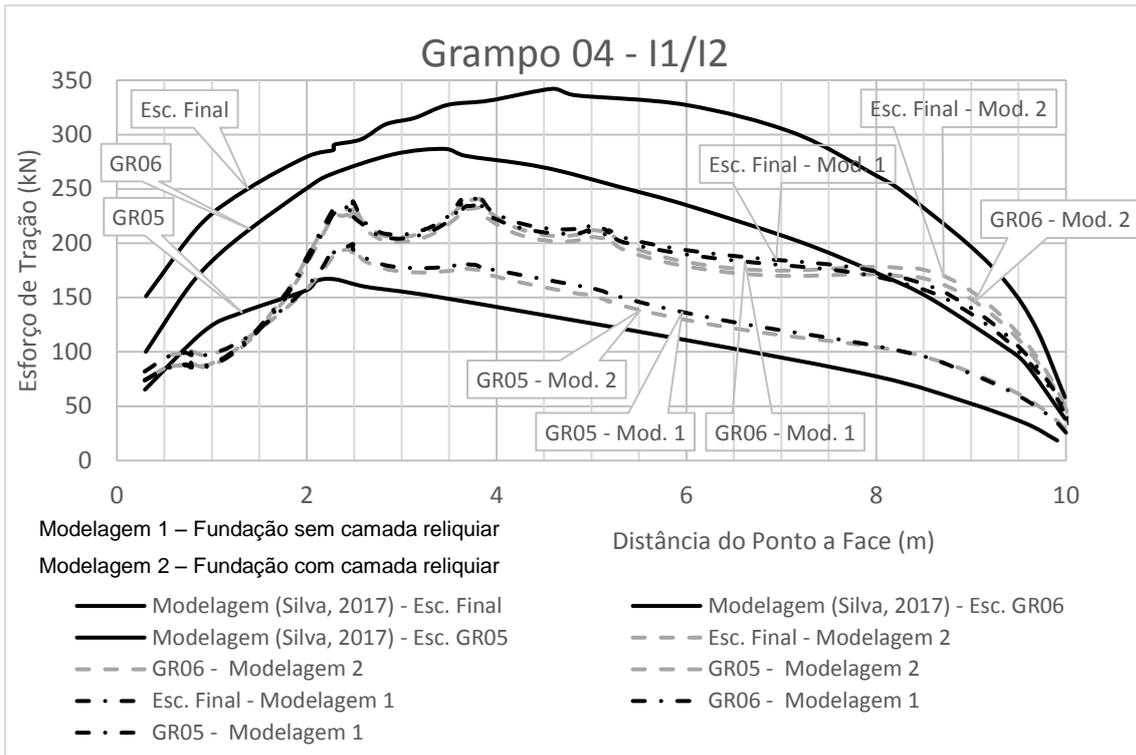


Figura 4.30 - Tração no quarto nível de grampos da seção I1/I2 / Oc 1 - Sem instrumentação.

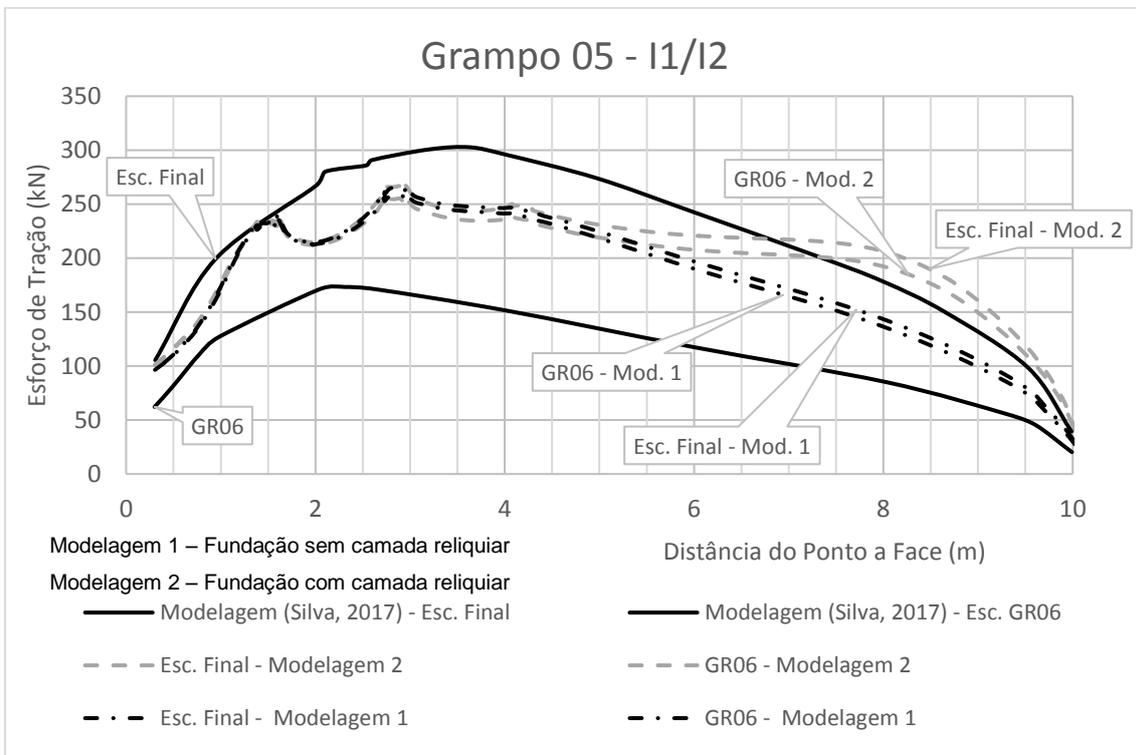


Figura 4.31 - Tração no quinto nível de grampos da seção I1/I2 / Oc 1 - Sem instrumentação.

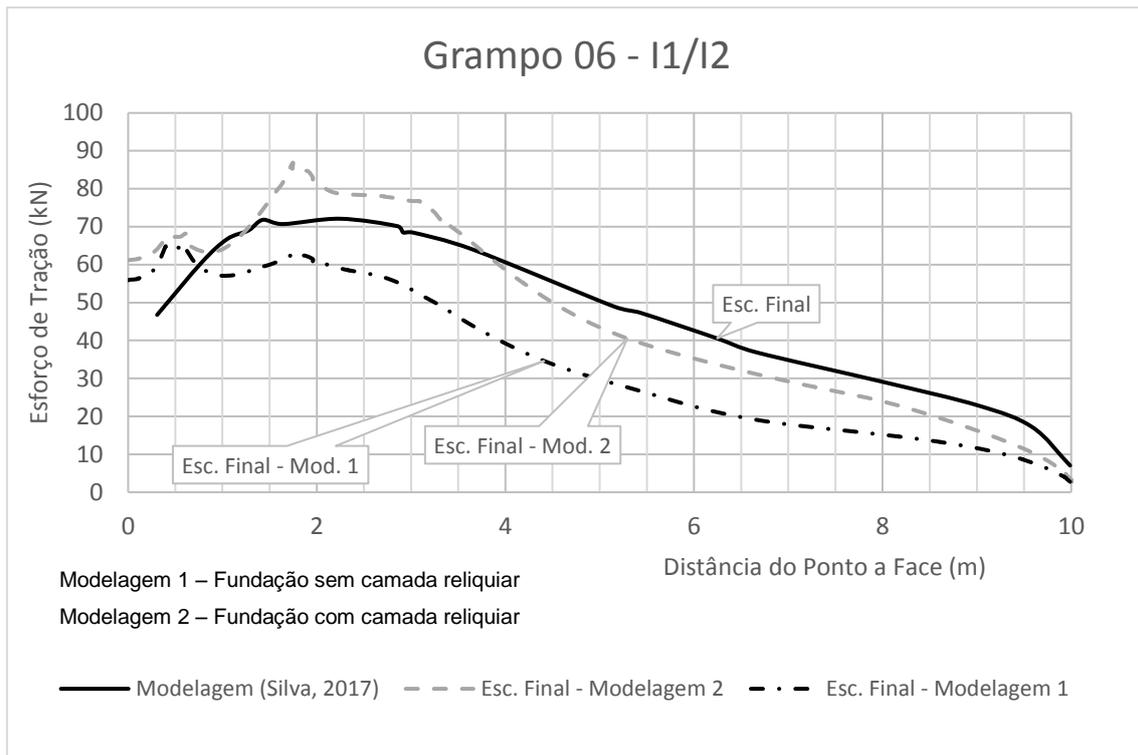


Figura 4.32 - Tração no sexto nível de grampos da seção I1/I2 / Oc 1 - Sem instrumentação.

A seguir é feita uma comparação com as cargas das ancoragens.

As cargas das ancoragens foram modeladas com o modelo 1 e o modelo 2. Mas diferenças entre ambas não foram significativas. A isso é atribuído o fato de que a cortina ancorada fica na parte superior do talude, distante da fundação na cota final de escavação. A seguir é apresentado o valor da carga das âncoras para o modelo 1, sem camada reliquiar na fundação, com indicação da carga máxima encontrada por SILVA (2017) (Figura 4.33).

O modelo 1 apresentou as cargas máximas no fim da execução da cortina ancorada, como ocorreu em campo, e no momento em que as trincas a montante apareceram. Os valores da segunda e terceira linha de âncoras se aproximaram do valor de escoamento, refletindo os grandes deslocamentos observados no local. A carga máxima encontrada por SILVA (2017) está indicada no gráfico e se aproximou da carga de ruptura das ancoragens. Ambos os modelos conseguem explicar os grandes deslocamentos a montante da escavação, já que apresentaram grandes valores de carga. A diferença entre eles pode ser explicada por diferenças do modelo constitutivo do solo.

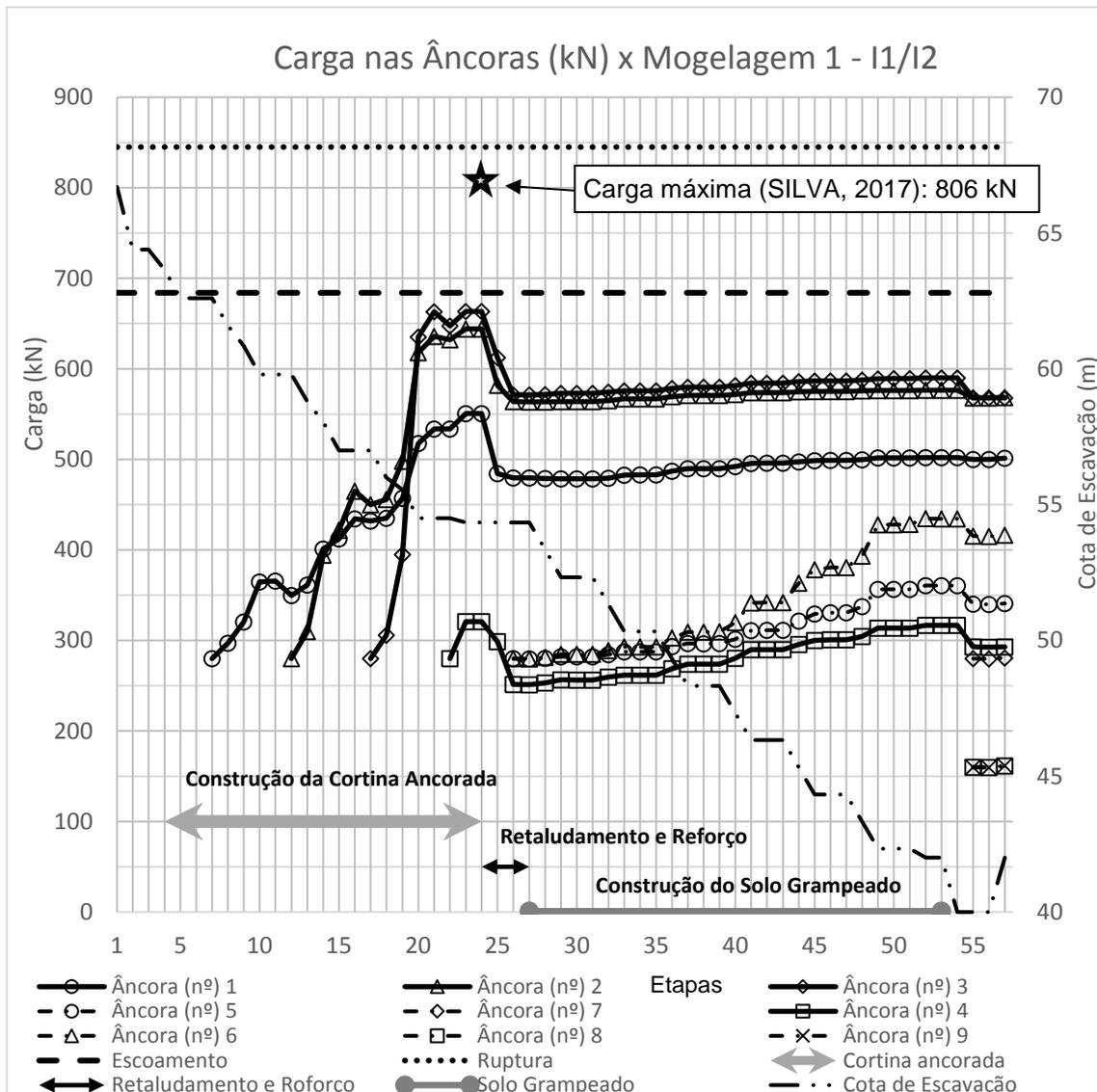


Figura 4.33 - Carga nas ancoragens na seção I1/I2 para o modelo 1.

A Figura 4.34 representa uma comparação entre o Modelo 1 com camadas reliquias e outro modelo todo homogêneo. O modelo homogêneo apresenta cargas muito menores e distantes do limite de escoamento. Isso demonstra a importância da camada reliquia na estabilização. Um estudo detalhado da Ocorrência 1 pode ser encontrado em SILVA (2017).

Comparação entre casos com e sem camada Reliquiar (SC) - I1/I2

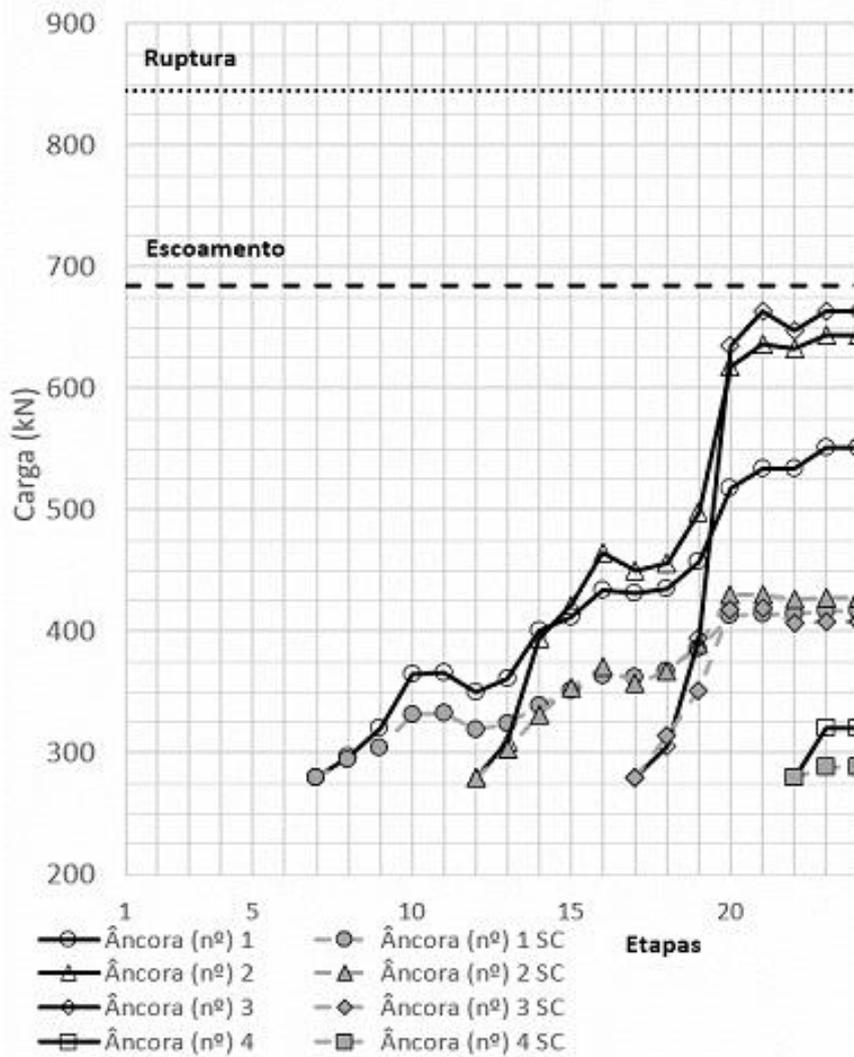


Figura 4.34 - Etapas de construção da cortina ancorada comparando modelos com e sem camada reliquiar (Ocorrência 1).

O modelo utilizado então, baseado nos resultados dos inclinômetros, grampos e ancoragens, representou bem o comportamento da Ocorrência 1. Os parâmetros de deformabilidade do solo e a técnica de massa equivalente para simular a anisotropia serão utilizados na Ocorrência 2A e Ocorrência 3.

4.3 Validação da Ocorrência 2A

A Ocorrência 2A é uma escavação em solo residual com 39 m de profundidade/altura estabilizada com 16 níveis de grampos, sendo 6 deles instrumentados e os 10 inferiores com aplicação de carga na conexão com a face. A seção-tipo utilizada no modelo computacional está mostrada a seguir. (Figura 4.35). Esta foi obtida com um corte no centro da escavação.

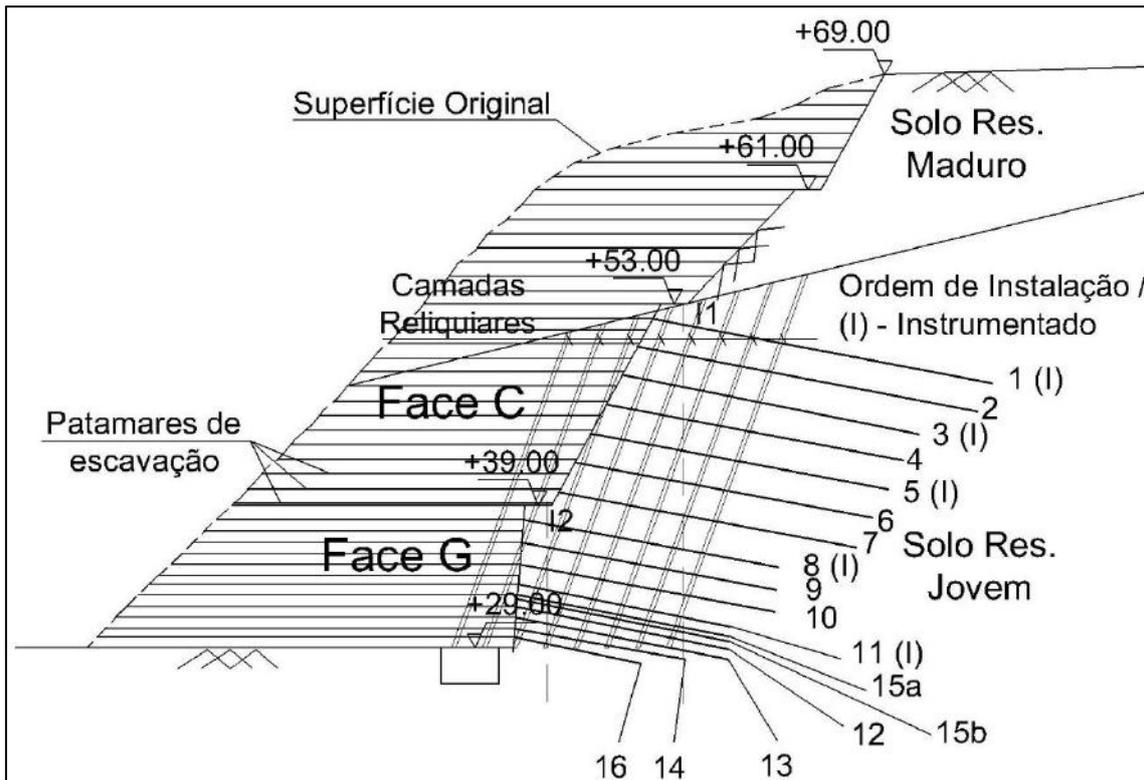


Figura 4.35 - Croqui com a seção da Ocorrência 2A.

A Figura 4.36 mostra a malha de elementos finitos utilizadas na análise. A Figura 4.37 contém detalhes da malha, como a região da face de escavação e a distribuição de elementos em uma camada

MAGALHÃES (2005) informou sobre camadas de solo silto-argilosa branca observadas na escavação desta ocorrência que diminuíram a resistência de arrancamento de grampos. LIMA (2007) retirou amostras de blocos com xistosidade e planos de fraqueza e ensaiou outras amostras considerando as xistosidades e verificou uma anisotropia no solo. Entretanto, ambos não informaram sobre uma direção geral dessas anisotropias no solo.

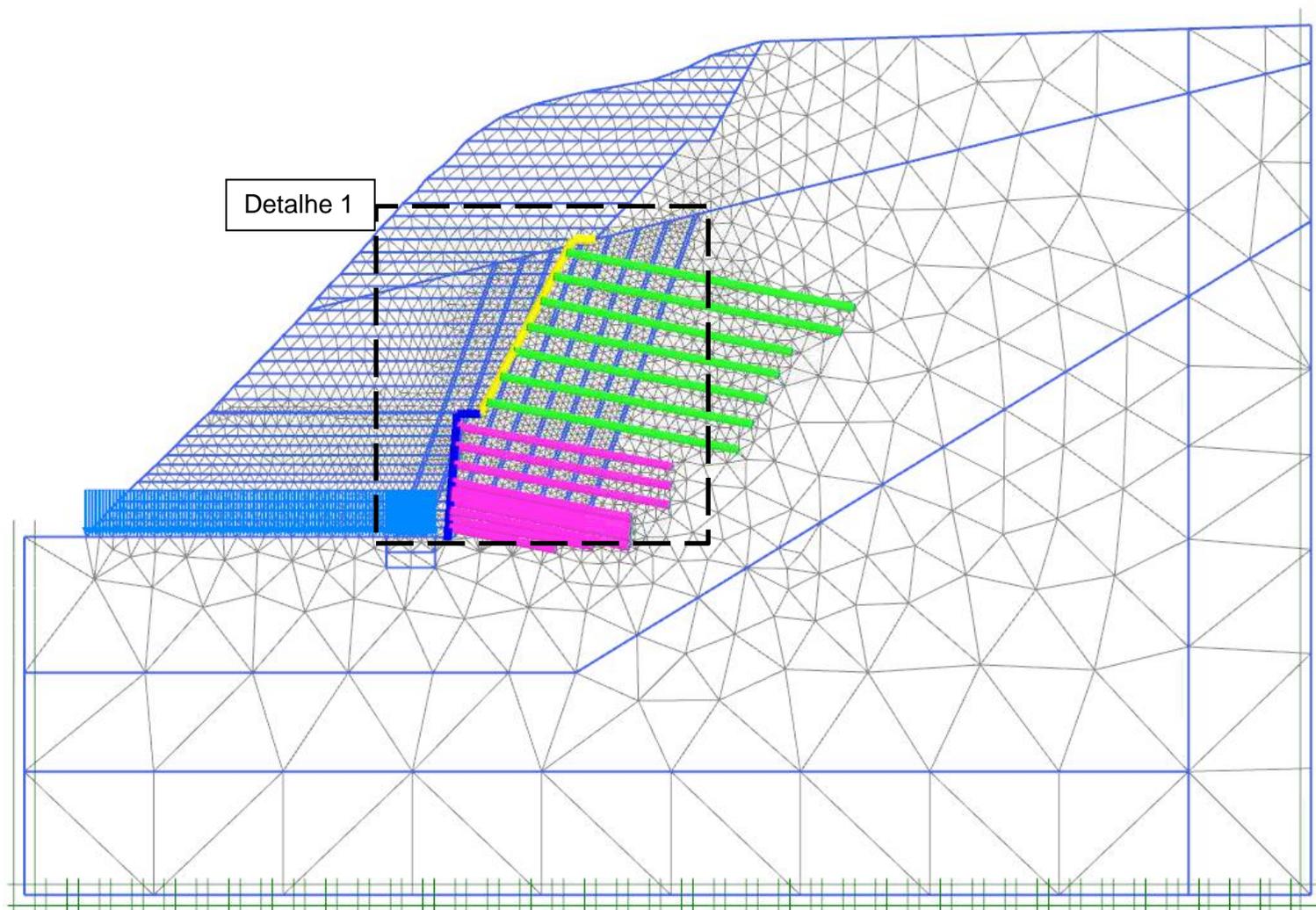


Figura 4.36 - Malha de elementos finitos da seção da Ocorrência 2A.

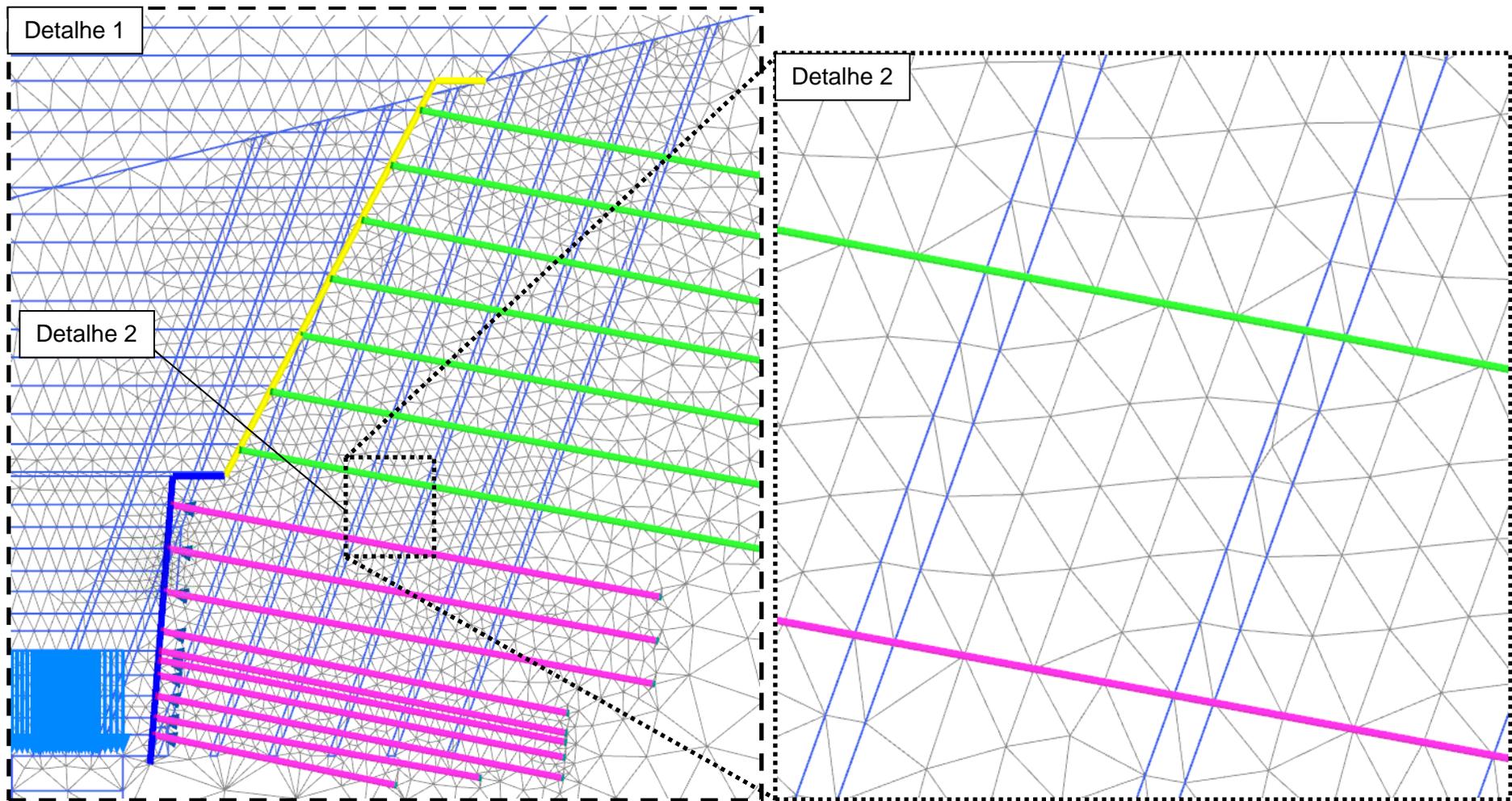


Figura 4.37 - Detalhes da malha de elementos finitos: (Detalhe 1) região da face de escavação; (Detalhe 2): elementos distribuídos em uma camada.

Para simular essa característica e verificar sua importância, dois modelos foram testados. Um modelo homogêneo e outro com camadas reliquias com a mesma inclinação de 70° e resistência da seção l3/14 da Ocorrência 1 que é a mais próxima da Ocorrência 2A. A espessura das camadas foi de 25 cm, a distância entre camadas foi de aproximadamente 1,75 m e a persistência do fundo da escavação até o topo do solo residual jovem.

4.3.1 Parâmetros do solo

O modelo numérico foi dividido em 3 tipos de solo: Solo Residual Maduro (SRM), Solo Residual Jovem (SRJ) e Solo Residual Jovem com camadas reliquias. A justificativa dos parâmetros de deformabilidade para cada solo encontra-se no Capítulo 3.

Os parâmetros de resistência foram inicialmente retirados para a condição de umidade saturada do solo no SRM e SRJ. Os resultados, entretanto, dos inclinômetros e dos grampos não foram satisfatórios comparados com a instrumentação disponível. A análise paramétrica então foi feita com a envoltória de resistência para a condição de umidade natural (Tabela 4.10). Os resultados então combinaram com os da instrumentação.

Tabela 4.10 - Envoltória de resistência do Solo Residual Maduro e Solo Residual Jovem para a condição saturada e natural da Ocorrência 2A.

| Envoltória | SRM | SRJ | Condição de umidade |
|------------|------|-------|---------------------|
| c' (kPa) | 7,2 | 24,6 | Saturada |
| Φ (°) | 29,3 | 34,6 | |
| c' (kPa) | 27,2 | 252,3 | Natural |
| Φ (°) | 23,2 | 27,0 | |

Os parâmetros de deformabilidade foram obtidos a partir do conjunto de ensaios triaxiais realizados por LIMA (2007). Estes incluem ensaios triaxiais CID e CID-E, em condição saturada e em condição natural de umidade. Na curva $E_{50} \times \sigma_c$ podemos identificar (Figura 4.38):

- Solo Residual Jovem: exatamente a reta de regressão para ensaio SRJ;
- Solo Residual Jovem Reliquiar: Limite inferior da regressão SRJ;
- Solo Residual Maduro: exatamente a reta de regressão para ensaios no SRM.

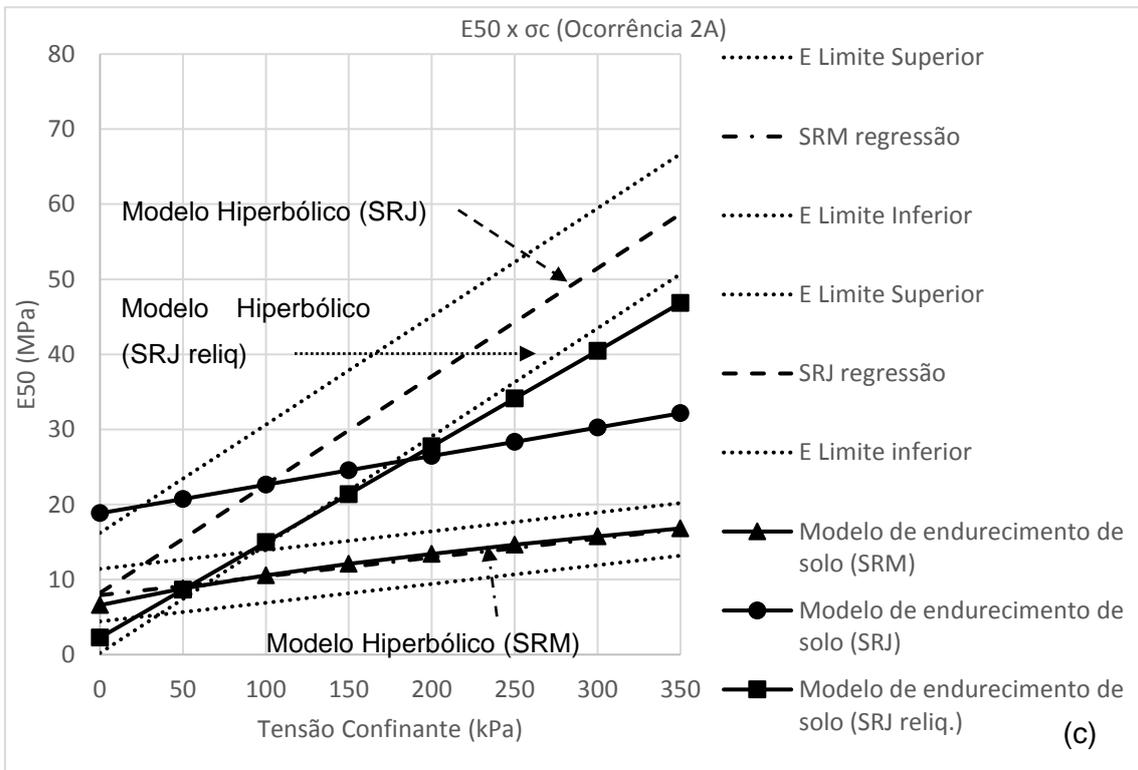
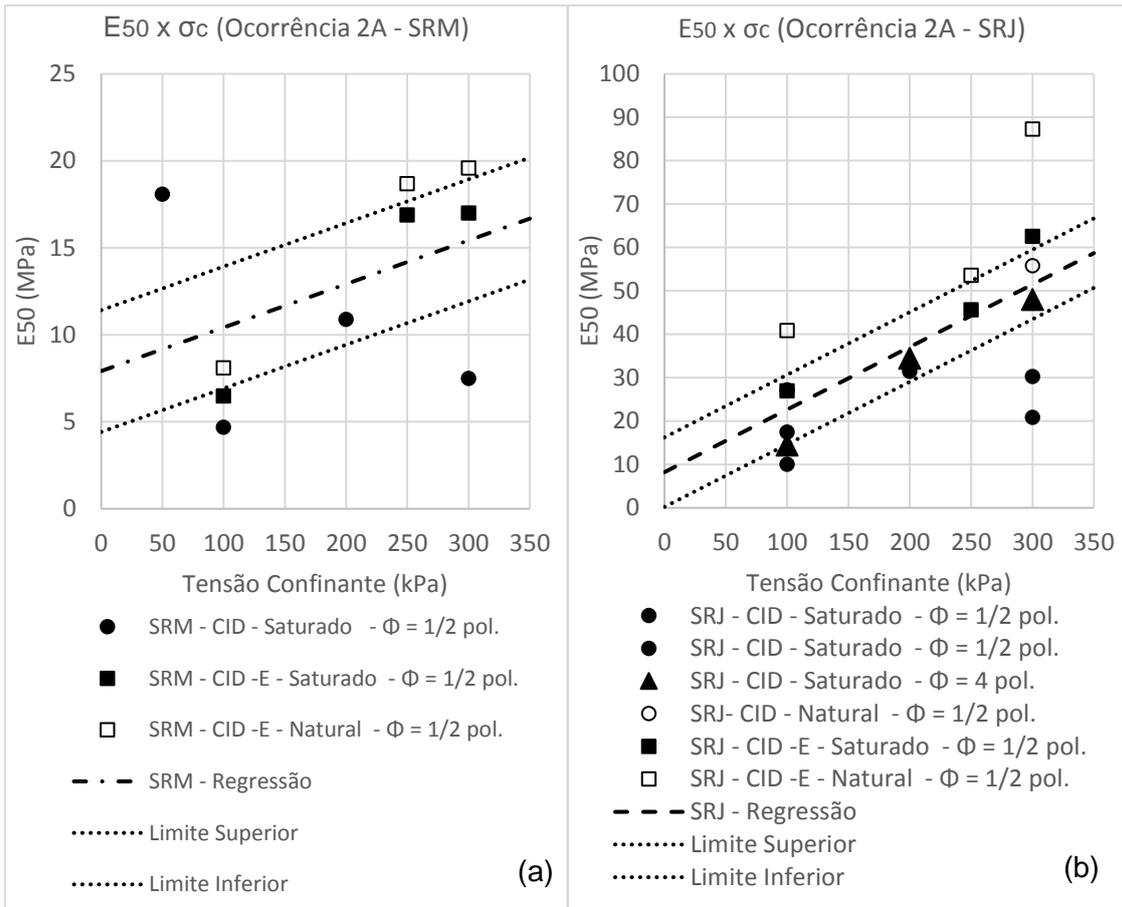


Figura 4.38 - Obtenção dos parâmetros de deformabilidade para a Ocorrência 2A: (a) Solo Residual Maduro; (b) Solo Residual Jovem; (c) Aplicação do Modelo de endurecimento de solo

Não foi possível definir a reta de deformabilidade do SRJ no modelo de endurecimento de solo com a inclinação da reta de regressão. O motivo para isso é explicado na seção 4.2.1. Os parâmetros de resistência e deformabilidade utilizados na validação estão resumidos na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Parâmetros de validação para os solos no modelo de endurecimento de solos para a Ocorrência 2A

| Parâmetro | SRM | SRJ | SRJ cam. Reliq. |
|-------------------------------------|------------|------------|------------------------|
| γ_{nat} (kN/m ³) | 16,0 | 17,0 | 18,5 |
| γ_{sat} (kN/m ³) | 18,0 | 20,0 | 18,5 |
| c' (kPa) | 27,2 | 252,3 | 1 |
| Φ (°) | 23,2 | 27,0 | 25 |
| Ψ (°) | 0,0 | | |
| σ_t | 0,0 | | |
| E_{50}^{ref} (kPa) | 14000 | 22640 | 15000 |
| $E_{50}^{oed,ref}$ (kPa) | 14000 | 22640 | 15000 |
| $E_{50}^{ur,ref}$ (kPa) | 42000 | 67910 | 45000 |
| m | 0,50 | 1,00 | 1,00 |
| v_{ur} | 0,2 | | |
| p^{ref} | 100 | | |
| K_0^{nc} | 0,6061 | 0,5460 | 0,5774 |
| R_f | 0,9 | | |
| $\sigma_{tensão}$ | 0 | | |

4.3.2 Parâmetros das estruturas

As estruturas que existem nessa Ocorrência incluem o conjunto de grampos com concreto projetado na superfície. As análises foram feitas em ambiente bidimensional, as considerações para a definição dos parâmetros dessas estruturas estão resumidas nas seções 4.2.2.1 e 4.2.2.3.

4.3.2.1 Grampos

Os grampos utilizados no local foram instalados em furos com diâmetro de 10 cm com barras de aço CA75 tipo INCOTEP (INDO 13-D) nervuradas com diâmetro de 22 mm. Os comprimentos dos grampos variam de 9 a 24 m e possuem um espaçamento horizontal de 2,0 m. Todos os grampos da Face G possuem uma carga de 100 kN.

A validação foi feita sob regime de trabalho, ou seja, admitiu-se aderência perfeita entre o solo e o grampo e não se utilizou elementos de interface. A tração nula na extremidade final do grampo foi garantida atribuindo-se no final do grampo um elemento de comprimento (10 cm) e rigidez baixa. A ligação do grampo com a face de

concreto projetado foi modelada com características diferentes do corpo do grampo para simular uma ligação parcial. Considerou-se apenas a barra de aço do grampo nessa ligação.

Os grampos foram modelados no PLAXIS com o elemento estrutural “plate”. Um resumo dos parâmetros de entrada utilizados encontra-se na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Parâmetros de entrada dos grampos da Ocorrência 2A

| Face C e Face G (T_i = 100 kN) | | | | |
|--|---------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------|
| Grampo | | Grampo (conexão) | | |
| Furo de 10 cm | | | | |
| Barra CA75 tipo INCOTEP (INDO 13-D) nervuradas com Φ de 22 mm (DYWIDAG, 2018) | | | | |
| Esp. Horiz. (S _h): 2,0 m | | | | |
| I (m ⁴) | $\pi.D^4/64$ | 0,000004909 | I (m ⁴) | 0,00000001150 |
| A _{grampo} (m ²) | $\pi.D_{bulbo}^2/4$ | 0,007853982 | A _{grampo} (m ²) | |
| A _{aço} (m ²) | $\pi.D_{aço}^2/4$ | 0,000380133 | A _{aço} (m ²) | 0,000380133 |
| A _{calda} (m ²) | | 0,007473849 | A _{calda} (m ²) | |
| E _{aço} (kPa) | | 210000000 | E _{aço} (kPa) | 210000000 |
| E _{calda} (kPa) | | 250000000 | E _{calda} (kPa) | |
| E _{pond} (kPa) | | 33954000 | E _{pond} (kPa) | 210000000 |
| E _{eq} (kPa) | | 16977000 | E _{eq} (kPa) | 105000000 |
| “Plate” - Parâmetros PLAXIS: | | “Plate” - Parâmetros PLAXIS: | | |
| EA (kN/m) | | 133337 | EA (kN/m) | 39914 |
| EI (kN.m ² /m) | | 83,34 | EI (kN.m ² /m) | 1,21 |
| v | | 0,3 | v | 0,3 |
| w (kN/m/m) | $(\gamma_c - \gamma_s).e$ | 0,7 | w (kN/m/m) | 0,7 |
| Tensão de escoamento (kN/mm²) | | Carga de escoamento (kN) | | |
| 0,60 | | 228,1 | | |
| Tensão de ruptura (kN/mm²) | | Carga de ruptura (kN) | | |
| 0,72 | | 273,1 | | |

4.3.2.2 Concreto Projetado

A face em concreto projetado possui uma espessura de 15 cm, e a estrutura utilizada para a simulação foi o “Plate”. Os parâmetros de entrada estão resumidos na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 - Parâmetros de entrada para o concreto projetado da Ocorrência 2A

| Concreto Projetado | | |
|---------------------------|------------|------------|
| Espessura de 15 cm | | |
| I (m ⁴) | $b.h^3/12$ | 0,00028125 |
| A (m ²) | $b.h$ | 0,15 |

| Concreto Projetado | | |
|------------------------------|--|----------|
| E _{conc proj} (kPa) | | 25000000 |
| "Plate" - Parâmetros PLAXIS: | | |
| EA (kN/m) | | 3750000 |
| EI (kN.m ² /m) | | 7031 |
| v | | 0,3 |
| w (kN/m/m) | $(\gamma_c - \gamma_s) \cdot e = (25 - 18) \cdot 0,15$ | 1,05 |

4.3.3 Processo de escavação

O processo de escavação da Ocorrência 2 seguiu regras definidas de acordo com a técnica de estabilização utilizada. Em parte da execução da obra (a partir da cota +34,0 m, na face G), a escavação foi feita em nichos, mas esse tipo de escavação não pode ser simulado por uma análise bidimensional. Os grampos comuns e os grampos com carga foram modelados de forma diferentes (Figura 4.39).

| Ordem | Grampos | Grampo com carga |
|-------|--|--|
| 1º | Escavação de 1 ou 2 patamares com no mínimo 80 cm de altura. | |
| 2º | | |
| 3º | Instalação do grampo | Instalação do concreto projetado |
| 4º | Instalação do concreto projetado | Instalação do grampo |
| 5º | - | Aplicação da Carga pontual a uma pequena distância da face |
| 6º | - | Desativar a carga pontual e ativar a conexão com a face |



Figura 4.39 - Ordem de instalação das estruturas para os grampos na Ocorrência 2A

A carga foi aplicada a uma distância de 10 cm da face de concreto armado e depois foi feita a fixação do grampo. Isso foi realizado para simular o fato de que a fixação é feita apenas após a aplicação da carga.

4.3.4 Resultados

A seção avaliada na Ocorrência 2A foi modelada com duas possibilidades, um modelo com camada reliquiar e outro sem. Dois inclinômetros e 5 níveis de grampos de um total de 16 foram instrumentados. Todos encontram-se no Solo Residual Jovem. A seguir serão apresentados os resultados dos modelos para os dois inclinômetros e todos os grampos.

A data de instalação e leitura dos inclinômetros, a cota de escavação no momento e a fase equivalente no PLAXIS estão resumidos na Tabela 4.14. A última leitura do inclinômetro I1 passou por problemas. Quando ocorreu a instalação do grampo G57 (Grampo 11) no dia 21/06/2004, houve uma perfuração do inclinômetro. LIMA (2007) considerou duas hipóteses para o cálculo depois da ruptura. A hipótese 1 (limite inferior) considerou fixa, depois do dia da perfuração, todas as leituras abaixo da parte afetada e a parte acima foi lida normalmente. A hipótese 2 (limite superior) considerou o movimento que ocorria no I2, depois do dia do acidente, como sendo igual ao que ocorreria no I1 abaixo da perfuração e a parte de cima continuou com as leituras como previsto.

Tabela 4.14 - Datas de instalação e leitura para os inclinômetros I1 e I2 da Ocorrência 2A

| Inclinômetros | I1 | I2 |
|-------------------------------|------------------------------------|-------------------------|
| Data de Instalação | 17/03/2004 | 12/05/2004 |
| Cota de escavação | 50,29 | 39,00 |
| Observação | Durante a escavação do Grampo 2 | Final da Face C |
| Equivalente à fase no Plaxis: | Esc1_Grampo2 [Ph 13] | ConcProjF_FaceC [Ph 38] |
| Data da Leitura 1 | 30/04/2004 | |
| Cota de escavação | 41,21 | |
| Observação | Junto com a Instalação do Grampo 6 | |
| Equivalente à fase no Plaxis: | Instalação_Grampo6 [Phase 31] | |
| Data da Leitura 2 | 26/05/2004 | |
| Cota de escavação | 35,60 | |
| Observação | Durante a instalação do Grampo 9 | |
| Equivalente à fase no Plaxis: | Inst_Grampo9 [Ph 47] | |
| Data da Leitura 3 | 17/06/2004 | |
| Cota de escavação | 32,75 | |
| Observação | Durante a instalação do Grampo 11 | |
| Equivalente à fase no Plaxis: | Instalação_Grampo11 [Phase 59] | |
| Data da Leitura 4 | 13/08/2004 | |
| Cota de escavação | 29,00 | |
| Observação | Escavação Finalizada | |
| Equivalente à fase no Plaxis: | Fixação_Grampo16 [Phase 86] | |

A Figura 4.40 contém os resultados do inclinômetro I1, que está mais a montante e possui 27,50 m de comprimento. Em todas as leituras os dois modelos apresentaram estimativas maiores que o inclinômetro, já que o modelo não considera a escavação em nichos. Todavia, as leituras do modelo sem camadas reliquiárias ficou mais próxima dos dados da instrumentação e com a forma da curva mais semelhante. O modelo com camadas reliquiárias apresentou uma concentração maior de deslocamentos a meia altura do tubo de inclinômetro. Enquanto o modelo sem camadas reliquiárias, os deslocamentos horizontais são decrescentes com a profundidade.

A concentração de deslocamentos a meia altura é compatível com a ruptura em camadas menos resistentes no talude, pois a solicitação a médias profundidades é o suficiente para romper as camadas reliquiárias, mas não a matriz de solo. Um talude mais homogêneo, por sua vez, se movimentaria em função da profundidade, já que quanto mais profundo o solo, mais rígido ele é.

Os resultados do inclinômetro I2 estão mostrados na Figura 4.41. Este inclinômetro está mais próximo da face de escavação e possui 14,00 m de profundidade. Nesse inclinômetro os modelos com ou sem camadas reliquiárias ficaram bem próximos um do outro. Ambos apresentam uma forma da curva similar aos dados da instrumentação e apresentam deslocamento ligeiramente menores que as medidas de deslocamento horizontal. A instrumentação indicou deslocamentos a baixas profundidades maiores que os dois modelos, isso se deve provavelmente a rupturas e, em regiões de fraqueza superficiais localizadas perto da Face G, que possui inclinação quase vertical.

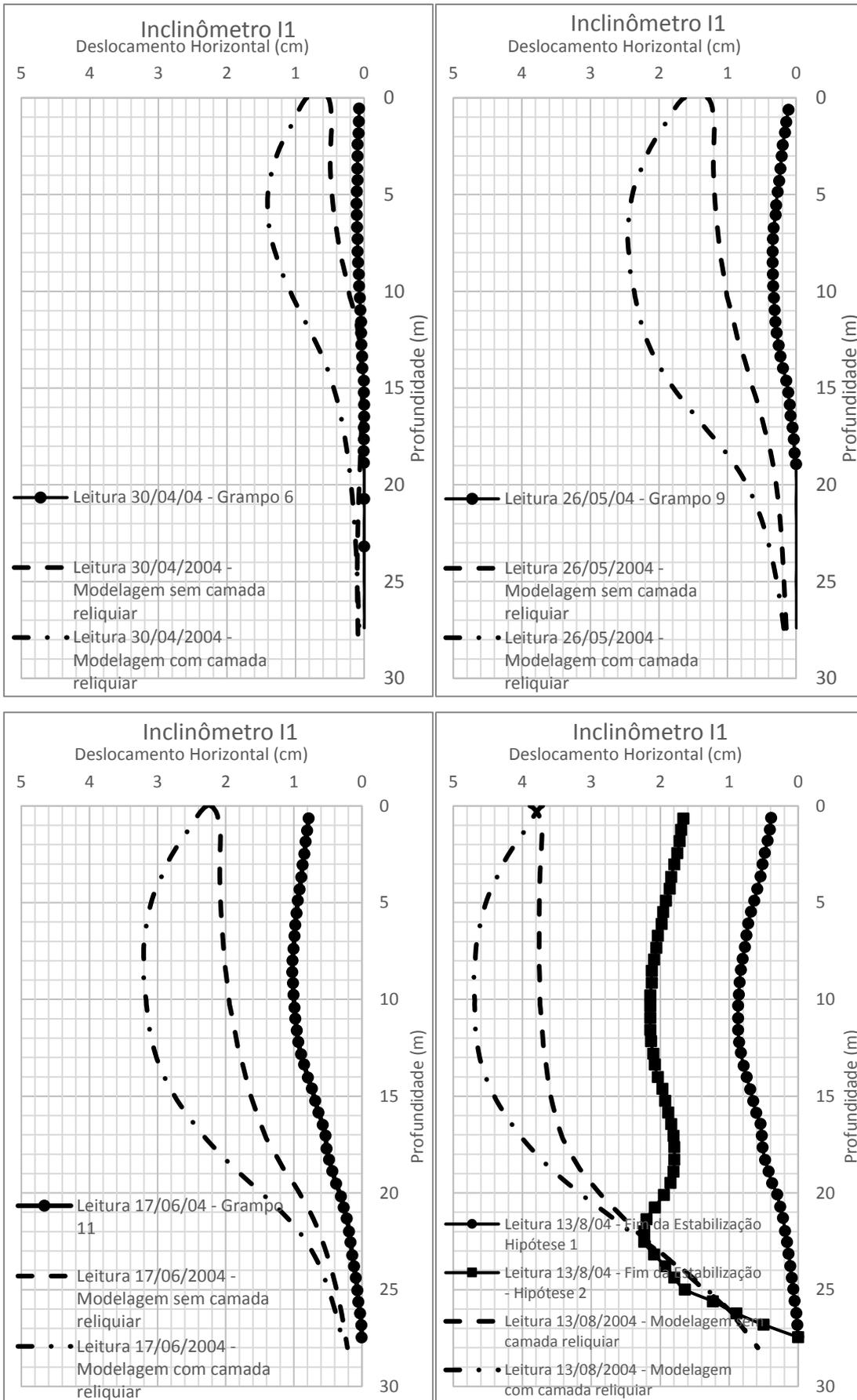


Figura 4.40 - Resultados do inclinômetro I1 para a Ocorrência 2A

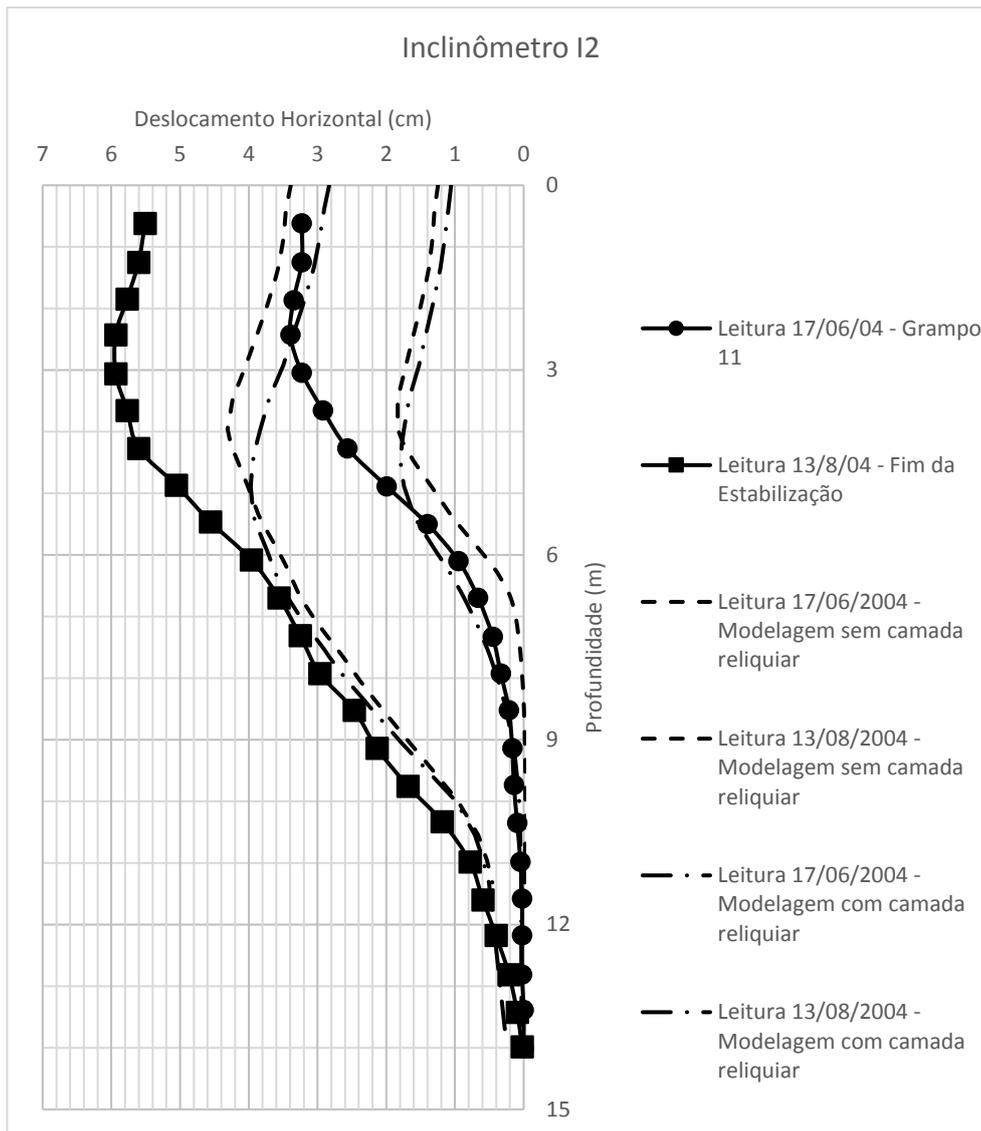


Figura 4.41 - Resultados do inclinômetro I2 para a Ocorrência 2A

Os 16 níveis de grampos são apresentados da Figura 4.44 até a Figura 4.65. O número do grampo reflete a ordem de instalação, mas os grampos instrumentados são apresentados primeiro. Os resultados são apresentados para a (i) leitura da instrumentação no final de escavação e no (ii) momento do fim da escavação vizinha. Essas duas leituras são comparadas com o modelo bidimensional.

O motivo para se considerar o momento do final da escavação da obra em si e o momento do final da escavação vizinha se deve à geometria da escavação e o modelo bidimensional considerado. O modelo bidimensional considera a seção como se estendendo ao infinito, ou seja, um estado plano de deformações (Figura 4.42a). A geometria de escavação da obra não está exatamente em um estado plano de

deformações, a face de escavação está mais recuada no maciço, logo as tensões confiantes são maiores, o FS é mais alto e as estruturas menos solicitadas (Figura 4.42b). Com o retaludamento e finalização das Ocorrências 1 e 2B, a face do talude deixa de ser recuada e se aproxima um pouco mais do estado plano de deformações (Figura 4.42c). Isso se reflete, como veremos na instrumentação, em um aumento das cargas dos grampos.

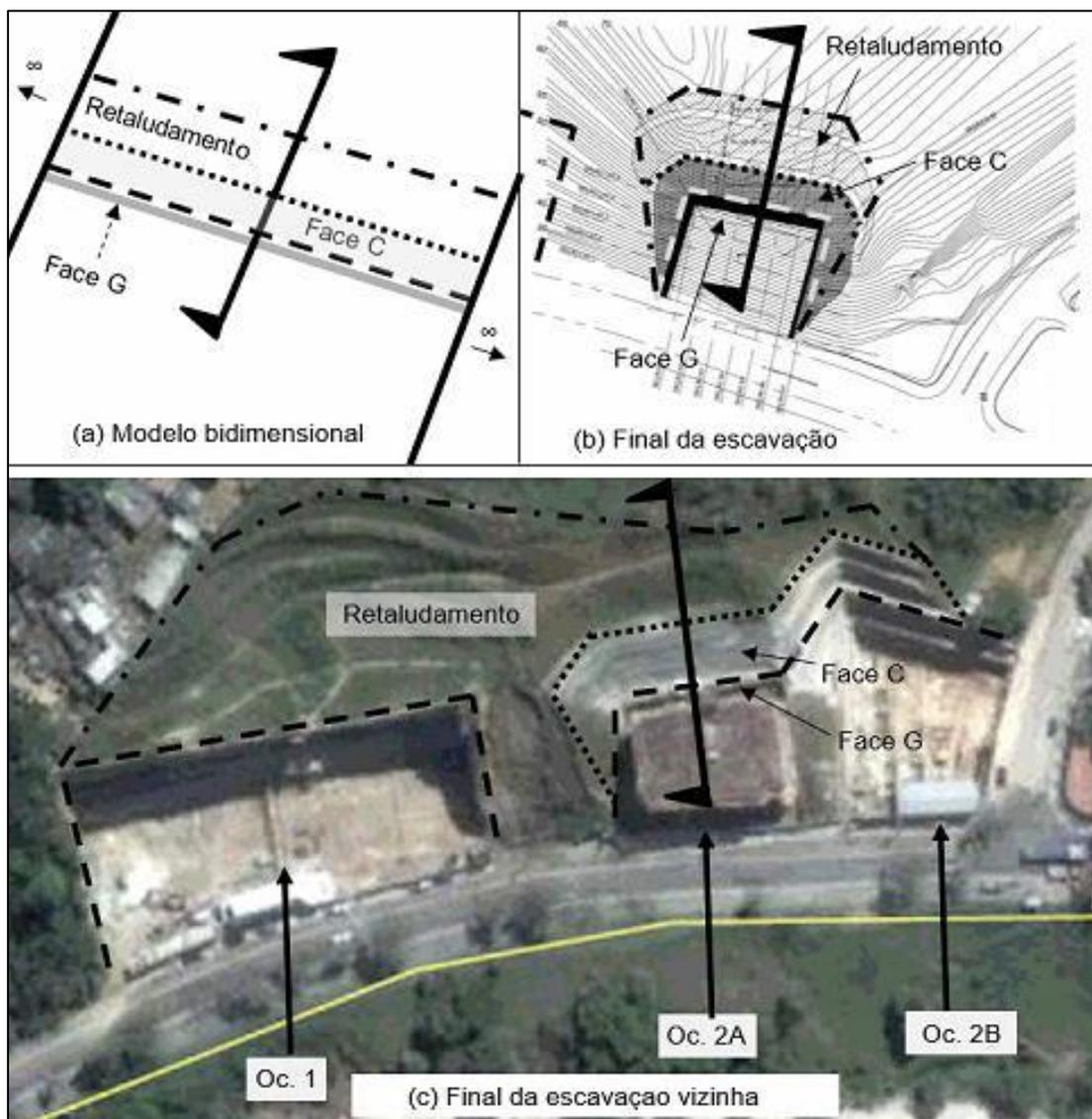


Figura 4.42 - Geometria da escavação da Oc 2A em planta: (a) geometria idealizada para o modelo bidimensional; (b) geometria existente no final da escavação; (c) geometria da região após o fim de todas as escavações (Imagem: Google Earth).

Os grampos da Face C são os grampos de maior comprimento: dois mais a montante com 24 m e cinco mais a jusante com 21 m. A Face G é a face mais íngreme dessa escavação. Em todos grampos dessa face foram aplicados uma tração de 100 kN imposta na instalação. O comprimento dos grampos: três níveis superiores com 18 m, seguidos por cinco níveis de 15 m cada, mais um nível com 12 m e o último nível

com 9 m. A seção-tipo foi monitorada por meio de duas colunas, uma em cada lado, com grampos instrumentados: Coluna A e Coluna B. A distância entre as duas colunas foi de 4 m.

No Grampo 01 (Figura 4.44) os dois modelos apresentam curvas parecidas, ambos apresentam cargas relativamente constantes ao longo do grampo e um leve aumento de tração no terço final. Entretanto, o modelo com camadas reliquiares apresenta-se ligeiramente menor perto da face. A instrumentação ao fim da escavação é equivalente aos modelos na região perto da face, mas no centro encontra-se um pico de tração. Além disso, no fim a tração é bem menor. Quando do fim da escavação vizinha, há uma ligeira diminuição de tração instrumentada próxima da face, mas um aumento do pico no centro e no fim do grampo (Figura 4.45).

A curva dos modelos do Grampo 03 são ambas semelhantes na forma da curva, as cargas são constantes pelo corpo do grampo. A diferença ocorre para o modelo com camada reliquiares que apresenta valores menores perto da face e um pouco maiores no restante do grampo. A instrumentação para o final da escavação da obra também contém essas características, mas com valores no geral ligeiramente menores e um pouco mais erráticos (Figura 4.46). Os valores medidos ao final da escavação vizinha aumentaram e se aproximam mais dos modelos, todavia os valores ficam ainda mais erráticos e um pico de carga apareceu perto da face (Figura 4.47).

O Grampo 05 possui os modelos com cargas quase duas vezes maiores que a instrumentação. O modelo sem camadas apresenta um pico próximo a face e uma carga quase constante ao longo do restante do grampo. Já o modelo com camadas existe um pico de tração mais próximo do centro. A instrumentação no final da escavação, por sua vez, apresenta cargas erráticas ao longo do grampo, com picos e vales em ambas as colunas de medição (Figura 4.48). No momento da finalização da escavação vizinha podemos observar um aumento das cargas na instrumentação. As cargas perto da face são mais próximas ao do modelo com camada reliquiares (Figura 4.49).

O Grampo 08 já é um grampo onde foi aplicada uma carga de tração de 100 kN na instalação. A tração no Grampo 08 ao final da escavação está representada na Figura 4.50. Parte dos *strain-gauges* não funcionaram adequadamente e as leituras a 6 m da face não foram realizadas. A leitura mostrou uma carga relativamente alta próximo a face e que decresce no ponto de 3 m. No centro do comprimento do grampo a carga é alta novamente e vai decrescendo até a extremidade final. O modelo sem camadas reliquiares apresenta um pico no primeiro terço do grampo e o modelo com camadas o pico fica próximo do centro. No caso da leitura feita após o fim da escavação vizinha

(Figura 4.51) as cargas na instrumentação sobem como um todo, se aproximando mais dos modelos.

O Grampo 11 na leitura do final de escavação (Figura 4.52) tem a tração medida pelos *strain-gauges* tendendo a um pico no primeiro terço do grampo. Ambos os modelos apresentam o mesmo comportamento, a diferença é que o modelo sem camada apresenta valores mais altos. Na leitura quando da finalização da escavação (Figura 4.53) vizinha, as cargas aumentam e se aproximam do modelo sem camadas reliquias.

Em todos os grampos instrumentados a hipótese de aumento de carga nos grampos depois do fim da escavação vizinha se confirmou. A instrumentação, instalada duas seções próximas: seção A e seção B, apresentou um comportamento variável com picos e vales nos grampos 01 e 05. Isso provavelmente reflete como o solo no talude é heterogêneo. Houveram casos de falha de leitura em alguns *strain-gauges*, como no grampo 08 e 11, mas nada que impedisse a verificação do comportamento dos grampos.

O Grampo 01 é aquele em que a instrumentação é a mais diferente dos modelos, graças as heterogeneidades do solo. O Grampo 03, ambos os modelos apresentam um comportamento semelhante a instrumentação. Já no Grampo 05, quando no fim da escavação, os modelos e a instrumentação não combinam, entretanto no fim da escavação vizinha, a forma da curva das cargas medidas se aproximam do modelo com camadas reliquias. Uma indicação de que próximo à face existe uma concentração de camadas menos resistentes. No Grampo 08, a instrumentação possui falhas de leitura próxima a face, mas do meio ao fim do grampo se aproxima de ambos os modelos. O último grampo instrumentado, Grampo 11, a curva de instrumentação é parecida com ambos os modelos.

Na Ocorrência 2A, o talude de escavação foi mais abatido e a inclinação as camadas reliquias não ficaram tão desfavoráveis a face de escavação (Figura 4.43), assim era de se esperar menor influência destas no comportamento.

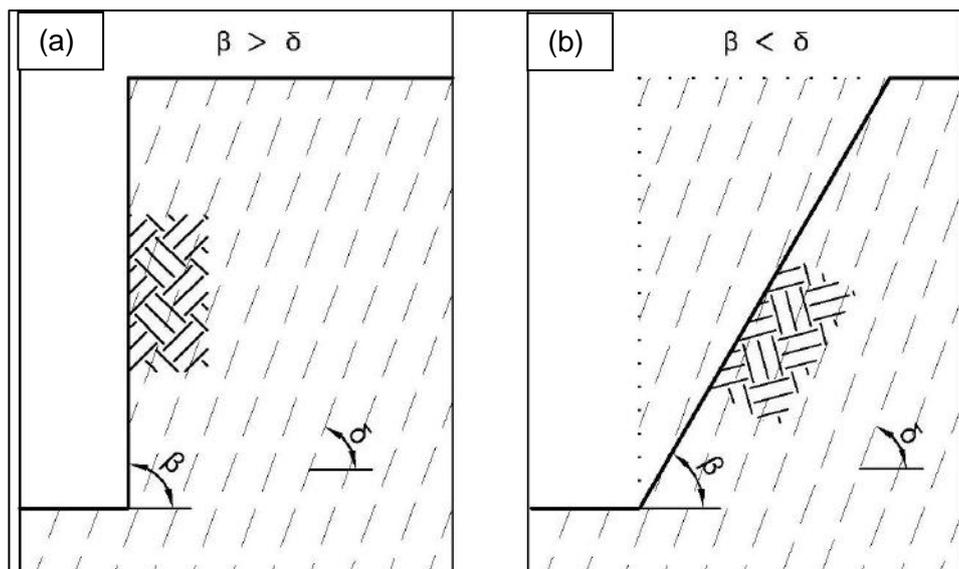


Figura 4.43 - A inclinação relativa entre a face de escavação e o mergulho das camadas reliquiares influenciam na estabilidade: (a) situação com camadas desfavoráveis à escavação; (b) situação onde a escavação impede que as camadas fiquem muito desfavoráveis.

Consistentemente, os resultados dos inclinômetros e tensões medidas nos grampos, indicaram que a estabilidade global do talude não dependeu das camadas reliquiares, mas teve influência em rupturas localizadas e nos esforços dos grampos, em posições situadas mais próximas à face:

- I1, que está mais a montante e mais profundo no talude, é melhor modelado sem camadas reliquiares;
- I2, mais a jusante e próximo a face, ambos os modelos se aproximam da instrumentação, indicando a irrelevância da camada reliquiar no comportamento geral. Todavia, ocorreram deslocamentos em cotas mais altas que os modelos não conseguiram simular, indicando rupturas localizadas;
- A parte dos grampos próximos a face de escavação foram melhor modeladas pelo modelo com camada reliquiar;
- Nas regiões mais profundas dos grampos, a instrumentação convergiu para os modelos com ou sem camada reliquiar;
- Alguns grampos apresentaram comportamento errático, cuja explicação pode ser heterogeneidades localizadas.

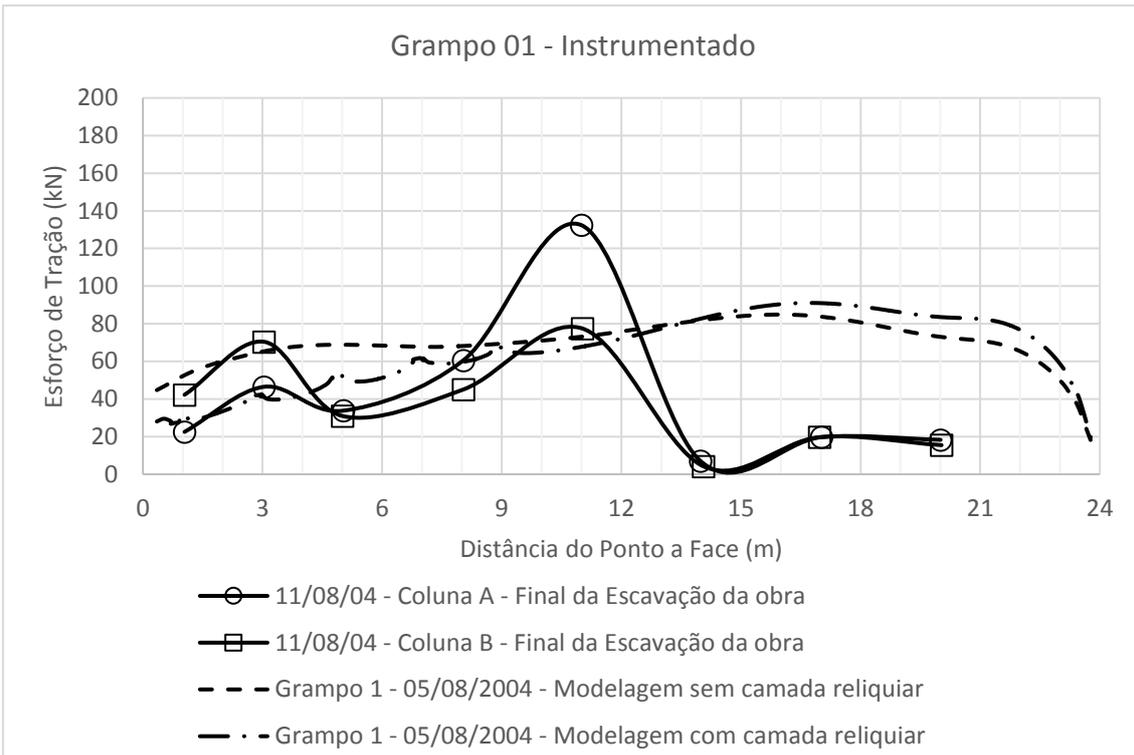


Figura 4.44 - Tração no Grampo 01 – 24 m / Final da Escavação - Com instrumentação / Face C - Oc 2A.

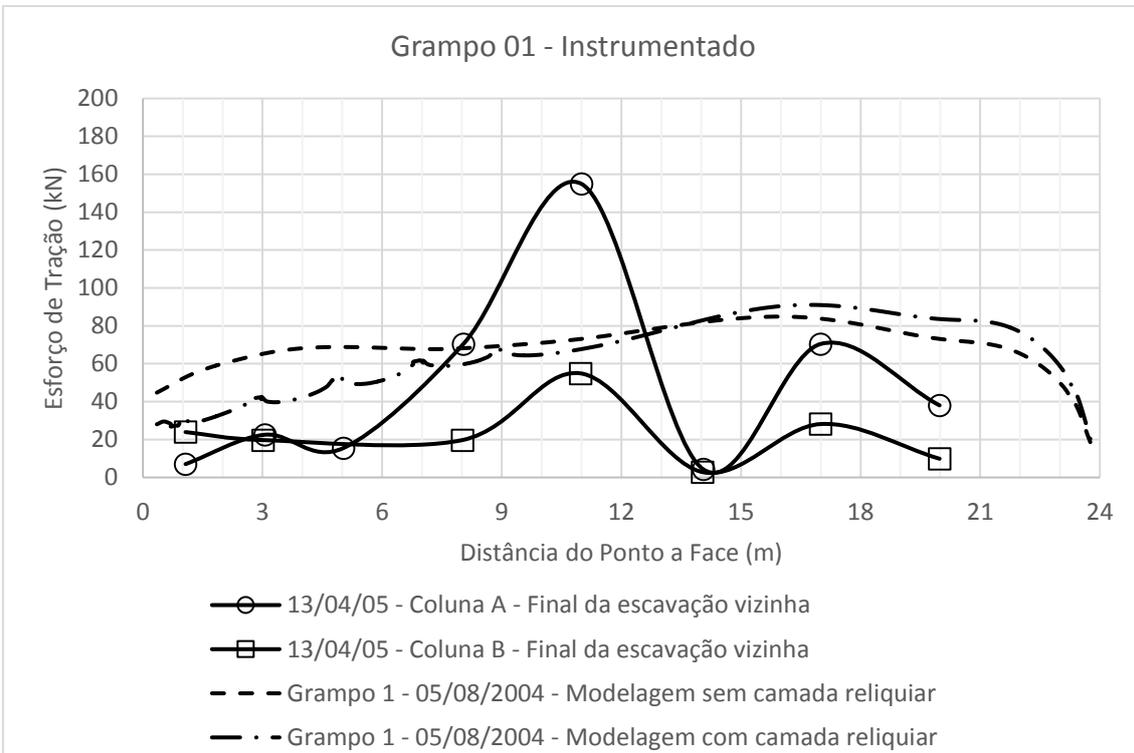


Figura 4.45 - Tração no Grampo 01 – 24 m / Final da Escavação vizinha - Com instrumentação / Face C - Oc 2A.

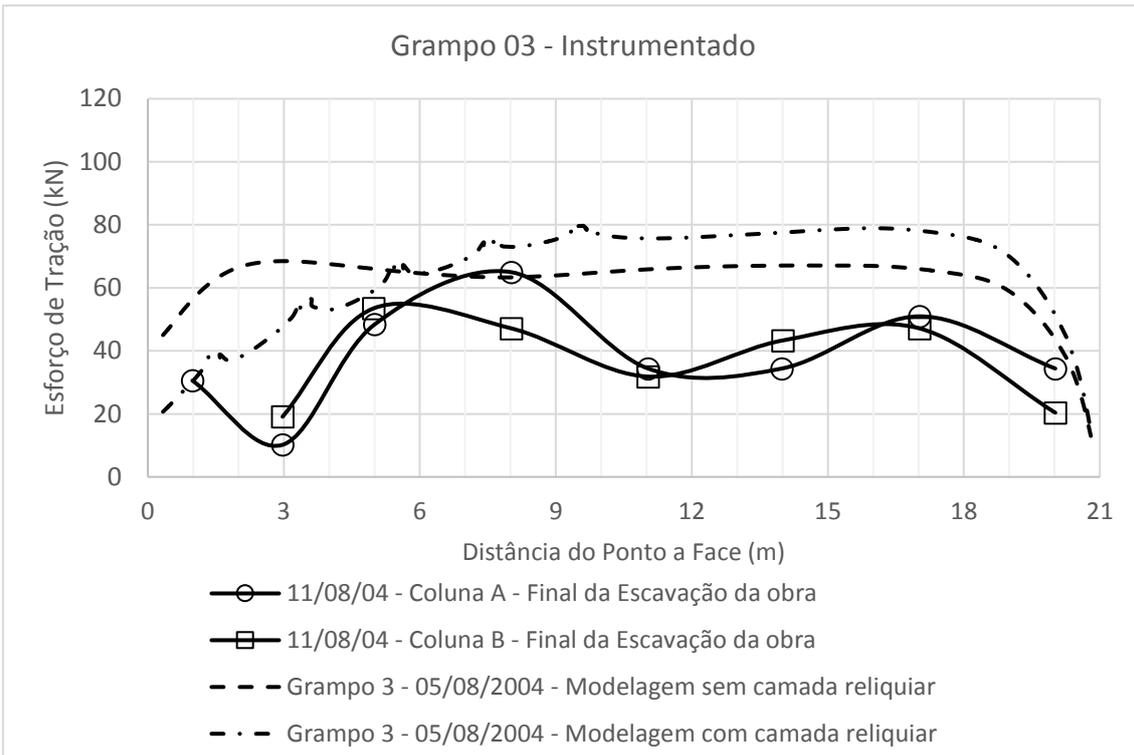


Figura 4.46 - Tração no Grampo 03 – 21 m / Final da Escavação- Com instrumentação / Face C - Oc 2A.

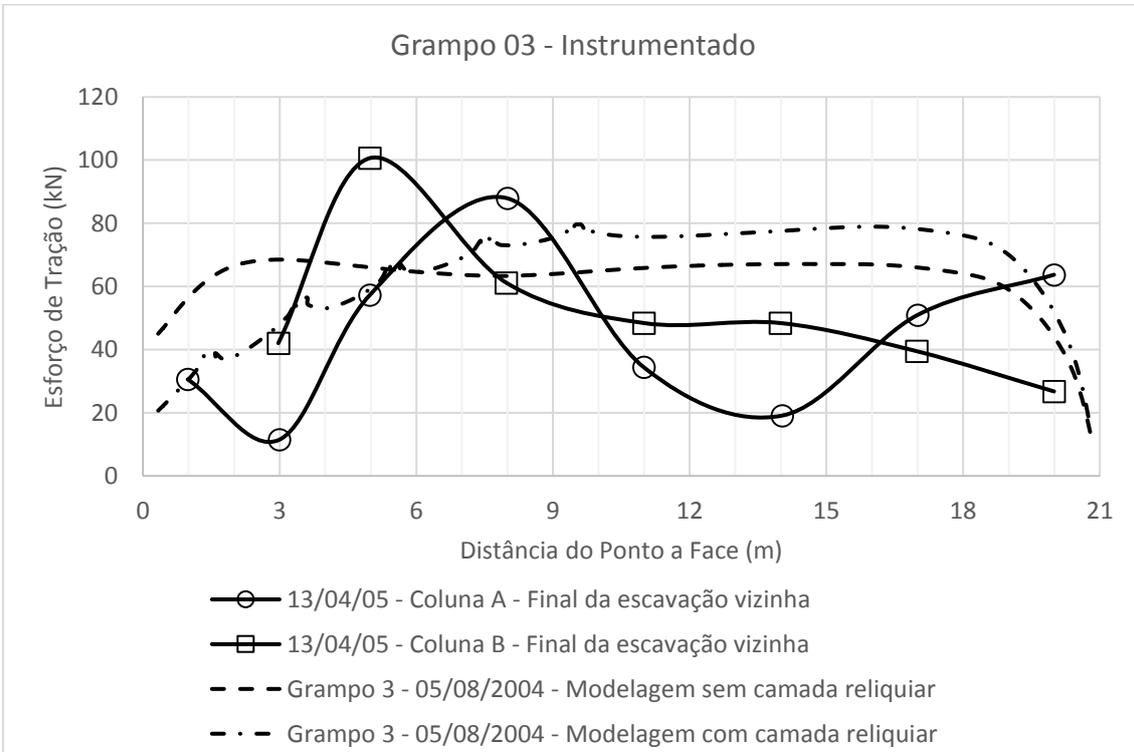


Figura 4.47 - Tração no Grampo 03 – 21 m / Final da Escavação vizinha - Com instrumentação / Face C – Oc. 2A.

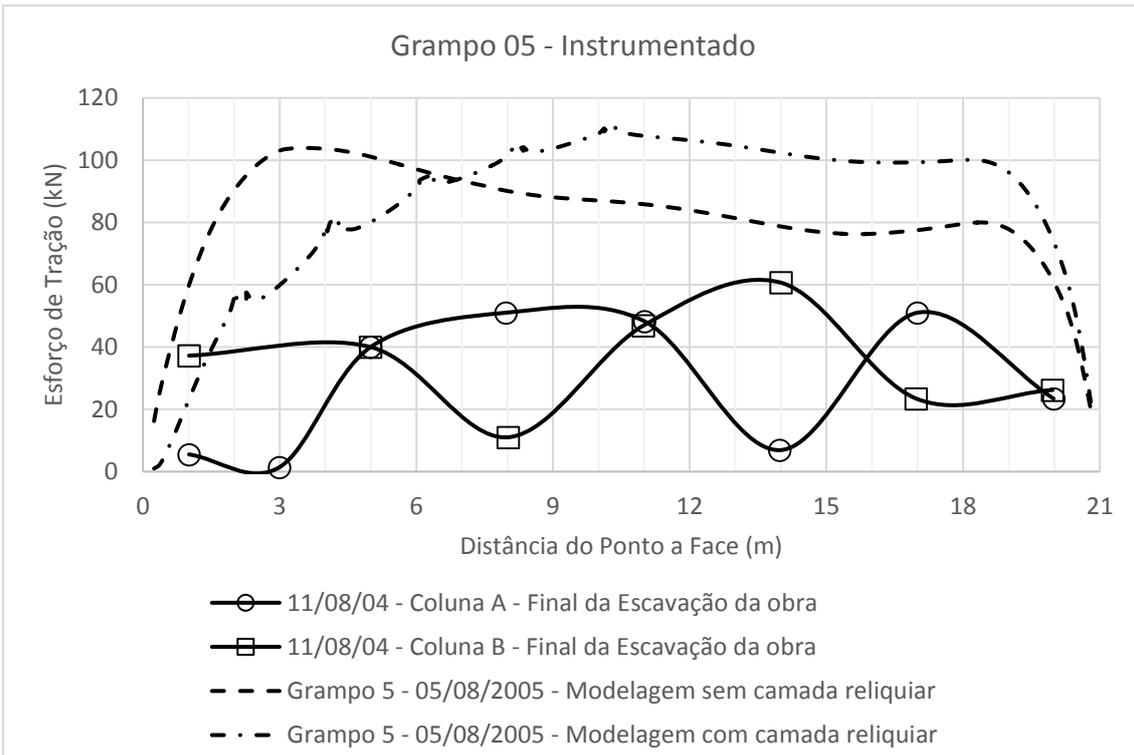


Figura 4.48 - Tração no Grampo 05 – 21 m / Final da Escavação - Com instrumentação / Face C - Oc 2A.

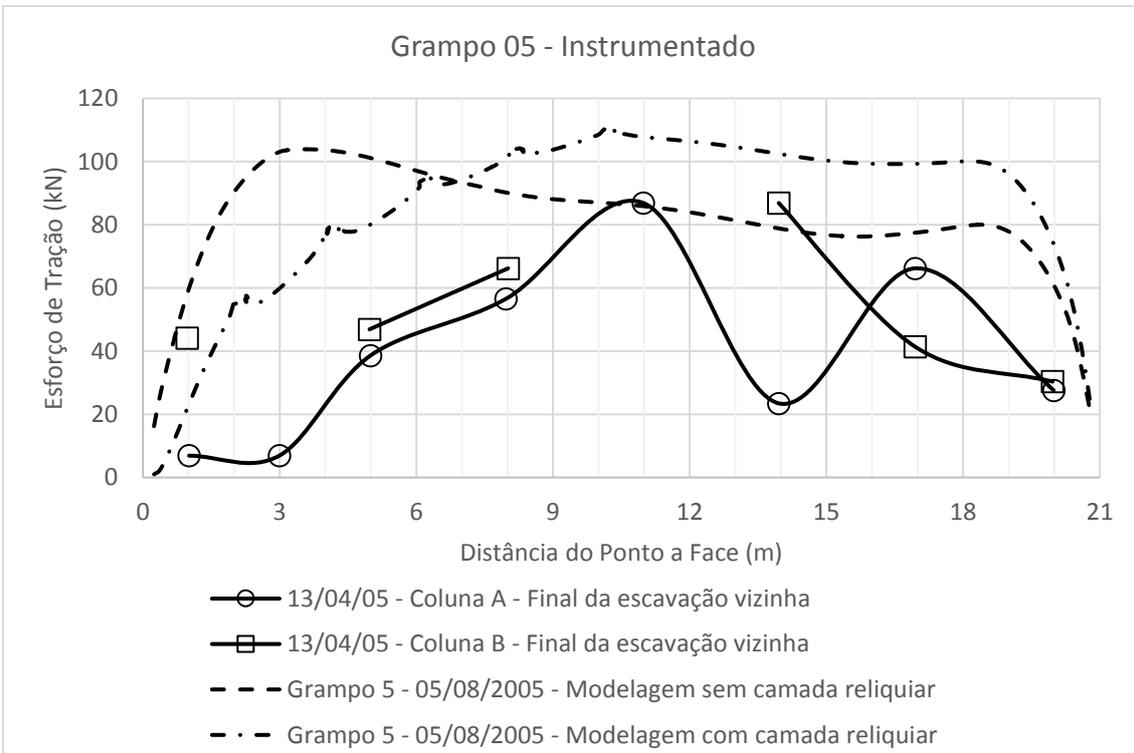


Figura 4.49 - Tração no Grampo 05 – 21 m / Final da Escavação vizinha- Com instrumentação / Face C - Oc 2A.

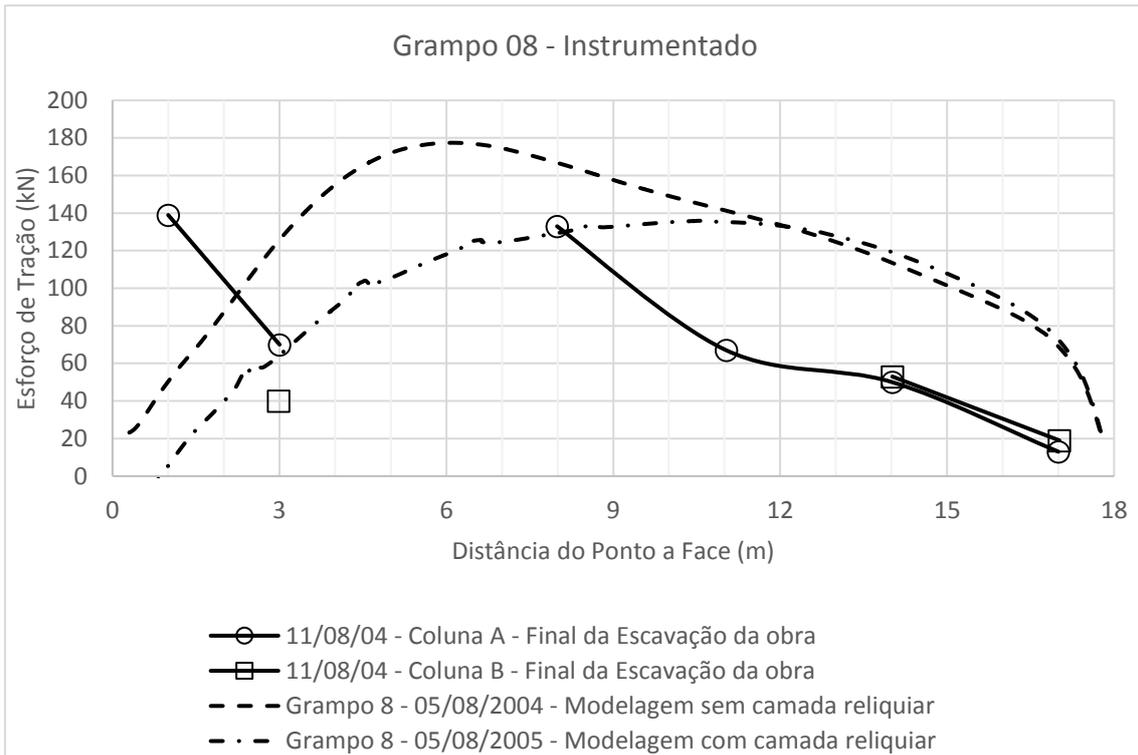


Figura 4.50 - Tração no Grampo 08 com $T_i = 100 \text{ kN} - 18 \text{ m}$ / Final da Escavação- Com instrumentação / Face G – Oc. 2A.

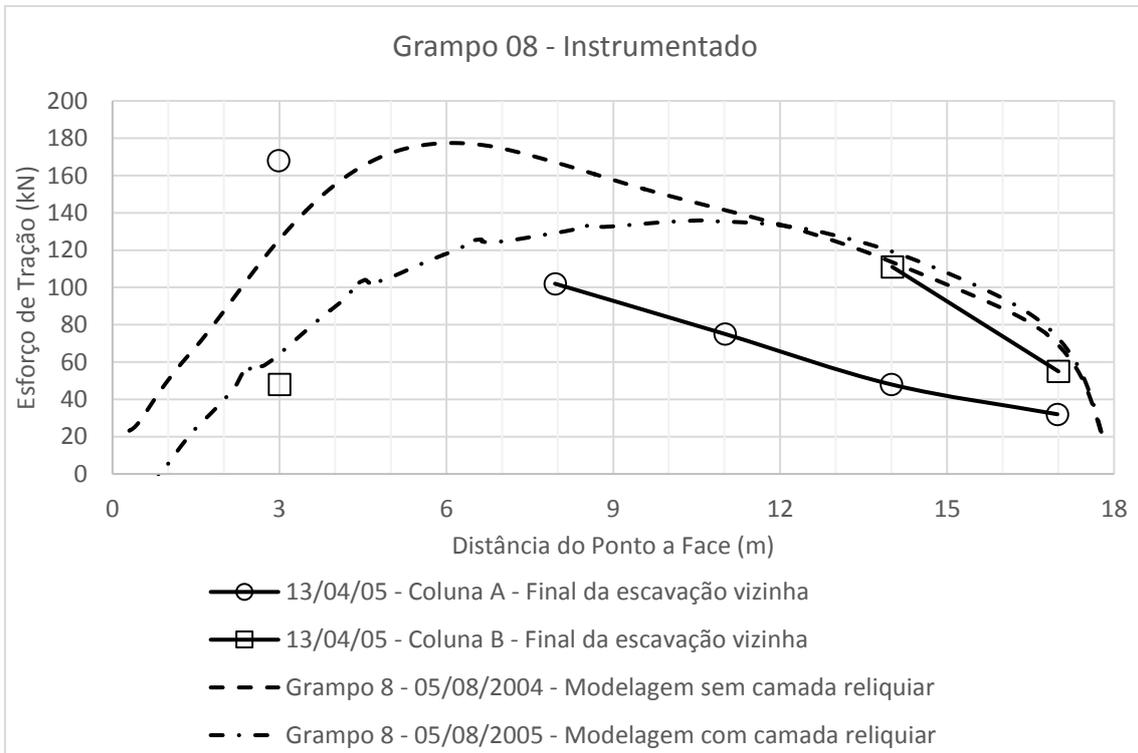


Figura 4.51 - Tração no Grampo 08 com $T_i = 100 \text{ kN} - 18 \text{ m}$ / Final da Escavação vizinha- Sem instrumentação / Face G – Oc. 2A.

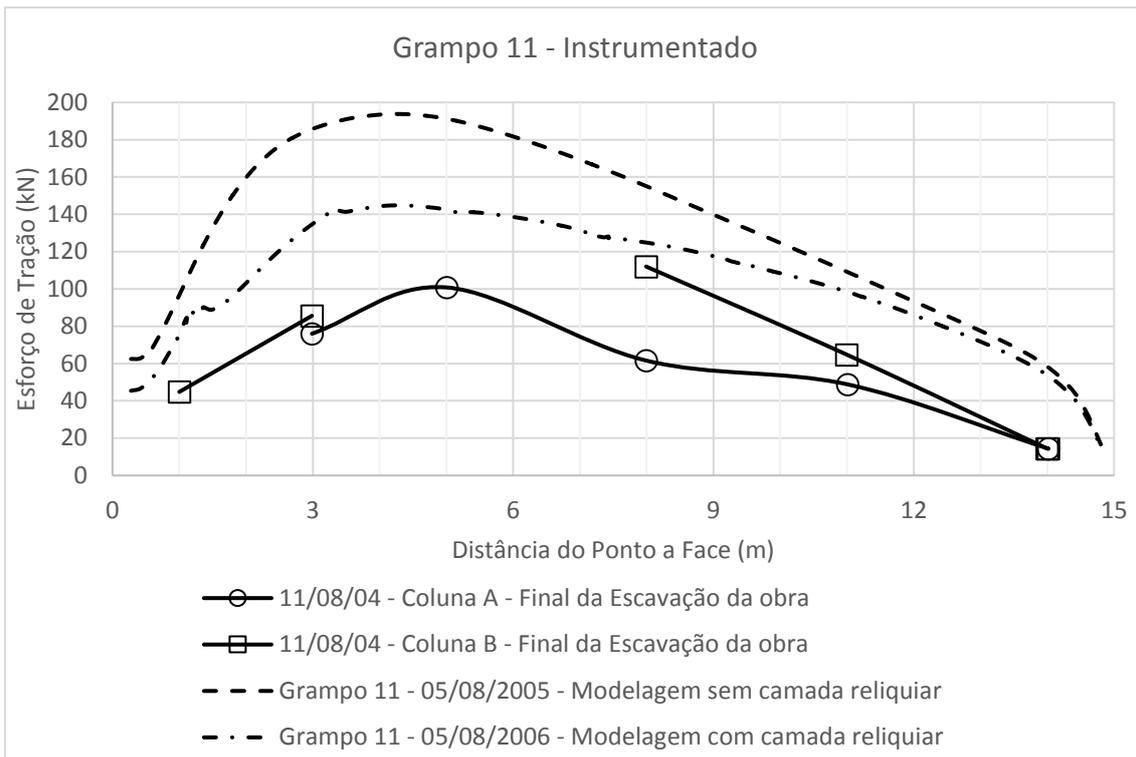


Figura 4.52 - Tração no Grampo 11 com $T_i = 100 \text{ kN} - 15 \text{ m}$ / Final da Escavação- Com instrumentação / Face G – Oc. 2A.

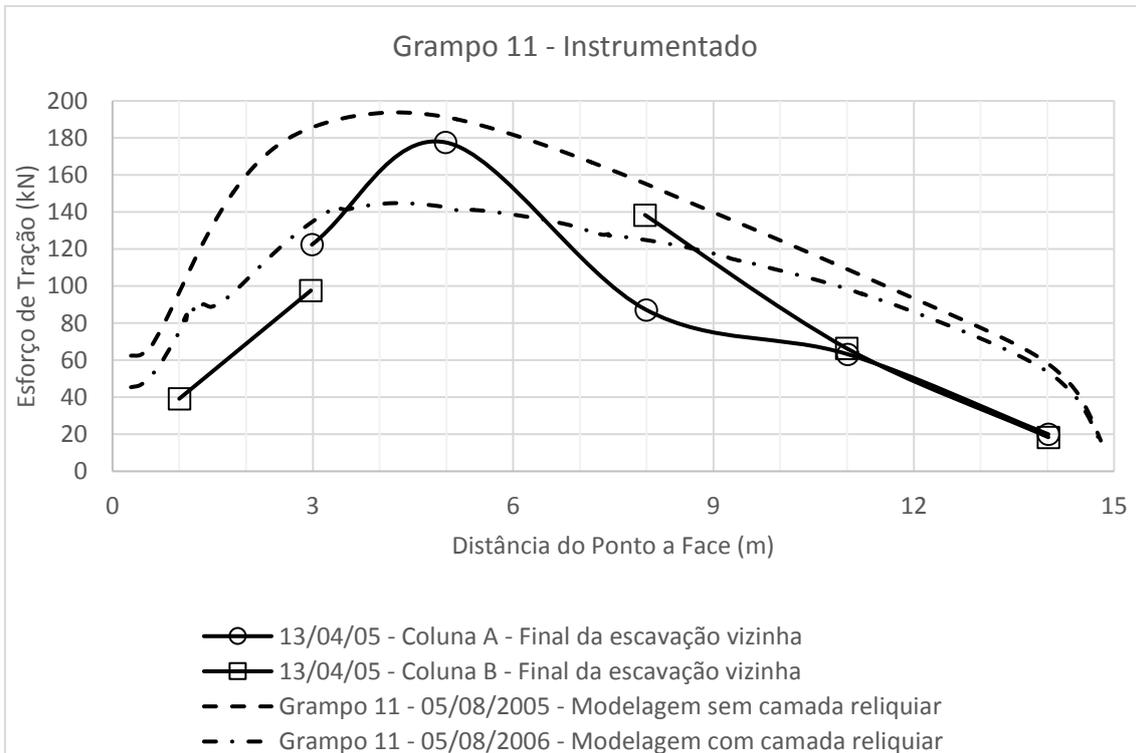


Figura 4.53 - Tração no Grampo 11 com $T_i = 100 \text{ kN} - 15 \text{ m}$ / Final da Escavação vizinha- Com instrumentação / Face G - Oc 2A.

A seguir são apresentados os grampos sem instrumentação instalada, porém com os resultados dos modelos.

No Grampo 02 os dois modelos apresentam características parecidas, uma tração relativamente constante por todo o grampo, mas com um leve aumento no terço final do grampo (Figura 4.54).

O Grampo 04 é apresentado na Figura 4.55. O modelo sem camada reliquiar possui carga constante por todo o grampo e um leve pico próximo à face. O modelo com camada reliquiar mostra um crescimento da carga até o centro do grampo, onde passa a ficar constante até cair no fim do grampo.

Os modelos testados no Grampo 06 tiveram comportamentos diferentes (Figura 4.56) O modelo sem camada reliquiar apresenta um leve pico de tração próximo à face, e no restante do grampo a carga decresce levemente até a extremidade final. O modelo com camadas reliquiar apresenta uma carga crescente, no início do grampo, que chega a um pico no centro da estrutura, e que depois vai decrescendo até o final.

O Grampo 07 está representado na Figura 4.57. O modelo sem camadas reliquiarias apresenta uma carga aproximadamente constante por todo o grampo com uma pequena queda no contato com a face, enquanto o modelo com camadas tende a ter um ponto máximo no terço final do comprimento.

Os resultados dos modelos no Grampo 09 (Figura 4.58) são análogos ao grampo anterior. O modelo sem camadas apresenta um pico de carga no primeiro terço do grampo, já o modelo com camadas reliquiarias a carga máxima fica ao centro.

O Grampo 10 (Figura 4.59) contém um comportamento do modelo sem camadas reliquiarias com um pico no primeiro terço do grampo. Já o modelo com camadas reliquiarias apresenta valores de cargas aproximadamente constantes depois dos 3 metros iniciais e antes dos 3 m finais.

O Grampo 15a apresenta resultados dos modelos bastante parecidos (Figura 4.60), ambos com carga baixa já que foram um dos últimos grampos a serem instalados e o comportamento com cargas próximas a zero próximo da face e um leve pico de tração no centro. O Grampo 15b (Figura 4.61) possui características parecida com o Grampo 15a, modelos com comportamento parecido, carga baixa na extremidade inicial e pico de tração próximo ao centro.

O Grampo 12, Grampo 13 e Grampo 14, por sua vez, apresentam em ambos os modelos, as cargas muito parecidas (Figura 4.62, Figura 4.63, Figura 4.64, respectivamente). A posição da carga máxima fica bem próxima da face de escavação.

O Grampo 16, o último a ser instalado, é o que apresenta as menores cargas. O modelo sem camada reliquiar apresenta um ponto máximo bem próximo da face, já o modelo com camada reliquiar a carga tem um decrescimento constante da face até o fim do grampo (Figura 4.65).

Observando o comportamento de todos os grampos e comparando os modelos, vemos que a influência que as camadas reliquiaras tiveram nas cargas dos grampos foi diminuir a tração perto da face de escavação. O pico, então, se desloca mais para o centro do grampo (Grampos: 04, 06, 07, 09 e 10). As camadas reliquiaras rompem e assim a cunha de solo ativa é limitada pelo solo residual reliquiar. Nos últimos grampos (Grampos: 12, 13 e 14) esse fenômeno não acontece, já que o solo não movimentava o suficiente para romper as camadas reliquiaras.

Os três últimos grampos; 15a, 15b e 16; apresentam baixas cargas, já que foram instalados praticamente ao fim da escavação. Uma importante observação pode ser feita, a análise de equilíbrio limite adota o modelo constitutivo rígido-plástico, ou seja, as estruturas são solicitadas por igual por toda a face do talude. Isso, obviamente, não acontece na realidade para estruturas passivas, como estes últimos grampos demonstram.

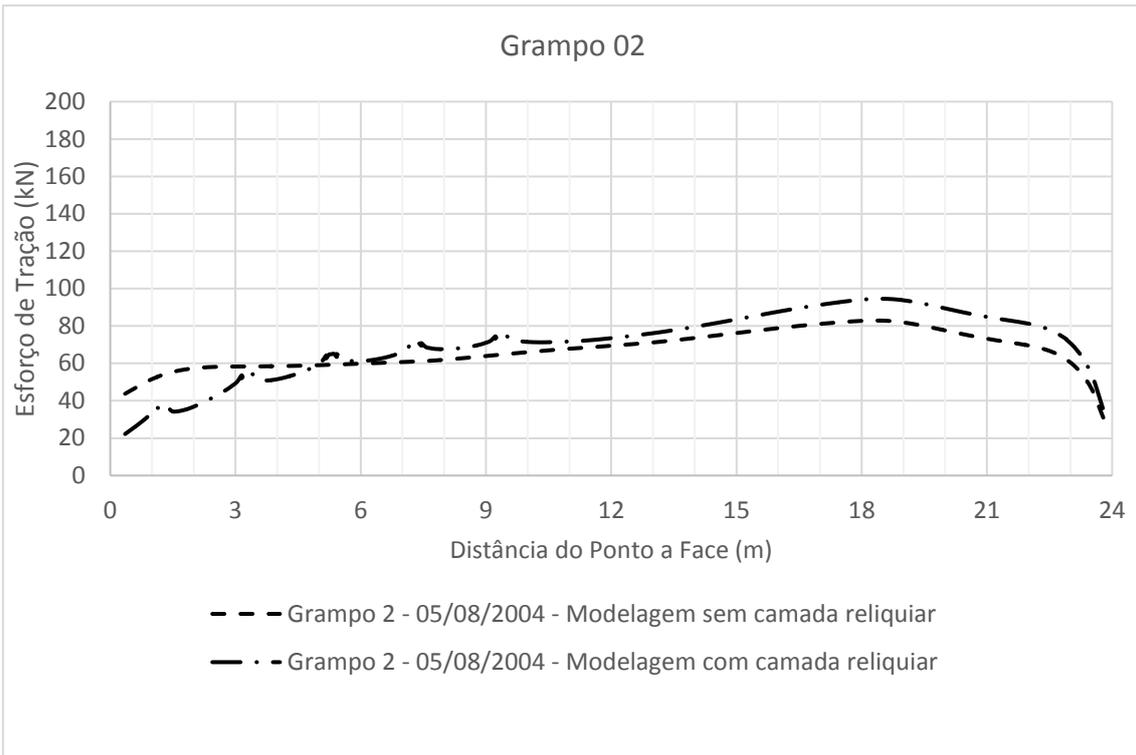


Figura 4.54 - Tração no Grampo 02 – 24 m / Final da Escavação- Sem instrumentação / Face C - Oc 2A.

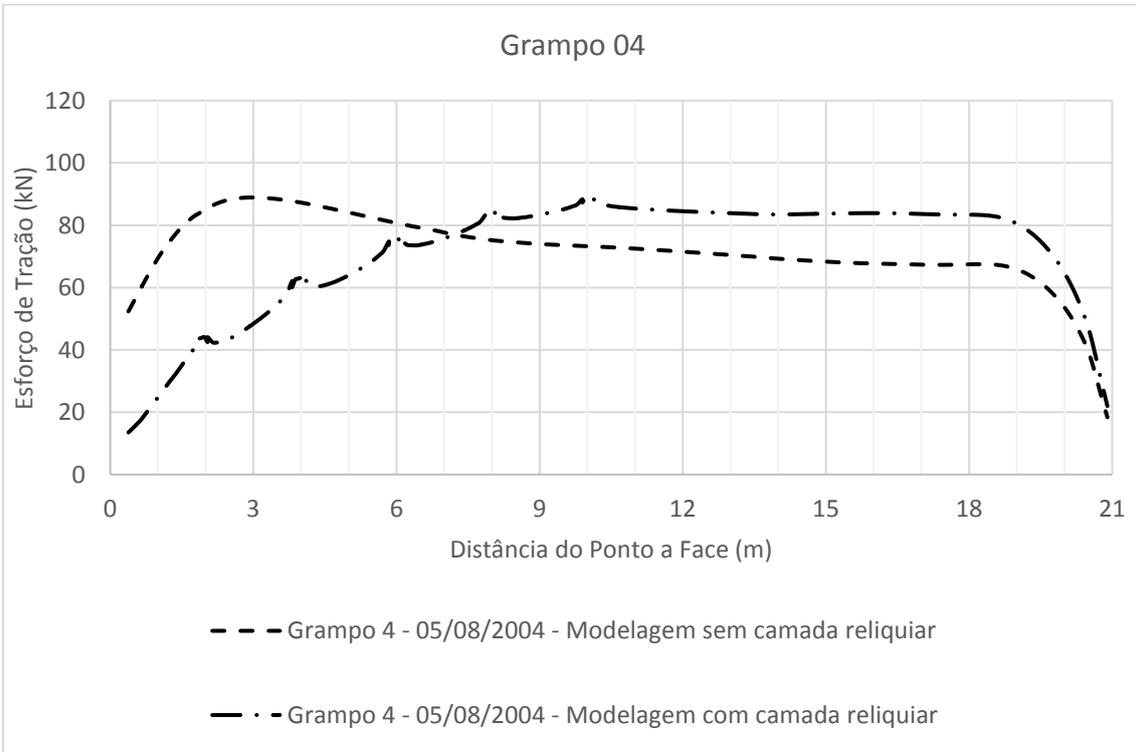


Figura 4.55 - Tração no Grampo 04 – 21 m / Final da Escavação - Sem instrumentação / Face C – Oc. 2A.

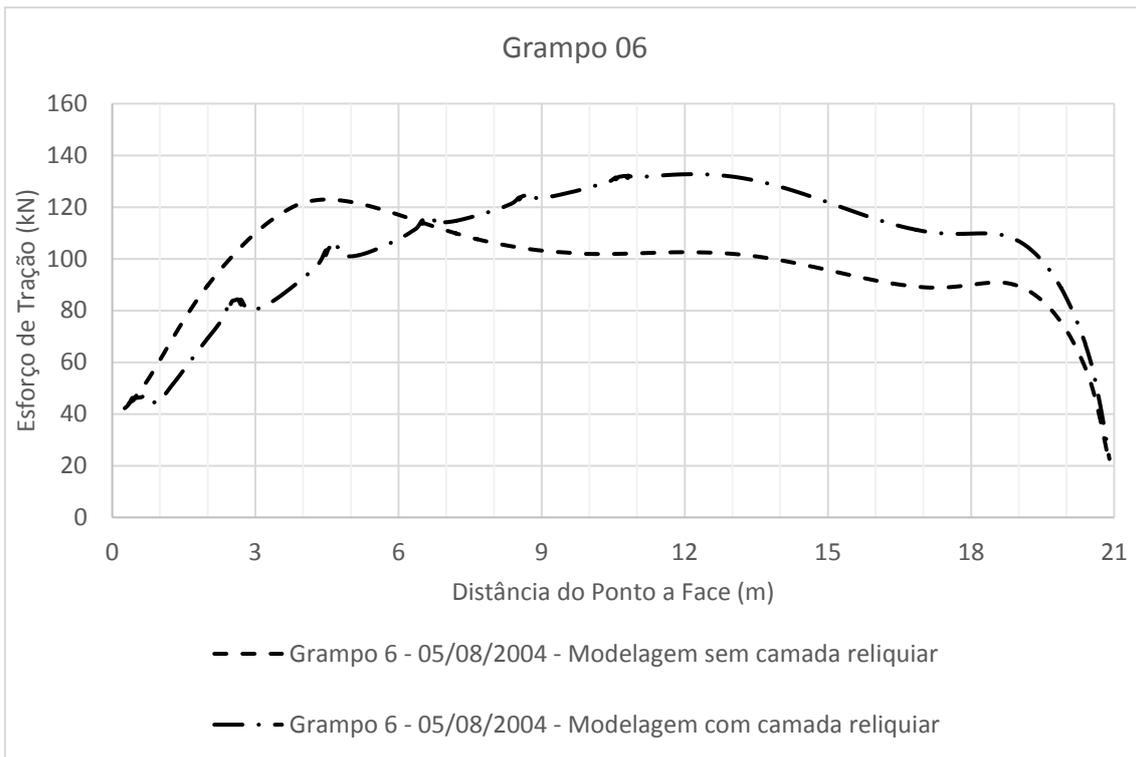


Figura 4.56 - Tração no Grampo 06 – 21 m / Final da Escavação- Sem instrumentação / Face C – Oc. 2A.

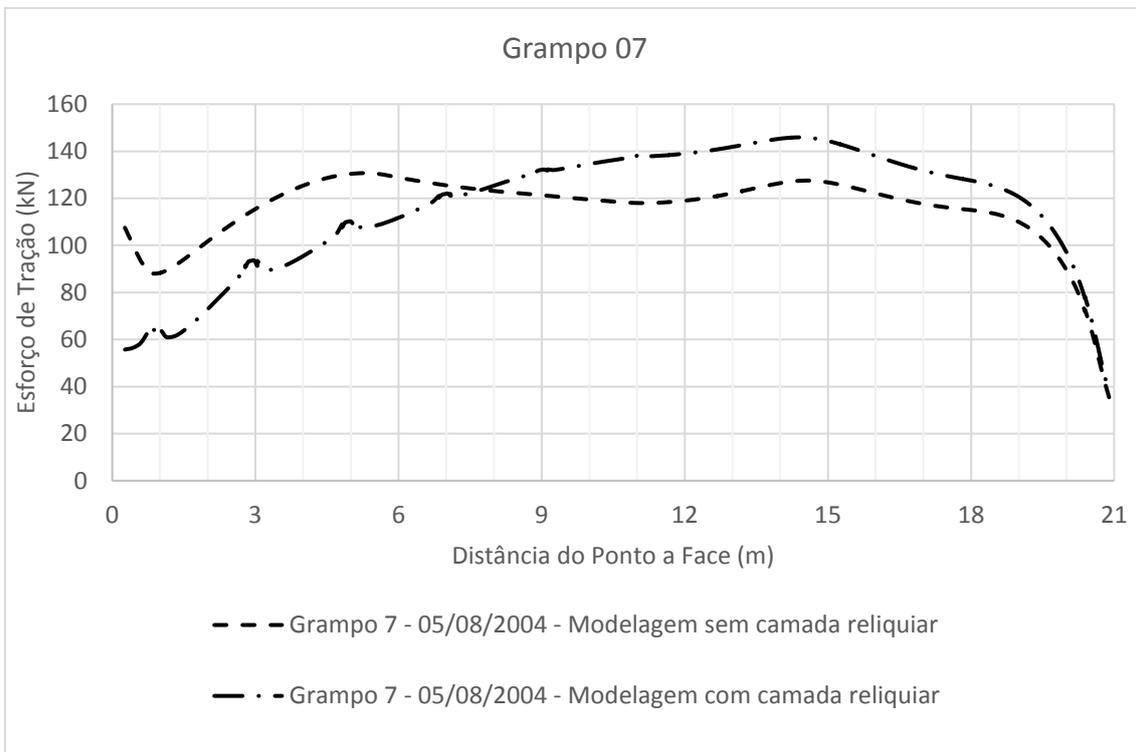


Figura 4.57 - Tração no Grampo 07 – 21 m / Final da Escavação- Sem instrumentação / Face C – Oc. 2A.

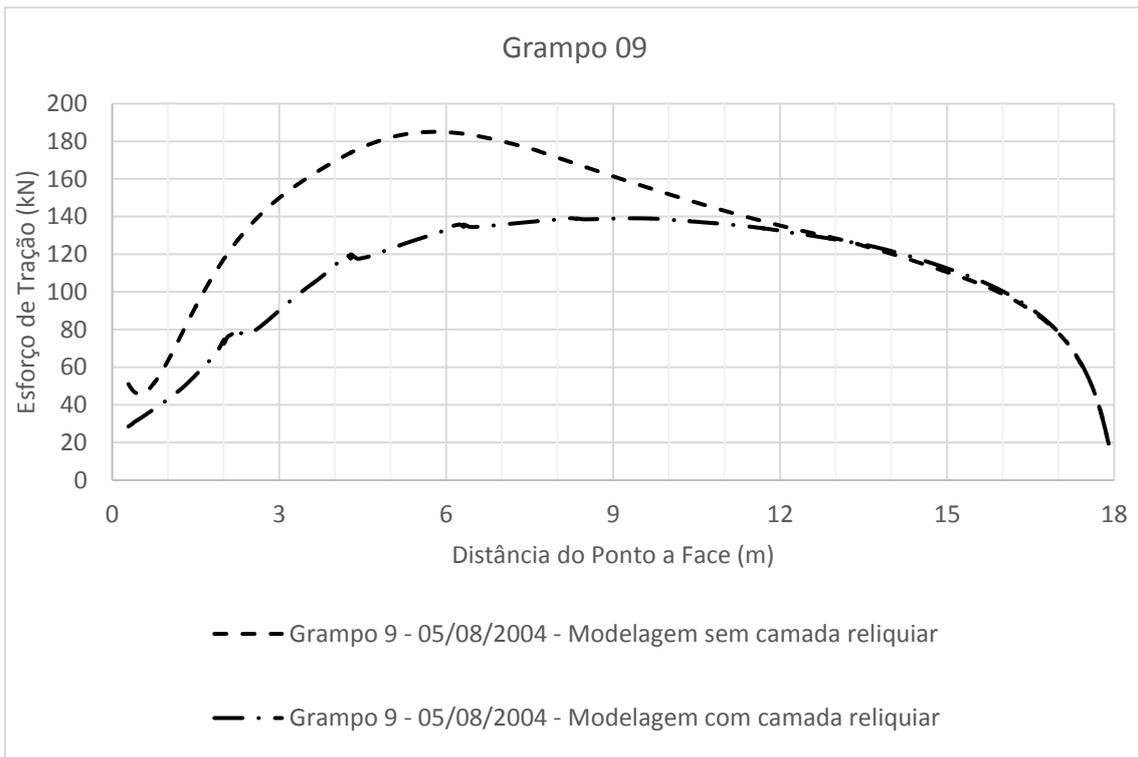


Figura 4.58 - Tração no Grampo 09 com $T_i = 100 \text{ kN} - 18 \text{ m}$ / Final da Escavação- Sem instrumentação / Face G – Oc. 2A.

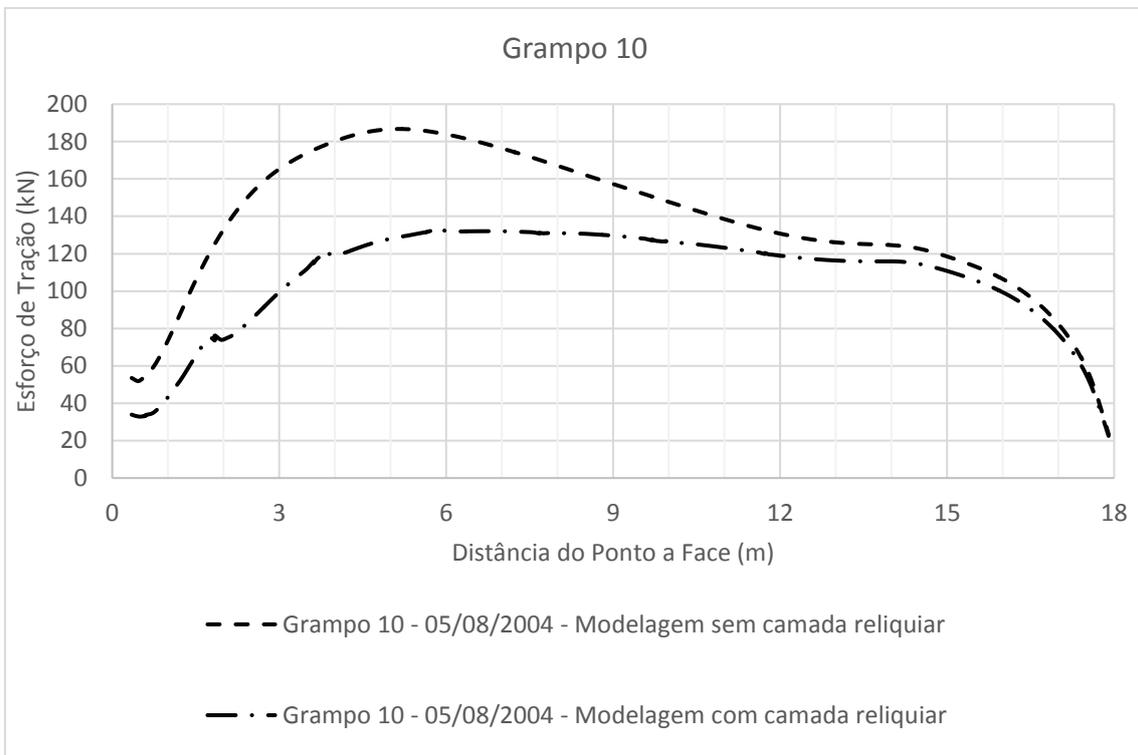


Figura 4.59 - Tração no Grampo 10 com $T_i = 100 \text{ kN} - 18 \text{ m}$ / Final da Escavação- Sem instrumentação / Face G - Oc 2A.

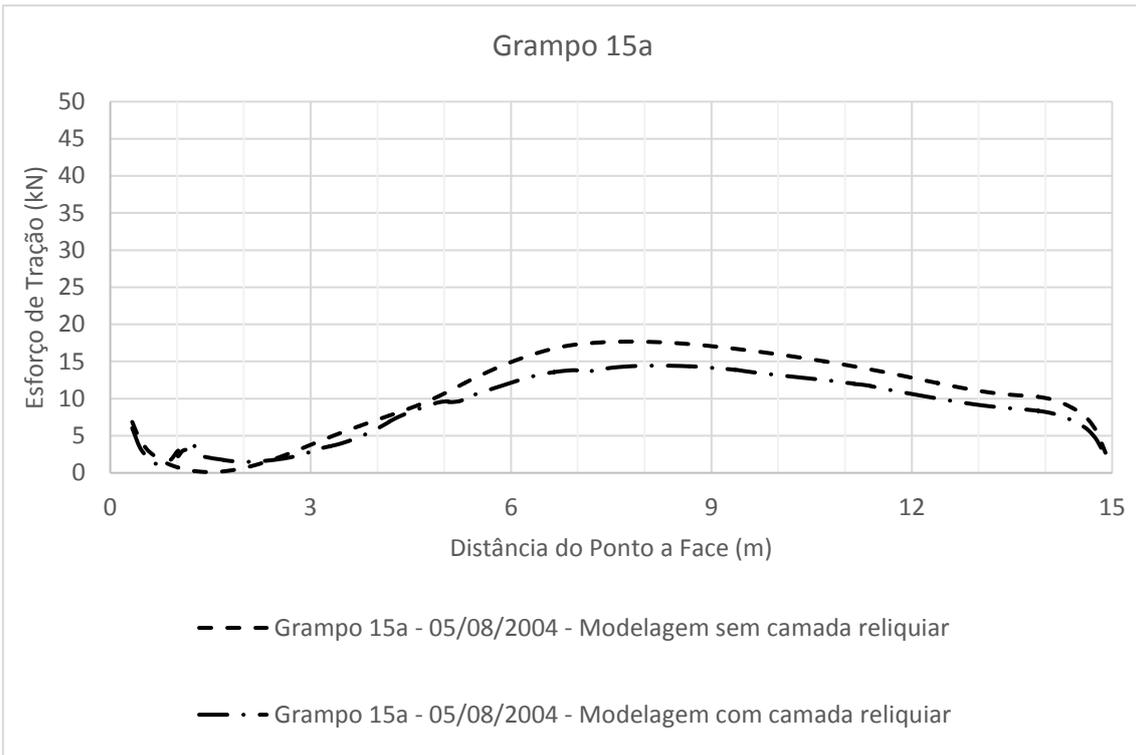


Figura 4.60 - Tração no Grampo 15a com $T_i = 100 \text{ kN} - 15 \text{ m} / \text{Final da Escavação} - \text{Sem instrumentação} / \text{Face G} - \text{Oc. 2A.}$

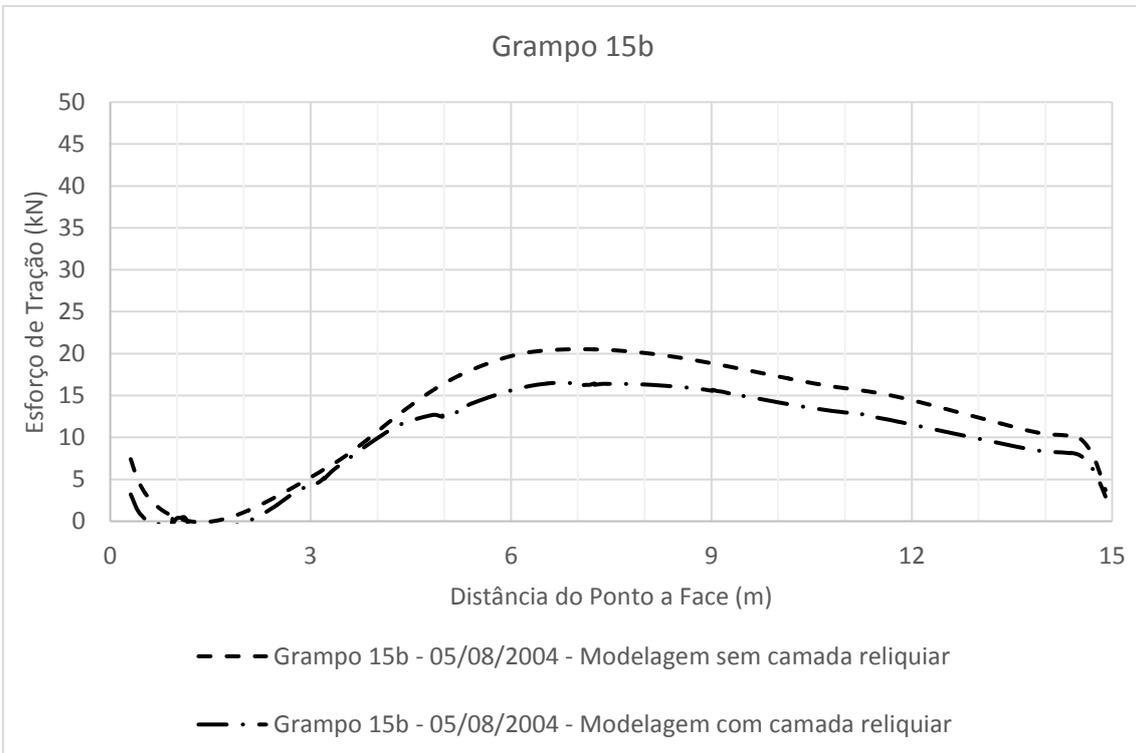


Figura 4.61 - Tração no Grampo 15b com $T_i = 100 \text{ kN} - 15 \text{ m} / \text{Final da Escavação} - \text{Sem instrumentação} / \text{Face G} - \text{Oc. 2A.}$

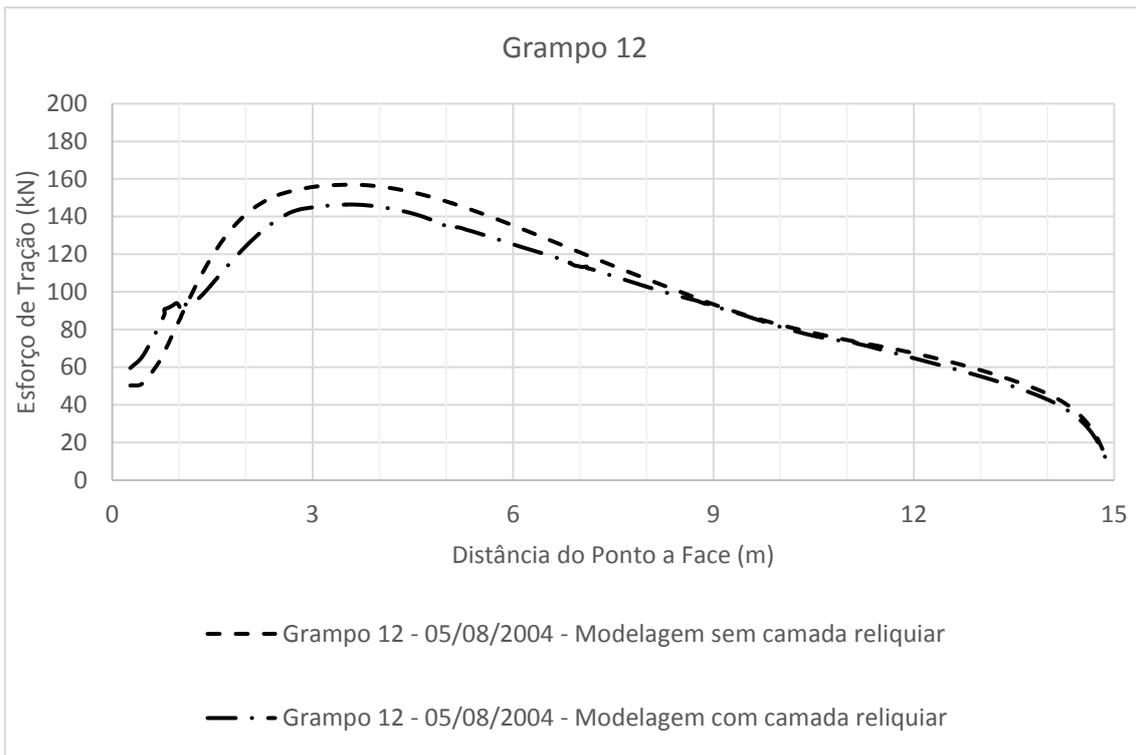


Figura 4.62 - Tração no Grampo 12 com $T_i = 100 \text{ kN} - 15 \text{ m}$ / Final da Escavação - Sem instrumentação / Face G - Oc. 2A.

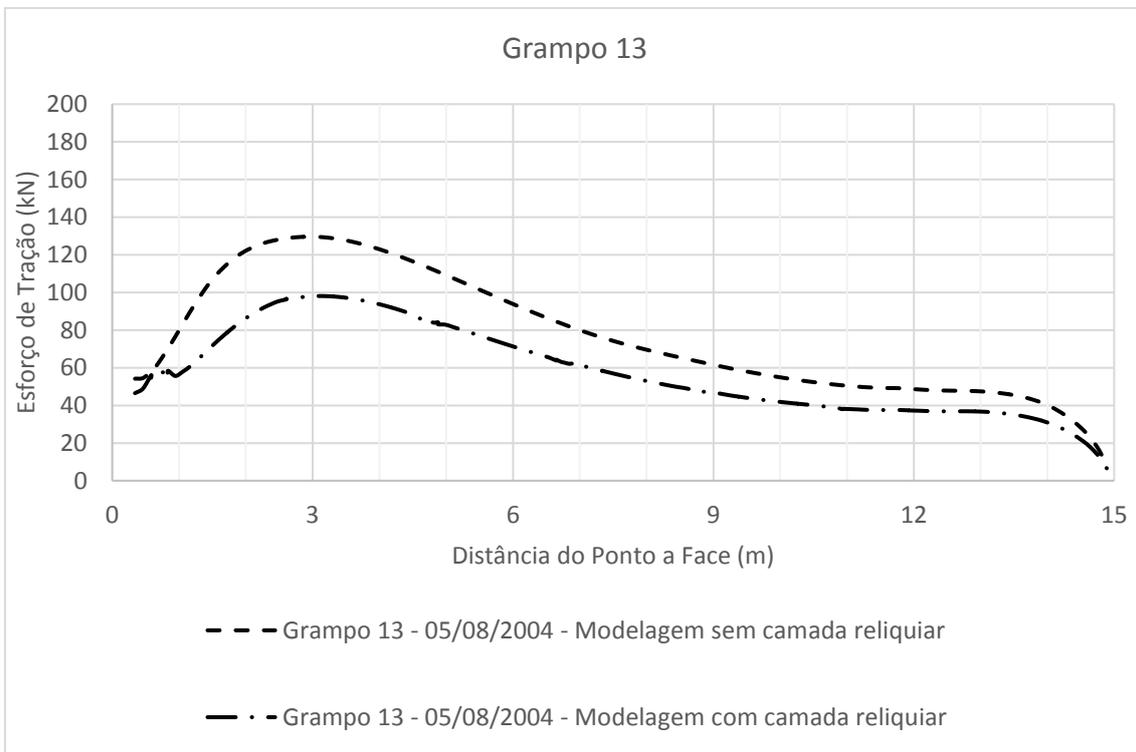


Figura 4.63 - Tração no Grampo 13 com $T_i = 100 \text{ kN} - 15 \text{ m}$ / Final da Escavação - Sem instrumentação / Face G - Oc. 2A.

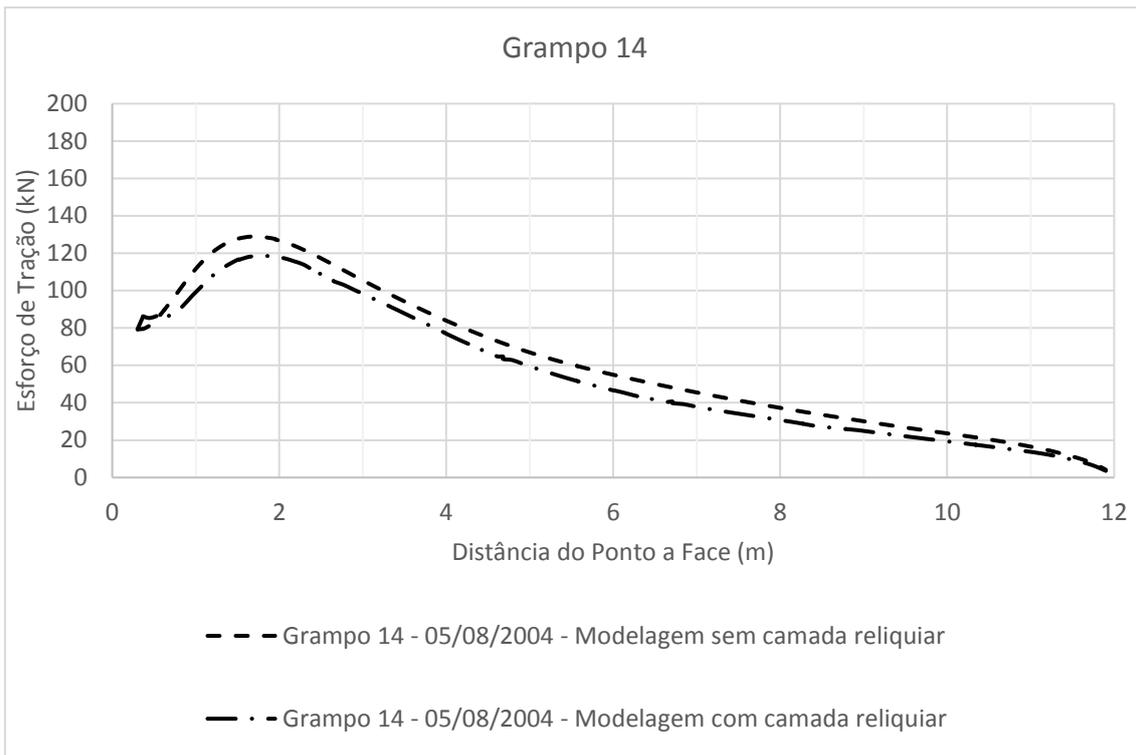


Figura 4.64 - Tração no Grampo 14 com $T_i = 100 \text{ kN} - 12 \text{ m}$ / Final da Escavação- Sem instrumentação / Face G – Oc. 2A.

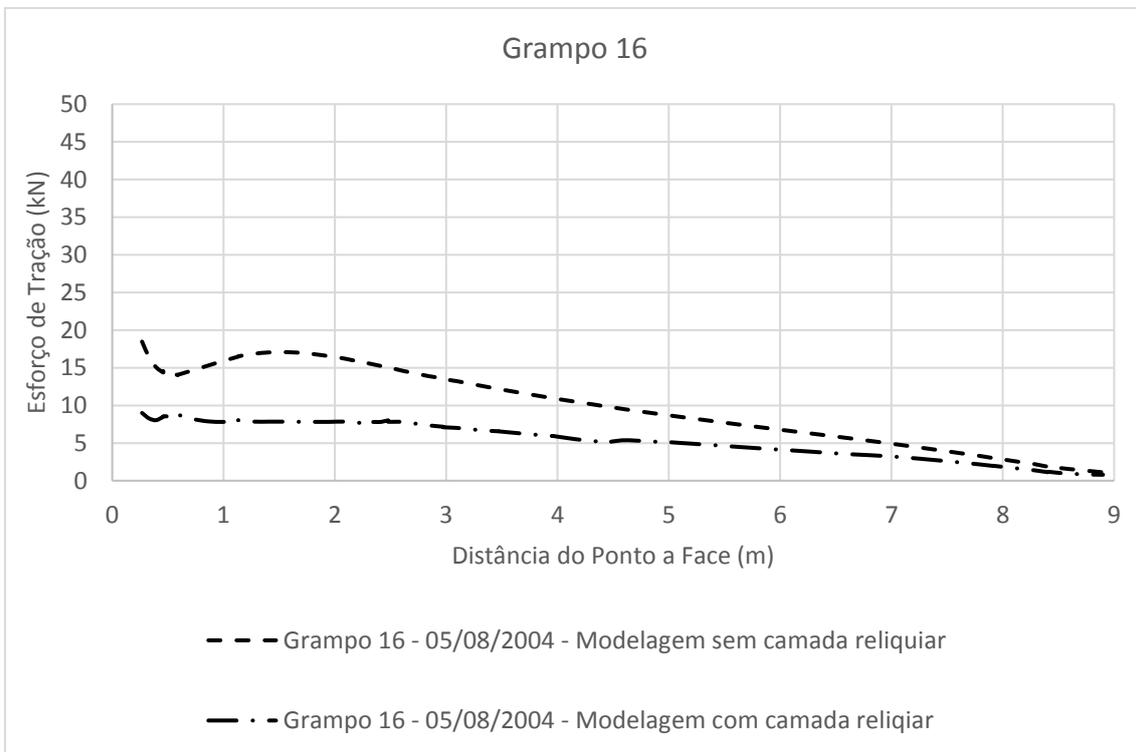


Figura 4.65 - Tração no Grampo 16 com $T_i = 100 \text{ kN} - 09 \text{ m}$ / Final da Escavação- Sem instrumentação / Face G – Oc. 2A.

4.4 Validação da Ocorrência 3

A Ocorrência 3 é uma escavação em solo residual com quase 30 metros de profundidade. A escavação está dividida em duas partes: uma escavação para a instalação de uma cortina ancorada de 9 m de altura com 3 níveis de âncoras para a construção de um condomínio residencial a montante. Posteriormente, para a construção de um edifício multifamiliar na cota +1,80 m, outro corte foi feito, a estabilização incluiu um reforço da cortina pré-existente com uma grelha ancorada com 4 níveis de âncoras e a construção de outra cortina estabilizada no final com 15 níveis de âncoras (Figura 4.66).

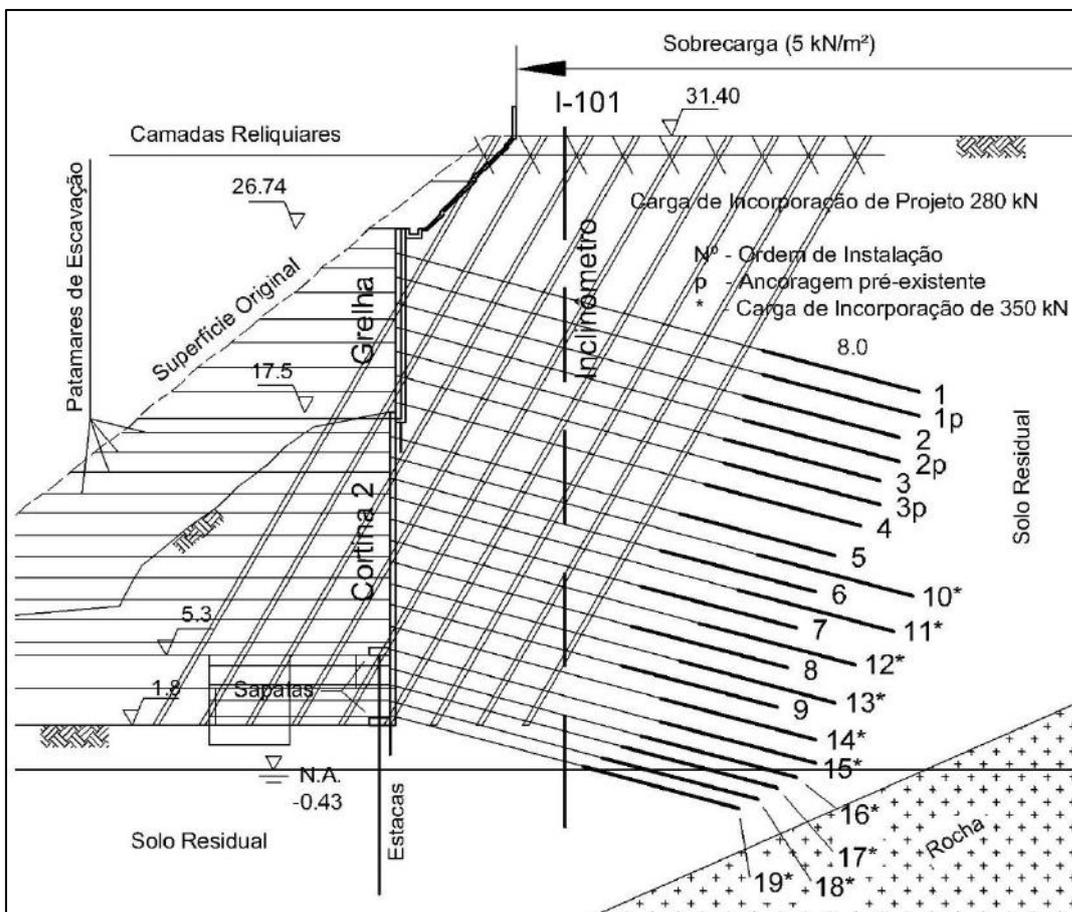


Figura 4.66 - Croqui com a seção da Ocorrência 3.

A Figura 4.67 mostra a malha de elementos finitos utilizadas na análise. A Figura 4.68 contém detalhes da malha, como a região da face de escavação e a distribuição de elementos em uma camada. Um croqui da planta de situação do local, a localização da seção analisada, localização da instrumentação e uma vista frontal da Cortina 1, Cortina 2 e da grelha estão na Figura 4.69.

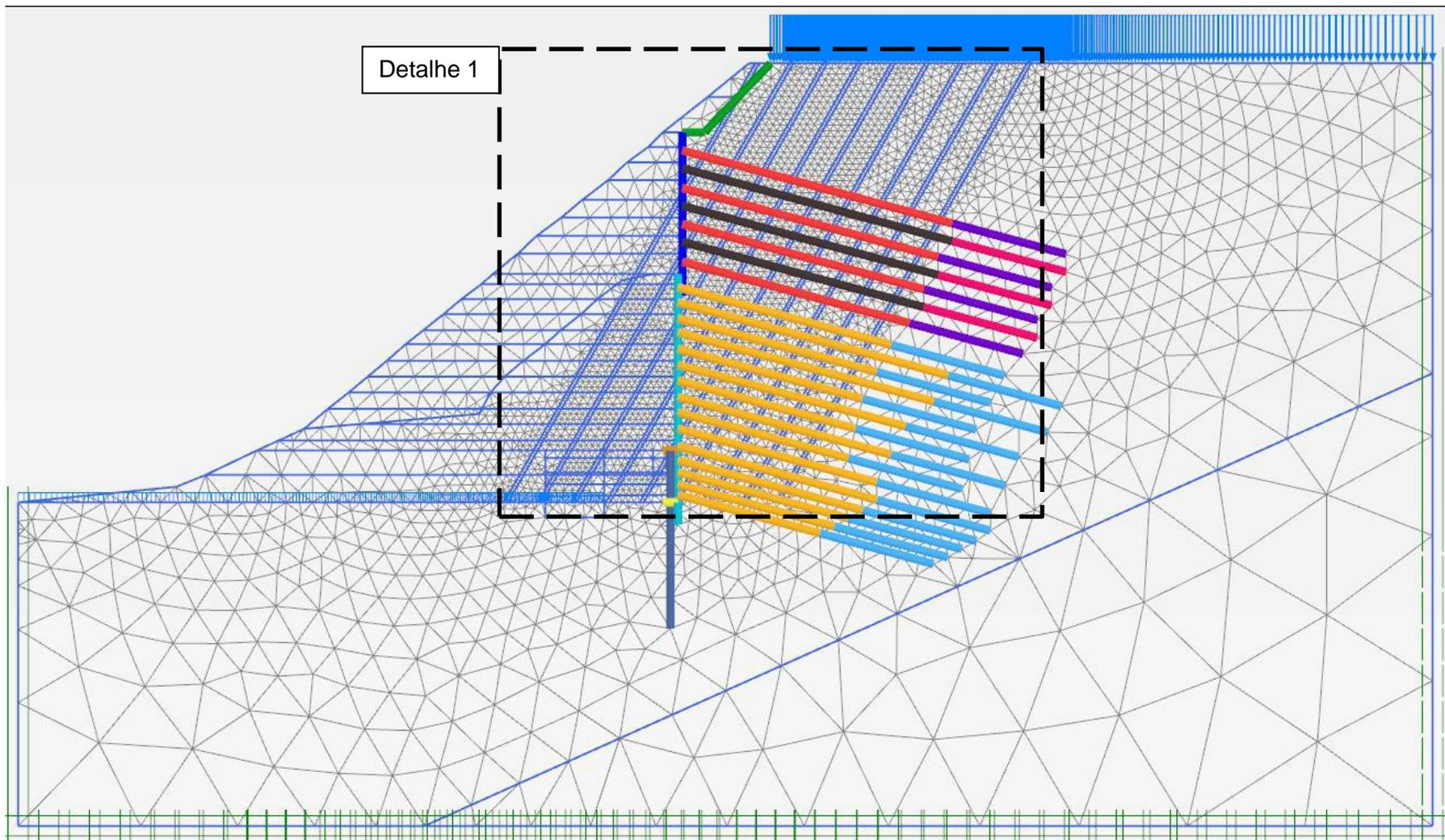


Figura 4.67 - Malha de elementos finitos da seção da Ocorrência 3.

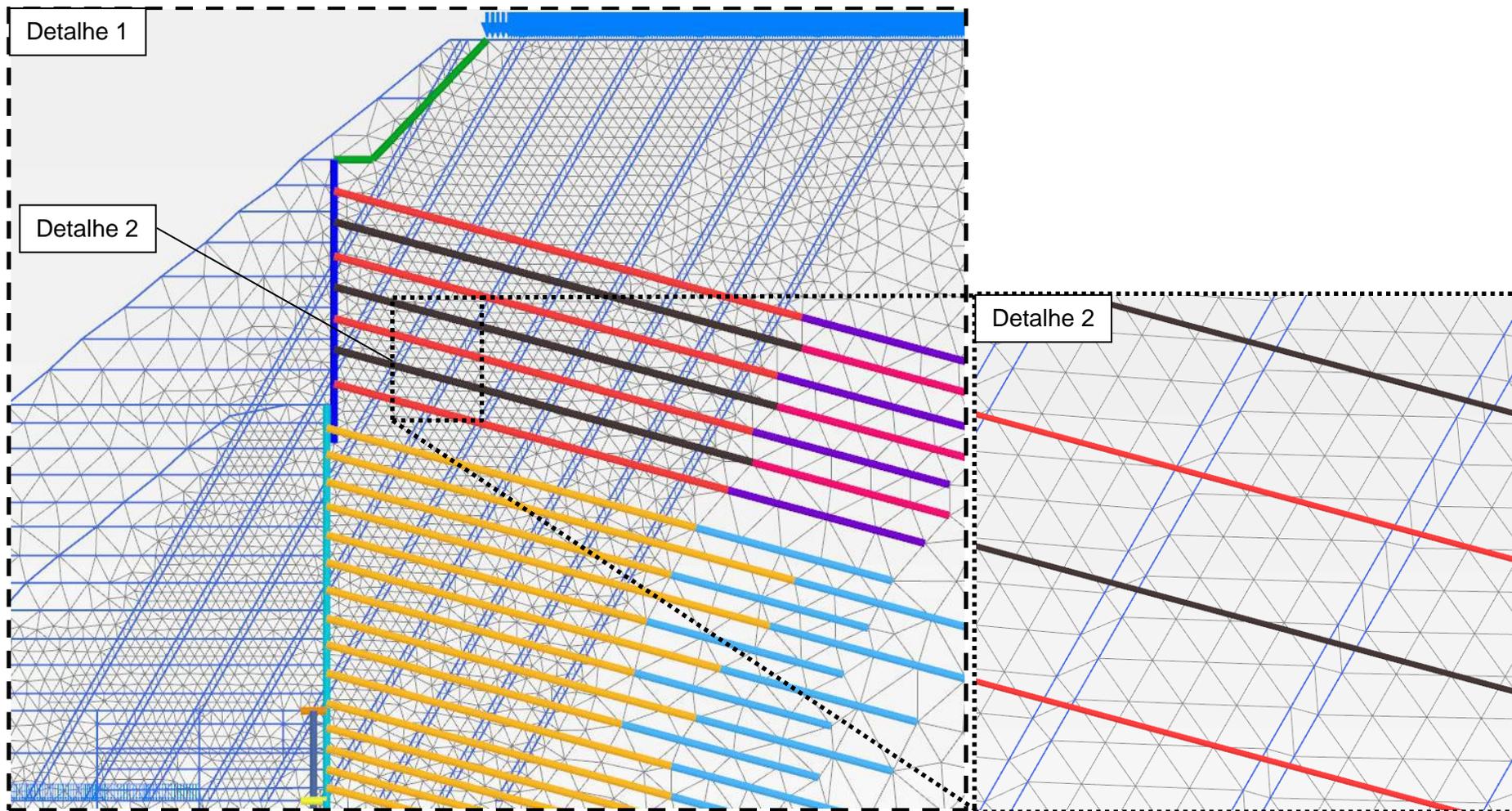


Figura 4.68 -Detalhes da malha de elementos finitos: (Detalhe 1) região da face de escavação; (Detalhe 2): elementos distribuídos em uma camada.

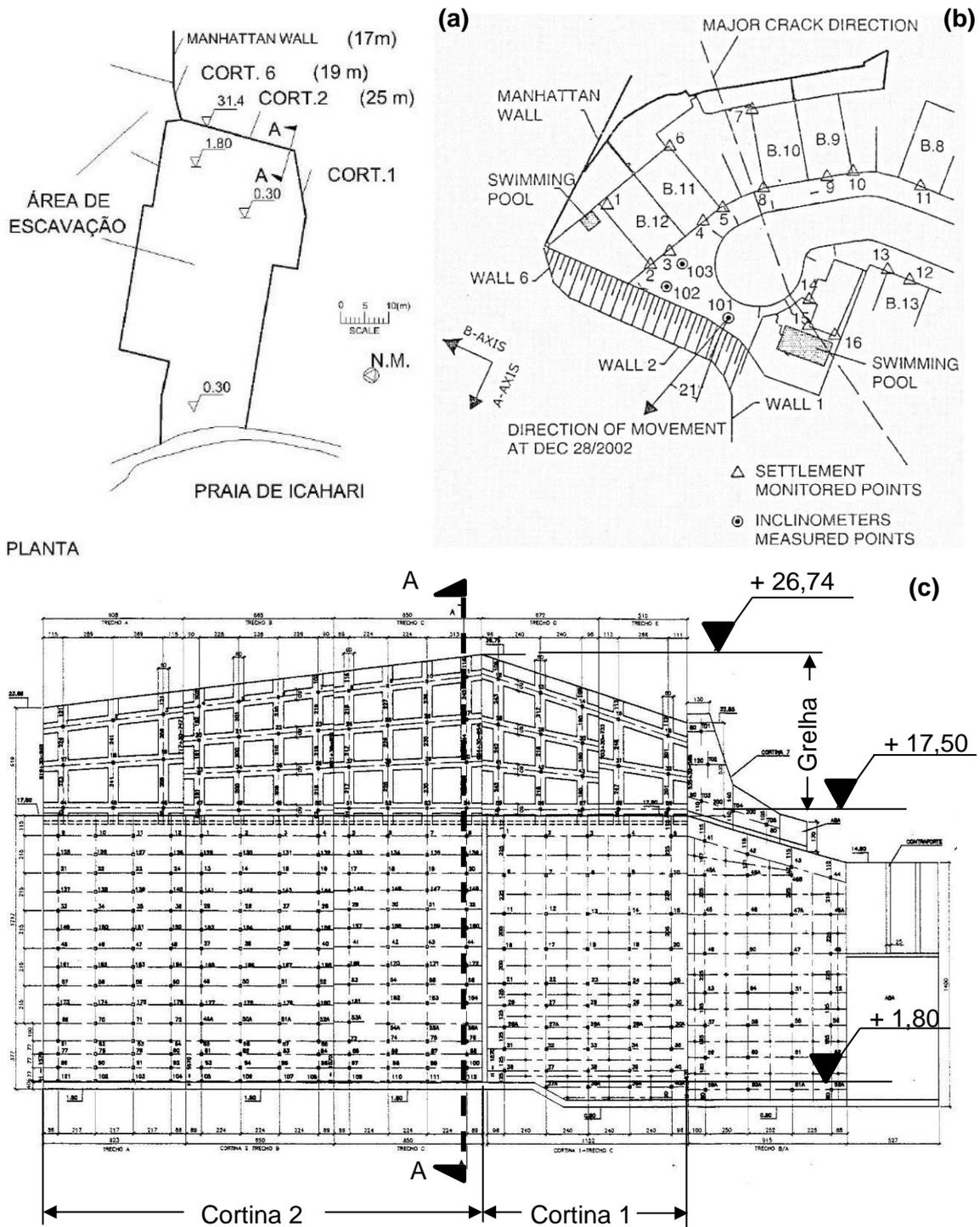


Figura 4.69 – (a) Croqui com a planta de situação da Ocorrência 3; (b) localização da instrumentação (EHRlich, 2004); (c) vista frontal da Cortina 1, Cortina 2 e Grelha.

A escolha da posição da seção de análise levou em consideração características como posição e comportamento dos inclinômetros instalados a montante. A seção escolhida foi aquela mais próxima ao inclinômetro I-101. Os deslocamentos horizontais do inclinômetro I-102 são bastante erráticos, refletindo características geológicas localizadas não mapeadas. O inclinômetro I-103, por sua vez, está mais distante da face de escavação.

4.4.1 Parâmetros do Solo

O modelo computacional foi dividido em 2 tipos de solo: Solo Residual (SR), que compreende as camadas reliquiárias mais resistentes, e Solo Residual Camada Reliuiar (SR Cam. Reliq.) modelado com as camadas mais fracas do solo. Os parâmetros de resistência dos solos foram obtidos dos ensaios de cisalhamento direto realizados por EHRLICH (2004). Nesses ensaios amostras indeformadas foram retiradas e três tipos de solo com cores diferentes identificados: branco, vermelho e cinza.

Os parâmetros de deformabilidade foram os mesmos aplicados na Ocorrência 1, como explicado no Capítulo 3.

Dois modelos foram testados, em ambos o solo cinza foi atribuído para o tipo SR Cam. Reliq.. No “Modelo - Solo Branco” o SR foi definido com a resistência ao cisalhamento da camada branca. No “Modelo – Solo Vermelho” o SR foi definido com a resistência ao cisalhamento da camada vermelha.

Na Tabela 4.15 a seguir estão resumidos os parâmetros de entrada para o modelo de endurecimento de solo de cada modelo testado.

Tabela 4.15 - Parâmetros de validação para os solos no modelo de endurecimento de solos para a Ocorrência 3.

| Parâmetro | Modelo – Solo Branco | | Modelo – Solo Vermelho | |
|-------------------------------------|----------------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|
| | SR – Solo Branco | SR cam. Reliq. – Solo Cinza | SR – Solo Vermelho | SR cam. Reliq. – Solo Cinza |
| γ_{nat} (kN/m ³) | 20,0 | 18,5 | 20,0 | 18,5 |
| γ_{sat} (kN/m ³) | 20,0 | 18,5 | 20,0 | 18,5 |
| c' (kPa) | 80,0 | 20,0 | 20 | 20,0 |
| Φ (°) | 36,0 | 27,0 | 39 | 27,0 |
| Ψ (°) | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| σ_t | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| E_{50}^{ref} (kPa) | 23500 | 14500 | 23500 | 14500 |
| $E_{50\ oed}^{ref}$ (kPa) | 23500 | 14500 | 23500 | 14500 |
| $E_{50\ ur}^{ref}$ (kPa) | 70500 | 43500 | 70500 | 43500 |
| m | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| ν_{ur} | 0,20 | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| p^{ref} | 100 | 100 | 100 | 100 |
| K_0^{nc} | 0,4122 | 0,5460 | 0,3707 | 0,5460 |
| R_f | 0,90 | 0,90 | 0,90 | 0,90 |
| $\sigma_{tração}$ | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |

4.4.2 Parâmetros das estruturas

As estruturas que existem nessa Ocorrência incluem paramento com ancoragens. As análises foram feitas em ambiente bidimensional, as considerações para a definição dos parâmetros dessas estruturas estão resumidas nas seções 4.2.2.1 e 4.2.2.3.

4.4.2.1 Ancoragens

As ancoragens foram instaladas em furos de 10 cm de diâmetro e utilizaram aço mono barra ST-85/105 com diâmetro de 32 mm. O comprimento livre é variável e os bulbos possuem 8 m de comprimento. O espaçamento horizontal é de 2,24 m. Não foram encontradas informações sobre as três âncoras pré-existentes (Figura 4.70), assim estas foram assumidas como tendo as mesmas características das novas ancoragens. A carga de trabalho de todas as âncoras são de 350 kN. A carga de incorporação das âncoras 1p até a 9 são de 280 kN, as âncoras 10 a 19 possuem carga de incorporação de 350 kN. Na Tabela 4.16 estão resumidos todos os parâmetros.



Figura 4.70 - Foto da Ocorrência 3 mostrando as ancoragens pré-existentes.

Tabela 4.16 - Parâmetros de entrada das ancoragens da Ocorrência 3.

| Bulbo | | | Trecho Livre | |
|---|---------------------|---------------|--------------------------------------|------------|
| Furo de 10 cm | | | | |
| mono barra de 32 mm – aço ST-85/105 | | | | |
| Esp. Horiz. (S_h): 2,24 m | | | | |
| Carga de Trabalho: 350 kN | | | | |
| Carga de Incorporação: 280 kN e 350 kN | | | | |
| I (m ⁴) | $\pi.D^4/64$ | 0,00000490874 | | |
| A_{bulbo} (m ²) | $\pi.D_{bulbo}^2/4$ | 0,007854 | | |
| $A_{aço}$ (m ²) | $\pi.D_{aço}^2/4$ | 0,00080425 | $A_{aço}$ (m ²) | 0,00080425 |
| A_{calda} (m ²) | | 0,00704973 | | |
| $E_{aço}$ (kPa) | | 210000000 | $E_{aço}$ (kPa) | 210000000 |
| E_{calda} (kPa) | | 18000000 | | |
| E_{pond} (kPa) | | 37660800 | E_{pond} (kPa) | 210000000 |
| “Embedded beam row” - Parâmetros PLAXIS: | | | “Anchor” - Parâmetros PLAXIS: | |
| E (kPa) | | 37660800 | EA (kN) | 168892 |
| γ (kN/m ³) | | 25 | Pré-Tens. (kN) | 280 e 350 |
| D (m) | | 0,1 | S_h (m) | 2,24 |
| S_h (m) | | 2,24 | | |
| Tensão de escoamento (kN/mm²) | | | Carga de escoamento (kN) | |
| 0,85 | | | 684 | |
| Tensão de ruptura (kN/mm²) | | | Carga de ruptura (kN) | |
| 0,105 | | | 845 | |

4.4.2.2 Concreto Projetado e Paramento de Concreto Armado

O concreto projetado a montante da cortina possui uma espessura de 15 cm e os parâmetros de entrada estão na Tabela 4.17.

Tabela 4.17 - Parâmetros de entrada para o concreto projetado da Ocorrência 3.

| Concreto Projetado à montante | | |
|-------------------------------------|--|------------|
| Espessura de 15 cm | | |
| I (m ⁴) | $b.h^3/12$ | 0,00028125 |
| A (m ²) | $b.h$ | 0,15 |
| $E_{conc\ proj}$ (kPa) | | 18000000 |
| “Plate” - Parâmetros PLAXIS: | | |
| EA (kN/m) | | 2700000 |
| EI (kN.m ² /m) | | 5062 |
| ν | | 0,3 |
| w (kN/m/m) | $(\gamma_c - \gamma_s).e = (25-18).0,15$ | 1,05 |

O paramento da cortina pré-existente possui uma espessura de 20 cm de concreto armado. Antes da escavação da Cortina 2, houve um reforço dessa cortina com uma grelha, o que tornou a seção da cortina em forma de T. Enquanto o paramento da Cortina 2 possui uma espessura de 30 cm de concreto armado. Os parâmetros de entrada de todas as estruturas estão na Tabela 4.18.

Tabela 4.18 - Parâmetros de entrada para o paramento da cortina pré-existente e o reforço com grelha e o paramento da Cortina 2 (Ocorrência 3).

| Paramento da cortina pré-existente | | | Reforço da cortina pré-existente | | Paramento da Cortina 2 | |
|-------------------------------------|---|-------------|----------------------------------|-------------|---------------------------|----------|
| Espessura de 20 cm | | | Espessura Variável | | Esp. de 30 cm | |
| I (m ⁴) | b.h ³ /12 | 0,000666667 | I (m ⁴) | 0,000980172 | I (m ⁴) | 0,00225 |
| A (m ²) | b.h | 0,20 | A (m ²) | 0,2241 | A (m ²) | 0,30 |
| E _{conc} (kPa) | | 18000000 | E _{conc} (kPa) | 18000000 | E _{conc} (kPa) | 18000000 |
| “Plate” - Parâmetros PLAXIS: | | | | | | |
| EA (kN/m) | | 3600000 | EA (kN/m) | 4033928 | EA (kN/m) | 5400000 |
| EI (kN.m ² /m) | | 12000 | EI (kN.m ² /m) | 176483 | EI (kN.m ² /m) | 40500 |
| v | | 0,3 | v | 0,3 | v | 0,3 |
| w (kN/m/m) | (γ _c -γ _s).e = (25-18).0,2 | 1,4 | w (kN/m/m) | - | w (kN/m/m) | 2,1 |

A escavação em campo passou por problemas recorrentes com rupturas localizadas no solo exposto entre o momento da escavação e a instalação da cortina ancorada. O mesmo ocorreu com o modelo, rupturas ocorriam no SR Cam. Reliq. e impediam o prosseguimento da análise numérica. Como forma de contornar esse problema, criou-se uma estrutura “plate” com características considerando furos de 7,5 cm de diâmetro, barras de diâmetro de 32 mm e espaçamento horizontal igual ao das ancoragens. Essa estrutura foi instalada no mesmo local dos paramentos de concreto antes que a escavação iniciasse. Conforme a escavação era realizada, essa estrutura foi substituída pelo paramento.

Durante a paralisação da obra, estacas foram instaladas em sapatas provisórias para estabilizar a obra. Tais estacas possuem diâmetros de 15 cm e o espaçamento era metade do espaçamento das ancoragens. Ambas as estruturas estão descritas na Tabela 4.19.

Tabela 4.19 - Parâmetros de entrada para a estrutura para evitar rupturas localizadas e as estacas de reforço da Ocorrência 3.

| Estrutura p/evitar rupt. localizadas | | | Estaca de reforço | |
|--------------------------------------|---------------------|--------------|-------------------------------------|--------------|
| Furo de 7,5 cm | | | Furo de 15 cm | |
| Barras com Φ de 32 mm | | | | |
| Esp. Horiz. (S_h): 2,24 m | | | Esp. Horiz. (S_h): 1,12 m | |
| I (m^4) | $\pi.D^4/64$ | 0,0000015532 | I (m^4) | 0,0000248505 |
| A_{estaca} (m^2) | $\pi.D_{bulbo}^2/4$ | 0,0044178647 | A_{estaca} (m^2) | 0,0176714587 |
| $A_{aço}$ (m^2) | $\pi.D_{aço}^2/4$ | 0,0008042477 | | |
| A_{calda} (m^2) | | 0,0036136169 | | |
| $E_{aço}$ (kPa) | | 210000000 | $E_{aço}$ (kPa) | 210000000 |
| E_{calda} (kPa) | | 18000000 | E_{calda} (kPa) | 18000000 |
| E_{pond} (kPa) | | 52952533 | E_{pond} (kPa) | 18000000 |
| E_{eq} (kPa) | | 23639524 | E_{eq} (kPa) | 16071428 |
| “Plate” - Parâmetros PLAXIS: | | | “Plate” - Parâmetros PLAXIS: | |
| EA (kN/m) | | 104436 | EA (kN/m) | 284005 |
| EI (kN.m ² /m) | | 36,7 | EI (kN.m ² /m) | 399,4 |
| ν | | 0,3 | ν | 0,3 |

4.4.3 Processo de escavação

O processo de escavação na Ocorrência 3 foi controlado pelo tipo de estrutura de estabilização utilizada, a cortina ancorada. Além disso, a escavação pode ser dividida em duas fases: escavação plena da cota +31,40 m até a cota +17,50 m (paralisação da obra para reforços) e escavação em nichos da cota +17,50 m até a cota +1,80 m. A escavação plena é possível de ser simulada em uma análise bidimensional, mas a escavação por nichos não. Durante as análises, percebeu-se a grande influência que escavação de nichos teve quando executada nos metros finais da escavação, optou-se então por modelar uma escavação em nichos idealizada nessa altura.

A 'escavação plena' foi simulada dividindo a escavação e instalação da ancoragem em etapas, ou seja, entre as etapas o solo sofre deslocamento normalmente como acontece em campo, um "limite superior de deslocamento". A escavação em nichos ideal foi simulada juntando toda a escavação e instalação da estrutura de contenção em apenas uma etapa, o deslocamento do solo é diminuído a um "limite inferior de deslocamento" (Figura 4.71). Logicamente, esse limite inferior é inatingível, mas para pequenos nichos, que foi o caso dessa escavação, é razoável considerar que o valor real de deslocamento estará mais próximo a este limite inferior.

| Ordem | Cortina Ancorada | |
|-------|--|---|
| | Escavação Plena | Escavação em nichos idealizada |
| | Limite Superior de desloc. | Limite Inferior de desloc. |
| 1º | Escavação do 1º patamar | Escavação de 1 ou 2 patamares com no mínimo 80 cm de altura. Instalação do paramento de concreto armado Instalação da ancoragem |
| 2º | Escavação do 2º Patamar com no mínimo 80 cm de altura. | - |
| 3º | Instalação do paramento de concreto armado | - |
| 4º | Instalação da ancoragem | - |

| Cortina Ancorada | Cortina Ancorada |
|---|---|
| Escavação Plena | Escavação em nichos ideal |
| "Limite superior de desloc." | "Limite inferior de desloc." |
| <p>3º Param. Conc. Armado Sup. Original 1º Patamar 2º Patamar 0,80 4º Inst. Ancoragem</p> | <p>1º Param. Conc. Armado Sup. Original 1º Patamar 2º Patamar 0,80 1º Inst. Ancoragem</p> |

Figura 4.71 - Ordem de instalação da cortina ancorada com escavação plena ou escavação em nichos idealizada para a Ocorrência 3.

4.4.4 Resultados

A seção analisada da Ocorrência 3 foi tomada no ponto de maior altura de escavação. Dessa seção foi possível obter dados de instrumentação de um inclinômetro a montante e de algumas ancoragens com medidores de carga.

O Inclinômetro I-101 é o mais próximo e o imediatamente a montante da seção tomada para análise. O monitoramento da obra começou apenas depois da paralisação da obra de escavação na cota + 5,30 m. A Tabela 4.20 a seguir contém os dados importantes sobre o inclinômetro.

Tabela 4.20 - Datas de instalação e leitura para o inclinômetro I-101 da Ocorrência 3.

| Inclinômetro | I-101 |
|-------------------------------|--|
| Data de Instalação | Aproximadamente 04/12/2002 |
| Cota de escavação | +5,30 m |
| Observação | A Instalação foi feita no período de paralisação da obra |
| Equivalente à fase no Plaxis: | EscavaçãoParcial_Âncora14 `[Phase 54] |
| Data da Leitura 1 | 24/06/2003 |
| Cota de escavação | +1,80 m |
| Observação | Durante a Instalação da Âncora 19 |
| Equivalente à fase no Plaxis: | Instalação_Âncora19 [Phase 80] |
| Data da Leitura 2 | 19/02/2004 |
| Cota de escavação | +1,80 m |
| Observação | O Edifício já estava 1/3 construído |
| Equivalente à fase no Plaxis: | Construção do Edifício 1 [Phase 88] |

Quatro modelos foram testados para a validação:

- Modelo 1: Solo Branco ($c' = 80$ kPa e $\Phi = 36^\circ$) e escavação plena;
- Modelo 2: Solo Branco ($c' = 80$ kPa e $\Phi = 36^\circ$) e “escavação em nichos”
- Modelo 3: Solo Vermelho ($c' = 20$ kPa e $\Phi = 39^\circ$) e escavação plena;
- Modelo 4: Solo Vermelho ($c' = 20$ kPa e $\Phi = 39^\circ$) e “escavação em nichos”

Os deslocamentos horizontais do inclinômetro I-101 estão apresentados na Figura 4.72. O modelo 1 e o modelo 3, que simulam uma escavação plena, apresentaram um grande deslocamento a 14 m de profundidade, que coincide com uma camada reliquiar que passa pelo pé da escavação. A diferenças entre ambos é pequena.

O modelo 2 e modelo 4, com uma escavação em nichos idealizada, não apresentam o deslocamento pronunciado na profundidade de 14 m e são mais próximos ao que a instrumentação indica. O modelo 4, que considera o solo vermelho com $c' = 20$ kPa e $\Phi = 39^\circ$, apresenta um deslocamento ligeiramente menor do que o I-101. O modelo 2, com o solo branco de $c' = 80$ kPa e $\Phi = 36^\circ$, possuiu deslocamentos um pouco maiores que a instrumentação. A escavação simulada de nichos é idealizada, o deslocamento real é um pouco maior. Sabendo desse fato, o modelo 4 com as movimentações horizontais menores que a instrumentação é a melhor escolha entre os modelos.

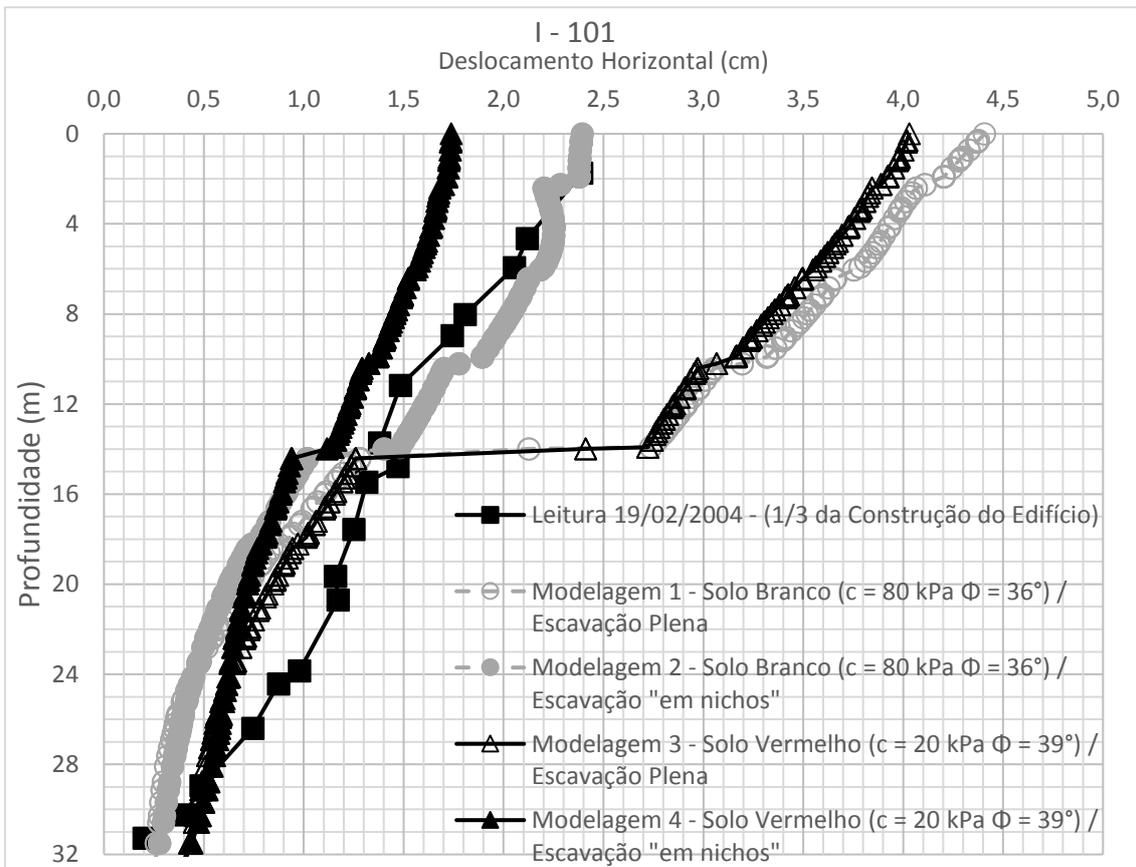
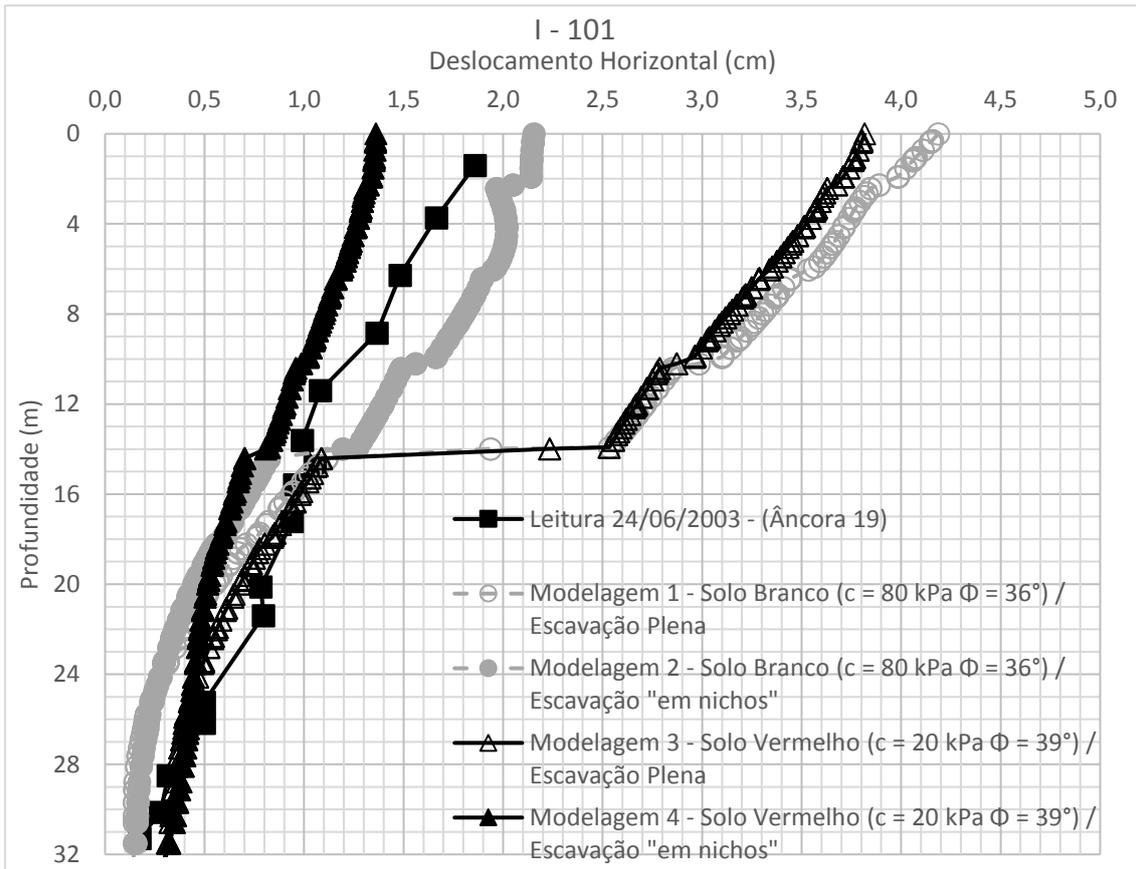


Figura 4.72 - Resultados do Inclínômetro I-101 da Ocorrência 3.

Durante a paralisação, medidores de carga foram instalados em algumas ancoragens. A média de carga em cada estrutura foi tomada com base nessas medidas em determinados meses de duração da obra (Tabela 4.21).

Tabela 4.21 - Medida de carga nas ancoragens da Ocorrência 3.

| Estrutura | Carga nas ancoragens (kN) | | | | | | | |
|-----------|---------------------------|------------------------------------|------------|-------------|--------|-------------|-------------|------------|
| | Projeto | Valor médio medido (nº de medidas) | | | | | | |
| | | dez/02 | jan/03 | mar/03 | abr/03 | jul/03 | mar/04 | nov/04 |
| Cortina 2 | 350 | 426 (8) | 387 (5) | 302 (14) | | | 322 (12) | 275 (6) |
| Grelha | | | 410 (6) | | | 269 (18) | | 225 (2) |

Nas páginas seguintes será feito um estudo das cargas das âncoras da Cortina 2 e da Grelha para os 4 modelos apresentados nos inclinômetros, junto com uma comparação com o caso da não existência das camadas reliquias e o do caso do projeto original que possui outro parâmetro de resistência, sem camada reliquiar e com menos linhas de ancoragem.

4.4.4.1 Cargas para os 4 modelos de validação

A Figura 4.73 contém a média da carga nas ancoragens para a Cortina 2. No geral, os modelos indicam que a média das cargas aumenta durante o andamento da escavação até aproximadamente 450 kN quando há a paralisação da obra. A fase de reforços diminui a carga média ao aumentar o número de ancoragens. Depois que a escavação reinicia e se aproxima da cota final, as cargas médias divergem em dois conjuntos: os de escavação plena (Modelo 1 e 3), os de escavação em nichos (Modelo 2 e 4). Os modelos de escavação plena apresentam um aumento abrupto de aproximadamente 8,5% de carga com relação aos modelos com escavação em nichos. O reaterro no pé do talude pouco efeito teve na carga média. Durante a construção do edifício as cargas médias permaneceram relativamente constantes. A diferença de cargas, entre escavação plena e nichos, provém da mobilização da camada reliquiar que passa pelo pé do talude. Existe um grande deslocamento do maciço a partir dessa camada menos resistente, observado no inclinômetro I-101, que solicita as ancoragens aumentando suas cargas. No caso da escavação em nichos, o modelo escava e aplica a carga da âncora instantaneamente, não havendo margem para grande mobilização da camada reliquiar. O caso real é aquele que fica entre os dois modelos e mais próximo ao da escavação idealizada com nichos.

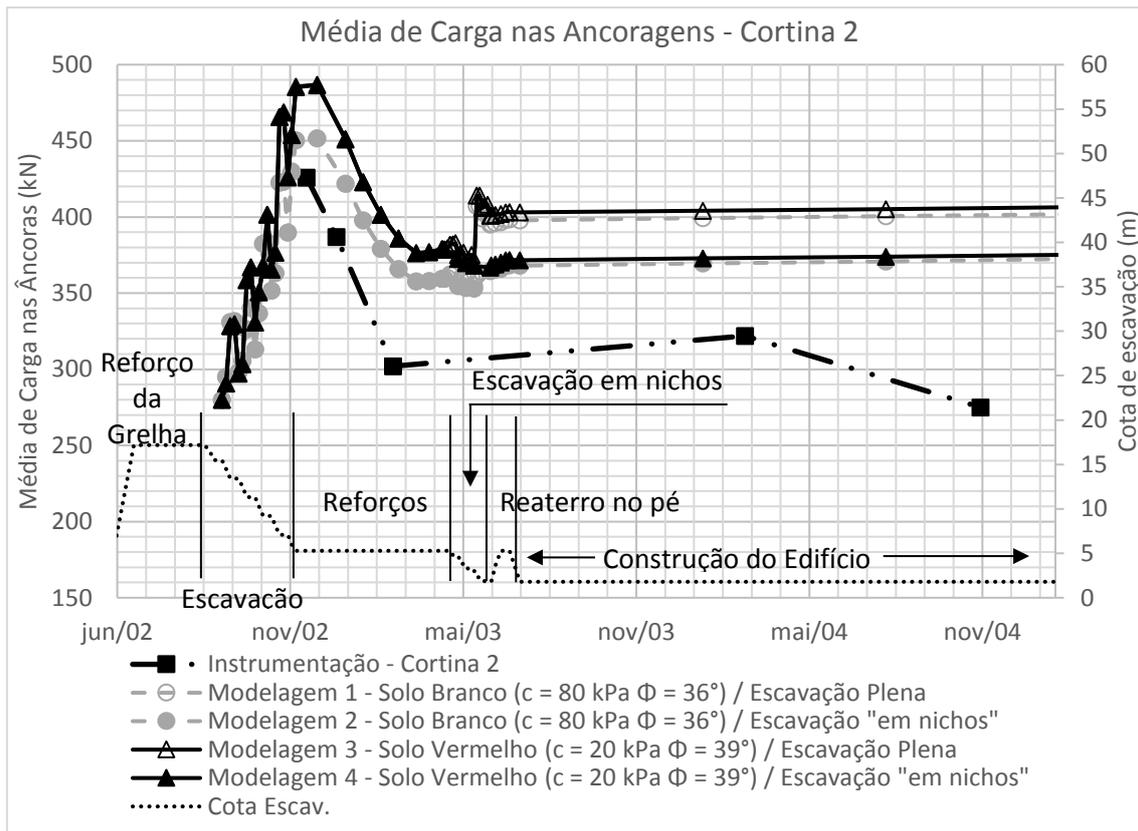
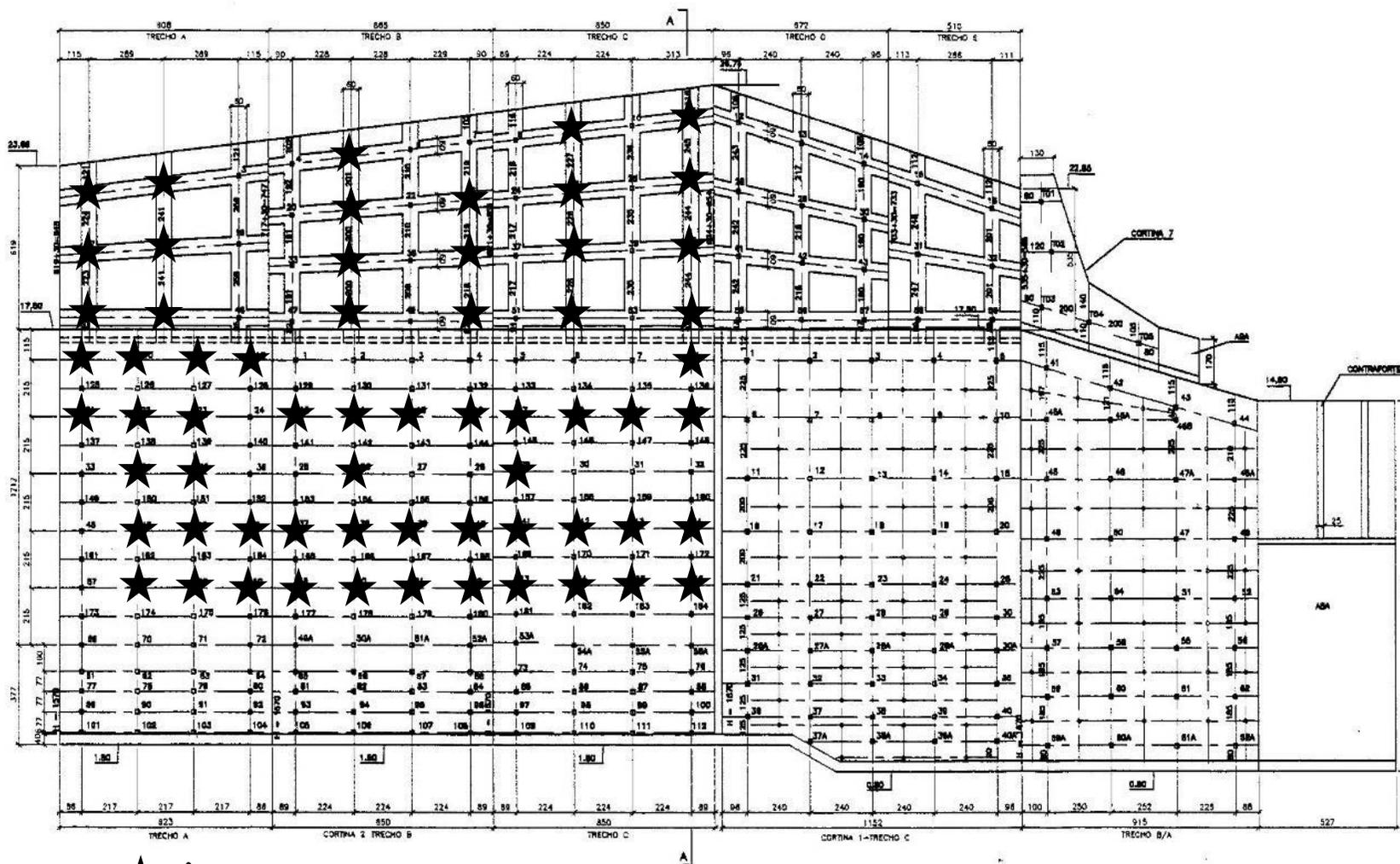


Figura 4.73 - Média da carga nas ancoragens da Cortina 2 da Oc. 3 para os 4 modelos testados.

Os modelos baseados no solo branco (1 e 2) apresentaram valores um pouco menores do que os baseados no solo vermelho (3 e 4). Essa diferença ocorre por causa da diferença de envoltórias de resistência dos solos, o solo branco tem uma coesão maior, $c = 80 \text{ kPa}$ e $\Phi = 36^\circ$, que o solo vermelho, $c = 20 \text{ kPa}$ e $\Phi = 36^\circ$.

Os valores demonstrados pela instrumentação possuem um comportamento análogo aos dos modelos: queda da média durante a instalação dos reforços e ligeiro aumento da carga após o fim da escavação. O último ponto é o dissonante. Hipóteses incluem: (i) a variação da coesão aparente; (ii) cargas das ancoragens aliviaram após causarem deslocamentos no solo. Quantitativamente, a instrumentação forneceu valores menores que os dos modelos. Isso se deve ao fato de que a altura da escavação real não é constante e é variável, a seção de análise foi feita no local com maior altura de corte. As cargas de âncoras medidas se espalham por toda a da Cortina 2 (Figura 4.74). Além disso, nas ancoragens onde a carga medida era maior do que 350 kN, a carga era diminuída para carga de trabalho. Isso não foi incluído no modelo.

A carga total da Cortina 2 é apresentada na Figura 4.75. As cargas aumentam com o desenrolar da escavação e instalação de novas ancoragens. Existe diferença das cargas pelo modo de escavação e critérios de ruptura do solo ao final da obra.



★ - Âncora ensaiada

Figura 4.74 - Vista Frontal da Cortina 1, 2 e Grelha com localização das ancoragens em que houve medida de carga.

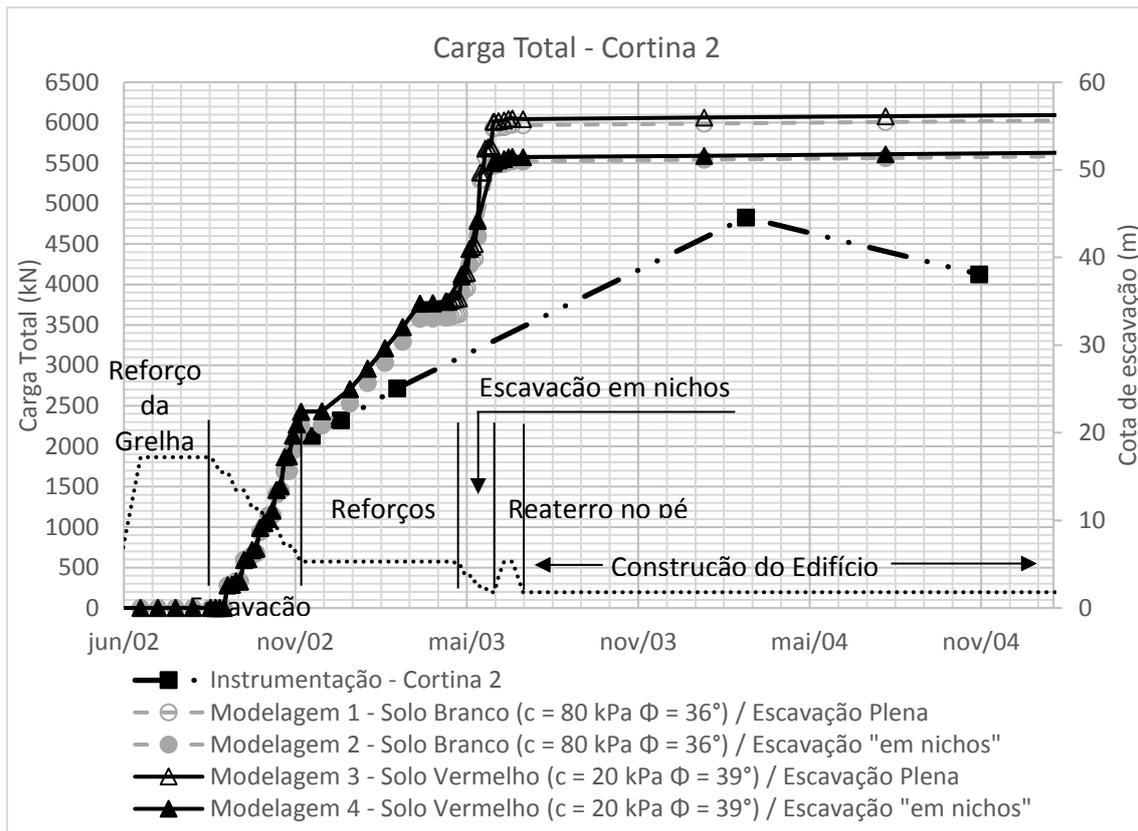


Figura 4.75 - Carga Total das ancoragens da Cortina 2 da Oc. 3 para os 4 modelos testados.

Na Figura 4.76 e Figura 4.77 estão apresentados a carga média das ancoragens da Grelha e a carga total da grelha, respectivamente, com os 4 modelos testados. Observando a média de carga das ancoragens é possível descrever o processo de escavação. Existe uma queda da média quando a grelha é reforçada, já que há um aumento do número de âncoras. A escavação para a Cortina 2 aumenta a média de cargas, mas o reforço da cortina diminui muito pouco a carga na Grelha. Novamente percebemos uma diferenciação na carga dos modelos quando consideramos a escavação plena ou escavação em nichos, o fenômeno e motivos ocorridos na Cortina 2 também acontecem aqui. O modelo com solo mais resistente apresenta valores menores de carga média. Por último, a construção do edifício não influenciou os modelos.

A medida de cargas feita em 3 ocasiões mostra um comportamento diferente dos modelos. No momento da paralisação, a instrumentação indicou cargas muito maiores do que os modelos. Uma hipótese é haver mais camadas reliquiárias próximas a grelha, mas isso não se sustenta porque as camadas possuem uma coesão de 20 kPa, e a pequena altura da grelha não seria suficiente para rompê-las. A queda de carga depois do reforço da Cortina 2 foi muito mais pronunciada e a diminuição na última medida também não foi prevista pelos modelos.

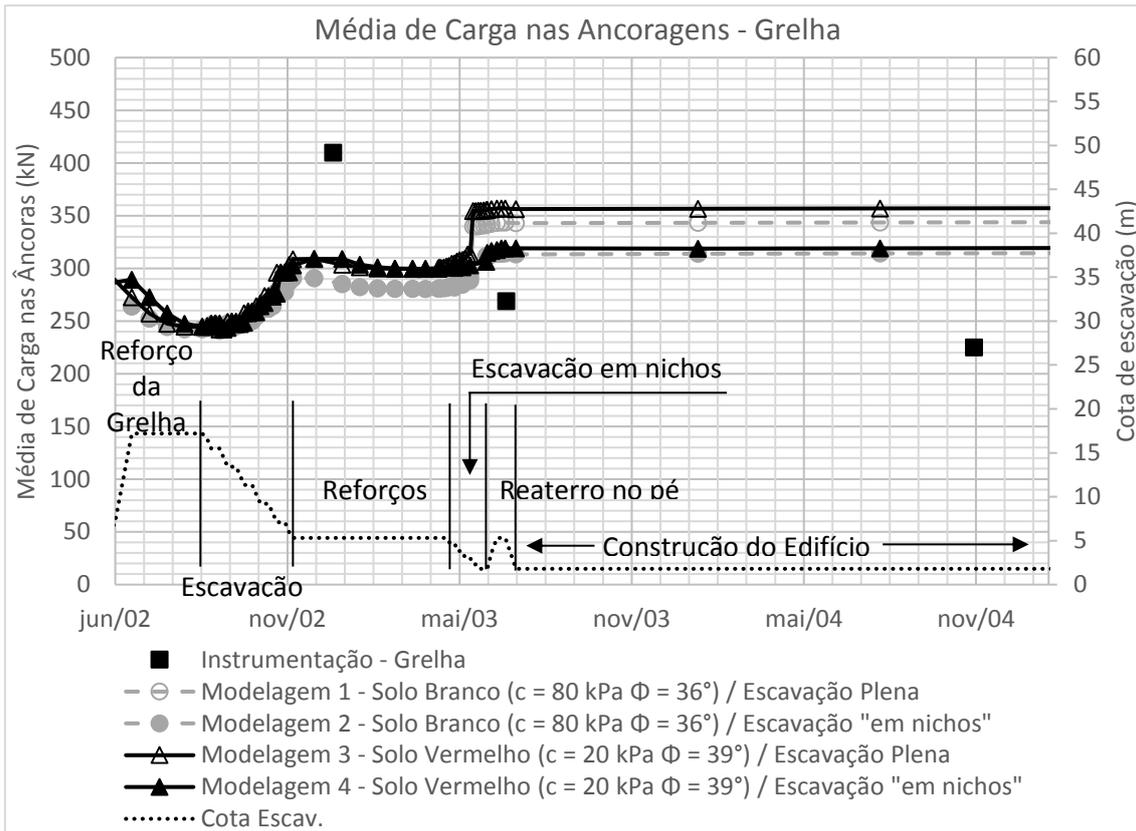


Figura 4.76 - Média da carga nas ancoragens da Grelha da Oc. 3 para os 4 modelos testados.

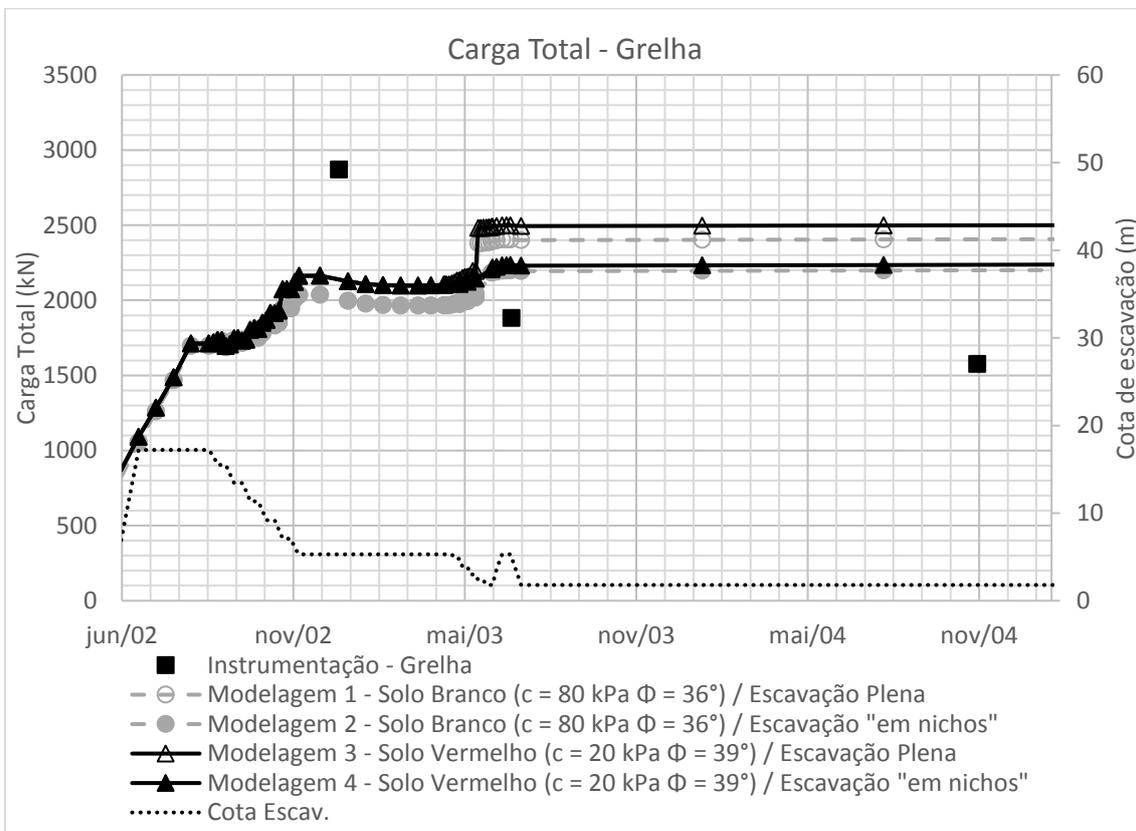


Figura 4.77 - Carga Total das ancoragens da Grelha da Oc. 3 para os 4 modelos testados.

A hipótese mais provável seria redução ou aumento da coesão aparente do solo de variações de umidade na parte superior do talude. Para testar a hipótese da coesão aparente, uma análise paramétrica foi feita variando a coesão de 10 kPa até 240 kPa (Figura 4.78). Os resultados mostraram uma variação de aproximadamente 22 % de carga entre os extremos.

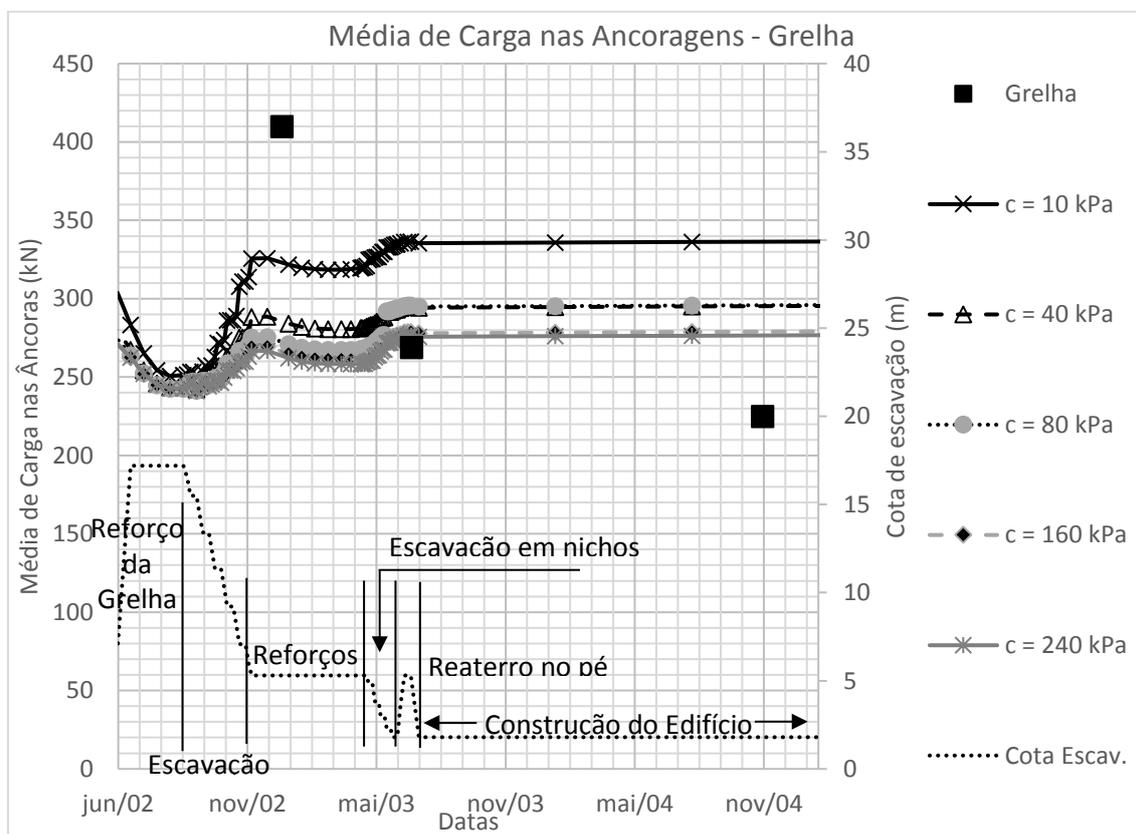


Figura 4.78 - Análise paramétrica da Grelha da Ocorrência 3 variando a coesão.

Por último é mostrado a curva com a soma da carga total da Cortina 2 e da grelha (Figura 4.79). Apesar da soma, os mesmos fenômenos vistos na Cortina 2 e na Grelha são observados na carga total, a soma dos fatores não compensa possíveis diferenças. O modelo 3 e 4 feitos para o solo vermelho mostram diferenças de entre 8 e 9 % de carga ao final da obra apenas pelo modo de escavação. Um resumo das diferenças de cargas para a Cortina 2, Grelha e Carga Total é apresentado na Tabela 4.22.

Tabela 4.22 - Comparação entre as cargas ao fim da escavação os 4 modelos testados para Cortina 2, Grelha e Carga Total na Oc. 3.

| Estrutura | Modelo | Solo | Envoltória | Escavação | Carga média e total no fim de construção | Razão |
|-------------|--------|----------|--|-----------|--|--------|
| Cortina 2 | 1 | Branco | $c = 80 \text{ kPa}$ e $\Phi = 36^\circ$ | plena | 399 | 108,1% |
| | 2 | Branco | $c = 80 \text{ kPa}$ e $\Phi = 36^\circ$ | nichos | 369 | - |
| | 3 | Vermelho | $c = 20 \text{ kPa}$ e $\Phi = 39^\circ$ | plena | 404 | 109,5% |
| | 4 | Vermelho | $c = 20 \text{ kPa}$ e $\Phi = 39^\circ$ | nichos | 373 | 101,1% |
| Grelha | 1 | Branco | $c = 80 \text{ kPa}$ e $\Phi = 36^\circ$ | plena | 343 | 109,2% |
| | 2 | Branco | $c = 80 \text{ kPa}$ e $\Phi = 36^\circ$ | nichos | 314 | - |
| | 3 | Vermelho | $c = 20 \text{ kPa}$ e $\Phi = 39^\circ$ | plena | 357 | 113,7% |
| | 4 | Vermelho | $c = 20 \text{ kPa}$ e $\Phi = 39^\circ$ | nichos | 319 | 101,6% |
| Carga Total | 1 | Branco | $c = 80 \text{ kPa}$ e $\Phi = 36^\circ$ | plena | 8391 | 108,4% |
| | 2 | Branco | $c = 80 \text{ kPa}$ e $\Phi = 36^\circ$ | nichos | 7738 | - |
| | 3 | Vermelho | $c = 20 \text{ kPa}$ e $\Phi = 39^\circ$ | plena | 8558 | 110,6% |
| | 4 | Vermelho | $c = 20 \text{ kPa}$ e $\Phi = 39^\circ$ | nichos | 7825 | 101,1% |

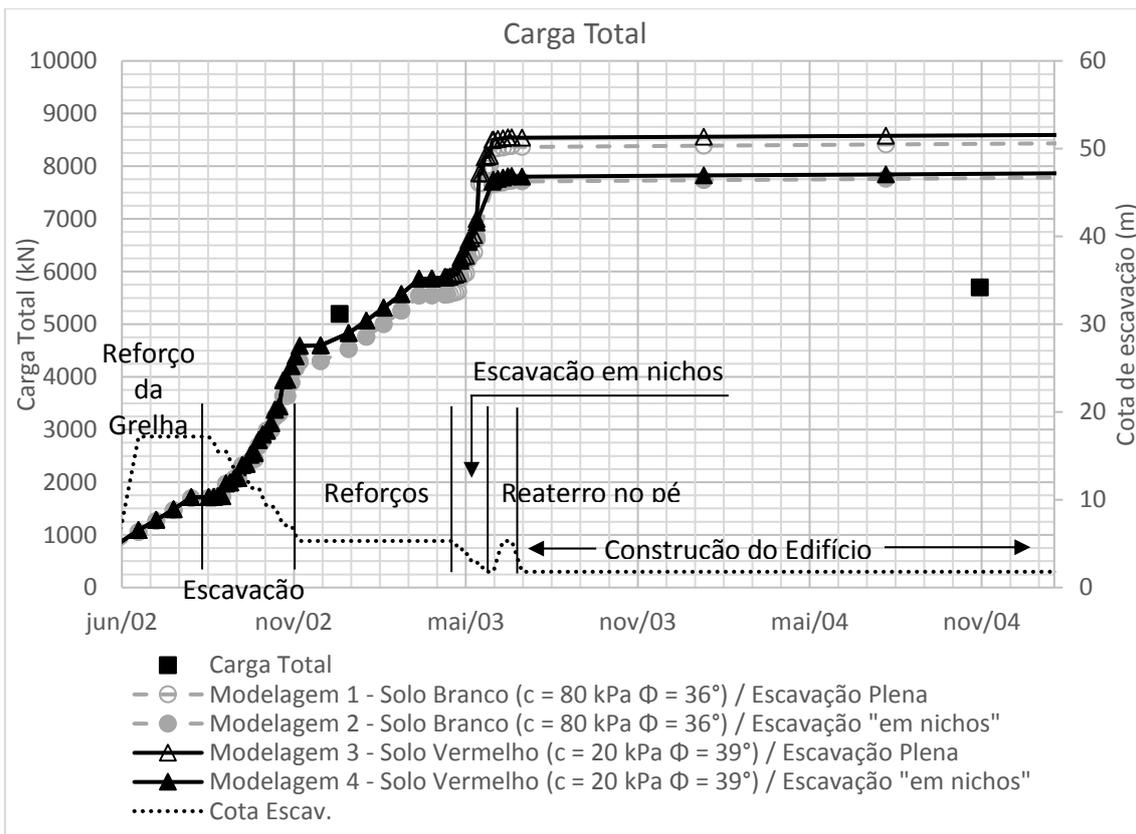


Figura 4.79 - Carga Total da Oc. 3 para os 4 modelos testados.

4.4.4.2 Cargas dos modelos de validação com e sem camada reliquiar

A seguir é mostrado uma comparação do modelo 3 e 4 de solo vermelho com modelos equivalentes mas sem camadas reliquiar de baixa resistência para a Cortina 2 (Figura 4.80 e Figura 4.81). O objetivo é demonstrar a influência que a camada reliquiar fraca tem nos resultados. A diferença na média de cargas e na carga total é clara, de 6,3% a 15,1 % para escavação em nichos e escavação plena, respectivamente. O modelo sem camadas reliquiar apresenta cargas menores e a diferença quanto ao modo de escavação é menor que 1%. No momento da paralisação, os modelos com camadas reliquiar necessitaram de 14,6% a mais de carga (Tabela 4.23).

Tabela 4.23 - Comparação entre modelos com e sem camada reliquiar na Cortina 2 da Oc. 3.

| Cortina 2 | | | | | | |
|-----------|-------------------|------------------|------------------|--------|--------------------|--------|
| Modelo | Tipo de escavação | Camada Reliquiar | Carga média | | | |
| | | | Paralisação (kN) | Razão | Fim escavação (kN) | Razão |
| 3* | Esc. plena | - | 424 | - | 351 | - |
| 4* | Esc. em nichos | - | 424 | 100,0% | 352 | 100,3% |
| 3 | Esc. plena | X | 487 | 114,6% | 404 | 115,1% |
| 4 | Esc. em nichos | X | 487 | 114,6% | 373 | 106,3% |

A diferença entre modelos com ou sem camada reliquiar para a Grelha podem ser vistas na Figura 4.82 e Figura 4.83. Em ambas também é explícito a influência da camada reliquiar. Na Grelha, os modelos com camadas reliquiar preveem cargas de 7,8% a 20,6% maiores dependendo do modo de escavação. Sem camada reliquiar o modo de escavação influencia em menos de 1%. No momento da paralisação, os modelos com camadas reliquiar necessitaram de 6,2% a mais de carga (Tabela 4.24).

Tabela 4.24 - Comparação entre modelos com e sem camada reliquiar na Grelha da Oc. 3.

| Grelha | | | | | | |
|--------|-------------------|------------------|------------------|--------|--------------------|--------|
| Modelo | Tipo de escavação | Camada Reliquiar | Carga média | | | |
| | | | Paralisação (kN) | Razão | Fim escavação (kN) | Razão |
| 3* | Esc. plena | - | 291 | - | 297 | 100,3% |
| 4* | Esc. em nichos | - | 291 | 100,0% | 296 | - |
| 3 | Esc. plena | X | 309 | 106,2% | 357 | 120,6% |
| 4 | Esc. em nichos | X | 309 | 106,2% | 319 | 107,8% |

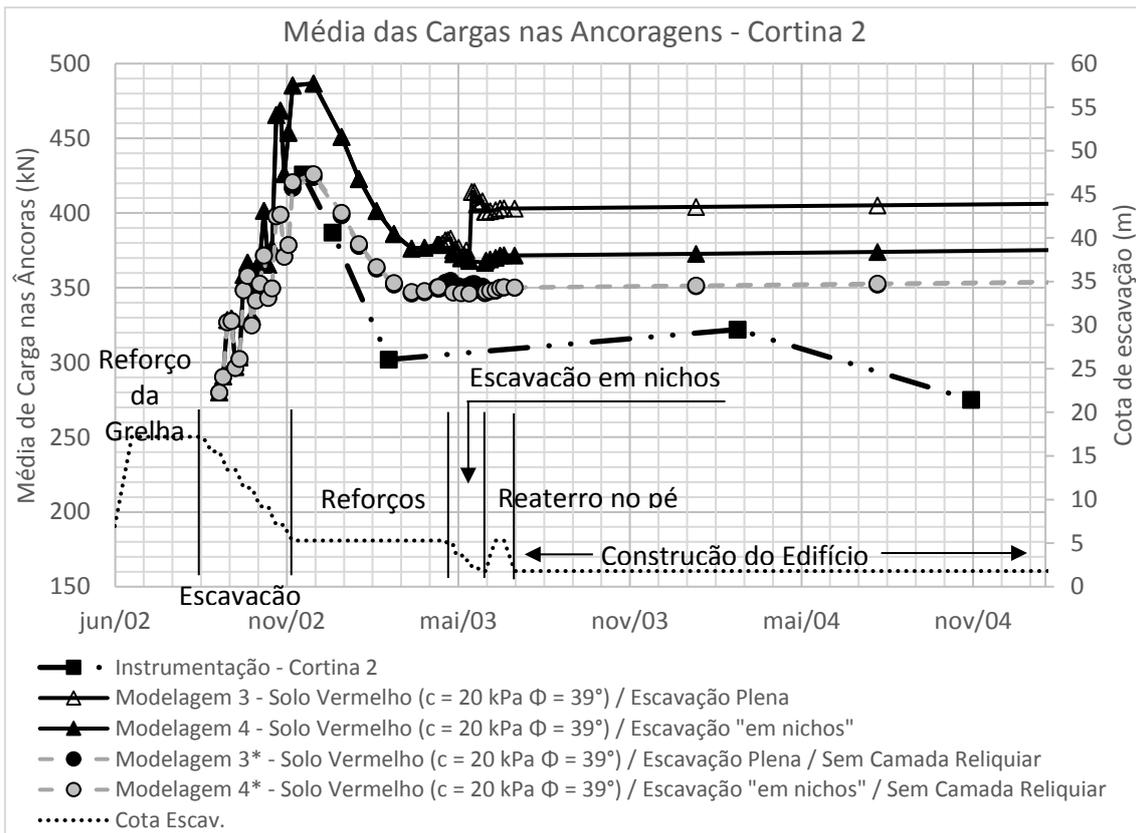


Figura 4.80 - Média da carga nas ancoragens da Cortina 2 da Oc. 3 para modelos s/cam. reliquiar.

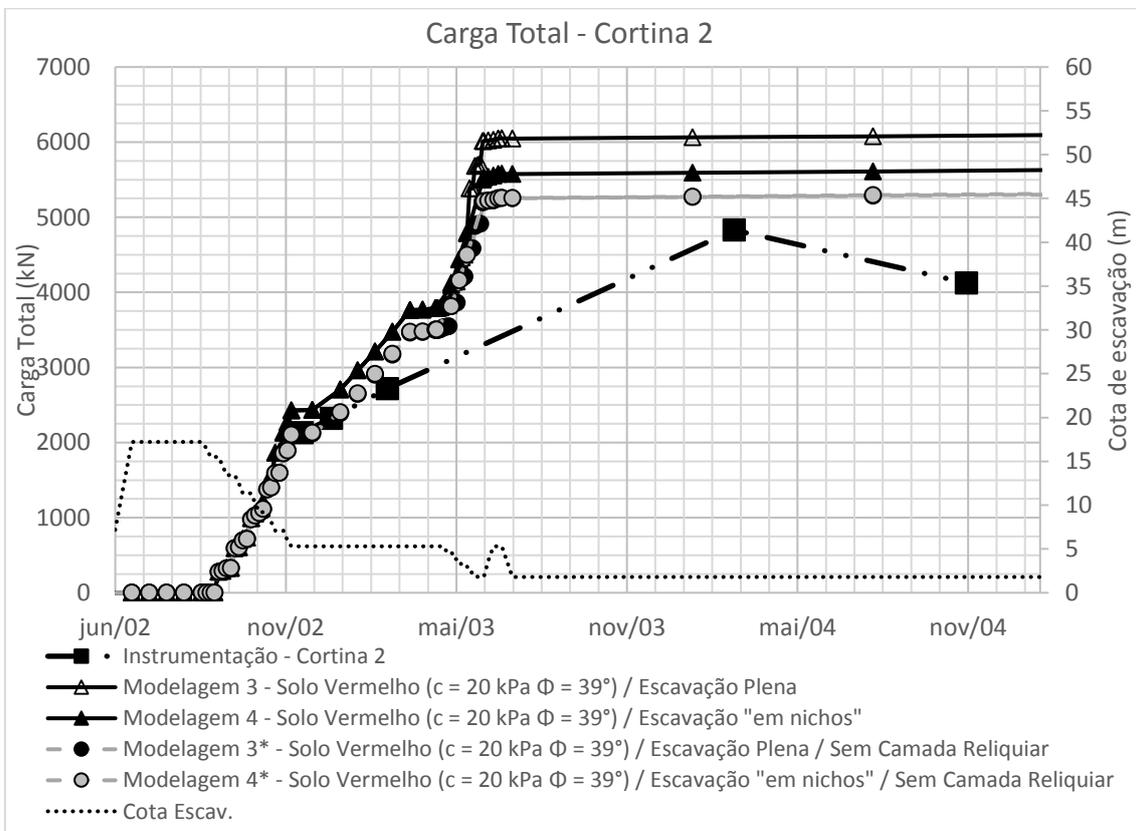


Figura 4.81 - Carga total nas ancoragens da Cortina 2 da Oc. 3 para modelos s/cam. reliquiar.

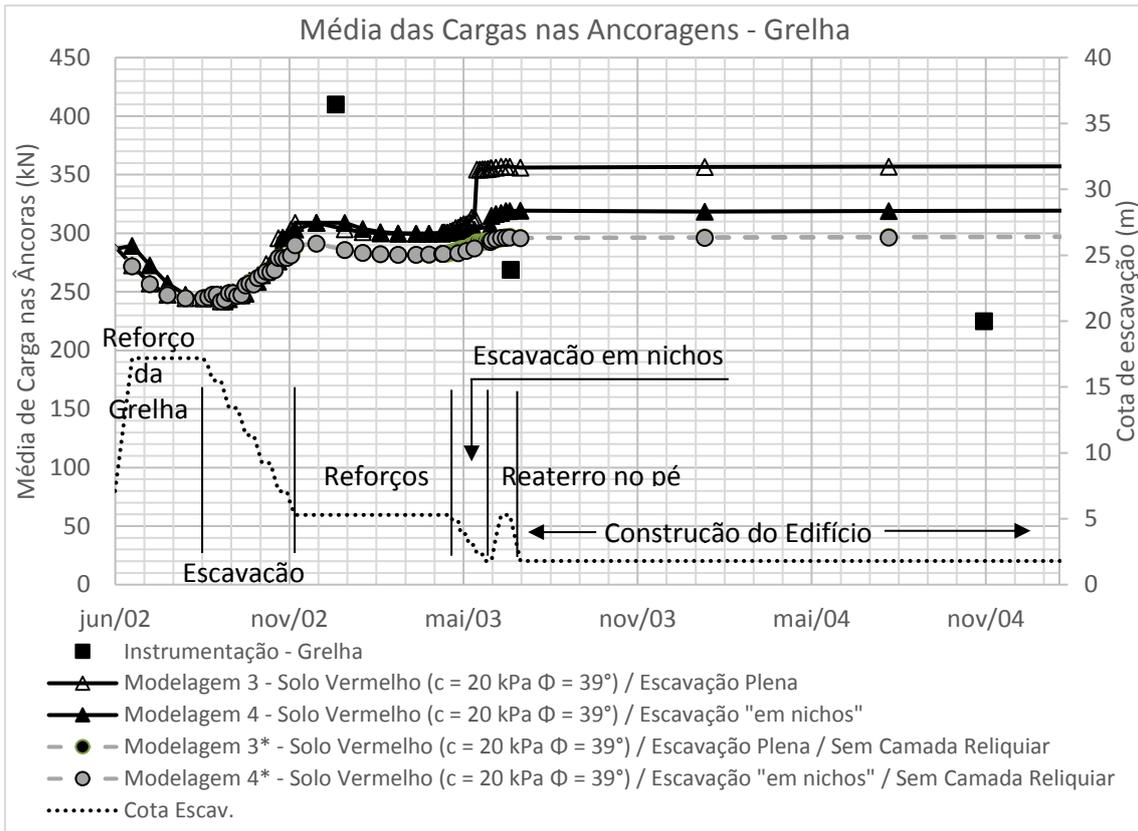


Figura 4.82 - Média da carga nas ancoragens da Grelha da Oc. 3 para modelos s/cam. reliquiar.

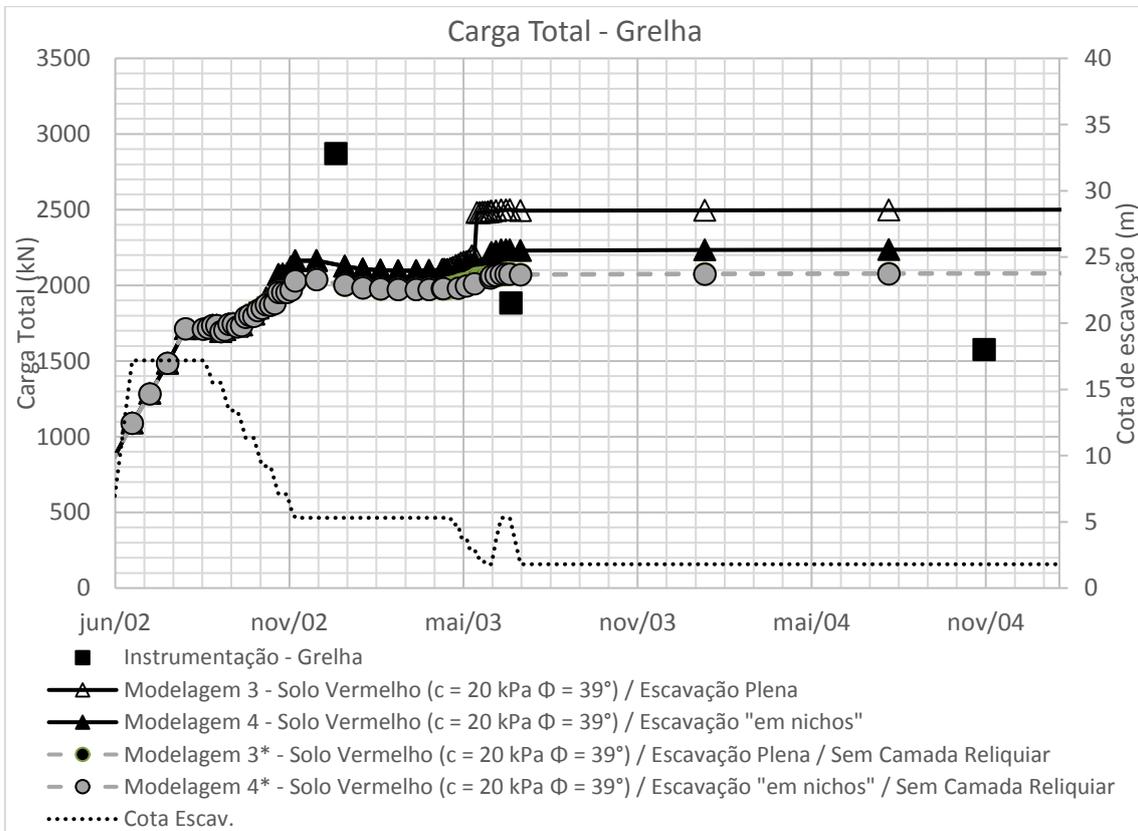


Figura 4.83 - Carga total nas ancoragens da Grelha da Oc. 3 para modelos s/cam. reliquiar.

Ao somar as cargas totais da Cortina 2 e da Grelha, a influência da camada reliquiar permanece nítida (Figura 4.84). Quando o modelo possui camada reliquiar, a carga total é de 6,5% a 16,5% maior de acordo com o modo de escavação. Enquanto sem camada reliquiar, a diferença é menor que 0,1%. No momento da paralisação, o modelo com camada reliquiar exige 10,5% a mais de carga (Tabela 4.25).

Tabela 4.25 - Comparação entre modelos com e sem camada reliquiar na Carga Total da Oc. 3.

| Carga Total | | | | | | |
|-------------|-------------------|------------------|------------------|--------|--------------------|--------|
| Modelo | Tipo de escavação | Camada Reliquiar | Carga Total | | | |
| | | | Paralisação (kN) | Razão | Fim escavação (kN) | Razão |
| 3* | Esc. plena | - | 4159 | - | 7345 | - |
| 4* | Esc. em nichos | - | 4159 | 100,0% | 7347 | 100,0% |
| 3 | Esc. plena | X | 4596 | 110,5% | 8558 | 116,5% |
| 4 | Esc. em nichos | X | 4596 | 110,5% | 7825 | 106,5% |

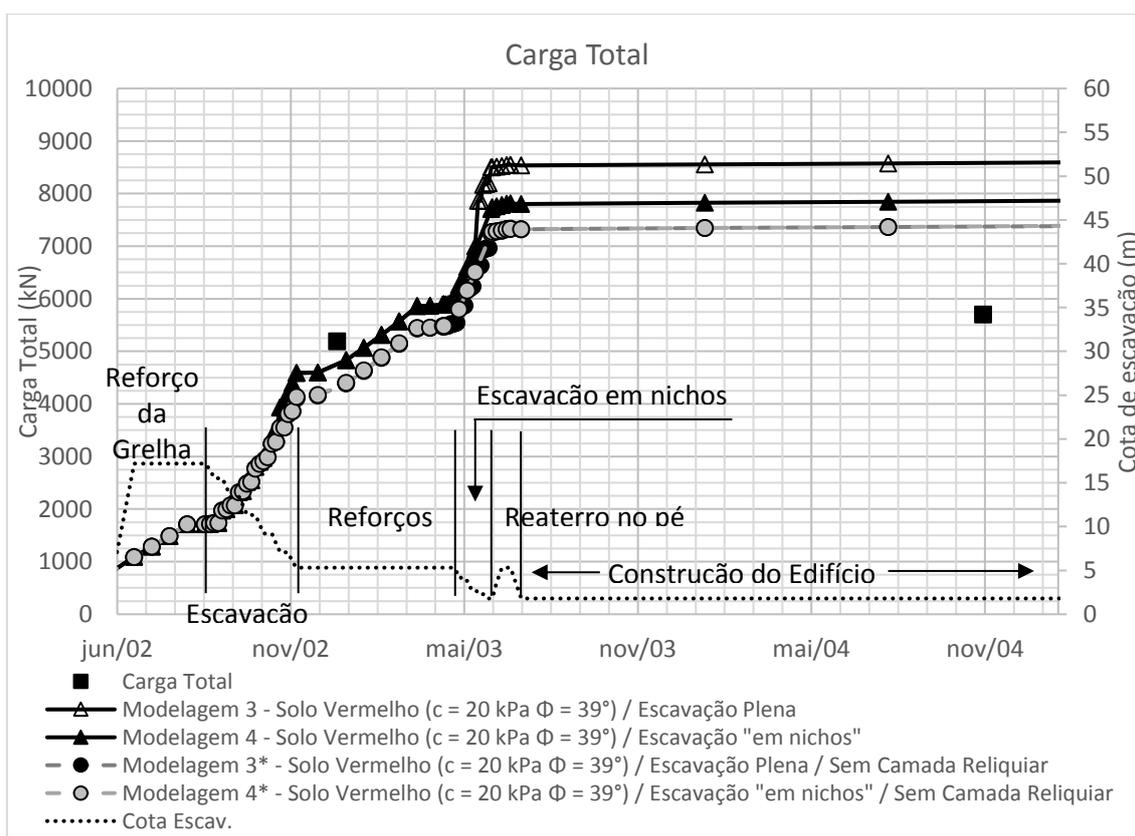


Figura 4.84 - Carga Total da Oc. 3 para modelos s/cam reliquiar.

4.4.4.3 Comparação entre o Projeto Original e o modelo de validação

A última análise é feita para comparar os modelos escolhidos na validação, modelos 3 e 4, e o modelo simulando o projeto original. A diferença entre esses modelos

é a ausência de camadas reliquiarias no modelo original, o peso específico menor, envoltória de resistência diferente ($c = 20 \text{ kPa}$ e $\Phi = 35^\circ$) e o número de âncoras menor (Tabela 4.26).

Tabela 4.26 - Características do modelo do projeto original e dos modelos escolhidos na validação na Ocorrência 3.

| Modelo | Projeto | Solo | Camadas Reliquiarias | γ (kN/m ³) | Envoltória | | Tipo de Escavação | Nº de Ancoragens |
|--------|----------|----------|----------------------|-------------------------------|------------|------------|-------------------|------------------|
| | | | | | c (kPa) | Φ (°) | | |
| 0 | Original | - | Não | 18 | 20 | 35 | Plena | 14 |
| 3 | Final | Vermelho | Sim | 20 | 20 | 39 | Plena | 22 |
| 4 | Final | Vermelho | Sim | 20 | 20 | 39 | Nichos | 22 |

Os valores calculados para a Cortina 2, a média e a carga total estão na Figura 4.85 e Figura 4.86, respectivamente. A carga total da Cortina 2, para o momento da paralisação, ficou menor nos modelos de validação. Todavia, as cargas médias do modelo de validação ficaram muito maiores do que o previsto pelo modelo do Projeto Original. Isso representa bem o que aconteceu em campo. Com os reforços, a média de cargas dos modelos de validação reduzem até um nível próximo ao modelo original, por volta de 400 kN.

Os gráficos com os resultados da Grelha encontram-se na Figura 4.87 e Figura 4.88. Nesse caso o projeto original não considerou as ancoragens pré-existentes, assim apesar da média de cargas do projeto original ser maior que o dos modelos 3 e 4, quando se observa a carga total, o projeto original precisa de menos carga para estabilizar o talude durante toda a construção.

Cabe observar que mesmo o Projeto Original previu cargas médias acima da carga de trabalho de 350 kN. A Cortina 2 com aproximadamente 403 kN de carga média e a Grelha com 380 kN. Atribui-se essa diferença às deformações que ocorreram no processo de escavação e instalação. O Projeto Original foi analisado com o Método de Equilíbrio Limite e esse não leva em consideração os deslocamentos.

EHRlich (2004), utilizando o método de equilíbrio limite, calculou que o déficit de carga total no momento da paralisação (cota +5,3 m) era de 6% e que ao fim da escavação (cota +1,8 m) seria de 20 %. Entretanto, ficou decidido que o reforço de cargas seria de 40 %. A carga total para estabilizar a Ocorrência 3 é apresentada na Figura 4.89.

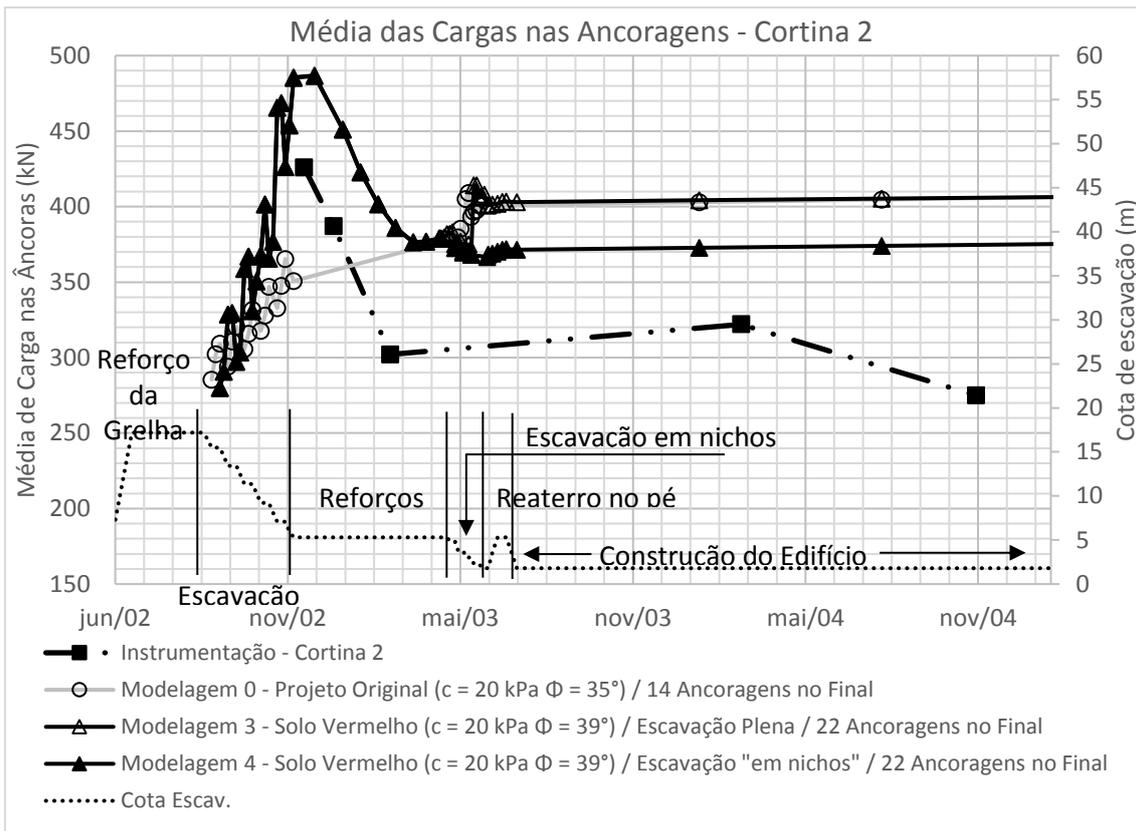


Figura 4.85 - Média da carga nas ancoragens da Cortina 2 da Oc. 3 para o projeto original.

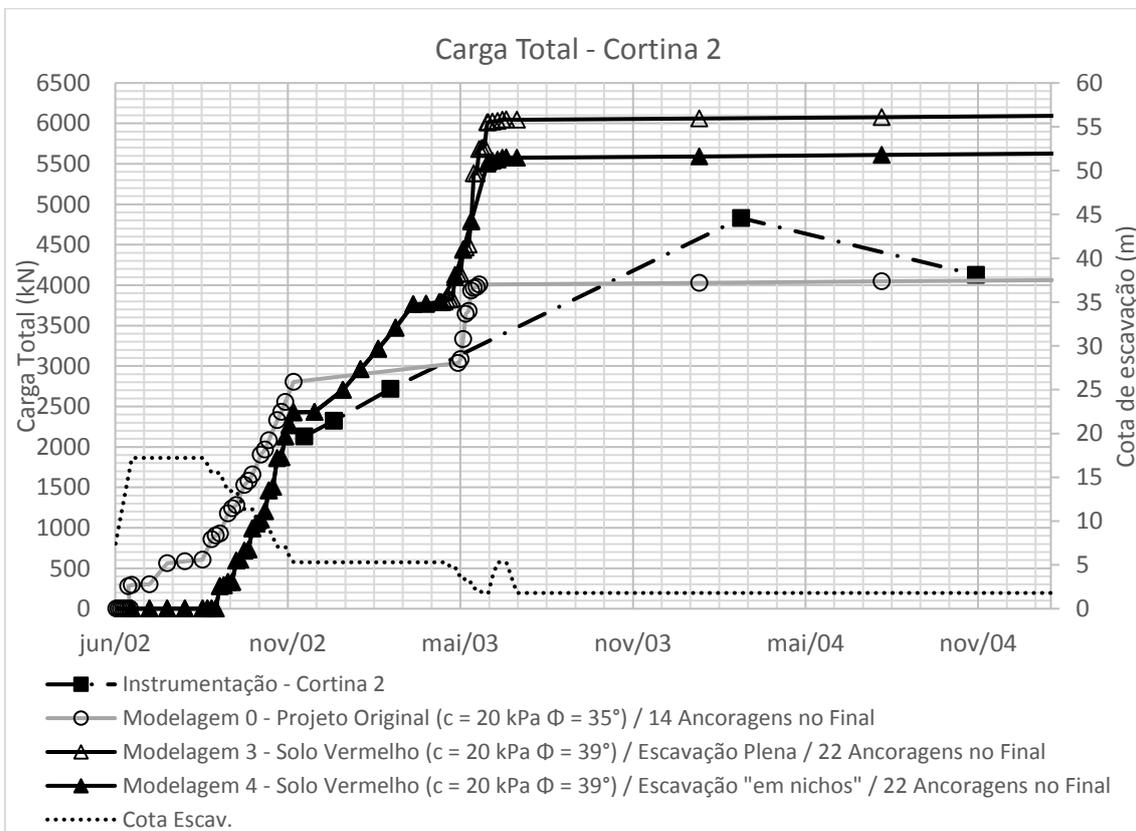


Figura 4.86 - Carga total nas ancoragens da Cortina 2 da Oc. 3 para o projeto original.

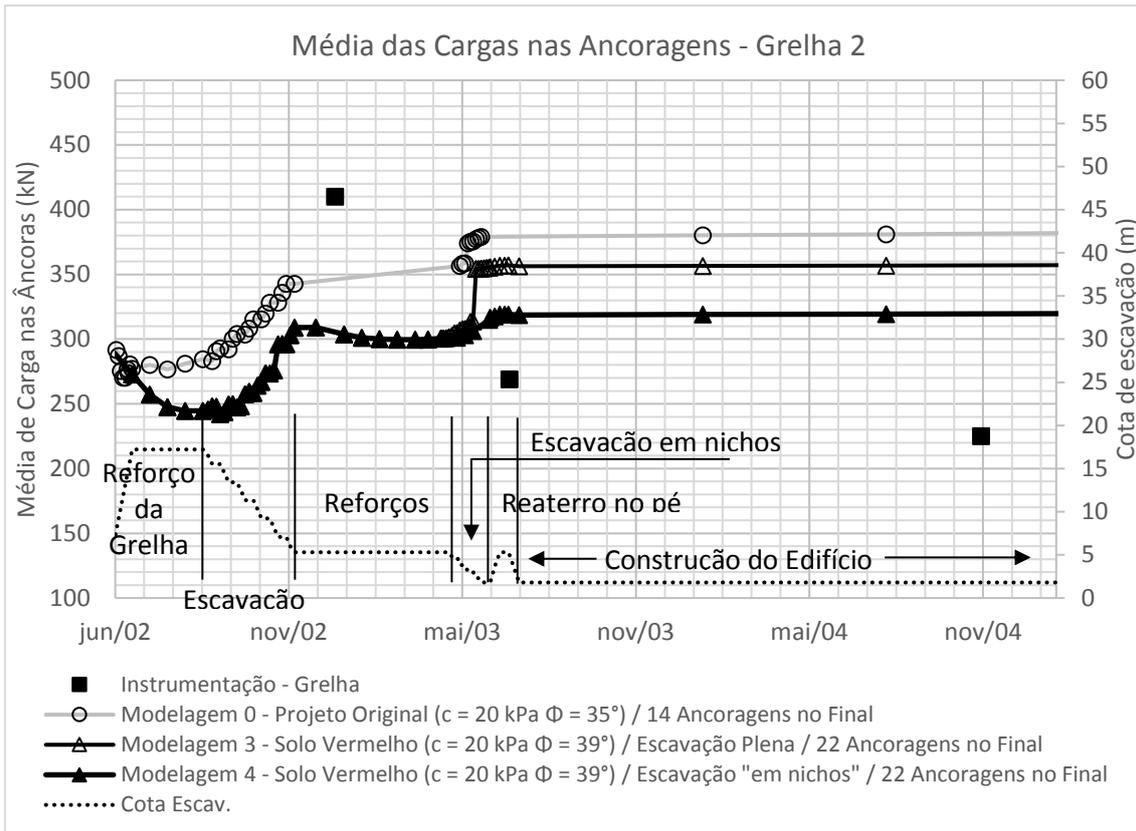


Figura 4.87 - Média da carga nas ancoragens da Grelha da Oc. 3 para o projeto original.

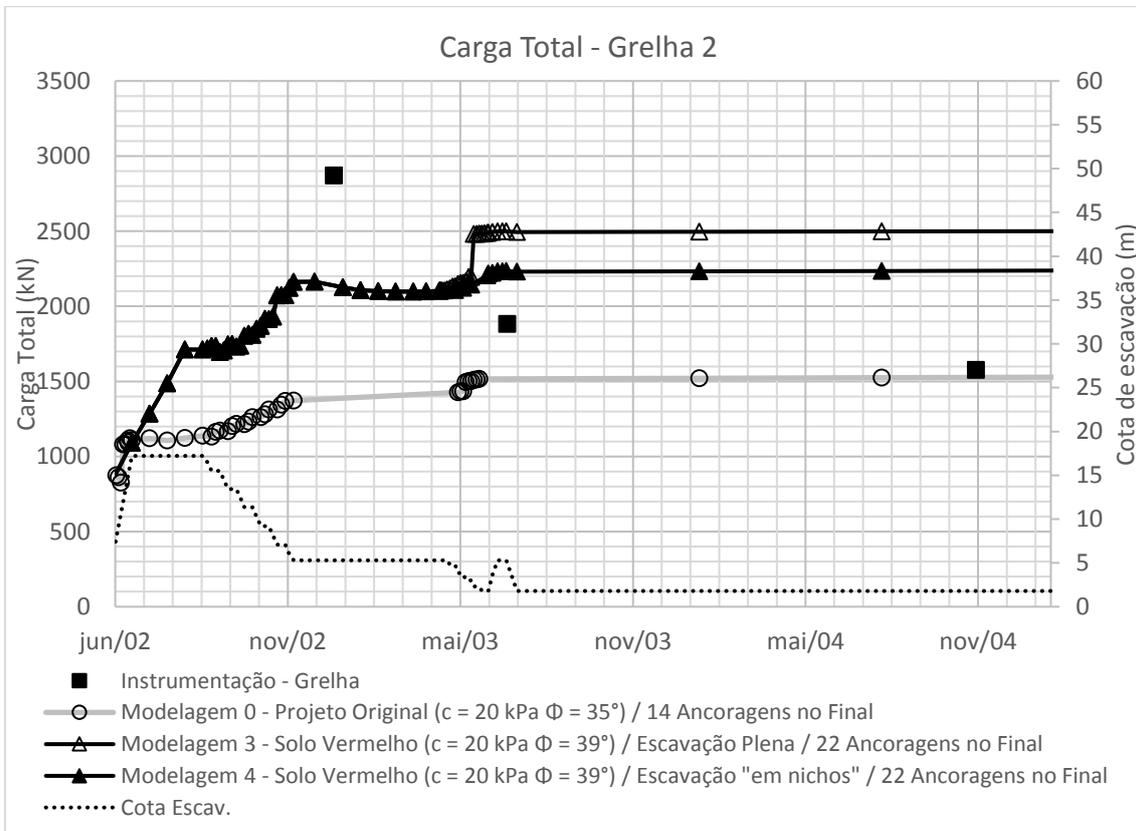


Figura 4.88 - Carga total nas ancoragens da Grelha da Oc. 3 para o projeto original.

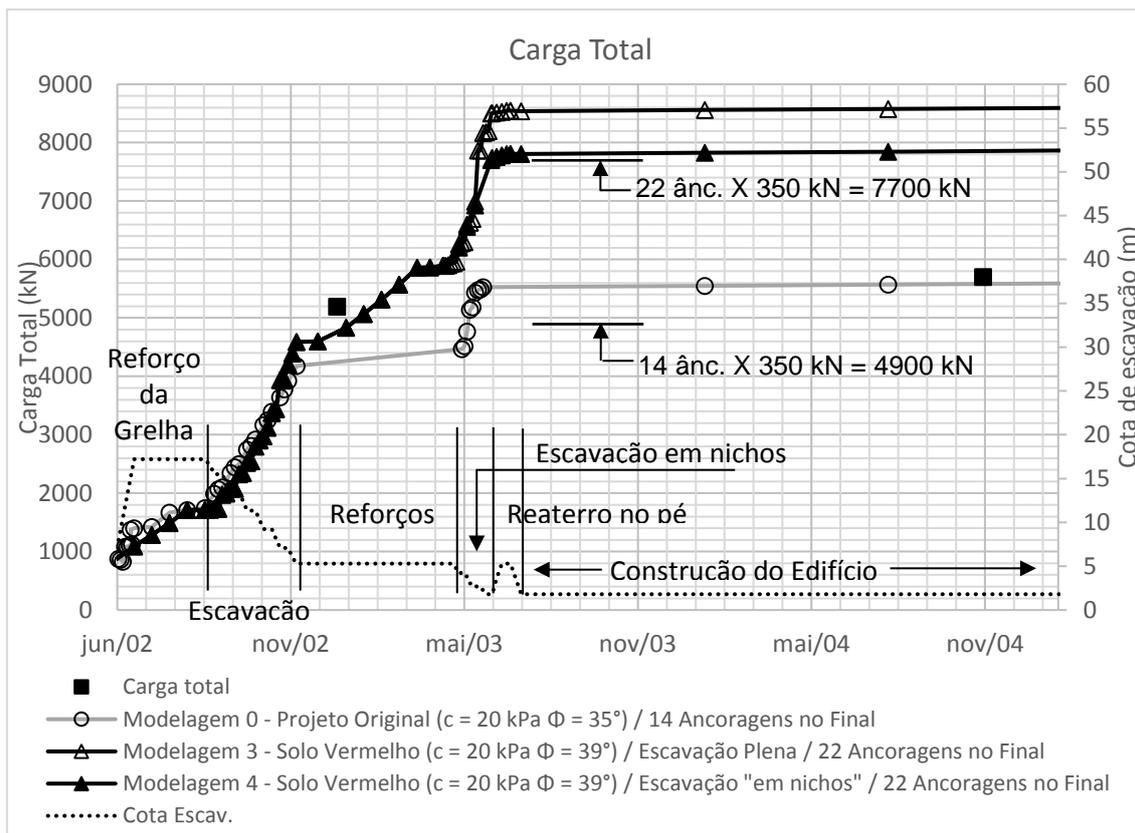


Figura 4.89 - Carga total nas ancoragens da Oc. 3 para o projeto original.

Durante toda a obra, o Projeto Original não previu cargas suficientes para estabilizar o talude. Durante a paralisação, o déficit foi de 10,0%, e ao término da obra a diferença seria entre 41,0% e 54,2% de acordo com o processo de escavação (Tabela 4.27). O valor para o final da obra está levemente superior à previsão de EHRlich (2004) devido novamente ao fato que o modelo de equilíbrio limite não considera deslocamentos.

Tabela 4.27 - Comparação entre modelos de validação e o modelo do Projeto Original na Carga Total da Oc. 3.

| Modelo | Tipo de escavação | Carga Total | | | |
|---|-------------------|------------------|--------|--------------------|--------|
| | | Paralisação (kN) | Razão | Fim escavação (kN) | Razão |
| Proj. Orig. | Esc. em nichos | 4177 | - | 5550 | |
| 3 | Esc. plena | 4596 | 110,0% | 8558 | 154,2% |
| 4 | Esc. em nichos | 4596 | 110,0% | 7825 | 141,0% |
| Obs.: | | | | | |
| Proj. Orig.: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ / $c' = 20 \text{ kPa}$; $\Phi = 35^\circ$ | | | | | |
| 3 e 4: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ / $c' = 20 \text{ kPa}$; $\Phi = 39^\circ$ | | | | | |

Os fatores que o projeto original não considerou e que mais influenciaram no resultado:

- i) Resistência do solo: a resistência da camada reliquiar de baixa resistência é bem menor do que os outros planos reliquiares no solo;
- ii) Orientação da camada reliquiar: a superfície de ruptura foi condicionada pelas estruturas reliquiares;
- iii) Peso específico do solo: o projeto original considerou o peso específico de solo menor do que os ensaios de caracterização indicaram;
- iv) Processo de escavação: o modelo de validação demonstrou que a escavação em nichos diminuiu os deslocamentos, que por sua vez, solicitaram menos as ancoragens

5 CONCLUSÕES

A região de Niterói é caracterizada pela presença de lineamentos estruturais e zonas de falhamento que separa duas unidades geológicas distintas. Todas as ocorrências analisadas encontram-se na Unidade Ingá que é um conjunto gnáissico composto por níveis centimétricos a decamétricos intercalados. O gnaíse deu origem a um solo que possui estruturas reliquiares que se constituem de camadas com resistência bastante distintas.

Em algumas Ocorrências a investigação foi realizada apenas com sondagens de reconhecimento e SPT. Tal técnica não identificou as estruturas reliquiares e falhou em prever possíveis rupturas em tais camadas. Novas investigações foram executadas e reforços instalados.

A pesquisa dessa dissertação contou com trabalhos já publicados e os projetos originais das ocorrências para determinar qual foi a influência que as estruturas reliquiares e as soluções propostas tiveram no comportamento da escavação.

O ponto de partida foi reunir todas as informações disponíveis dos solos e agrupá-los em grupos distintos com cada um possuindo características semelhantes. Em algumas ocorrências as informações disponíveis eram escassas em alguns aspectos e tais dados foram importados daqueles solos pertencentes ao mesmo grupo. De uma forma geral, essa estratégia funcionou como a primeira aproximação para a validação dos modelos.

Demonstrou-se para todos os casos importância de se utilizar modelos constitutivos não-lineares com duas características: (i) aumento da rigidez do solo conforme a tensão confinante do solo aumenta; (ii) diminuição da rigidez tendendo a um patamar quanto maior for a deformação. Isso também foi recomendado por SILVA (2017) para a Ocorrência 1. A consideração das camadas reliquiares com suas características de baixa resistência e inclinação desfavorável a escavação também foi de suma importância.

Durante a pesquisa buscou-se um modelo constitutivo que considerasse a não-linearidade e ao mesmo tempo a anisotropia natural dos solos residuais. Entretanto, não foi encontrado um modelo que atendesse essas duas características. A solução foi modelar as camadas reliquiares com regiões retangulares de pequenas espessuras (aproximadamente 25 cm), circundadas por uma matriz de solo mais resistente, com a resistência e direções indicadas pela investigação. Cabe salientar que dividir o solo

numa matriz mais resistente e em camadas reliquiarias foi apenas um artifício. Todo o solo é constituído de camadas reliquiarias, entretanto algumas são mais resistentes e outras mais fracas. A desvantagem deste método foi a necessidade de grande poder computacional para modelar a grande quantidade de elementos necessários das pequenas camadas.

A Ocorrência 1 já foi estudada por SILVA (2017). Aqui serviu para verificar se o programa PLAXIS com o modelo de endurecimento de solo e o método de massa equivalente conseguiria simular o comportamento do talude. A conversão do modelo usado por SILVA (2017), modelo hiperbólico, para o modelo de endurecimento de solo não foi perfeita, mas os dados da instrumentação foram validados com sucesso.

Na Ocorrência 2 a investigação não indicou camadas reliquiarias espalhadas por todo o talude, mas MAGALHÃES (2005), GOMES SILVA (2006) e LIMA (2007) relataram sua presença. Dois modelos foram testados, um com camadas reliquiarias e outro sem camadas. O melhor modelo de validação foi aquele sem camadas reliquiarias, já que se aproximou mais dos dados dos inclinômetros. Mas o modelo com camadas simulou melhor os resultados de cargas nos grampos. As estruturas reliquiarias concentradas em alguns pontos comandaram os esforços das estruturas.

Com a Ocorrência 3 as camadas reliquiarias comandaram a movimentação e as cargas das ancoragens. O projeto original não considerou as camadas menos resistentes, assumiu a massa específica do solo menor do que a realidade e assim previu cargas muito menores. A movimentação do talude foi determinada pelas estruturas reliquiarias, a superfície de ruptura passou justamente por essa região. O processo de escavação também foi crucial, a escavação por nichos minimizou os deslocamentos do talude e as cargas das ancoragens. Os planos menos resistentes por serem de pequena espessura sofriam grande distorção mesmo com poucos deslocamentos e logo atingiam a ruptura. Nesse caso as camadas reliquiarias comandaram a ruptura do talude e os esforços das estruturas.

Podemos concluir que as camadas reliquiarias tiveram vital importância no comportamento dos taludes analisados mesmo sendo de pequena espessura. A importância aumenta ainda mais quando a inclinação é desfavorável à face do talude de escavação, como nos casos das Ocorrências 1 e 3. Ensaio de SPT não é o suficiente para a obtenção de parâmetros de resistência. A resistência por SPT considera o solo como um todo, quando na verdade a ruptura acontecerá na camada menos resistente.

Por outro lado, na Ocorrência 2A o talude da escavação foi mais abatido, dessa forma as camadas reliquiares não ficaram tão desfavoráveis à face de escavação. Mesmo assim, se verificou influências destas localmente nas cargas dos grampos e nas movimentações medidas no inclinômetro situado mais próximo à face de escavação.

Estes casos de obra destacam que camadas reliquiares, quando em orientação desfavorável à face, podem ter grande influência no comportamento da escavação. Esses estudos salientam que uma investigação geotécnica bem conduzida que possibilite uma análise mais consistente pode evitar grandes problemas e imprevistos durante a implantação da obra.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AVELAR, A. S., “Informação como Membro da Banca Examinadora da Qualificação M.Sc. Mauro V. S. Moura” - **Avaliação do Comportamento de Contensões em Niterói/RJ**. 28/03/2017. COPPE/UFRJ.
- BRINKGREVE, R. B. J., KUMARSWAMY, S., SWOLFS, W. M. “Material Models Manual – PLAXIS 2016. **Delft University of Technology & PLAXIS**, Países Baixos. 2016.
- CPRM. “Mapa Geológico – Folha Baía de Guanabara SF23-Z-B-IV”. **Serviço Geológico do Brasil**, Rio de Janeiro. Nov. 2009. Disponível em: http://geobank.cprm.gov.br/pls/publico/geobank.download.downloadlayouts?p_webmap=N&p_usuario=1 . Acesso em: 20 fev.; 2017, 15:45:00.
- CPRM. “Carta Geomorfológica do Município de Niterói – RJ, Escala 1:30.000”. **Serviço Geológico do Brasil**, Rio de Janeiro. Fev. 2017. Disponível em: http://rigeo.cprm.gov.br/xmlui/bitstream/handle/doc/17483/carta_geomorf_niteroi.pdf?sequence=1. Acesso em: 20 fev. 2017, 10:08:00.
- CUDNY, M., “Simple multi-laminate model for soft soils incorporating structural anisotropy and destructuration”. In. **Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice**. Ed. Vermeer, Schweiger, Karstunen & Cudny., 2003. Disponível em: http://www.uni-stuttgart.de/igs/content/publications/Veroeffentlichungen_vor_2010/82.pdf. Acesso em: 16 Agosto, 2017, 17:35:00.
- DANTAS, B. T., EHRLICH, M., “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, ABMS**, v. único, pp. 547-553, Rio de Janeiro, Novembro, 2001.
- DIAS, P.H.V., SAYÃO, A.S.F.J., SPRINGER, F. O. . “Estabilização de Taludes: Tirantes ou Grampos?”. In: **13º. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS**, Curitiba, pp. 71-84, 2006.
- DUNCAN, J. M., CHANG, C. Y., “Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils”, **Journal of Soil Mechanics Foundation Division, ASCE**, vol. 96, nº SM5 (September), pp. 1629-1653, 1970.
- DYWIDAG. “Sistemas de Protensão com Barras DYWIDAG - Aplicações Estruturais”. **DYWIDAG-SYSTEMS INTERNACIONAL**,. Fev. 2018. Disponível em: <https://www.dywidag.com.br/produtos/sistemas-de-protensao-reforcos->

[estruturais/sistemas-de-protensao-com-barras-dywidag/sistemas-dywidag-st-95105/](#). Acesso em: 23 fev. 2018, 11:48:00.

- EHRlich, M. "Performance of a 25 m high anchored wall for stabilization of an excavation in gneiss saprolite". In: **Landslides: Evaluation and stabilization. Proceedings of the IX Symposium on Landslides**, Vol. 2, pp. 1561-1568, Rio de Janeiro, 2004.
- EHRlich, M., SILVA, R. C., SARAMAGO, R. P., "Escavações em Solos Residuais de Gnaiss com Falhas Geológicas". In: VI **Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas**, Angra do Reis, RJ, Brasil, 2013.
- EHRlich, M., MOURA, M. V. S., SILVA, R. C. "Avaliação do comportamento de contenções em Niterói/RJ". In: XII **Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – COBRAE 2017, ABMS**, Florianópolis, SC, Brasil, Novembro, 2017.
- EHRlich, M., SILVA, R. C., "Behavior of a 31 m high excavation supported by anchoring and nailing in residual soil of gneiss", **Engineering Geology Journal** v. 191, pp. 48-60, 2015.
- GOMES SILVA, A. M. B., **Condicionantes Geológico-Geotécnicos de escavação grampeada em solo residual**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.
- GERSCOVICH, D. M. S., DANZIGER, B. R., SARAMAGO, P. R., **Contenções – teoria e aplicações em obras**, 1ª ed. São Paulo, Oficina de Textos, 2016.
- HENRIQUES JUNIOR, P. R. D., **Simulação Numérica de Ensaio de Arrancamento de Grampos**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.
- IBAÑEZ, J. P., **Modelagem Constitutiva para Solo com Ênfase em Solos Não Saturados**. Dissertação de M.Sc., PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003.
- KAVVADAS, M., AMOROSI, A., "A constitutive model for structured soils", **Géotechnique**, nº 3, pp 263-273, 2000.
- KIM, D. K., "Comparisons of Constitutive Models for Anisotropic Soils". **Journal of Civil Engineering, KSCE**, vol. 8, nº 4, pp. 403-409, July, 2004.
- KONDNER, R. L., "Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils", **Journal of Soil Mechanics Foundation Division, ASCE**, vol. 89, nº SM1 (February), pp. 115-143, 1963.
- LIMA, A. P., **Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaiss**. Tese de D.Sc., PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.

- MAGALHÃES, M. A., **Resistência ao Arrancamento de Grampos com Fibras de Polipropileno**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2005.
- MATTOS, T. B., **Retroanálise de Ruptura Planar em Talude Rodoviário – BR 101 Rodovia Rio Santos**. Trabalho de Conclusão de Curso, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2010.
- OURIA, A., “Disturbed State Concept-Based Constitutive Model for Structure Soils”. **International Journal of Geomechanics, ASCE**, vol. 17, Issue 7, July, 2017.
- PIETRUSZEZAK, S., PANDE, G. N., “Description of soil anisotropy based on multilaminate framework”. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, vol. 25, Issue 2, pp. 197-206, February. 2001.
- PLAXIS, “UDSM – Anisotropic Clay Models: S-CLAY1 and S-CLAY1s”. **PLAXIS Group**, May, 2011. Disponível em: <https://www.plaxis.com/support/models/udsm-anisotropic-clay-models-s-clay1-and-s-clay1s/> . Acesso em: 16 Mai. 2017, 17:25:00.
- PROTO, T. S., **Resistência ao Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse**. Dissertação de M.Sc., PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2005.
- SARAMAGO, R. P., EHRLICH, M., SILVA, L. J. R. O. B, MENDONÇA, M. B., FERREIRA JR, J. A., “Características Geotécnicas de uma Escavação em Região de Falha Geológica”. In: **Proceedings of the XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Gramado, RS, Brasil, 2010
- SARÉ, A. R., **Comportamento de escavação grampeada em solo residual**. Tese de D.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.
- SCHANZ, T., VERMEER, P. A., BONNIER, P. G., “The hardening-soil model: Formulation and verification”. In: **R.B.J. Brinkgreve, Beyond 2000 in Computational Geotechnics**, pp 281-290, Balkema, Rotterdam, Países Baixos, 1999.
- SCHWEIGER, H. F., WILTAFSKY, C., SCHARINGER, F., GALAVI, V., “A multilaminate framework for modelling induced and inherent anisotropy of soils” **Géotechnique**, vol. 59, nº 2, pp 87-101, 2009.
- SILVA, R. C., **Comportamento de uma escavação com cortina ancorada e grampeamento em solo residual com camadas reliquiares**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2017.
- SPRINGER, F. O., **Ensaio de arrancamento de grampos em solo residual de gnaisse**. Tese de D.Sc., PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2006.

UFF. Projeto Avaliação das encostas de Niterói com Vista aos Fenômenos de Deslizamentos – Setor 1 (Zonas Centro, Norte e Sul). Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil, 2004.

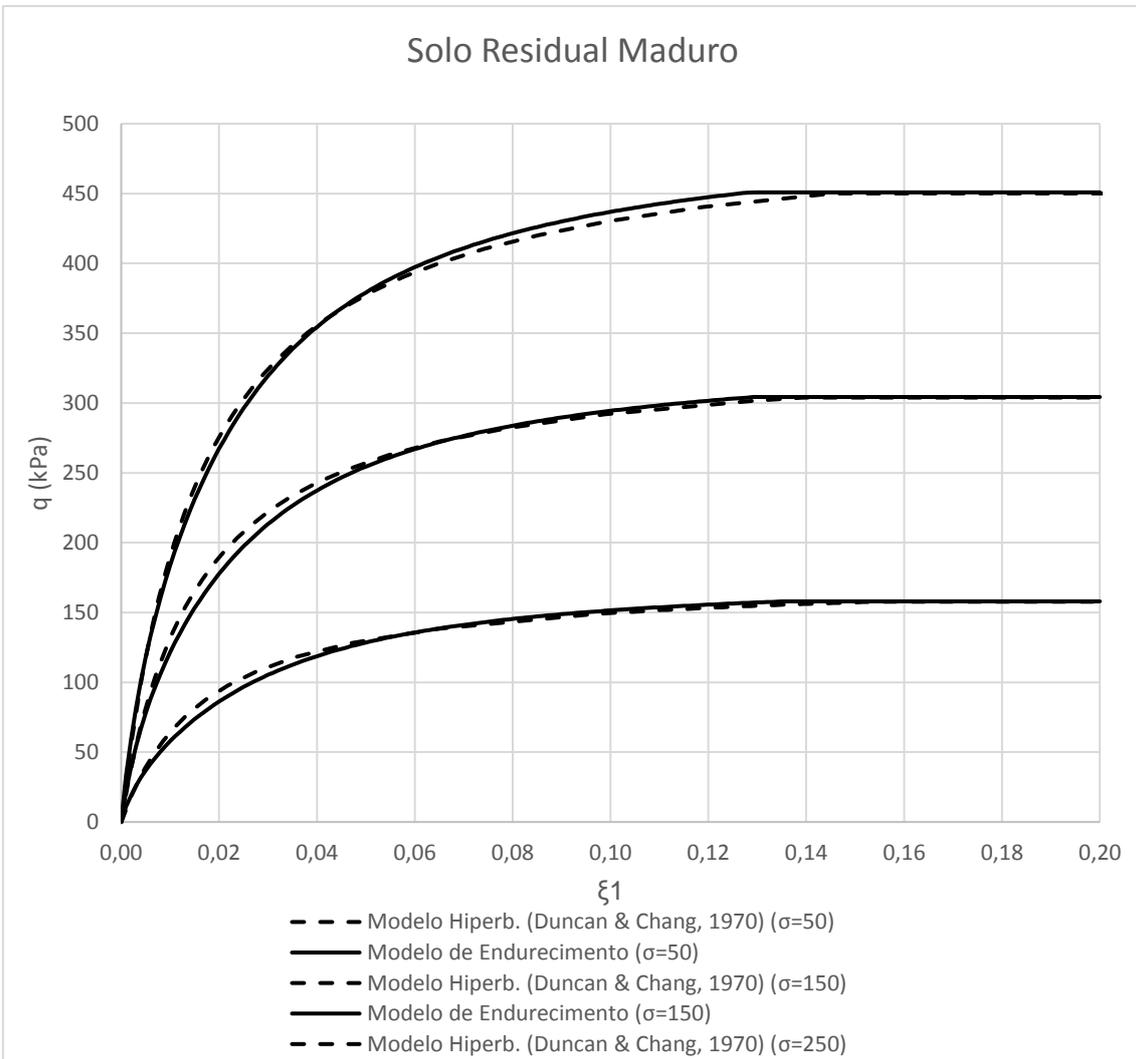
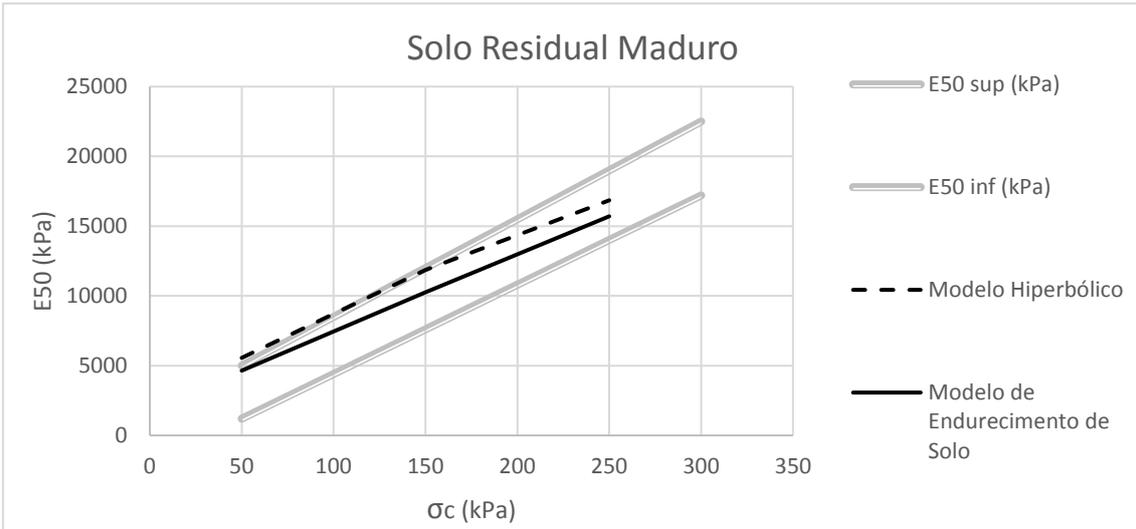
ZHOU, C., LEROUEIL, S., FAFARD, M., GHORBEL, S., “Constitutive Modeling of Kinematic Hardening Behavior of Saturated Anisotropic Soils”. **International Journal of Geomechanics, ASCE**, vol. 17, Issue 3, March, 2017.

7 APÊNDICE

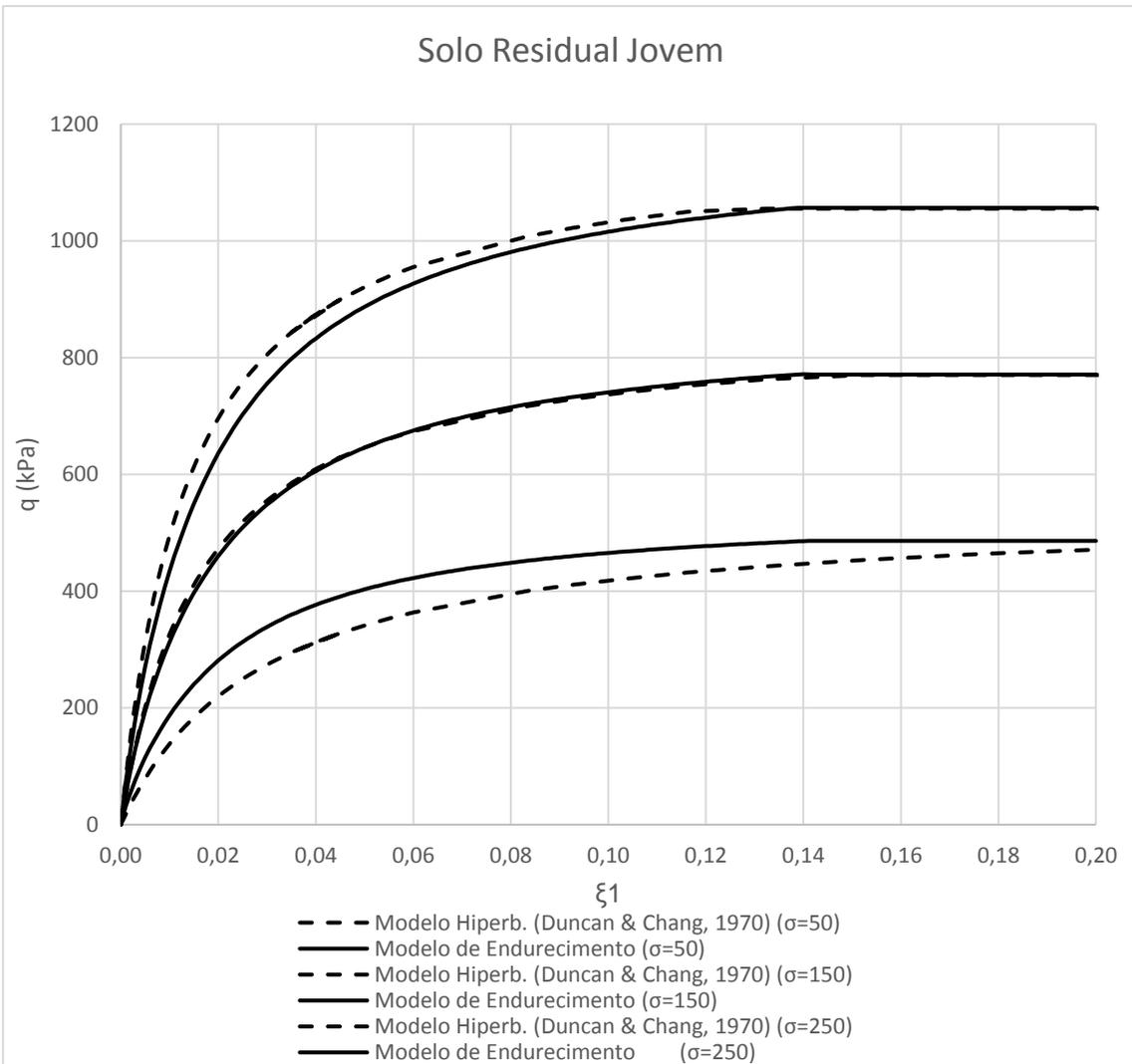
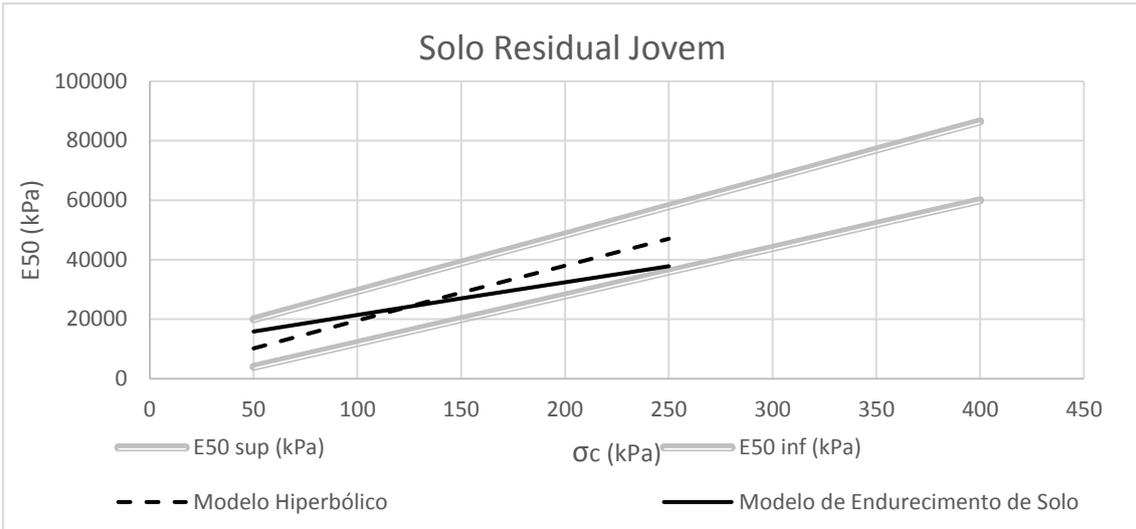
7.1 Apêndice 1

Curvas $E_{50} \times \sigma_c$ e $q \times \xi_1$ para os Modelo Hiperbólico e Modelo de Endurecimento e Solo.

| OCORRÊNCIA 1 | | | | | | | | | | | |
|---|---------|---------------------------------|--------|---|---------|---------------------------------|--------|---|---------|---------------------------------|--------|
| Solo Residual Maduro | | | | | | | | | | | |
| $\sigma_c=50$ kPa | | | | $\sigma_c=150$ kPa | | | | $\sigma_c=250$ kPa | | | |
| Modelo Hiperbólico (DUNCAN e CHANG, 1970) | | Modelo de Endurecimento de solo | | Modelo Hiperbólico (DUNCAN e CHANG, 1970) | | Modelo de Endurecimento de solo | | Modelo Hiperbólico (DUNCAN e CHANG, 1970) | | Modelo de Endurecimento de solo | |
| σ_3 (kPa) | 50 | $E_{50 \text{ ref}}$ | 8600 | σ_3 (kPa) | 150 | $E_{50 \text{ ref}}$ | 8600 | σ_3 (kPa) | 250 | $E_{50 \text{ ref}}$ | 8600 |
| q_f (kPa) | 157,7 | $E_{\text{oed ref}}$ | 8600 | q_f (kPa) | 303,9 | $E_{\text{oed ref}}$ | 8600 | q_f (kPa) | 450,1 | $E_{\text{oed ref}}$ | 8600 |
| q_a (kPa) | 175,2 | $E_{\text{ur ref}}$ | 25800 | q_a (kPa) | 337,7 | $E_{\text{ur ref}}$ | 25800 | q_a (kPa) | 500,1 | $E_{\text{ur ref}}$ | 25800 |
| K | 163,0 | m | 1,00 | K | 163,0 | m | 1,00 | K | 163,1 | m | 1,00 |
| n | 0,687 | v_{ur} | 0,20 | n | 0,687 | v_{ur} | 0,20 | n | 0,687 | v_{ur} | 0,20 |
| c (kPa) | 27 | k_0^{nc} | 0,5774 | c (kPa) | 27 | k_0^{nc} | 0,5774 | c (kPa) | 27 | k_0^{nc} | 0,5774 |
| Φ (°) | 25 | | | Φ (°) | 25 | | | Φ (°) | 25 | | |
| R_f | 0,9 | c (kPa) | 27 | R_f | 0,9 | c (kPa) | 27 | R_f | 0,9 | c (kPa) | 27 |
| P_a (kPa) | 100 | φ (°) | 25 | P_a (kPa) | 100 | φ (°) | 25 | P_a (kPa) | 100 | φ (°) | 25 |
| E_{50} | 5559,1 | ψ (°) | 0 | E_{50} | 11855,5 | ψ (°) | 0 | E_{50} | 16851,6 | ψ (°) | 0 |
| E_i | 10122,2 | R_f | 0,9 | E_i | 21551,2 | R_f | 0,9 | E_i | 30624,7 | R_f | 0,9 |



| OCORRÊNCIA 1 | | | | | | | | | | | |
|---|---------|---------------------------------|--------|---|---------|---------------------------------|--------|---|---------|---------------------------------|--------|
| Solo Residual Jovem | | | | | | | | | | | |
| $\sigma_c=50$ kPa | | | | $\sigma_c=150$ kPa | | | | $\sigma_c=250$ kPa | | | |
| Modelo Hiperbólico (DUNCAN e CHANG, 1970) | | Modelo de Endurecimento de solo | | Modelo Hiperbólico (DUNCAN e CHANG, 1970) | | Modelo de Endurecimento de solo | | Modelo Hiperbólico (DUNCAN e CHANG, 1970) | | Modelo de Endurecimento de solo | |
| σ_3 (kPa) | 50 | $E_{50 \text{ ref}}$ | 23500 | σ_3 (kPa) | 150 | $E_{50 \text{ ref}}$ | 23500 | σ_3 (kPa) | 250 | $E_{50 \text{ ref}}$ | 23500 |
| q_f (kPa) | 484,8 | $E_{oed \text{ ref}}$ | 23500 | q_f (kPa) | 770,1 | $E_{oed \text{ ref}}$ | 23500 | q_f (kPa) | 1055,1 | $E_{oed \text{ ref}}$ | 23500 |
| q_a (kPa) | 538,6 | $E_{ur \text{ ref}}$ | 94000 | q_a (kPa) | 855,7 | $E_{ur \text{ ref}}$ | 94000 | q_a (kPa) | 1172,3 | $E_{ur \text{ ref}}$ | 94000 |
| K | 358 | m | 1,00 | K | 358 | m | 1,00 | K | 358 | m | 1,00 |
| n | 0,950 | v_{ur} | 0,20 | n | 0,950 | v_{ur} | 0,20 | n | 0,950 | v_{ur} | 0,20 |
| c (kPa) | 87,5 | $k_{0 \text{ nc}}$ | 0,4122 | c (kPa) | 87,5 | $k_{0 \text{ nc}}$ | 0,4122 | c (kPa) | 87,5 | $k_{0 \text{ nc}}$ | 0,4122 |
| Φ (°) | 36 | | | Φ (°) | 36 | | | Φ (°) | 36 | | |
| R_f | 0,9 | c (kPa) | 87,5 | R_f | 0,9 | c (kPa) | 87,5 | R_f | 0,9 | c (kPa) | 87,5 |
| P_a (kPa) | 100 | φ (°) | 36 | P_a (kPa) | 100 | φ (°) | 36 | P_a (kPa) | 100 | φ (°) | 36 |
| E_{50} | 10207,7 | ψ (°) | 0 | E_{50} | 28973,4 | ψ (°) | 0 | E_{50} | 47059,3 | ψ (°) | 0 |
| E_i | 18531,2 | R_f | 0,9 | E_i | 52622,3 | R_f | 0,9 | E_i | 85492,1 | R_f | 0,9 |



| OCORRÊNCIA 1 | | | | | | | | | | | |
|---|---------|---------------------------------|--------|---|---------|---------------------------------|--------|---|---------|---------------------------------|--------|
| Solo Residual Jovem camadas reliquias | | | | | | | | | | | |
| $\sigma_c=50$ kPa | | | | $\sigma_c=150$ kPa | | | | $\sigma_c=250$ kPa | | | |
| Modelo Hiperbólico (DUNCAN e CHANG, 1970) | | Modelo de Endurecimento de solo | | Modelo Hiperbólico (DUNCAN e CHANG, 1970) | | Modelo de Endurecimento de solo | | Modelo Hiperbólico (DUNCAN e CHANG, 1970) | | Modelo de Endurecimento de solo | |
| σ_3 (kPa) | 50 | $E_{50 \text{ ref}}$ | 14500 | σ_3 (kPa) | 150 | $E_{50 \text{ ref}}$ | 14500 | σ_3 (kPa) | 250 | $E_{50 \text{ ref}}$ | 14500 |
| q_f (kPa) | 76,3 | $E_{\text{oed ref}}$ | 14500 | q_f (kPa) | 222,6 | $E_{\text{oed ref}}$ | 14500 | q_f (kPa) | 368,9 | $E_{\text{oed ref}}$ | 14500 |
| q_a (kPa) | 84,8 | $E_{\text{ur ref}}$ | 43500 | q_a (kPa) | 247,3 | $E_{\text{ur ref}}$ | 43500 | q_a (kPa) | 409,9 | $E_{\text{ur ref}}$ | 43500 |
| K | 264,6 | m | 1 | K | 264,6 | m | 1 | K | 264,6 | m | 1 |
| n | 0,982 | v_{ur} | 0,2 | n | 0,982 | v_{ur} | 0,2 | n | 0,982 | v_{ur} | 0,2 |
| c (kPa) | 1 | $k_{0 \text{ nc}}$ | 0,5774 | c (kPa) | 1 | $k_{0 \text{ nc}}$ | 0,5774 | c (kPa) | 1 | $k_{0 \text{ nc}}$ | 0,5774 |
| Φ (°) | 25 | | | Φ (°) | 25 | | | Φ (°) | 25 | | |
| R_f | 0,9 | c (kPa) | 1 | R_f | 0,9 | c (kPa) | 1 | R_f | 0,9 | c (kPa) | 1 |
| P_a (kPa) | 100 | φ (°) | 25 | P_a (kPa) | 100 | φ (°) | 25 | P_a (kPa) | 100 | φ (°) | 25 |
| E_{50} | 7354,3 | ψ (°) | 0 | E_{50} | 21668,3 | ψ (°) | 0 | E_{50} | 35776,6 | ψ (°) | 0 |
| E_i | 13397,7 | R_f | 0,9 | E_i | 39411,5 | R_f | 0,9 | E_i | 65088,7 | R_f | 0,9 |

