

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

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE INTERNA DE
CORTINAS ATIRANTADAS UTILIZANDO MÉTODOS ANALÍTICOS E
SIMULAÇÕES NUMÉRICAS 2D.**

LUIS ALONSO GONZÁLES CORRALES

ORIENTADOR: GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc.
CO-ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.MD-303/18

BRASÍLIA/DF: MARÇO/ 2018

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

**ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE INTERNA DE
CORTINAS ATIRANTADAS UTILIZANDO MÉTODOS ANALÍTICOS E
SIMULAÇÕES NUMÉRICAS 2D.**

LUIS ALONSO GONZÁLES CORRALES

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

APROVADA POR:

**GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc.(UnB)
(ORIENTADOR)**

**RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.(UnB)
(CO-ORIENTADOR)**

**MARCIO MUNIZ FARIAS, Ph.D.(UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**DENISE MARIA SOARES GERSCOVICH, DSc.(UERJ)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 22 de MARÇO de 2018.

FICHA CATALOGRÁFICA

CORRALES, LUIS ALONSO GONZÁLEZ

Análise comparativa da estabilidade interna de cortinas atirantadas utilizando métodos analíticos e simulações numéricas 2D. [Distrito Federal] 2018.

xxv, 149 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2018)

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

1. Cortinas atirantadas	2. Solos residuais de gnaiss
3. Simulação numérica	4. Hardening Soil Model
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GONZÁLEZ, L.A (2018). Análise comparativa da estabilidade interna de cortinas atirantadas utilizando métodos analíticos e simulações numéricas 2D. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149 p.

CESSÃO DE CRÉDITOS

NOME DO AUTOR: Luis Alonso González Corrales

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise comparativa da estabilidade interna de cortinas atirantadas utilizando métodos analíticos e simulações numéricas 2D.

GRAU/ANO: Mestre/2018.

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

Luis Alonso González Corrales
(e-mail: lalongc@gmail.com)
SQN 406, Bloco A, Apto 301, Asa Norte.
Brasília, Brasil.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília e todos os seus professores, pela oportunidade de participar deste programa e por compartilharem seus conhecimentos.

Ao meu orientador o professor Gregório Luís Silva Araújo e ao meu co-orientador o professor Renato Pinto da Cunha, pelos ensinamentos, pelo constante apoio e por me incentivar e me ajudar na realização desta pesquisa.

Aos professores da banca examinadora a professora Denise Maria Soares Gerscovich e o professor Marcio Muniz Farias, pelas sugestões e comentários para melhorar o trabalho realizado.

Ao professor Juan Félix Rodríguez pela vontade de me ajudar no desenvolvimento das simulações numéricas.

Ao meu colega e grande amigo Michael Barrantes pelos conselhos e apoio ao longo deste tempo.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro nos primeiros três semestres do mestrado.

À *Escuela Centroamericana de Geología* da *Universidad de Costa Rica* (ECG-UCR) por me apoiar na realização do estudo de pós-graduação no estrangeiro e a *Oficina de Asuntos Internacionales y Cooperación Externa* da *Universidad de Costa Rica* (OAICE-UCR) pelo apoio financeiro no último semestre do mestrado.

À empresa privada SOLOTESTE, pelas informações fornecidas.

Em especial a Diana Carolina Cardenas. Obrigado por tudo, pela ajuda na dissertação e por todas as horas comigo.

DEDICATÓRIA

A minha mãe, irmãos e sobrinhos.
A Diana Carolina (Gato).

RESUMO

Na norma Brasileira encargada de fixar as condições exigíveis para a execução de tirantes, a NBR-5629 (1996), apenas as especificações sobre a análise de estabilidade interna são tratadas, ficando ao critério e experiência do engenheiro projetista da obra o método de cálculo a utilizar. Neste contexto, com o fim de avaliar e comparar as metodologias que atualmente são utilizadas para determinar a estabilidade interna de cortinas atirantadas, neste trabalho foram empregados os métodos analíticos de equilíbrio limite das cunhas: Nunes & Velloso (1963), Ranke & Ostermayer (1968) e Hoek & Bray (1981), além do Método dos Elementos Finitos (MEF), por meio de um estudo de caso no Rio de Janeiro. Complementarmente, foi avaliada a influência do modelo estratigráfico adotado no comportamento mecânico do solo e das estruturas.

A partir da implementação dos métodos para a previsão da estabilidade interna, pode-se concluir que o método de Ranke & Ostermayer (1968) foi o método mais conservador no cálculo do fator de segurança global. Para cortinas ancoradas por uma ou duas linhas de tirantes, os maiores fatores de segurança por tirante foram fornecidos pelo MEF e os menores foram obtidos pelo método de Ranke & Ostermayer (1968). Em comparação ao MEF, os métodos de Nunes & Velloso (1963) e Hoek & Bray (1981) fornecem fatores de segurança muito menores.

Os resultados da simulação numérica do modelo geotécnico desenvolvido nesta pesquisa mostraram a importância de considerar-se uma estratigrafia mais realista. Neste sentido, foram observados nas análises uma diminuição significativa dos deslocamentos horizontais e totais na cortina e dos recalques na superfície do terreno, além de uma melhoria dos fatores de segurança.

ABSTRACT

The Brazilian standard, NBR-5629 (1996), in charge in establish the condition requires for the execution of anchored walls, only the specifications on the internal stability analysis are treated, being a criterion and experience of the engineer the method of calculation to use. In this context, in order to evaluate and compare the methodologies currently used to determine the internal stability of anchored wall, in this work, the analytical methods of wedge limit equilibrium were used; Nunes & Velloso (1963), Ranke & Ostermayer (1968) and Hoek & Bray (1981), in addition to the Finite Element Method (MEF), through a case study in Rio de Janeiro. The influence of the stratigraphic model adopted on the mechanical behavior of soil and structures was evaluated.

From the implementation of the methods for predicting internal stability, it can be conclude that the method of Ranke & Ostermayer (1968) was the most conservative method for the global safety factor estimation. For curtains anchored by one or two rows, the major safety factors per tie are provided by the MEF and the smaller ones were obtained by the method of Ranke & Ostermayer (1968). Since these are simple methods with many simplifications, the Nunes & Velloso (1963) and Hoek & Bray (1981) methods provide much lower safety factors than those calculated by MEF.

The results of the numerical simulation of the geotechnical model developed in this research show the importance of considering a more realistic stratigraphy. In this sense, a significant decrease in horizontal and total displacements in the curtain and vertical displacement at the surface was observed, as well as an improvement in safety factors.

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	OBJETIVOS	2
1.1.1.	OBJETIVO GERAL	2
1.1.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.2.	ESCOPO DA DISSERTAÇÃO.....	3
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1.	ASPECTOS GERAIS DAS CORTINAS ATIRANTADAS	5
2.1.1.	ASPECTOS DE DIMENSIONAMENTO.....	6
2.1.2.	CRITÉRIOS DE PROJETO NAS NORMAS TÉCNICAS.....	8
2.2.	MÉTODOS ANALÍTICOS DE DIMENSIONAMENTO	9
2.2.1.	CAPACIDADE DE CARGA DAS ANCORAGENS	9
2.2.2.	DIMENSIONAMENTO DO TRECHO ANCORADO	9
2.3.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	12
2.3.1.	MÉTODOS DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA	13
2.4.	MODELAGEM NUMÉRICA UTILIZANDO OS MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)	23
2.5.	SOLOS RESIDUAIS.....	36
2.5.1.	OUTRAS CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS RESIDUAIS	38
2.5.2.	PERFIL TÍPICO DE UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE.....	38
2.5.3.	COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS RESIDUAIS	40
3.	ASPECTOS GERAIS	42
3.1.	METODOLOGIA.....	42
3.1.1.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	43

3.1.2.	VALIDAÇÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS.....	44
3.1.3.	IMPLEMENTAÇÃO DOS MÉTODOS ANALÍTICOS	45
3.1.4.	SIMULAÇÃO NUMÉRICA	45
3.2.	ESTUDO TOMADO COMO BASE.....	46
3.2.1.	DESCRIÇÃO GERAL	46
3.2.2.	EXPLORAÇÃO GEOTÉCNICA.....	57
3.2.3.	MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	61
3.3.	MODELOS CONSTITUTIVOS	68
3.3.1.	FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	68
3.3.2.	VALIDAÇÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS.....	73
4.	SIMULAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE DE RESULTADOS	85
4.1.	ASPECTOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA	85
4.1.1.	SIMPLIFICAÇÃO DO PROBLEMA GEOTÉCNICO.....	85
4.1.2.	ESTRATIGRAFIA UTILIZADA.....	90
4.1.3.	MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	93
4.1.4.	ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	94
4.1.5.	ELEMENTOS DE INTERFACE	98
4.2.	RESULTADOS	101
4.2.1.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE	101
4.2.2.	INFLUÊNCIA DA ESTRATIGRAFIA NAS ANÁLISES NUMÉRICAS	117
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	142
5.1.	CONCLUSÕES.....	142
5.2.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	144
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	145

APÊNDICE

APÊNDICE I. DESCRIÇÃO DAS PERFURAÇÕES DOS TIRANTES

APÊNDICE II. SONDAGENS A PERCUSSÃO SPT

APÊNDICE III. SONDAGENS MISTAS

APÊNDICE IV. ENSAIOS DE RECEBIMENTO

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Constituição básica de um tirante (GeoRio, 2000).	5
Figura 2.2. Recomendações para o projeto de cortina atirantada (a) seção transversal e (b) vista superior (Pinelo, 1980).	7
Figura 2.3. (a) Preparação do ensaio e (b) medição dos deslocamentos da barra. Štefaňák <i>et al.</i> (2016).	12
Figura 2.4. Superfícies de ruptura em cortinas atirantadas (Ranke & Ostermayer, 1968).	12
Figura 2.5. Diagrama e polígono de forças para a análise de estabilidade do método de Kranz (1953)	14
Figura 2.6. Métodos das cunhas nas análises de estabilidade de cortinas atirantadas (a) Brasileiro E (b) Alemão (GeoRio, 2000).	16
Figura 2.7. Diagrama e polígono de forças para o método de Kranz generalizado (modificado - de Ranke & Ostermayer, 1968).	16
Figura 2.8. Relações geométricas no polígono de forças (modificado - Ranke & Ostermayer, 1968).	17
Figura 2.9. Polígono de forças do método de Kranz (1953), com coesão (modificado - Pacheco & Danziger, 2001).	18
Figura 2.10. Superfície potencial de ruptura considerada no método Brasileiro, baseada no método de Culmann (a) diagrama e (b) polígono de forças atuantes na cunha, sem ancoragem.	19
Figura 2.11. Detalhe dos ângulos β , θ e do plano de ancoragem, método Brasileiro.	20
Figura 2.12. Diagrama de forças definido pelo método de Hoek & Bray (1981) (Ortigão & Sayao, 2004).	21
Figura 2.13. Comparação das forças e momentos ao longo da parede, medidos e calculados utilizando vários modelos constitutivos (a) deformações horizontais, (b) momentos fletores, (c) forças de cisalhamento e (d) Empuxos de terra. (Han <i>et al.</i> , 2017).	25

Figura 2.14. Comparação dos deslocamentos horizontais medidos e calculados utilizando vários modelos constitutivos (Han <i>et al.</i> , 2017).....	25
Figura 2.15. Variação do comportamento mecânico das estruturas com a rigidez da ancoragem; (a) variação dos deslocamentos ao longo da parede e (b) variação da força de ancoragem (Alan & Siddiquee, 2014).....	27
Figura 2.16. Variação dos deslocamentos verticais na superfície do terreno com a rigidez do reforço (Alan & Siddiquee, 2014).	27
Figura 2.17. Variação do coeficiente de empuxo em repouso com a rigidez do reforço (Alan & Siddiquee, 2014).....	28
Figura 2.18. Comparação dos deslocamentos horizontais na parede com uma linha de ancoragens colocada a diferentes profundidades (Yajneswaran <i>et al.</i> , 2015).....	29
Figura 2.19. Comparação do comportamento mecânico da parede com uma linha de ancoragens colocada a diferentes profundidades; (a) forças de cisalhamento e (b) momentos fletores. (Yajneswaran <i>et al.</i> , 2015).	29
Figura 2.20. Comparação dos deslocamentos horizontais obtidos (a) modelagem 2D e (b) modelagem 3D (Mollahasani, 2014).....	30
Figura 2.21. Comparação dos deslocamentos horizontais em diferentes profundidades (a) espaçamento entre ancoragens de 2 m e (b) espaçamento entre ancoragens de 4 m (Hosseinian & Seifabad, 2013).....	32
Figura 2.22. Espaçamento horizontal mínimo requerido entre ancoragens: (a) Pinelo (1980) e (b) Sananiti <i>et al.</i> (1999).	33
Figura 2.23. Vista superior (planta) da malha diferencialmente deformada devido ao efeito de arqueamento (FE= Fator de escala); (a) estágio 1, escavação até 1,6 m de profundidade, (b) estágio 3, escavação até 4,1 m de profundidade e (c) estágio 5, escavação até 6,5 m de profundidade. (Magalhães, 2015).....	34
Figura 2.24. Recalques e flexão da estrutura de contenção na seção crítica (centro da escavação); (a) estágio 1, (b) estágio 3 e (c) estágio 5. (Magalhães, 2015).....	35
Figura 2.25. Perfil típico de alteração de um gnaiss (modificado de Oliveira & Brito, 1998). ...	39

Figura 2.26. Comportamento mecânico de um solo residual jovem de gnaíse (a) curva $\sigma_d - \epsilon_1$ e (b) curva $\epsilon_v - \epsilon_1$ (Oliveira, 2011).	40
Figura 3.1. Metodologia geral da pesquisa.	42
Figura 3.2. Localização do terreno de estudo (Google Earth, 2018).	46
Figura 3.3. Configuração final do projeto residencial Contemporâneo II.	47
Figura 3.4. Características morfométricas do terreno (a) elevações, (b) declividade das encostas em graus e (c) declividade das encostas em percentagens.	48
Figura 3.5. Localização das estruturas de contenção.	49
Figura 3.6. Vista frontal da cortina.	50
Figura 3.7. Detalhe dos painéis A e B.	51
Figura 3.8. Detalhe dos painéis C e D.	51
Figura 3.9. Detalhe dos painéis E e F.	51
Figura 3.10. Detalhe dos painéis G, H e I.	52
Figura 3.11. Vista da forma não reta da cortina (a) vista em perspectiva, (b) vista lateral esquerda e (c) vista lateral direita.	52
Figura 3.12. Disposição dos tirantes na cortina (a) vista em perspectiva esquerda, (b) vistas em perspectiva direita e (c) vista superior.	53
Figura 3.13. Corte da cortina A-A.	54
Figura 3.14. Corte da cortina B-B.	55
Figura 3.15. Corte da cortina C-C.	55
Figura 3.16. Processo construtivo geral da cortina 2. Google Earth (2018).	56
Figura 3.17. Localização das sondagens do subsolo.	59
Figura 3.18. Detalhe da localização das sondagens mais próximas à cortina de interesse.	60
Figura 3.19. Perfil estratigráfico da zona de estudo.	62

Figura 3.20. Modelagem do contato maciço de solo-rocha alterada (a) perfis das sondagens SPT, (b) modelo 3D.	63
Figura 3.21. Modelagem dos ensaios SPT (a) perfis das sondagens e (b) modelo 3D.	64
Figura 3.22. Modelagem da estratigrafia da zona de estudo (a) perfis das sondagens mistas e (b) modelo 3D.	65
Figura 3.23. Modelo 2D da água subterrânea (a) localização dos ensaios utilizados e (b) linhas equipotenciais ou isofráticas.	67
Figura 3.24. Superfícies de plastificação do HSM, no espaço de tensões principais (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015).	69
Figura 3.25. Relação hiperbólica entre a tensão de desvio e a deformação axial, carregamento primário, no ensaio triaxial drenado (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015).	70
Figura 3.26. Superfície de plástificação tipo “Cap” (a) no plano $p' - q$, (b) no espaço de tensões principais (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015).	71
Figura 3.27. Relação tensão-deformação, do modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015).	72
Figura 3.28. Superfície de plastificação do modelo Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015).	73
Figura 3.29. Ensaios para a calibração do modelo constitutivo HSM (a) ensaio triaxial de compressão axial tipo CD e (b) ensaio oedométrico. (Oliveira, 2000).	74
Figura 3.30. Envoltória de resistência no plano $p' - q$, solo residual jovem. A partir dos ensaios feitos por Oliveira (2000).	75
Figura 3.31. Módulos expoentes de rigidez do solo dependente do nível de tensões (a) m_{oed} . (b) m_{ur} e (c) m_{50}	77
Figura 3.32. Comparação entre as curvas de laboratório e os resultados das simulações com os valores dos parâmetros calculados (a) ensaio de compressão triaxial drenado, (b) ensaios oedométrico, solo residual jovem.	78

Figura 3.33. Comparação entre as curvas de laboratório e os resultados das simulações com os valores dos parâmetros ajustados (a) ensaio de compressão triaxial drenado e (b) ensaios oedométrico, solo residual jovem.....	80
Figura 3.34. Comparação entre as curvas de laboratório do CTC e os resultado das simulações ajustadas, utilizando os valores da resistência residual, solo residual jovem.	81
Figura 3.35. Comparação entre as curvas dos ensaios de arrancamento e os resultados das simulações numéricas (a) tirante T-58, (b) tirante T-55, (c) tirante T-62 e (d) tirante T-44.....	84
Figura 4.1. Distribuição das sete seções na cortina.....	86
Figura 4.2. Localização do perfil-1.	86
Figura 4.3. Localização do perfil-2.	86
Figura 4.4. Localização dos perfis-3 e 4.	87
Figura 4.5. Localização dos perfis-5, 6 e 7.	87
Figura 4.6. Localização das seções no terreno.	87
Figura 4.7. Detalhe do perfil 1(P-1).	88
Figura 4.8. Detalhe do perfil 2(P-2).	88
Figura 4.9. Detalhe do perfil 3(P-3).	88
Figura 4.10. Detalhe do perfil 4(P-4).	89
Figura 4.11. Detalhe do perfil 5(P-5).	89
Figura 4.12. Detalhe do perfil 6(P-6).	89
Figura 4.13. Detalhe do perfil 7(P-7).	89
Figura 4.14. Perfis estratigráficos empregados nas análises da seção 1 (a) Caso I (talude homogêneo) e (b) Caso II (talude estratificado).....	91
Figura 4.15. Modelos estratigráficos empregados nas análises (a) perfil 2 (b) perfil 3, (c) perfil 4, (d) perfil 5, (e) perfil 6 e (f) perfil 7.	92
Figura 4.16. Tipos de elementos finitos na simulação 2D (a) triangular de 6 nós e (b) triangular de 15 nós (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015).....	93

Figura 4.17. Exemplo da malha de elementos finitos gerados (P-1) e suas condições de contorno.	94
Figura 4.18. Constituição dos elementos tipo “Plate” (a) em elementos de solo de 6 nós e (b) em elemento de solo de 15 nós (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015).	95
Figura 4.19. Atrito lateral desenvolvido ao longo do bulbo de ancoragem (a) diagrama de carga ao longo do tirante, (b) seção transversal da cortina (Mecsi, 1995).	98
Figura 4.20. Tipos de elementos de interface na simulação 2D (a) em elementos de solo de 6 nós, (b) em elemento de solo de 15 nós (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015).	99
Figura 4.21. Análise de tensões nos cantos de estruturas rígidas (a) sem elementos de interface, (b) com elementos de interface (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015).	100
Figura 4.22. Diagrama de forças obtido do perfil 1, utilizando o método Brasileiro.	101
Figura 4.23. Diagrama de forças obtido do perfil 1, utilizando o método de Hoek & Bray (1981).	104
Figura 4.24. Superfícies de ruptura definidas pelo método alemão, perfil 1.	105
Figura 4.25. Diagramas e polígonos de forças obtidos do perfil 1, utilizando o método Alemão (a) tirante superior, (b) tirante médio e (c) tirante inferior, perfil 1.....	106
Figura 4.26. Polígonos de forças obtidos para o cálculo do fator de segurança global do perfil 1, utilizando o método Alemão.	106
Figura 4.27. Etapas de análise do perfil 1 (a) escavação superior, (b) tirante superior, (c) escavação média, (d) tirante médio, (e) escavação inferior e (f) tirante inferior.....	109
Figura 4.28. Comparação dos fatores de segurança obtidos da simulação numérica dos Casos I e II (a) perfil 6 e (b) perfil 7.....	110
Figura 4.29. Comparação dos fatores de segurança obtidos da simulação numérica dos Casos I e II, perfil 1 (a) caso I e (b) caso II.	111
Figura 4.30. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção: (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o Perfil 1.....	117

Figura 4.31. Comparação dos deslocamentos verticais no terreno após final da construção para o perfil 1.	118
Figura 4.32. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado (a) tirante superior (b) tirante médio e (c) tirante inferior para o perfil 1.	118
Figura 4.33. Comparação do comportamento mecânico ao longo da cortina (a) força axial, (b) força de cisalhamento e (c) momento fletor para o perfil 1.	119
Figura 4.34. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção: (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o perfil 2.	120
Figura 4.35. Comparação dos recalques da superfície do terreno após final da construção para o perfil 2.	120
Figura 4.36. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado: (a) tirante superior, (b) tirante médio e (c) tirante inferior para o perfil 2.	121
Figura 4.37. Comparação do comportamento mecânico ao longo da cortina: (a) força axial, (b) força de cisalhamento e (c) momento fletor para o perfil 2.	122
Figura 4.38. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção: (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o perfil 3.	123
Figura 4.39. Comparação do comportamento mecânico ao longo da cortina: (a) força axial, (b) força de cisalhamento e (c) momento fletor para o perfil 3.	123
Figura 4.40. Comparação dos deslocamentos verticais do terreno após final da construção para o perfil 3.	124
Figura 4.41. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado: (a) tirante superior e (b) tirante inferior para o perfil 3.	124
Figura 4.42. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção: (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o perfil 4.	125
Figura 4.43. Comparação dos deslocamentos verticais do terreno após final da construção para o perfil 4.	125

Figura 4.44. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado (a) tirante superior e (b) tirante inferior para o perfil 4.	126
Figura 4.45. Comparação do comportamento mecânico ao longo da cortina no perfil 4: (a) força axial, (b) força de cisalhamento e (c) momento fletor para o perfil 4.	126
Figura 4.46. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o perfil 5.	127
Figura 4.47. Comparação dos deslocamentos verticais do terreno após final da construção para o perfil 5.	127
Figura 4.48. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado (a) tirante superior e (b) tirante inferior para o Perfil 5.	128
Figura 4.49. Comparação do comportamento mecânico ao longo da cortina no perfil 5 (a) força axial, (b) força de cisalhamento e (c) momento fletor para o Perfil 5.	128
Figura 4.50. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção: (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o perfil 6.	129
Figura 4.51. Comparação dos deslocamentos verticais do terreno após final da construção para o perfil 6.	129
Figura 4.52. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado para o perfil 6.	130
Figura 4.53. Comparação do comportamento mecânico ao longo da cortina no perfil 6 (a) força axial, (b) força de cisalhamento e (c) momento fletor para o perfil 6.	130
Figura 4.54. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção: (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o perfil 7.	131
Figura 4.55. Comparação dos deslocamentos verticais do terreno após final da construção para o perfil 7.	131
Figura 4.56. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado para o perfil 7.	132
Figura 4.57. Comparação do comportamento mecânico ao longo da cortina (a) força axial, (b) força de cisalhamento e (c) momento fletor para o perfil 7.	132

Figura 4.58. Comportamento mecânico do maciço de solo ao final da construção (a) tensões de cisalhamento e (b) superfície de ruptura potencial. Caso I.	137
Figura 4.59. Comportamento mecânico do maciço de solo ao final da construção (a) tensões de cisalhamento e (b) superfície de ruptura potencial. Caso I.	138
Figura 4.60. Convenção de sinais adotada pelo PLAXIS para tensões (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015).	139
Figura 4.61. Comportamento mecânico do maciço de solo ao final da construção (a) tensões de cisalhamento e (b) superfície de ruptura potencial. Caso II.	140
Figura 4.62. Comportamento mecânico do maciço de solo ao final da construção (a) tensões de cisalhamento e (b) superfície de ruptura potencial. Caso II.	141

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Divergências em critérios de projeto, nas normas mais reconhecidas.	8
Tabela 3.1. Comprimento das cortinas atitantadas.....	49
Tabela 3.2. Características geometria dos painéis que compõem a cortina C-2.	50
Tabela 3.3. Comprimento dos tirantes.	54
Tabela 3.4. Características do tirante empregado.	55
Tabela 3.5. Ensaios realizados nas campanhas de investigação geotécnica.	58
Tabela 3.6. Distância dos ensaios mais próximos à cortina de interesse.	60
Tabela 3.7. Profundidade do lençol freático nos ensaios SPT.	66
Tabela 3.8. Parâmetros de resistência do solo residual jovem.	75
Tabela 3.9. Valores calculados dos parâmetros do modelo constitutivo Hardening Soil.	79
Tabela 3.10. Valores obtidos da retroanálise dos parâmetros do modelo constitutivo Hardening Soil, solo residual jovem.	81
Tabela 3.11. Principais características dos tirantes utilizados para a simulação de ensaios de arrancamento.	83
Tabela 3.12. Valores obtidos da retroanálise dos parâmetros do modelo constitutivo MC, rocha alterada.	83
Tabela 4.1. Valores dos parâmetros do modelo constitutivo MC, rocha sã.	90
Tabela 4.2. Propriedades utilizadas para a simulação da cortina. A partir dos valores típicos de cortinas de concreto armado.....	96
Tabela 4.3. Propriedades do trecho livre.....	96
Tabela 4.4. Propriedades do trecho ancorado utilizando elementos tipo “Geogrelha”.	97
Tabela 4.5. Propriedades do trecho ancorado utilizando elementos tipo “Embedded pile”.....	98
Tabela 4.6. Valores sugeridos do fator de redução da resistência na interface (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2015).....	99

Tabela 4.7. Resumo dos valores utilizados e calculados, necessários para o cálculo da estabilidade dos sete perfis, mediante o método Brasileiro.....	102
Tabela 4.8. Força de protensão dos tirantes necessária para o equilíbrio, método Brasileiro.....	102
Tabela 4.9. Comparação percentual das cargas de trabalho adotadas no projeto e as cargas calculadas pelo método Brasileiro.....	103
Tabela 4.10. Resumo dos valores utilizados e calculados, necessários para o cálculo de estabilidade dos sete perfis, mediante o método de Hoek & Bray (1981).	104
Tabela 4.11. Resumo dos valores utilizados e calculados, necessários para o cálculo de estabilidade dos 7 perfis, mediante o método alemão.	107
Tabela 4.12. Valores dos fatores de segurança calculados pelos métodos analíticos das cunhas.	108
Tabela 4.13. Valores dos fatores de segurança calculados pelo Método dos Elementos Finitos.	110
Tabela 4.14. Resumo dos valores do fator de segurança calculado pelos métodos empregados e a sua diferença percentual em relação ao valor de referência.	112
Tabela 4.15. Comparação dos deslocamentos calculados na simulação numérica dos casos I e II.	133
Tabela 4.16. Comparação das cargas aplicadas dos tirantes e as cargas mobilizadas ao longo do trecho ancorado.	134
Tabela 4.17. Comparação das cargas de trabalho calculadas pelo método Brasileiro e as mobilizadas ao longo do bulbo e calculadas pelo MEF a partir da carga de rojeto aplicada no tirante.	135

LISTA DE NOMENCLATURAS, SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

2D	Duas dimensões
3D	Três dimensões
a.n.m	Acima do nível do mar
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CEN	European Committee for Standardization
CHILE	Material contínuo, homogêneo, isotrópico e linearmente elástico
COBRAE	Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
CTC	Ensaio triaxial de compressão axial
EDO	Ensaio edométrico
FHWA	Federal Highway Administration
HSM	Modelo constitutivo Hardening Soil
IGU	Ancoragens com um estágio de injeção da calda
IRS	Ancoragens com múltiplo estágio de injeção da calda
MC	Mohr-Coulomb
MEF	Método dos Elementos Finitos
N	Número de golpes do ensaio SPT
NBR	Norma Brasileira
PUC-Rio	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
RTE	Ensaio triaxial de extensão axial
SPT	Standar Penetration Test
UFOP	Universidade Federal de Ouro Preto
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UnB	Universidade de Brasília
A_s	Área da seção transversal efetiva do tirante
c'	Coessão do solo
$c'^{red.}$	Coessão do solo reduzida
D	Diâmetro do bulbo de ancoragem
Fa	Força de ancoragem, método Kranz (1953)

F_a^{ult}	Força última da ancoragem, método Kranz (1953)
$F_a^{trab.}$	Força de trabalho da ancoragem, método Kranz (1953)
f_c	Função de plástificação “Cap”, modelo Hardening Soil
FS	Fator de segurança
$FS_{mín.}$	Fator de segurança mínimo
$FS_{desejado}$	Fator de segurança desejado
H	Altura da cortina
h	Altura média do solo sobre o ponto médio do bulbo
i	Ângulo de inclinação do talude com a horizontal, Método Brasileiro
L	Comprimento da superfície potencial de ruptura, método Brasileiro
L_b	Comprimento do bulbo de ancoragem
M	Parâmetro que reduz a resistência do modelo Elástico Linear
M	Parâmetro auxiliar “Cap” indireto do modelo Hardening Soil
m	Potência que mede a dependência da rigidez com o nível de tensões
p	Tensão isotrópica
p_p	Tensão de pré-adensamento
$p^{ref.}$	Tensão de referência no modelo Hardening Soil
q	Valor especial de tensão desviatória, modelo Hardening Soil
q	Sobrecarregamento na superfície
q; q_d	Tensão desviadora
q_a	Valor da assíntota de resistência ao cisalhamento
q_f	Tensão desviadora máxima
q_s	Atrito lateral unitário no contato bulbo-solo
S	Espaçamento entre tirantes
S_h	Espaçamento horizontalmente tirantes
S_v	Espaçamento vertical entre tirantes
S_u	Resistência não drenado do solo
$S_u^{red.}$	Resistência não drenado do solo reduzida
T	Força na ancoragem por metro linear
T	Capacidade limite da ancoragem

$T_{\text{ens.}}$	Carga máxima de ensaio do tirante
$T_{\text{trab.}}$	Carga máxima de trabalho do tirante
U	Perímetro médio da secção transversal do bulbo
U	Força de submersão da água por metro linear
α	Inclinação do tirante com a horizontal
α	Coefficiente de aceleração sísmica horizontal, método Hoek & Bray (1981)
β	Constante do modelo Hardening Soil
β	Ângulo entre a direção do tirante e a superfície de deslizamento, método Brasileiro
δ	Ângulo de atrito entre a parede e o solo
ϵ_1^e	Deformação axial elástica
ϵ_1^p	Deformação axial plástica
ϵ_a ou ϵ_1	Deformação axial
ϵ_v	Deformação volumétrica
ϵ_v^{pc}	Deformação volumétrica plástica
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
$\phi'^{\text{red.}}$	Ângulo de atrito efetivo do solo reduzido
γ	Peso específico do solo
γ_c	Peso específico da cortina
γ_d	Peso específico seco do solo
γ_s	Peso específico do solo
$\gamma_{\text{sat.}}$	Peso específico saturado do solo
ν	Coefficiente de Poisson
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson para carregamento/descarregamento
θ	Inclinação da ancoragem em relação à normal à superfície de ruptura
θ	Inclinação da superfície de ruptura crítica
θ	Ângulo de inclinação do plano de ancoragem
σ'_v ou σ'_z	Tensão vertical efetiva
σ_1'	Tensão principal maior efetivo
σ_2'	Tensão principal intermediária efetivo
σ_3'	Tensão principal menor efetivo

σ_d	Tensão de desvio
σ_e	Tensão de escoamento do aço
σ_R	Tensão de ruptura do aço
τ	Resistência ao cisalhamento do solo
λ	Fator de reforço
μ_i	Coefficiente de Poisson do concreto
ψ	Ângulo de dilatação do solo
ψ_f	Inclinação da face do talude
ψ_s	Inclinação da superfície do terreno
ψ_{pcr}	Inclinação da superfície de ruptura crítica
w	Peso da cortina

1. INTRODUÇÃO

A partir da aplicação do método simplificado de equilíbrio limite das cunhas (equilíbrio de forças), nas análises de estabilidade interna de cortinas atirantadas em 1955, foram desenvolvidas várias metodologias analíticas para o dimensionamento destas estruturas complexas. Esses métodos de cálculo foram desenvolvidos para situações simples, com solo homogêneo, ou seja, admite-se que toda cunha se encontra em um único material e topo de talude horizontal ou pequena inclinação $\psi_s \leq 30^\circ$.

Apesar dessas e muitas outras simplificações, as mesmas têm a grande vantagem da simplicidade, o que possivelmente incentivou sua incorporação nas normas técnicas de diversos países, tais como a norma estadunidense (FHWA-IF-99-015, 1999), a norma europeia (BS EN 1537, 2000) e a norma brasileira (ABN NBR-5629, 1996), por exemplo. Por conseguinte, elas atualmente são amplamente utilizadas. No entanto, sabe-se que na realidade nesse tipo de obra de contenção as situações de obra e as condições do maciço de solo são mais complexas e requerem análises com um maior grau de dificuldade.

Neste trabalho pretende-se utilizar o Método de Elementos Finitos (MEF), por meio de ferramentas computacionais em 2D para estabelecer uma modelagem numérica que considere as diversas condições de projeto de um problema real, e assim poder quantificar a influência, os efeitos e as diferenças com os cálculos dentre os métodos convencionais visando proporcionar um conhecimento mais realista do comportamento destas obras. Para isso, foi analisado o caso de uma cortina atirantada localizada em Campo Grande, Rio de Janeiro, com dados e informações necessárias fornecidos por uma empresa privada.

Esta obra envolve dois problemas geotécnicos de interesse particular nesta pesquisa. O primeiro é o grau de complexidade da estrutura, por trata-se de uma cortina de forma irregular e altura decrescente, composta por um trecho reto e outro curvo, com localização e comprimento dos tirantes variáveis, assim como etapas de escavação múltiplas e variáveis. O segundo aspecto a ser considerado é a execução do projeto em solos residuais de gnaisses os quais, por serem solos muito

heterogêneos, com uma distribuição e espessura de camadas variáveis, dificultam a obtenção dos parâmetros geotécnicos representativos a partir de ensaios de laboratório.

É por isso que a utilização de ferramentas numéricas baseadas no método dos elementos finitos neste tipo de obras geotécnicas complexas representa um avanço considerável, já que possibilitam uma abordagem mais ampla e realista dos problemas de engenharia, devido a sua capacidade de modelar estratigrafias e elementos estruturais complexos, simular condições de contorno variadas, processos construtivos por etapas do mesmo modo que é feito na obra, escavações sequências, considerar a influência das estruturas vizinhas, incorporar diferentes modelos constitutivos e um número grande de outros aspectos relevantes.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. OBJETIVO GERAL

Esta pesquisa tem como objetivo geral avaliar os diferentes métodos que consideram uma condição bidimensional, na análise de estabilidade interna de cortinas atirantadas.

1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Almejando o objetivo geral deste trabalho, têm-se como objetivos específicos:

- Revisão dos métodos analíticos mais conhecidos e consagrados na prática da engenharia, para a análise de estabilidade interna de cortinas atirantadas.
- Analisar de forma comparativa as diferentes metodologias e critérios de projeto empregados nas normas técnicas de diferentes países.
- Definir um modelo geológico-geotécnico simplificado para os solos residuais de gnaiss da zona de estudo.
- Desenvolver uma modelagem numérica 2D, utilizando um programa comercial de cálculo baseado no método dos elementos finitos.
- Avaliar a influência dos esforços tanto dos tirantes como da estrutura de concreto, quando são considerados nas análises numéricas diferentes modelos estratigráficos.

1.2. ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em 5 capítulos. Uma breve descrição dos conteúdos abordados em cada capítulo é tratada a seguir.

No primeiro capítulo apresenta-se a introdução, subdividida em: motivação ou justificativa da escolha do tema de estudo, a qual aborda a importância de comparar os métodos analíticos devido a sua ampla difusão e o método de elementos finitos devido a sua versatilidade. Também são apresentados o objetivo geral e os objetivos específicos, assim como a estrutura ou escopo do trabalho por capítulos.

No capítulo 02 aborda-se a revisão bibliográfica feita neste trabalho, a qual basicamente pode ser dividida em definição dos conceitos teóricos relacionados com cortinas atirantadas e a revisão do estado atual do conhecimento em modelagem numéricas utilizando o método dos elementos finitos envolvendo esse tipo de problema. Inicialmente, foram estudados os conceitos básicos para o desenho de cortinas atirantadas e os critérios de projeto nas normas técnicas de vários países. Posteriormente, foram descritos os métodos para o cálculo de estabilidade interna. Também foram tratados os tópicos referentes à modelagem numérica, tais como: o método dos elementos finitos, modelagem 2D e 3D e efeito de arqueamento de tensões. Por último, apresenta-se algumas definições referentes a solos residuais, especificamente aos solos residuais de gnaiss (de interesse nesta dissertação), assim como uma breve revisão dos trabalhos desenvolvidos no Brasil, nesta linha de pesquisa.

O terceiro capítulo pode ser dividido em 3 partes. Inicialmente, é apresentada a metodologia empregada desta pesquisa, na qual são apresentadas as etapas de trabalho, mencionadas a seguir na ordem cronológica que foram desenvolvidas; revisão bibliográfica, estudo de caso e definição do modelo geotécnico, validação dos modelos constitutivos para solos e rocha, implementação dos métodos analíticos e simulações numéricas 2D. Além disso, são especificados os programas computacionais que foram utilizados para o desenvolvimento desta pesquisa, entre os quais é importante mencionar o pacote de elementos finitos PLAXIS 2D e os softwares ROCKWORKS e SURFER, usados para a modelagem da estratigrafia e da água subterrânea, respectivamente.

Posteriormente, é apresentada-se uma descrição detalhada da obra utilizada para definir a geometria do problema para analisar, especificamente das questões relacionadas com a localização, aspectos relevantes do terreno, descrição geral do projeto de estabilização, processo construtivo, geologia e geomorfologia local e a exploração geotécnica do subsolo. O modelo geológico-geotécnico básico desenvolvido neste trabalho a partir das sondagens realizadas e fornecidas pela empresa executora também foi apresentado, modelo que será utilizado nas etapas seguintes. Por ultimo são mostrados os fundamentos teóricos dos modelos constitutivos Hardening Soil e Mohr-Coulomb, utilizado para simular o comportamento mecânico da camada de solo residual e da rocha, respectivamente, além da metodologia para a obtenção dos parâmetros dos modelos e a validação de ambos modelos constitutivos, a partir da simulação de ensaios, triaxiais de compressão e oedometricos, para o caso dos solos residuais e a simulação de ensaios de recebimento, para o caso do material rochoso.

No capítulo quatro, são apresentados inicialmente os aspectos correspondentes à concepção geral do processo de modelagem, utilizando o programa PLAXIS 2D para o caso de cortinas atirantadas, tais como: simplificação do problema geotécnico, definição das condições de contorno, escolha do tipo de elemento finito, densidade da malha e refinamentos locais, assim como o modelagem dos elementos estruturais e aplicação de interfases. Depois mostra os resultados dos fatores de segurança obtidos pelos métodos analíticos e das simulações numéricas 2D, assim como uma análise comparativa crítica entre os valores obtidos nestas metodologias. Também são comparados os deslocamentos, a força axial, a força cisalhante e os momentos ao longo da cortina, os esforços nos tirantes e os recalques na superfície do terreno, quando são utilizados nas análises numéricas o modelo estratigráfico desenvolvido.

Por fim, o capítulo cinco destaca as conclusões obtidas das análises realizadas, com enfoque na validação dos modelos constitutivos, no desenvolvimento do modelo geológico-geotécnico, na implementação dos métodos analíticos e na análises numérica 2D, além são propostas varias sugestões para pesquisas futuras. Adicionalmente, nos apêndices, apresenta-se um detalhe das perfurações do subsolo feitas para a colocação de cada tirante, os perfis das sondagens exploratórias SPT e Mistas e os ensaios de recebimento utilizados nesta pesquisa. Executados e fornecidos pela empresa SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. ASPECTOS GERAIS DAS CORTINAS ATIRANTADAS

De acordo com a GeoRio (2000), uma cortina ancorada compreende uma parede de concreto armado fixada no terreno através das ancoragens pré-tensionadas (tirantes). Com isso obtém-se uma estrutura com rigidez suficiente para minimizar deslocamentos do terreno. O tirante é um elemento semi-rígido instalado no solo (podem ser de barras de aço, fios e cordoalhas), capaz de transmitir esforços de tração entre as suas extremidades (EUROCODE 7, 2004). O tirante é constituído basicamente por três componentes: a cabeça, a qual suporta a estrutura e permite a aplicação da carga; o trecho livre, que é a ligação entre a cabeça e o trecho ancorado; e o trecho ancorado, o qual transmite os esforços para o terreno, por meio do envolvimento da barra de aço por uma calda de cimento com diâmetro maior que o furo, formando então o bulbo de ancoragem (Figura 2.1).

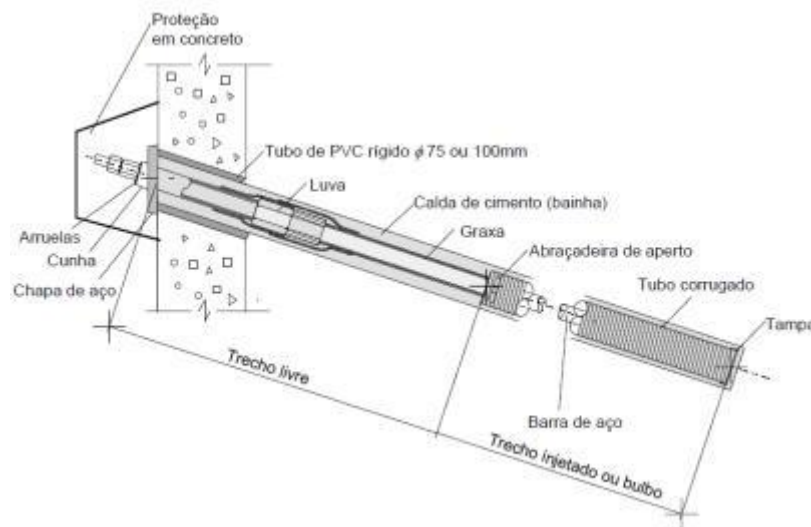


Figura 2.1. Constituição básica de um tirante (GeoRio, 2000).

A parede de concreto armado tem espessura entre 20 e 40 cm, de acordo com as cargas dos tirantes e os espaçamentos das ancoragens. Essa espessura é definida na elaboração do projeto estrutural em função do puncionamento e dos momentos ao longo da cortina.

2.1.1. ASPECTOS DE DIMENSIONAMENTO

A cortina é composta por painéis unidos por juntas de dilatação. Em geral, cada painel tem comprimento entre 5 m e 15 m, espessura da ordem de 30 cm em tirantes com carga de trabalho em torno de 390 kPa, e da ordem de 23 cm a 25 cm em tirantes com carga de trabalho de 200 kPa (Gerscovich *et al.*, 2013).

Na execução dos tirantes, o diâmetro da perfuração deve ser tal que no trecho ancorado o recobrimento da calda de cimento sobre o elemento resistente à tração seja suficiente para garantir uma proteção contra corrosão e/ou desagregação. Segundo a NBR-5629 (1996), no caso de tirantes com fios, cordoalhas ou barras de aço recobertos por calda de cimento, este recobrimento mínimo necessário é de 2 cm.

Deste modo, considerando que para tirantes com elementos de aço, a seção individual de cada barra, fio ou cordoalha não deve ser inferior a 50 mm^2 e o recobrimento mínimo de argamassa é de 2 cm. GeoRio (2000), sugere que para tirantes com diâmetro da barra de aço $< 38 \text{ mm}$, o diâmetro mínimo da perfuração pode ser de 100 mm e no caso de tirantes com diâmetros maiores, de 125 mm.

Com o intuito de evitar a interação entre os bulbos de ancoragens, a norma NBR-5629, baseada nos resultados obtidos por Pinelo (1980), recomenda utilizar o menor dos valores obtidos entre os seguintes dois critérios; $S_h > 6D$ ou $S_h > 1 \text{ m}$, onde D é o diâmetro do bulbo de ancoragem e S_h o espaçamento horizontal entre os tirantes.

O início do bulbo deve distar pelo menos 3 m da parede, a fim de evitar que as cargas de protensão atuem na parede de concreto armado, e a uma distância da superfície de deslizamento não menor a 1,5 m ou 0,15 da altura da cortina (0,15H), deixando um trecho de segurança entre o bulbo e a região ativa (Pinelo, 1980).

Pelas suas próprias características, em muitas situações os tirantes são executados invadindo propriedades de terceiros, típico em cavas de fundação em regiões urbanas, portanto as obras

ancoradas devem evitar deformações nos terrenos vizinhos e/ou prejudicar o comportamento das estruturas existentes, devido ao volume e à pressão de injeção da calda de cimento (Hachich, 1998). Segundo Aliciuc & Muşat (2013), em tirantes muito próximos às fundações rasas, a protensão da ancoragem pode gerar grandes deformação do solo e recalque da fundação, devido à sobreposição de tensões no maciço circundante, dadas pelo tirante e pela fundação, principalmente na zona de ligação entre o trecho livre e o bulbo, já que as tensões máximas transferidas ao solo pela ancoragem estão nessa região. Estes autores também propõem que a distância que devem ser colocadas as ancoragens de modo a não influenciar as fundações vizinhas varia em função de uma multiplicidade de fatores, tais como: a largura da fundação, a carga aplicada na fundação, a força de protensão nos tirantes, os parâmetros geotécnicos do solo, etc.

Com isso, a NBR-5629 (1996), recomenda um recobrimento de terra mínimo de 5 m sobre o centro do trecho ancorado à superfície do terreno, e de 3m da base de fundações rasas, ver Figura 2.2.

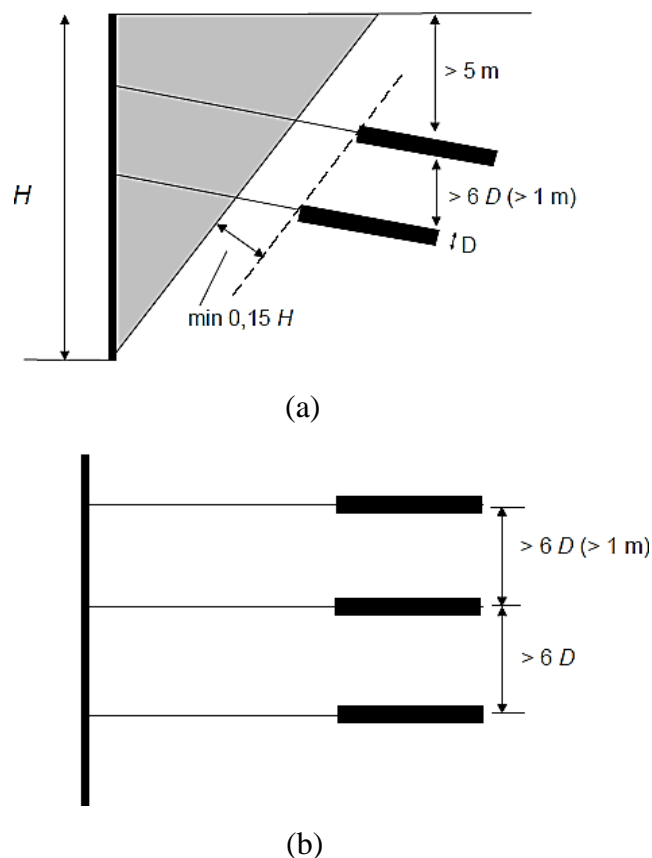


Figura 2.2. Recomendações para o projeto de cortina atirantada (a) seção transversal e (b) vista superior (Pinelo, 1980).

Além das recomendações geotécnicas e estruturais mencionadas, existem muitas outras que devem ser consideradas num projeto geotécnico de cortinas atirantadas, as quais são empregadas nas normas técnicas, como critérios básicos e obrigatórios de desenho.

2.1.2. CRITÉRIOS DE PROJETO NAS NORMAS TÉCNICAS

No Brasil, a norma que fixa as condições exigíveis para a execução de tirantes ancorados em solo e rocha, tanto para fins provisórios ou permanentes é a norma NBR-5629 (1996). Nesta norma, apresenta-se o procedimento de desenho e execução destas estruturas, os aspectos de dimensionamento apresentados acima e sugere-se vários outros critérios de projeto sendo a maioria deles empíricos, bem como alguns métodos de cálculo e um número grande de correlações. De modo geral, estes critérios de projeto são os mesmos adotados por outros países. No entanto, alguns deles têm pequenas diferenças. Um resumo das diferenças nos critérios mais relevantes de projeto empregados nas normas brasileira ABNT NBR-5629 (1996), americana FHWA-IF-99-015 (1999) e europeia BS EN 1537 (2000) é apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Divergências em critérios de projeto, nas normas mais reconhecidas.

Critério de projeto	Norma		
	Americana	Brasileira	Europeia
Espaçamento dos tirantes (m)	> 1,2	> 1,0 ou > 6D	> 1,5
Distância do trecho ancorado à superfície potencial de ruptura (m)	1,5 ou 0,2 H	0,15 H	-
Cobertura mínima de terra no ponto médio do trecho ancorado (m)	> 4,5	> 5,0	-
Comprimento do trecho livre (m)	> 3,0 (fios ou cordoalhas) > 4,5 (monobarra)	> 3,0	> 3,0
Comprimento do trecho ancorado (m)	> 4,5	> 5,0	> 3,0
Fator água/cimento da calda	0,4 – 0,55	< 0,5	0,4 – 0,45
Resistência da calda aos 28 dias (MPa)	≥ 21	≥ 25	≥ 35

2.2. MÉTODOS ANALÍTICOS DE DIMENSIONAMENTO

Existem na literatura diversos métodos analíticos para o dimensionamento das cortinas atirantadas, de modo a atender à condição de estabilidade geral do sistema (parede-tirante-macijo de solo) e alguns dos mais utilizados serão apresentados a seguir.

2.2.1. CAPACIDADE DE CARGA DAS ANCORAGENS

Devido à impossibilidade de considerar todos os aspectos que durante a execução de um tirante influenciam na capacidade de carga, tais como: experiência da mão de obra, qualidade dos equipamentos, processo de perfuração, limpeza do furo, injeção da calda de cimento e entre outros, pode-se considerar a capacidade de carga do tirante apenas em função da resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-bulbo. Segundo GeoRio (2000), as cargas máximas de ensaio ($T_{ens.}$) e de trabalho ($T_{trab.}$) podem ser calculadas utilizando as Equações 2.1 e 2.2, respectivamente.

$$T_{ens.} = 0,9 f_y A_s \quad (2.1)$$

$$T_{trab.} = \frac{T_{ens.}}{FS} \quad (2.2)$$

Onde a carga de ensaio (esforço máximo a que o tirante é submetido), é equivalente a 90% da resistência característica do aço à tração (tensão de escoamento) (f_y), por a área da seção transversal útil de aço (A_s). O fator de segurança (FS) de 1,5 ou 1,75 aplica-se para tirantes provisórios e permanentes, respectivamente. Este superdimensionamento da barra de aço empregado consiste em provocar a ruptura do trecho ancorado durante a execução do ensaio de arrancamento e evitar um acidente, devido à possível ruptura brusca do aço.

2.2.2. DIMENSIONAMENTO DO TRECHO ANCORADO

Segundo a NBR-5629 (1996), a determinação do comprimento do bulbo deve ser feita experimentalmente por meio de ensaios prévios em tirantes construídos no lugar onde a obra vai ser executada, com as mesmas características e processo executivo, para eliminar a influência da mão de obra e a tecnologia, entre outros fatores que poderiam aumentar a incerteza dos resultados. No entanto, para estimativas preliminares, na fase de pré-dimensionamento, o comprimento do bulbo pode ser calculado a partir da resistência à tração, considerando apenas as características

geométricas do trecho ancorado e o tipo de solo e grão de compactação no caso de solos arenosos e a resistência ao cisalhamento não drenada no caso de solos argilosos.

Para o caso de ancoragens em rocha o atrito unitário no contato bulbo-rocha, pode ser estimado como o menor dos dois seguintes valores:

- 1/30 da resistência à compressão simples da rocha;
- 1/30 da resistência à compressão simples da argamassa. Sendo que a norma considera que no caso da argamassa; com um fator água/cimento máximo de 0,5 a resistência mínima à compressão simples deve ser de 25 MPa, na data do ensaio.

Além do método descrito, muitos outros métodos foram desenvolvidos, principalmente na Europa, os quais sugerem correlações para o dimensionamento do bulbo, baseados na análises de um número limitado de provas de carga, entre os quais podem ser citados os seguintes trabalhos: Bustamante & Doix (1985), Nunes (1987) e Mecsi (1997).

No método de Bustamante & Doix (1985), são considerados além, das características geométricas do trecho ancorado, o efeito da técnica de injeção da calda de cimento, a pressão de injeção e o volume injetado. Sendo o comprimento do trecho ancorado calculado mediante correlações empíricas do atrito lateral no bulbo com a pressão limite obtida em ensaios com o pressiômetro Ménard e os valores de índice do ensaio SPT. Tanto para ancoragens com somente um estágio de injeção e as de múltiplo estágio.

No método de Nunes (1987), no calculo do comprimento do bulbo, é considerado além da resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo, a resistência ao arrancamento do tirante com a calda de cimento. E é definido como o maior dos comprimentos fornecidos pelos dois casos.

De acordo com GeoRio (2000), por se tratar de métodos desenvolvido em condições específicas com um número limitado de ensaios de arrancamento, utilizando correlações com ensaios cujo procedimento de execução varia em cada país, com uma dispersão dos resultados grandes, e por muitas outras razões, essas correlações só devem ser vistas como uma primeira aproximação, a experiência local torna-se essencial.

Neste sentido, poucos trabalhos têm sido desenvolvidos em tirantes reais, para determinar o comprimento do bulbo de ancoragem e a sua capacidade de carga. Portanto é importante mencionar os trabalhos feitos por Shih *et al.*, (2012) e Štefaňák *et al.*, (2016), no estudo de provas de carga em tirantes verticais e inclinados a escala real.

Shih *et al.*, (2012) estudaram o comportamento da pressão de injeção de tirantes em formações de cascalho, mediante provas de arrancamento em escala real para 12 ancoragens; três ancoragens inclinadas 25° com trechos livres de 1, 2 e 3 m e trechos ancorados de 3, 2 e 1 m; e nove ancoragens verticais com trechos livres de 0, 1, 2 e 3 m, trechos ancorados de 1, 2 e 3 m. Segundo estes autores:

- Uma ancoragem pode ser considerada como profunda quando o comprimento livre é maior que oito vezes o diâmetro do bulbo (8D);
- A carga última do tirante aumenta com o comprimento do trecho livre e o comprimento do trecho ancorado;
- Um comprimento ancorado de só 3 m é capaz de gerar uma carga última maior a 1100 kN;
- O coeficiente de atrito K para ancoragens verticais e inclinadas é de 29 e 17,7 respectivamente.

Por sua parte, Štefaňák *et al.* (2016) estudaram 6 ensaios de ancoragens verticais (Figura 2.3a) em solos argilosos, com trechos livres de 5 m e trechos ancorados de 6, 8 e 10 m. Os ensaios foram instrumentados para obter os deslocamentos e as cargas aplicadas na cabeça, as deformações na barra e no bulbo de ancoragem (Figura 2.3b) e as tensões na barra; observou-se:

- Uma forte diminuição da força de protensão, após de atingir o valor crítico da resistência lateral mobilizada.
- O valor da força de protensão residual encontra-se na faixa de 50% - 55% de seu valor máximo.
- A diferença considerável entre a força final e a força residual provocou uma diminuição progressiva da tensão ao cisalhamento ao longo do trecho ancorado.



(a)



(b)

Figura 2.3. (a) Preparação do ensaio e (b) medição dos deslocamentos da barra. Štefaňák *et al.* (2016).

2.3. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

No caso das cortinas atirantadas é necessário analisar a estabilidade do conjunto (cortina-tirantes-maciço de solo), nas duas situações apresentadas na Figura 2.4:

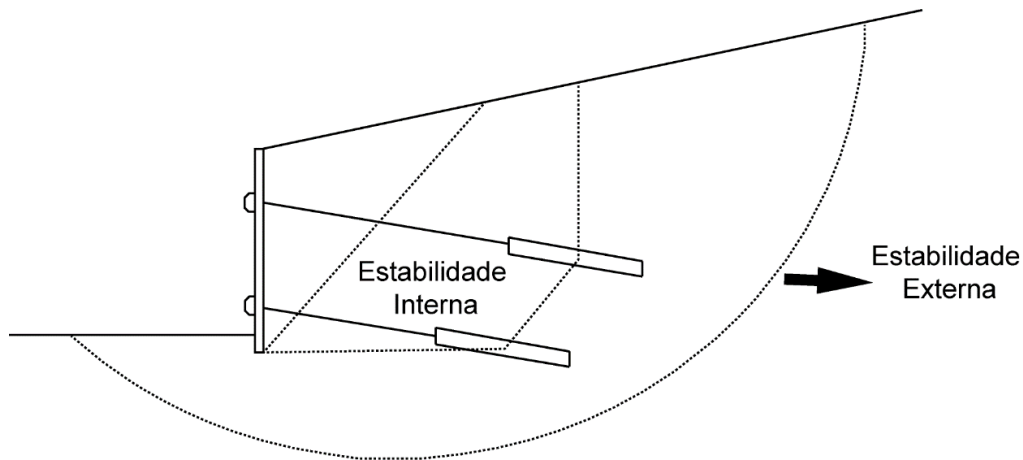


Figura 2.4. Superfícies de ruptura em cortinas atirantadas (Ranke & Ostermayer, 1968).

Inicialmente, deve-se analisar a estabilidade externa (ruptura global generalizada), utilizando os métodos convencionais de estabilidade de taludes aplicados na mecânica de solos (Bishop, Jambu, Fellenius, Taylor, etc.), para determinar os casos onde o bulbo se encontra completamente dentro da superfície de deslizamento e por tanto o tirante não possui nenhuma influência na estabilidade

do maciço, ou seja, o mecanismo de ruptura pouco ou nada tem a ver com a execução da obra. Segundo a NBR-5629 (1996), para este caso o fator de segurança deverá ser maior que 1,5.

Na determinação da superfície de deslizamento, devem ser levadas em conta todas as peculiaridades geológicas, climáticas e sobrecargas atuantes, tanto nas fases de execução quanto na de utilização (NBR-5629, 1996).

Depois, deve-se analisar a estabilidade interna e os mecanismos de ruptura formados como consequência direta da construção da obra de contenção, utilizando para as análises de estabilidade, os métodos de equilíbrio limite das cunhas desenvolvidas especificamente para este tipo de obra de contenção, tais como; Ranke & Ostermayer (1968), Nunes & Velloso (1963) e Ranke & Ostermayer (1981), assegurando que o trecho livre tenha o comprimento necessário para evitar que a ruptura do maciço de ancoragem ocorra ao longo de qualquer plano que passa pelo pé da cortina e o bulbo, para isso nenhuma superfície de escorregamento pode apresentar um fator de segurança menor que 1,5.

Devido ao grande número de trabalhos que têm sido desenvolvidos no Brasil e no mundo, utilizando os métodos para o cálculo da estabilidade de taludes e encostas, nesta pesquisa só serão discutidos os métodos específicos para a análise de estabilidade interna de cortinas atirantadas, principal objeto de estudo desta dissertação.

2.3.1. MÉTODOS DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA

Também conhecidos como métodos das cunhas, são uma abordagem simplificada para casos simples, que consideram superfícies potenciais de ruptura planas, desde o pé da cortina até a superfície do terreno, formando cunhas instáveis ou deslizantes. A seguir, serão apresentados os principais métodos que consideram esta abordagem.

2.3.1.1. MÉTODO DE KRANZ (1953)

Este método foi proposto para cortinas de estacas-prancha em solos granulares, suportadas por uma linha de ancoragem do tipo placa (Figura 2.5), no qual o fator de segurança é definido como a razão entre a força máxima compatível com o equilíbrio global dos blocos; ABC (cunha ativa) e BCDE

(bloco de ancoragem) e a força de trabalho requerida (ou prevista) nas ancoragens (Equação 2.3). O valor da força de ancoragem última (F_a^{ult}) é determinada de maneira gráfica mediante o polígono de forças. O valor do fator de segurança deve ser no mínimo igual a 1,5 para tirantes provisórios e 1,75 para tirantes permanentes, de acordo com a NBR-5629.

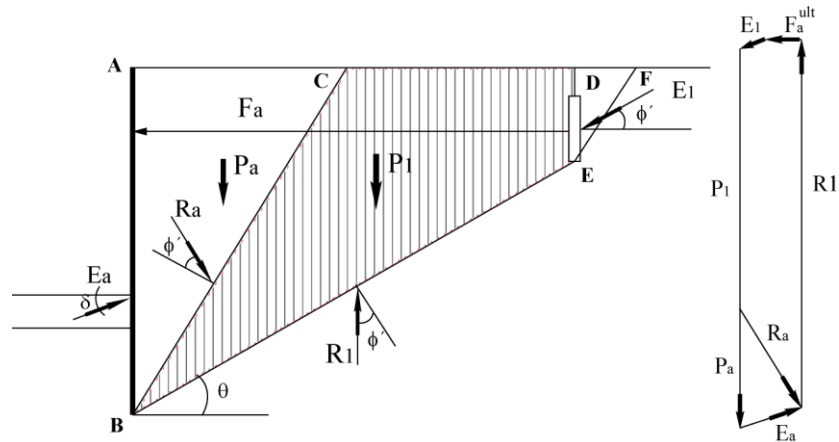


Figura 2.5. Diagrama e polígono de forças para a análise de estabilidade do método de Kranz (1953)

Onde:

P_a : Peso próprio da cunha mais a componente devida ao carregamento distribuído na superfície, por metro linear;

P_1 : Peso próprio do bloco de ancoragem mais a componente devida ao carregamento distribuído na superfície, por metro linear;

E_a : Empuxo ativo atuante na parede de contenção;

E_1 : Empuxo ativo atuante na parede equivalente;

R : Reação aplicada sobre o plano potencial de ruptura BC;

R_1 : Reação aplicada sobre o plano potencial de ruptura BE;

ϕ' : Ângulo de atrito do solo;

δ : Ângulo de atrito entre a parede e o solo.

O componente devido ao carregamento distribuído na superfície deve ser considerado unicamente no caso que o ângulo do plano deslizante BE com a horizontal for superior ao ângulo de atrito do solo ($\theta \geq \phi'$), pois caso contrário a sobrecarga seria favorável.

Neste caso o bloco de ancoragem é considerado a massa de solo que deve se estabilizar para assegurar a estabilidade ou equilíbrio do sistema.

$$FS = \frac{F_a^{últ.}}{F_a^{trab.}} \quad (2.3)$$

Onde:

$F_a^{últ.}$: Força de ancoragem última (carga máxima do tirante);

$F_a^{trab.}$: Carga de trabalho requerida no tirante.

Segundo Janke & Ostermayer (1968), o processo de cálculo do método de Kranz (1953) possui varias objeções teóricas básicas, tais como:

- A consideração de uma superfície de deslizamento curva (espiral logarítmica) conduz a condições mais desfavoráveis que uma superfície de ruptura plana;
- Não podem ocorrer, simultaneamente, uma cunha de deslizamento ativa e uma superfície de deslizamento profunda;
- No momento da ruptura, aparece devida á protensão dos tirantes entre a ancoragem e a cortina, uma pressão superior á ativa;
- Para ancoragens muito próximas, que podem ser consideradas tecnicamente como paredes contínuas, a superfície curva parte do pé da cortina.

A partir dessa primeira aplicação do método simplificado de equilíbrio limite das cunhas à análise das de cortinas ancoradas por Kranz (1953), foram desenvolvidas duas maneiras distintas de aplicação deste método: a metodologia alemã e a brasileira. As duas metodologias foram desenvolvidas para situações simples, com solo homogêneo e topo de talude horizontal ou pequena inclinação $\Psi_s \leq 30^\circ$.

No caso do método Brasileiro, o equilíbrio de forças horizontais e verticais ocorre em apenas uma cunha deslizante ABC (cunha ativa), enquanto que no método alemão, emprega duas cunhas, sendo que no método alemão o plano de ruptura corta o bulbo de ancoragem no seu ponto médio, conforme indicado na Figura 2.6.

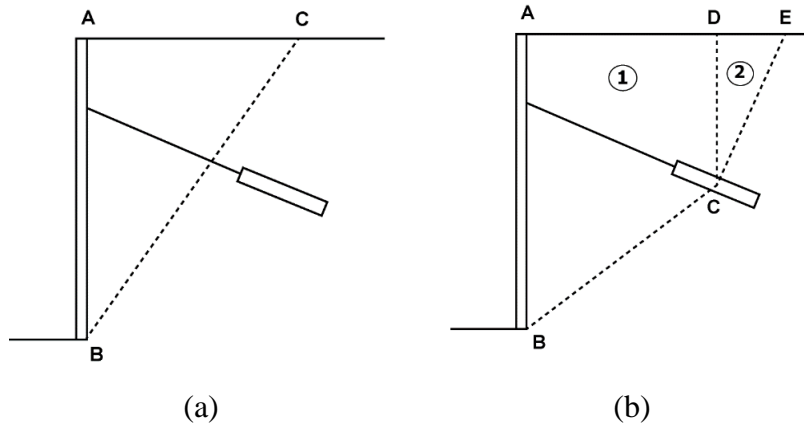


Figura 2.6. Métodos das cunhas nas análises de estabilidade de cortinas atirantadas (a) Brasileiro E (b) Alemão (GeoRio, 2000).

2.3.1.2. MÉTODO DE KRANZ GENERALIZADO

A generalização do método de Kranz, mais conhecida no Brasil como método alemão, foi desenvolvida por Ranke & Ostermayer (1968) tanto para o caso de cortinas com uma linha de tirantes como para múltiplas linhas de ancoragens protendidas.

Para tirantes isolados, a diferença em relação ao método original de Kranz é que a primeira cunha (bloco de ancoragem) se inicia no pé da cortina e vai até o ponto médio do bulbo (Figura 2.7), sendo o processo de cálculo do fator de segurança análogo ao método original. Um detalhe nas relações geométricas das forças está apresentado no polígono da Figura 2.8.

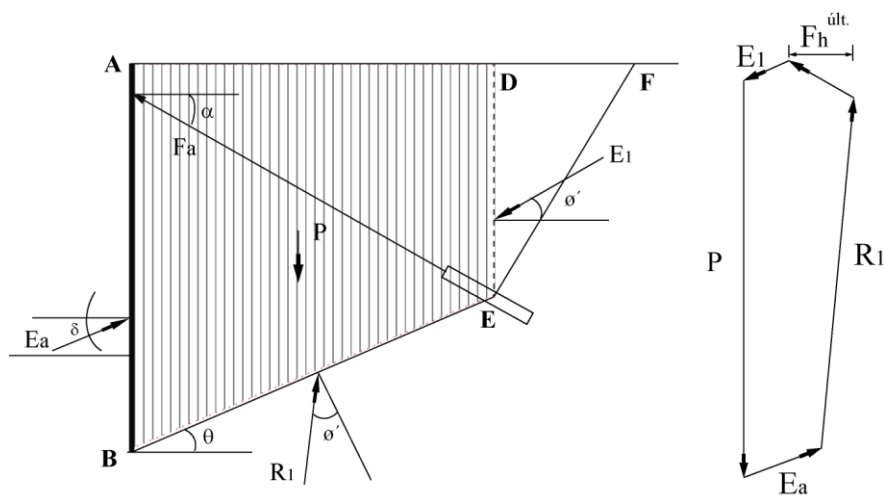


Figura 2.7. Diagrama e polígono de forças para o método de Kranz generalizado (modificado - de Ranke & Ostermayer, 1968).

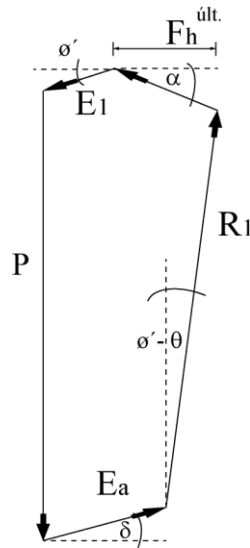


Figura 2.8. Relações geométricas no polígono de forças (modificado - Ranke & Ostermayer, 1968).

O fato da superfície de ruptura a passar pelo ponto médio do bulbo e não pela sua extremidade justifica-se como medida de segurança para atender a eventuais diferenças entre o comprimento real da ancoragem e o comprimento de projeto, sendo por isso que outros autores não consideram todo o bulbo de ancoragem como parte do bloco de ancoragem.

No caso de cortinas com dupla ancoragem existem três distribuições possíveis; 1) O tirante do nível superior possui o comprimento menor que o do nível inferior, de modo que seu bulbo fica dentro da cunha do tirante inferior, 2) O tirante do nível superior tem um comprimento maior que do tirante do nível inferior e o trecho ancorado do tirante superior se situa dentro da cunha de deslizamento da ancoragem inferior e 3) O tirante do nível superior tem um comprimento maior que do tirante do nível inferior e o trecho ancorado do tirante superior se situa fora da cunha de deslizamento da ancoragem inferior. Maiores detalhe dos diagramas e polígonos de forças para o cálculo do fator segurança individual e global para cada um dos casos mencionados, são apresentados por Ranke & Ostermayer (1968). Sendo o processo de cálculo do coeficiente de segurança análogo para cortinas com maior número de níveis de tirantes.

Para o caso de solos com coesão não nula (com parâmetros c' e ϕ'), Pacheco & Danziger (2001) incluíram na análise do polígono de forças as componentes tangenciais geradas pela coesão do

material de módulo igual à coesão multiplicada pelo comprimento da superfície de ruptura, nas direções dos planos de ruptura onde essas forças atuam (Figura 2.9).

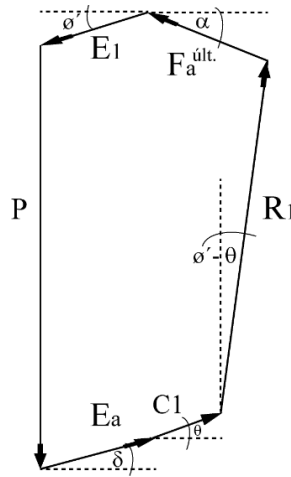


Figura 2.9. Polígono de forças do método de Kranz (1953), com coesão (modificado - Pacheco & Danziger, 2001).

2.3.1.3. MÉTODO BRASILEIRO

Neste método desenvolvido por Nunes & Velloso (1963) é considerado o equilíbrio de forças atuantes na superfície potencial de ruptura BC (Figura 2.10). Esta superfície pode ser considerada como o plano mais favorável para o deslizamento e é definida pelo ângulo crítico (θ_{cr}), segundo a teoria de Culmann. Este ângulo pode ser calculado utilizando a Equação 2.4.

$$\theta_{cr} = \frac{i + \phi'}{2} \quad (2.4)$$

Onde, i é o ângulo de inclinação do talude com a horizontal e ϕ' o ângulo de atrito efetivo do solo.

O fator de segurança mínimo ($FS_{min.}$) ou fator de segurança do plano crítico sem ancoragens é calculado pela Equação 2.5:

$$FS_{min.} = \frac{c' L \cos \phi'}{W \sin(\theta_{cr} - \phi')} \quad (2.5)$$

Onde:

c' : Coesão do solo;

ϕ' : Ângulo de resistência ao cisalhamento do solo;

L : Comprimento da superfície potencial de ruptura;

θ_{cr} : Inclinação da superfície potencial de ruptura;

W : Peso da cunha mais a componente devida ao carregamento distribuído na superfície, por metro linear.

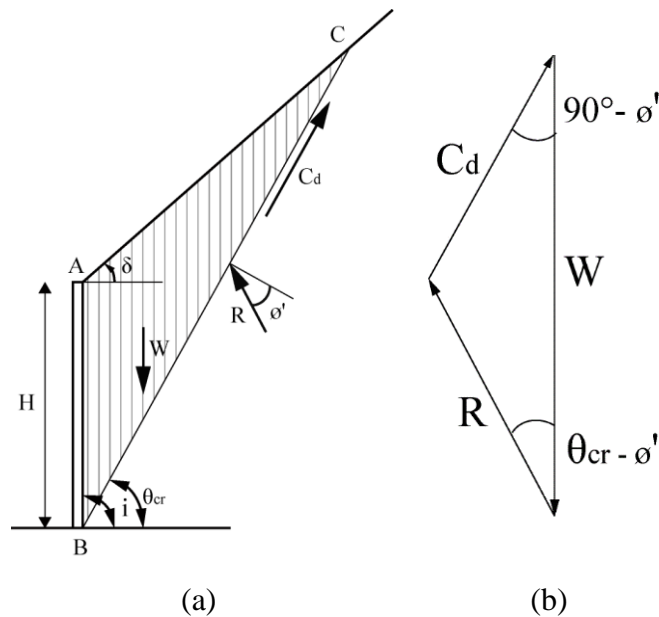


Figura 2.10. Superfície potencial de ruptura considerada no método Brasileiro, baseada no método de Culmann (a) diagrama e (b) polígono de forças atuantes na cunha, sem ancoragem.

Basicamente, o método Brasileiro consiste em achar a força de protensão (F) que devera ser aplicada nos tirantes para aumentar o fator de segurança mínimo até um valor satisfatório ($FS_{desejado}$), de 1,5 segundo as especificações da NBR-5629, com o fim de conseguir o equilíbrio da cunha deslizando (Equação 2.6).

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \times W \times \frac{\text{sen}(\theta_{cr} - \phi')}{\text{cos}(\beta - \phi')} \quad (2.6)$$

Onde, β é o ângulo entre a direção do tirante e a superfície de deslizamento, em quanto que λ é o fator de reforço, o qual pode ser calculado mediante a Equação 2.7.

$$\lambda = \frac{FS_{desejado}}{FS_{min.}} \quad (2.7)$$

Finalmente, pode-se calcular por tentativa o ângulo de inclinação do plano de ancoragem (θ), ou seja, o plano além do qual podem ser colocados os bulbos de ancoragens (Figura 2.11), de modo de obter um fator de segurança maior a 1,5 (Equação 2.8).

$$FS = \frac{2 \frac{c}{\gamma H} \operatorname{sen} i \cos \phi'}{\operatorname{sen}(i - \theta) \operatorname{sen}(\theta - \phi')} \quad (2.8)$$

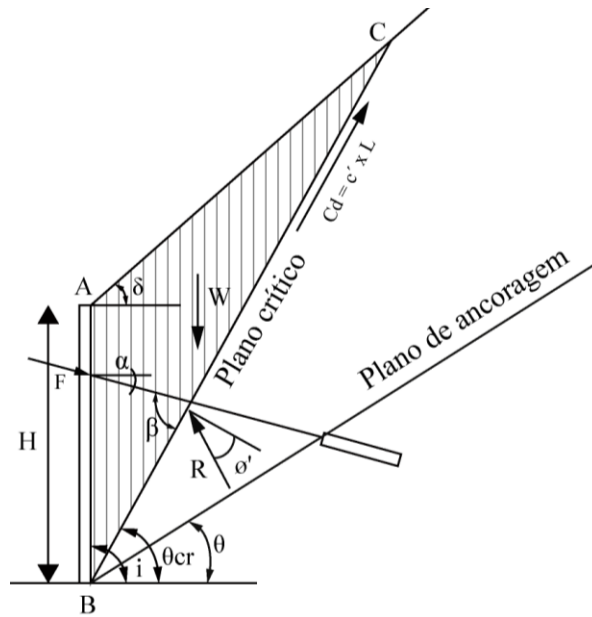


Figura 2.11. Detalhe dos ângulos β , θ e do plano de ancoragem, método Brasileiro.

2.3.1.4. MÉTODO HOEK & BRAY (1981)

Este método faz uso do fator de segurança global e é calculado como a razão entre as forças tangenciais resistentes e a forças tangenciais atuantes ao longo da superfície potencial de ruptura BC, definida ao igual que no método Brasileiro, segundo a teoria de Culmann (Figura 2.12).

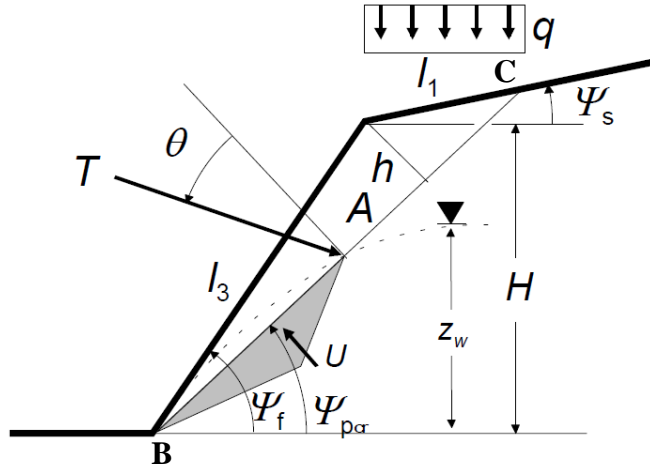


Figura 2.12. Diagrama de forças definido pelo método de Hoek & Bray (1981) (Ortigão & Sayao, 2004).

No caso de um talude sem água e aceleração sísmica nula o fator de segurança global é calculado pela Equação 2.9.

$$FS = \frac{(c A + (W \cos \Psi_{pcr} + T \cos \theta) \tan \phi)}{W \sin \Psi_{pcr} - T \sin \theta} \quad (2.9)$$

Onde:

c : Coesão do solo;

ϕ : Ângulo de resistência ao cisalhamento do solo;

T : Força na ancoragem por metro linear;

θ : Ângulo de inclinação da ancoragem em relação à normal à superfície de ruptura;

Ψ_{pcr} : Inclinação da superfície potencial de ruptura;

A : Área da superfície potencial de ruptura por metro linear;

W : Peso da cunha mais a componente devida ao carregamento distribuído na superfície, por metro linear.

E para o caso de um talude com água considera-se o efeito da aceleração sísmica, o fator de segurança global é calculado pela Equação 2.10:

$$FS = \frac{(c A + (W (\cos \Psi_{pcr} - \alpha \sin \Psi_{pcr}) - U + T \cos \theta) \tan \phi)}{W (\sin \Psi_{pcr} + \alpha \cos \Psi_{pcr}) - T \sin \theta} \quad (2.10)$$

Onde:

U : Força de submersão da água por metro linear;

α : Coeficiente de aceleração sísmica horizontal, dado em relação aceleração da gravidade.

2.3.1.5. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

A GeoRio (2000) recomenda que, em casos onde as superfícies de ruptura planares podem eventualmente não ser consideradas uma alternativa, é requerido o emprego de métodos de equilíbrio limite através de superfícies circulares ou poligonais, para o qual recomenda-se o uso de programas de computador que utilizem os métodos de análise de equilíbrio limite de fatias. No entanto, para casos de projetos geotécnicos ainda mais complexos onde as estruturas e/ou a interação solo-estrutura sejam complexas, existem atualmente um número grande de programas computacionais em 2D ou 3D que permitem a aplicação do método dos elementos finitos, levando a simulações mais realistas onde são considerados os efeitos do processo construtivo sequencial e a variação no estado de tensões devido às escavações. Esses aspectos por sua vez não são considerados pelos métodos analíticos de equilíbrio limite das cunhas ou pelos métodos de equilíbrio limite em fatias.

Algumas dessas situações da obra ou das condições do maciço de solo, que representam um maior grau de dificuldade e/ou complexidade na análise são (GeoRio, 2000):

- Topo do talude inclinado com mais de 30 graus;
- Geometria do talude complexa;
- Carregamentos diversos e/ou complexos aplicados sobre o talude;
- Ocorrência de água;
- Solo estratificado com a ocorrência de camadas mais fracas.

Na análise de estabilidade utilizando o software de elementos finitos PLAXIS 2D, o fator de segurança é obtido mediante a redução sucessiva dos parâmetros de resistência $\tan \phi'$, c' ou S_u de forma incremental até atingir a ruptura do maciço de solo (Brinkgreve & Bakker, 2016) (Equações 2.11 e 2.12):

$$M = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'^{red.}} = \frac{c'}{c'^{red.}} = \frac{S_u}{S_u^{red.}} \quad (2.11)$$

$$FS = \frac{\text{Resistência do solo}}{\text{Resistência na ruptura}} = M, \text{ na ruptura} \quad (2.12)$$

Onde, M é o parâmetro que reduz os valores de $\tan \phi'$, c' ou S_u , nas sucessivas análises até a ruptura do maciço, desde um valor de 0,1 até $M = FS$ (fator de segurança).

Segundo Brinkgreve & Bakker (2016), os fatores de segurança obtidos mediante a aplicação do método de redução da resistência são muito parecidos aos obtidos pelos métodos de análise convencional que consideram uma superfície de ruptura circular, quando são consideradas as mesmas condições de projeto. No entanto, Han *et al.* (2017), na simulação 2D de uma escavação profunda em solos arenosos, na China, para a construção de um edifício, observou que a superfície crítica ou superfície potencial de deslizamento predefinida pelos métodos equilíbrio limite, mostram um desvio relativamente significativo aos resultados obtidos pelo MEF.

Alguns aspectos que devem ser considerados na análise de estabilidade pelo Método dos Elementos Finitos são:

- Em princípio, o ângulo de dilatância não é afetado pelo procedimento, embora não pode ser igual ou maior que o ângulo de atrito reduzido, sendo necessária a sua redução quando o valor do ângulo de atrito reduz tanto que se tornam iguais, aplicando o mesmo crítico de redução;
- As análises não podem ser feitas no caso particular do modelo constitutivo Cam-Clay modificado, já que o ângulo de atrito e a coesão não são parâmetros do modelo.

2.4. MODELAGEM NUMÉRICA UTILIZANDO OS MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Com a implementação dos métodos numéricos em sistemas computacionais durante a década de 1980, o uso complementar dos métodos tradicionais, bem como do Método dos Elementos Finitos (MEF) para o dimensionamento de cortinas atirantadas, permitem uma melhor avaliação. Levando a projetos com melhor dimensionamento e mais consistentes (Mendes, 2010).

De acordo com Santos (2003), o MEF é atualmente a ferramenta numérica mais versátil para análise de problemas de interação solo-estrutura, pois permite modelar de forma realista o comportamento mecânico da superestrutura, das fundações e do solo, preservando a geometria da estrutura e superfície do terreno. Além de possibilitar a ocorrência de deslocamentos relativos entre os diferentes componentes do sistema, as condições de contorno complexas, os carregamentos estáticos ou dinâmicos, os procedimentos de escavação ou aterros incrementais, etc.

Brinkgreve *et al.* (2016) afirmam que os modelos numéricos de elementos finitos apresentam vantagens relevantes quando comparadas com os métodos de análises convencionais. Isso porque é possível levar em conta os efeitos da escavação em diversas outras seções, além de ter em conta a topografia real da superfície do terreno, a estratigrafia da zona de estudo, a variação das condições piezométricas, a influência de estruturas vizinhas, entre outras. Neste sentido, vários trabalhos têm sido desenvolvidos no Brasil, visando uma melhor compreensão do comportamento do tipo de estrutura de contenção objeto de estudo desta dissertação utilizando o software PLAXIS 2D (More, 2003; Bezerra, 2012; Santos, 2013) e o programa GeoStudio 2007, módulo SIGMA/W (Mendes, 2010).

Com o fim de analisar o comportamento mecânico do solo e das estruturas, utilizando simulações numéricas, Han *et al.* (2013) desenvolveram um estudo de caso na China, utilizando o programa PLAXIS 2D. A obra consistiu na estabilização de uma escavação de 22 m, feita para a construção de um edifício, mediante a execução de uma parede de 0,6 m de espessura, ancorada por 7 linhas de ancoragens, onde os tirantes possuíam um comprimento dos trechos livres de 13,5, 12, 10,5, 9, 7,5, 6 e 6 m e comprimentos dos trechos ancorados de 4,5, 6, 6,5, 8, 8 10 e 9 m, espaçamento horizontal de 3 m e uma sobrecarga na superfície do terreno de 20 kPa. A seção estratigráfica de cima para baixo é composta por uma camada de areias médias e grossas, areia com pedregulho, areia média e grossa e pedregulhos. Da simulação destes materiais arenosos utilizado os modelos constitutivos MC e HSM, estes autores que ambos modelos constitutivos apresentam bons resultados na análise das deformações da parede e dos recalques do solo, em comparação com os valores medidos na obra (Figura 2.13 e 2.14).

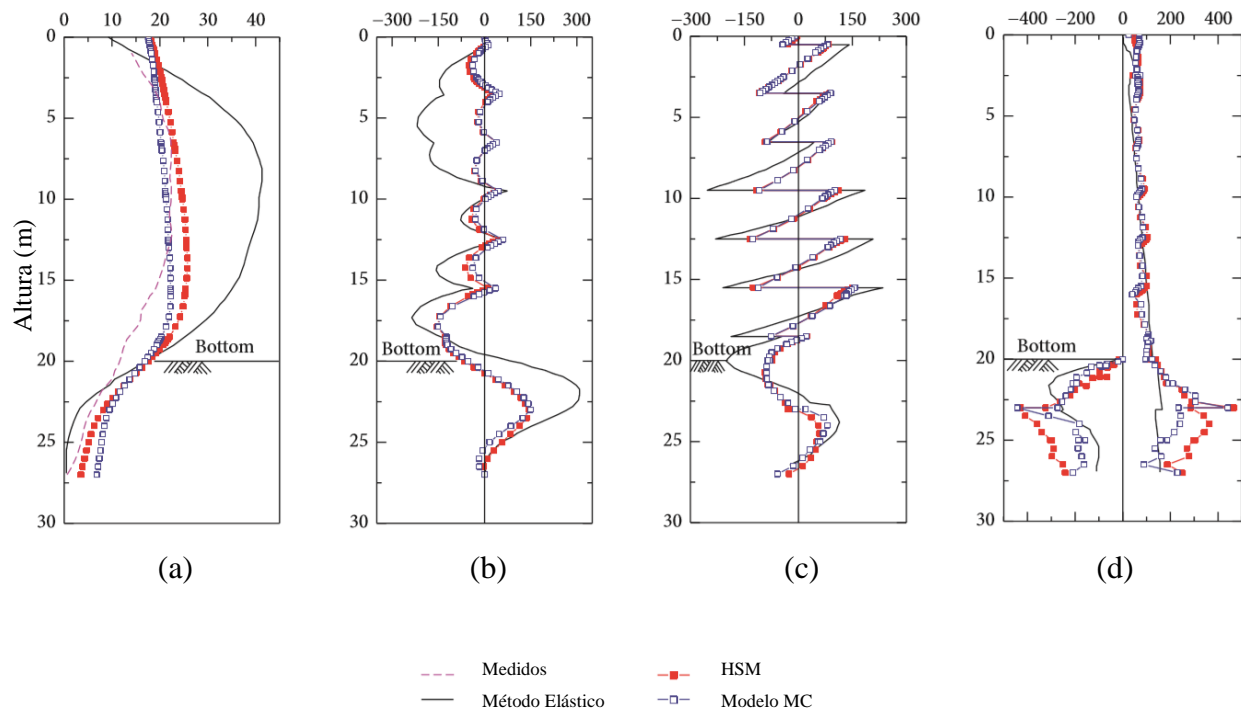


Figura 2.13. Comparação das forças e momentos ao longo da parede, medidos e calculados utilizando vários modelos constitutivos (a) deformações horizontais, (b) momentos fletores, (c) forças de cisalhamento e (d) Empuxos de terra. (Han *et al.*, 2017).

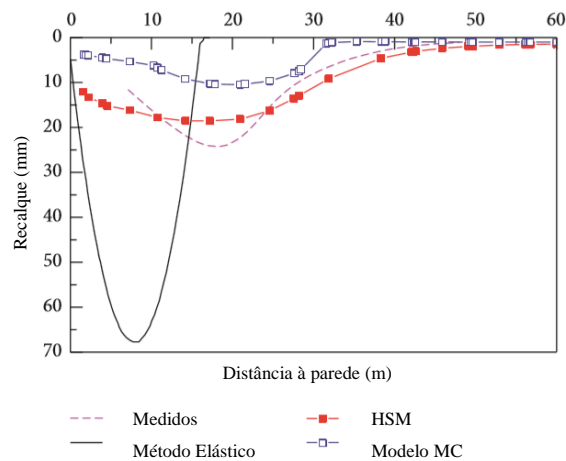


Figura 2.14. Comparação dos deslocamentos horizontais medidos e calculados utilizando vários modelos constitutivos (Han *et al.*, 2017).

Em concordância com esses resultados, Aliciuc & Muşat (2013) na simulação numérica 3D de ensaios de carga-descarga em ancoragens, utilizando vários modelos estratigráficos de solo e

diferentes modelos constitutivos (HSM, MC, linear elástico e HS de pequenas deformações), tanto para condição drenada como não drenada, achou que os valores mais próximos aos obtidos pela instrumentação foram empregados pelo modelo constitutivos Hardening Soil na condição não drenada, quando os tirantes foram ancorados em argilas e pelo modelo Hardening Soil com pequenas deformações na condição não drenada, quando o tirante é ancorado numa camada de solo arenoso.

Com o intuito de analisar o efeito da rigidez no comportamento mecânico de uma cortina ancorada, Alan & Siddiquee (2014), desenvolveram um estudo paramétrico utilizando o programa de elementos finitos DIANA. Foi considerada na análise uma escavação de 5 m de altura, ancorada por 5 linhas de tirantes, espaçadas 0,5 m na direção vertical. Foram utilizadas argilas como matérias de aterro e como solo a estabilizar.

Da variação da rigidez do reforço utilizando valores de: 1,0E6, 2,0E6, 5,0E6, 1,0E7, 1,0E8, 1,0E9, 1,0E11 Mpa e da variação da rigidez do solo e do material de aterro, utilizando nos dois casos valores de 5, 10, 20, 30 40 e 50 MPa. Estes autores concluíram que:

- A deformação da parede diminui com o aumento da rigidez do reforço e, acima de certo valor de rigidez, não tem efeito sobre a deformação (Figura 2.15a).
- A força de ancoragem aumenta com o aumento da rigidez do reforço e, acima de certo valor de rigidez, não afeta a força de ancoragem (Figura 2.15b).
- A deformação na superfície do terreno diminui com o aumento da rigidez do aterro e do solo retido (Figura 2.16).
- O coeficiente de empuxo em repouso aumenta com o aumento da rigidez do reforço, tanto para solos arenosos como argilosos (Figura 2.17).

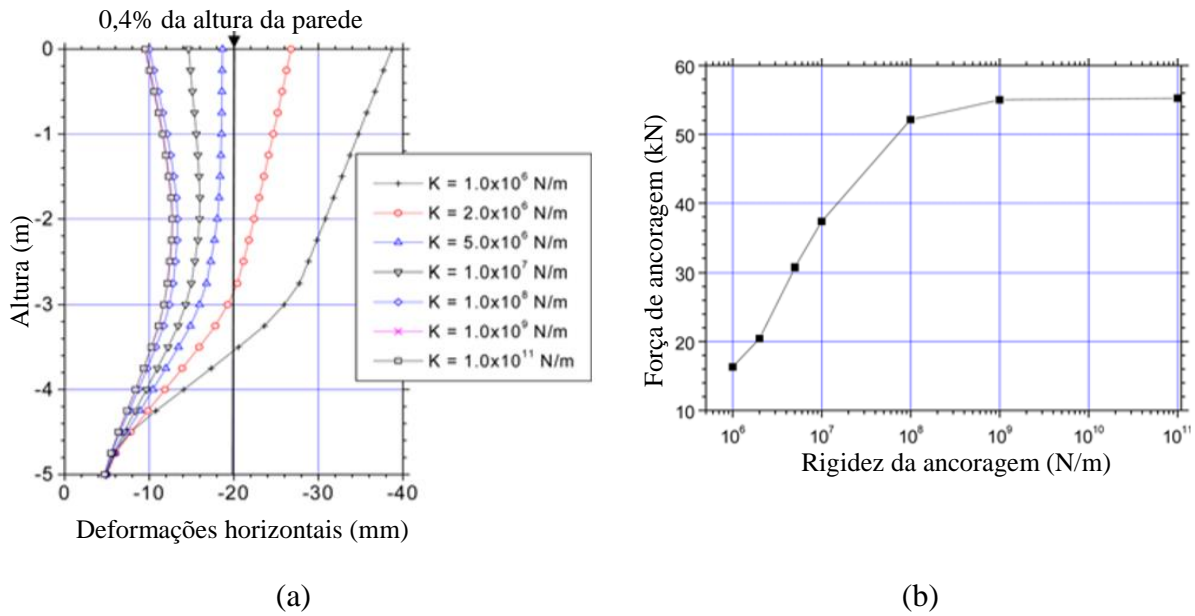


Figura 2.15. Variação do comportamento mecânico das estruturas com a rigidez da ancoragem; (a) variação dos deslocamentos ao longo da parede e (b) variação da força de ancoragem (Alan & Siddiquee, 2014).

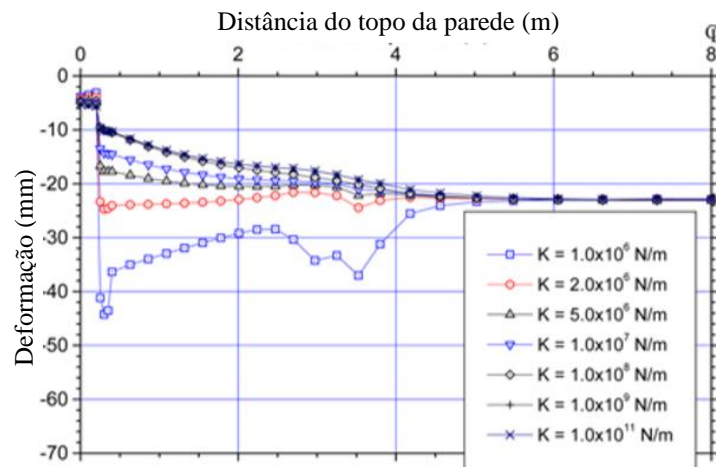


Figura 2.16. Variação dos deslocamentos verticais na superfície do terreno com a rigidez do reforço (Alan & Siddiquee, 2014).

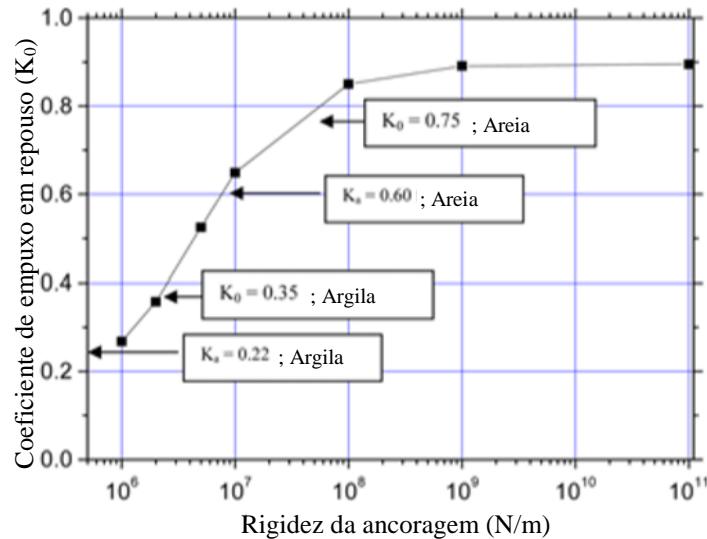


Figura 2.17. Variação do coeficiente de empuxo em repouso com a rigidez do reforço (Alan & Siddiquee, 2014).

Simulações numéricas tridimensionais utilizando o Método dos Elementos Finitos foram desenvolvidos recentemente por Yajneswaran *et al.*, (2015) e Tan *et al.*, (2018), usando os programas PLAXIS 3D e ABACUS, respectivamente. Uma breve descrição de ambos trabalhos é a apresentada a seguir.

Yajneswaran *et al.*, (2015), estudaram o efeito da ancoragem no comportamento de paredes diafragma ancoradas num perfil estratigráfico composto por em argilas marinhas, areias finas, médias e grossas, na simulação destes materiais foi utilizado o modelo linear elástico. A altura da parede é 29,5 m, composta por uma única linha de ancoragens, espaçados 2,5 m. As análises foram feitas sem ancoragem e com ancoragens localizados a 2,5 m, 4,5 m, 0 m, -6 m e -10 m de profundidade; concluindo que:

- A redução percentual devido à presença de ancoragens a 2,5 m é de 93,56% dos deslocamentos, 18,53% da força de cisalhamento e de 63,06% dos momentos fletores, atuantes na parede diafragma (Figura 2.18 e 2.19);
- Aumento da estabilidade da estrutura devido à localização correta da ancoragem;
- Sabendo qual é a redução das forças e momentos atuantes na parede, podem-se utilizar ancoragens e paredes diafragma de menor tamanho, diminuindo os custos da obra.

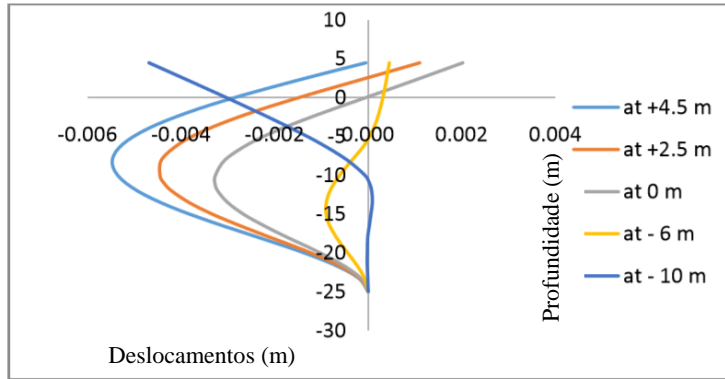


Figura 2.18. Comparação dos deslocamentos horizontais na parede com uma linha de ancoragens colocada a diferentes profundidades (Yajneswaran *et al.*, 2015).

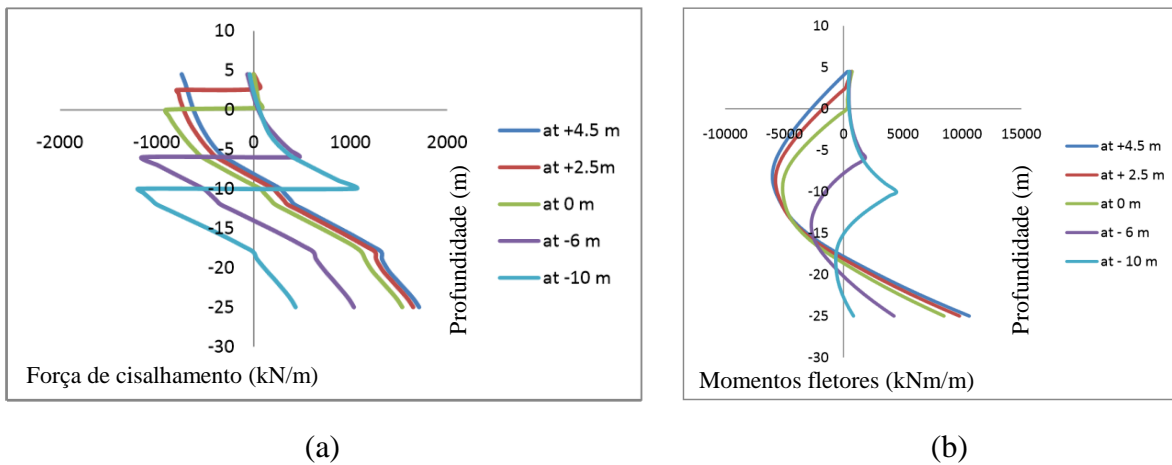


Figura 2.19. Comparação do comportamento mecânico da parede com uma linha de ancoragens colocada a diferentes profundidades; (a) forças de cisalhamento e (b) momentos fletores. (Yajneswaran *et al.*, 2015).

Por sua parte, Tan *et al.*, (2018), estudaram o desempenho de uma cortina de estaca prancha, com um muro-cais, apoiada em estacas, executada em solos arenosos e argilosos, na modelagem destes materiais foi utilizado o modelo constitutivo Hardening Soil. Comparando os valores obtidos dos ensaios de campo e das análises numéricas feitas, estes autores concluem que:

- Os deslocamentos laterais das paredes diminuem ao longo da profundidade;
- Os momentos fletores atuantes na estaca-prancha e nas estacas de suporte têm uma distribuição em forma de S ao longo da sua altura;

- Comparando os resultados obtidos dos MEF, os resultados da teoria de empuxo de terras de Coulomb superestimam o empuxo que atua na parede da estaca-prancha em alturas maiores e subestima os valores em alturas menores.

Outros trabalhos, desenvolvidos por Mollahsani (2014) e Magalhães (2015) utilizando o PLAXIS, foram desenvolvidos com o fim de comparar os resultados obtidos mediante simulações numéricas 2D e 3D, uma breve descrição é apresentada a seguir.

Mollahsani (2014) desenvolveu um estudo de caso feito na Itália para a construção de um porto, utilizando como estrutura de contenção uma cortina de estacas pranchas ancoradas. A obra consistiu na execução de uma cortina de 18,5 m de altura e 60 cm de espessura, ancorada por uma única de linha de tirantes, colocada a uma profundidade de 8,5 m, onde os tirantes possuíam um comprimento de 18 m, espaçamento horizontal de 2 m e carga de trabalho de 300 kN. A estratigrafia é composta de uma camada superficial de areias, de 15 m de espessura e uma camada inferior de siltes argilosos. Na simulação dos dois materiais foi utilizado o modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb. A Figura 2.20 mostra um exemplo das análises bidimensionais e tridimensionais que foram realizados com os softwares PLAXIS 2D e PLAXIS 3D, respectivamente.

A Figura 2.20 mostra um exemplo das análises bidimensionais e tridimensionais que foram realizados com os softwares PLAXIS 2D e PLAXIS 3D, respectivamente.

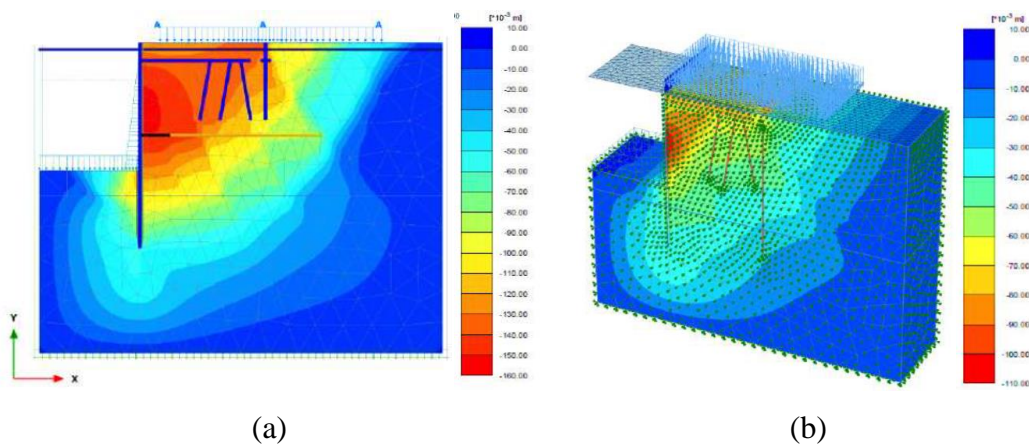


Figura 2.20. Comparação dos deslocamentos horizontais obtidos (a) modelagem 2D e (b) modelagem 3D (Mollahsani, 2014).

No trabalho o autor concluiu que no caso da modelagem 3D em comparação com os resultados obtidos pela simulação 2D:

- Os deslocamentos horizontais máximos foram reduzidos em 30%;
- Os deslocamentos verticais máximos diminuíram 60%;
- O fator de segurança foi aumentado em 24%;

Segundo Abraham (2007), uma das grandes vantagens das análises numéricas é a possibilidade da realização dos cálculos de tensão-deformação no programa em estágios, do mesmo jeito que na prática um projeto é dividido em fases durante a execução da obra, permitindo simular melhor o comportamento não linear do solo em diferentes períodos. Esta abordagem foi considerada no estudo de caso de uma cortina de estacas pranchas ancoradas, executada para estabilização de um talude no rio Columbia, Portland, Estados Unidos, com o fim de proteger uma ferrovia localizada a 15 m da crista. A análise 3D foi aplicada no caso de uma cortina de 134 m de comprimento e uma altura que variou entre 20 m e 33,5 m, ancorada por varias linhas de tirantes espaçadas 3,66 m na direção vertical e 3,35 m na horizontal. Os tirantes possuem comprimentos muito variáveis (20,3 até 33,3 m) e um ângulo de inclinação de 20° com respeito à horizontal. A estratigrafia da zona é composta de uma mistura heterogênea de blocos de rocha métricos numa matriz de areias finas e siltes e trata-se de um antigo deslizamento tipo “debris” depositado acima de um maciço rochoso diabásico. Na simulação do comportamento tanto dos solos como da rocha foi utilizado o modelo constitutivo de enriquecimento plástico Hardening Soil. Com as análises, a comparação dos resultados obtidos do programa PLAXIS 3D com as simulações numéricas 2D e os métodos convencionais foi possível concluir que:

- Os momentos fletores e os deslocamentos na parede são menores nas simulações 2D, em comparação com os valores obtidos pela simulação 2D;
- Durante o processo executivo descendente das cortinas, os maiores deslocamentos e momentos fletores na estrutura ocorreram em um estágio intermediário de escavação e não ao final da escavação;
- Os métodos convencionais e as simulações 2D subestimam a capacidade de carga dos tirantes. Levando a projetos mais caros em alguns casos.

Outra vantagem da simulação numérica mediante o método de elementos finitos em análises bi e tridimensionais é a possibilidade de considerar o efeito de arqueamento das tensões no maciço de solo, fenômeno muito comum na geotecnia, que produz a redistribuição e transferência das tensões dos lugares reforçados ao solo adjacente não reforçado. Segundo Hosseinian & Seifabad (2013), no caso particular das estruturas ancoradas este fenômeno provoca a redução da tensão horizontal a uma distância entre os tirantes. Assim, à medida que a distância entre os tirantes aumenta, as forças transferidas para eles são reduzidas, resultando em aumento do deslocamento do solo e uma concentração de tensão horizontal perto deles. No estudo desenvolvido por esses autores, foi analisado o efeito de arqueamento das tensões utilizando o programa Plaxis 3D Túnel, variando o espaçamento horizontal entre os tirantes de uma cortina de concreto armado atirantada de 10 m de altura (Figura 2.21). Foram estudados tirantes de 7 m e 8 m de comprimento do trecho livre e ancorado, respectivamente, com uma inclinação de 10° e uma carga de trabalho de 200 kN. Na análise, foi adotado o modelo constitutivo Hardening Soil na simulação dos solos arenosos finos que compõem a estratigrafia da zona.

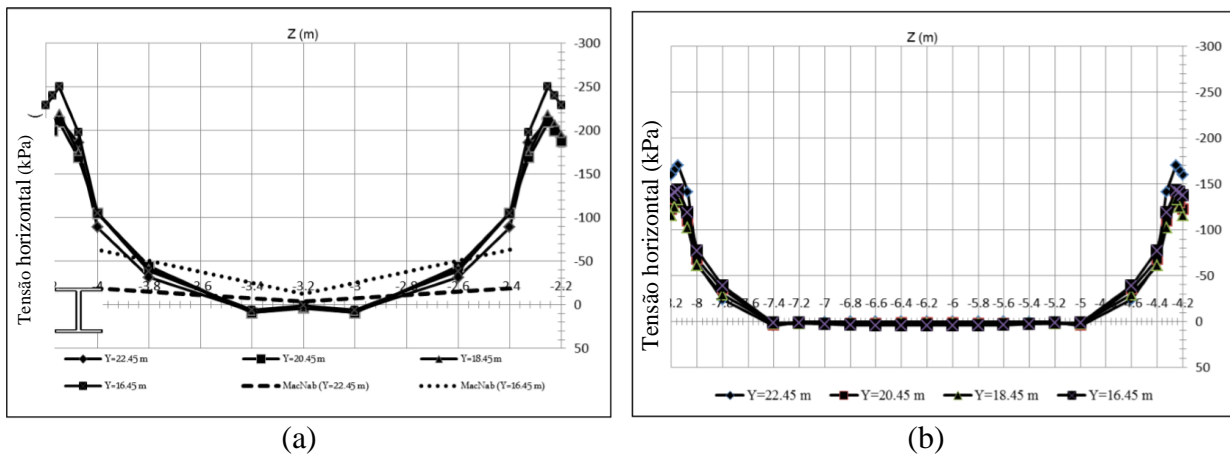


Figura 2.21. Comparação dos deslocamentos horizontais em diferentes profundidades (a) espaçamento entre ancoragens de 2 m e (b) espaçamento entre ancoragens de 4 m (Hosseinian & Seifabad, 2013).

De acordo com os autores, um valor de $S_h = 4D$, onde: S_h é o espaçamento horizontal e D é a largura do bulbo de ancoragem, pode ser considerado como o arranjo mais adequado (custo/eficiência), já que ele tem o maior espaçamento para gerar o efeito de arqueamento. Isto não é consistente com os resultados obtidos por Pinelo (1980) e pelos critérios de projeto propostos

pela norma técnica brasileira NBR-5629, ambos aplicados na prática da engenharia comum (Figura 2.22).

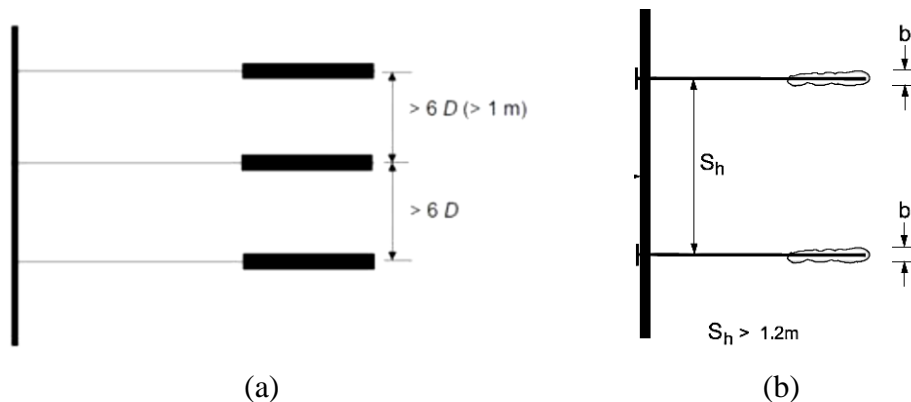


Figura 2.22. Espaçamento horizontal mínimo requerido entre ancoragens: (a) Pinelo (1980) e (b) Sananiti *et al.* (1999).

Segundo esses autores, o efeito de arqueamento também é influenciado pela profundidade e pela distância do tirante aos cantos. Esses fatores foram estudados minuciosamente por Magalhães (2015), utilizando o programa Plaxis 3D, numa cortina de estaca prancha de 6,5 m de altura, ancorada por duas linhas de ancoragens, inclinados 15° com a horizontal, e colocados a uma profundidade de 1,5 e 4,0 m, respectivamente. Na simulação das camadas de argilas arenosas, argilas siltosas e siltes arenosos, que compõem a estratigrafia da zona, foi adotado o modelo Hardening Soil de pequenas deformações.

A obra em questão trata-se de uma escavação para a implantação do subsolo de um edifício residencial. Para a construção do edifício foi necessário escavar uma área de 40 x 40 m. A estrutura de contenção foi feita com o fim de proteger as fundações rasas, tipo sapata, de um edifício já existente, localizado ao lado (2,5 m de distância), as quais transmitem individualmente uma carga de 30 kN/m^2 ao solo.

A Figura 2.23 mostra a malha deformada em diferentes estágios do processo de execução da cortina, onde é possível observar os deslocamentos diferenciais devidos ao fenômeno de arqueamento ou efeito de canto. Como esperado, os deslocamentos são maiores no centro da

escavação e menores nas bordas, portanto a região crítica fica no centro da escavação. Este efeito aumenta com a profundidade de escavação durante a execução da obra.

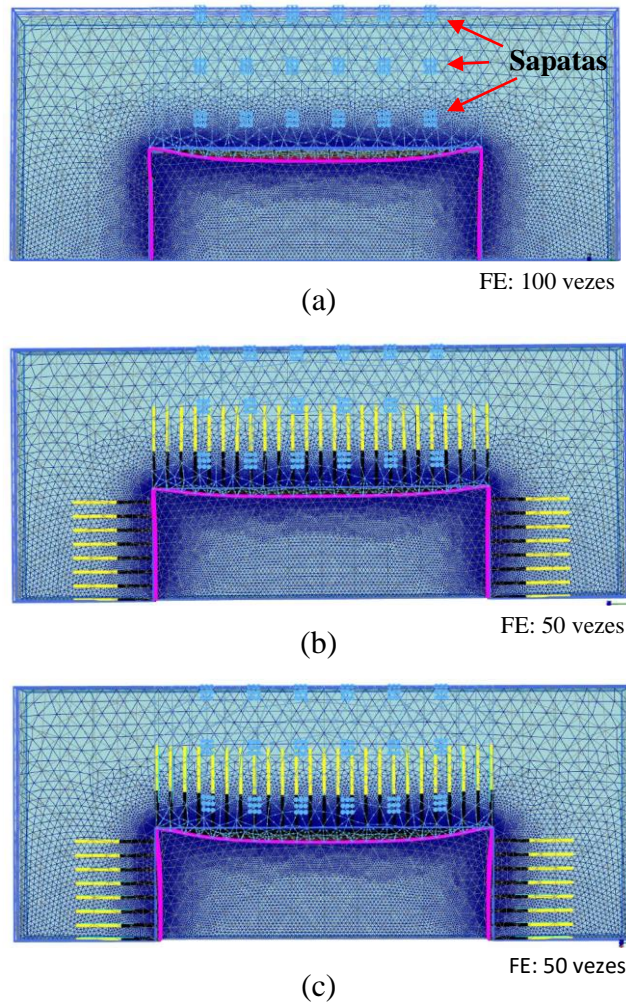
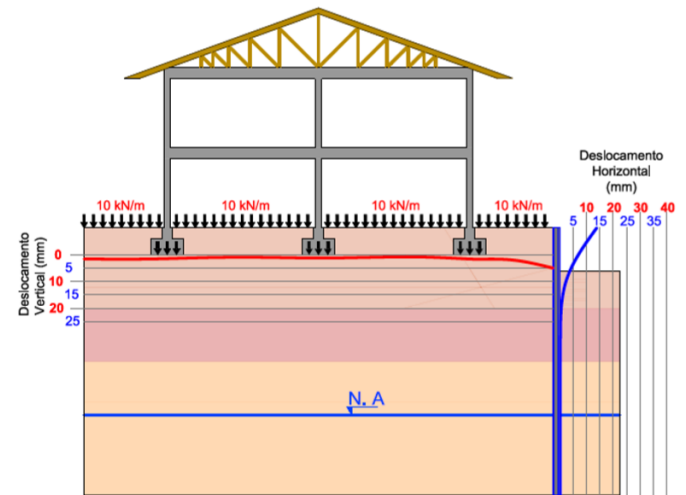
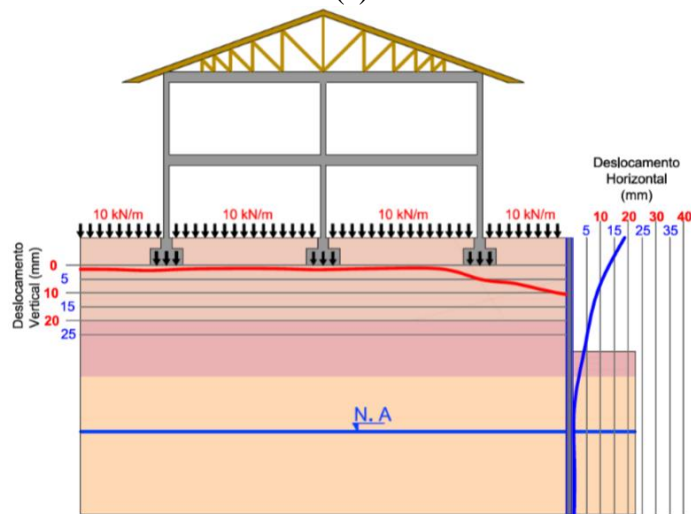


Figura 2.23. Vista superior (planta) da malha diferencialmente deformada devido ao efeito de arqueamento (FE= Fator de escala); (a) estágio 1, escavação até 1,6 m de profundidade, (b) estágio 3, escavação até 4,1 m de profundidade e (c) estágio 5, escavação até 6,5 m de profundidade. (Magalhães, 2015).

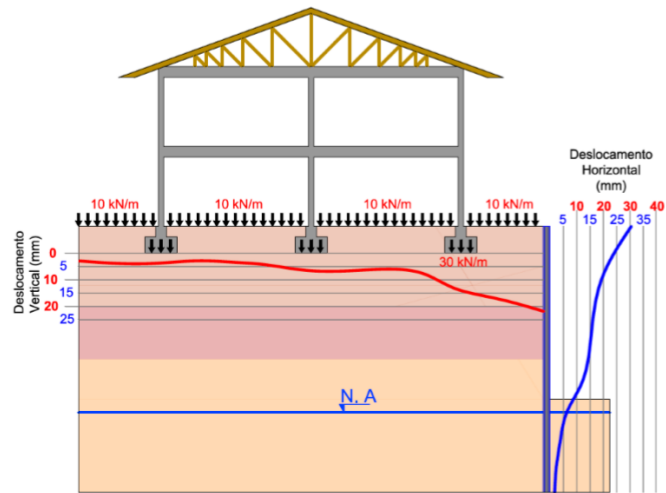
A Figura 2.24 mostra a deflexão da estrutura e os recalques ao nível das fundações do prédio vizinho (na cota -1,0 m), na seção crítica (centro da escavação), nos estágios 1, 3 e 5. Nota-se o aumento tanto da deflexão da parede como dos deslocamentos no terreno com a profundidade de escavação.



(a)



(b)



(c)

Figura 2.24. Recalques e flexão da estrutura de contenção na seção crítica (centro da escavação); (a) estágio 1, (b) estágio 3 e (c) estágio 5. (Magalhães, 2015).

Além dos trabalhos citados durante a revisão, outros artigos vêm sendo desenvolvidos nesta linha de pesquisa, entre os quais cabe mencionar as pesquisas feitas por Chalmovsky & Miča (2013) para a análise na pressão de injeção em solos granulares finos, Vukotić *et al.*, (2013) no estudo da influencia da distribuição das tensões no dimensionamento do trecho ancorado, Kaloop *et al.* (2017) na previsão da capacidade de carga de pequenos ancoragens usando técnicas computacionais e SikPark & KyuKim (2007) no estudo o mecanismo de transferência de carga em âncoras de terra.

2.5. SOLOS RESIDUAIS

Na engenharia o termo solo inclui todo tipo de material orgânico o inorgânico inconsolidado ou parcialmente cimentado encontrado na superfície da terra (Chiossi, 2013). Sendo os assuntos e os conceitos em relação ao solo, objeto de estudo da Geologia de Engenharia, quando ele é de importância nas atividades do homem e principalmente em obras de engenharia. Pela origem os solos podem ser classificados em dois grandes grupos: solos residuais e solos transportados.

Os solos residuais, também são conhecidos como solos “in situ”, tratam-se dos solos formados pela desintegração e decomposição da rocha pelo intemperismo, seja químico, físico ou combinação de ambos, e que permanecem no local onde foram formados, sem sofrer qualquer tipo de transporte. Para que eles ocorram, é necessário que a velocidade de decomposição da rocha seja maior do que a velocidade de remoção por agentes externos. Caso contrário, os produtos de alteração vão ser transportados por um agente qualquer (água, ar, vento, gelo, etc.) formando solos transportados (Oliveira & Brito, 1998).

Praticamente todos os tipos de rocha formam solo residual. Sendo a sua composição mineralógica e granulométrica dependente do tipo e da composição mineralógica da rocha original que lhe deu origem, entanto que outras características relevantes dos solos residuais, tais como; a estrutura e espessura, dependem de fatores como o clima da região, da posição no relevo e do tempo de exposição da rocha aos agentes externos. Em regiões de clima tropical (quente e úmido), onde existe um predomínio de intemperismo químico, é comum a decomposição profunda da rocha, com a formação de mantos de solos residuais com espessura da ordem de dezenas de metros, com textura argilosa (maior parte do Brasil), enquanto que, em regiões de clima temperado, onde existe um

predomínio de intemperismo físico, a espessura é da ordem de 1 metro e a textura predominante é arenosa (Dos Santos & Alves, 1998).

No perfil de alteração de uma rocha a um solo residual, não existe um contato ou limite direto e brusco entre o solo e a rocha que o originou, a passagem entre eles é gradativa, e permite a separação de pelo menos cinco camadas com diferentes propriedades físicas, assim, em geral um perfil de solo residual consiste na seguinte sequência, de cima para baixo: solo residual maduro, solo residual jovem, rocha alterada, alteração de rocha e rocha sã (Chiossi, 2013).

I) Solo residual maduro: Em geral esse material já não mostra nenhuma estrutura típica da rocha de origem e praticamente não possuem minerais primários, a exceção de alguns resistentes ao intemperismo. É comum encontrar na parte superior um solo fortemente lixiviado, muitas vezes contendo matéria orgânica.

II) Solo residual jovem: também conhecido como solo de alteração de rocha ou solo saprolítico, é o solo que ainda se consegue observar nele restos incipientes de seus minerais e da estrutura da rocha, além das discontinuidades do maciço tais como; falhas, fraturas e juntas. Pode conter alguns blocos de rocha (até 10%). As granulometrias mais comuns são areias siltosas pouco argilosas e siltes arenosos pouco argilosos. São materiais complexos e heterogêneos, especialmente quando são desenvolvidos de rochas metamórficas.

III) Rocha alterada: material rochoso moderadamente intemperizado, com aspecto quase de rocha, onde a alteração progrediu ao longo de fraturas e zonas de menor resistência, deixando intactos grandes blocos de rocha mãe, preservando a grande parte da sua estrutura e de seus minerais (exibem sinais evidentes de alteração), no entanto, apresenta uma dureza e resistência menor que uma rocha. Pode ter entre 50% e 90% de blocos de rocha com dimensões variáveis, envolvidos por solo de alteração arenoso. É na realidade uma transição entre o maciço de solo e o maciço de rocha.

Segundo Oliveira & Brito (1998), este horizonte tem sido a causa de muitos problemas em obras civis, devido a vários fatores, entre os quais são importantes mencionar: a dificuldade para identificá-lo com a necessária precisão, nas etapas de investigação, a uma espessura bastante

irregular, sendo comum grandes variações e mesmo ausência da camada em certos trechos do maciço e por apresentar um comportamento geotécnico extremamente variável.

IV) Alteração de rocha: camada composta por rocha levemente intemperizada, ainda com a maior parte da estrutura da rocha e minerais não descompostos (sem perda de cor e brilho).

V) Rocha sã ou rocha inalterada: maciço rochoso ainda não atingido pelo intemperismo.

Á somatório dos horizontes I e II é conhecido como Rigolito ou pedológico (devido ao interesse diferenciado desta ciência na parte mais superficial), e a somatória dos horizontes II, III, III e IV, como Saprolito.

2.5.1. OUTRAS CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS RESIDUAIS

Segundo Gusmão (2002), três características adicionais podem ser mencionadas com respeito aos solos residuais:

- O conceito tradicional de tamanho de partícula não é inaplicável a muitos solos residuais, já que muitas vezes estas partículas consistem de agregados ou cristais de matéria mineral intemperizada, que se quebram quando o solo é manipulado;
- Devido ao controle da topografia no teor de erosão do material intemperizado a partir da superfície e às precipitações que correm pelos morros e se acumula nos vales, os perfis de solo residual com maior espessura são geralmente encontrados em vales e em taludes suaves do que em terrenos altos e em taludes íngremes;
- Os processos químicos tendem a predominar no intemperismo de rochas ígneas, enquanto os processos físicos no intemperismo de rochas sedimentares e metamórficas.

2.5.2. PERFIL TÍPICO DE UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE

Em regiões com condições tropicais, o gnaisse é especialmente suscetível de desintegração química, de tal forma que as rochas se decompõem rapidamente pelo gás carbônico do ar, pelos ácidos húmicos originados pela vegetação (intemperização biológica), e em menor grau pelos processos físicos. Segundo Chiossi (2013), na sequência de alteração de um gnaisse num solo residual, distinguem-se três zonas de material decomposto: 1) um horizonte superior composto por

solos residuais de argilas, argilas siltosas, siltes argilosos e siltes arenosos, plásticos, com placas ocasionais de micas, as cores predominantemente são tonalidades amareladas; 2) um horizonte intermédio composto por solos residuais de material arenoso (siltes arenosos, arenas siltosas e arenas), micacéos, de baixa plasticidade, de moles até compactidade média, geralmente com tonalidades brancas, cinzas e amareladas; 3) e uma zona inferior composta por rocha intemperizada até a rocha mãe.

No perfil de típico de alteração de um gnaisse da Figura 2.25, são apresentados além de um detalhe dos horizontes mencionados, a correlação como as camadas descritas para solos residuais em geral.

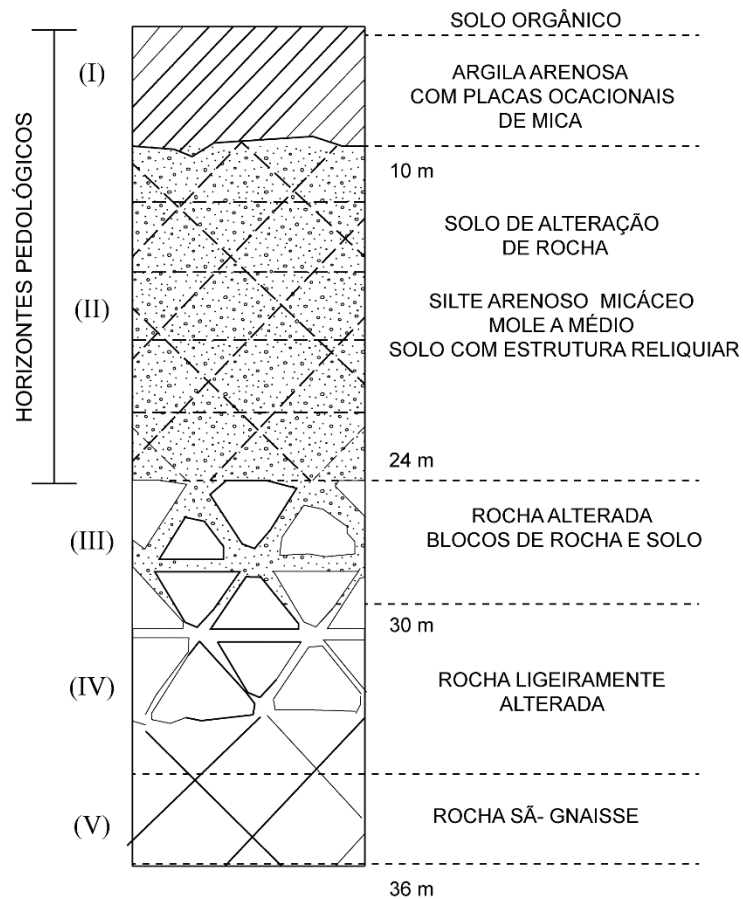
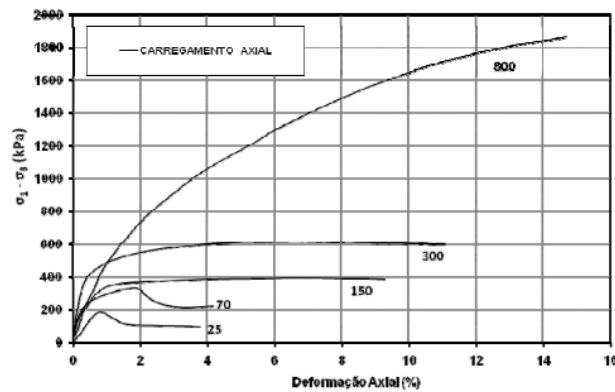


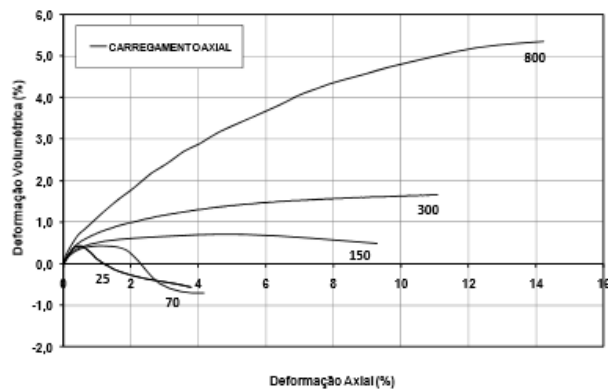
Figura 2.25. Perfil típico de alteração de um gnaisse (modificado de Oliveira & Brito, 1998).

2.5.3. COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS RESIDUAIS

Baseado nos resultados de ensaios de compressão axial em solos residuais jovens de Rio de Janeiro, Oliveira (2011) observou que para baixos níveis de tensão confinante (25 e 70 kPa) a ruptura ocorreu com pico de resistência para uma deformação axial na ruptura de 2%, enquanto para níveis de tensão confinante maiores (150 e 300 kPa) ocorreu uma ruptura sem pico de resistência, para deformação axial na ruptura em torno de 7% (Figura 2.26).



(a)



(b)

Figura 2.26. Comportamento mecânico de um solo residual jovem de gnaiss (a) curva $\sigma_d - \epsilon_1$ e (b) curva $\epsilon_v - \epsilon_1$ (Oliveira, 2011).

Oliveira (2011) destaca que o pico de resistência seguido de amolecimento para tensões de confinamento baixas (< 70 kPa), não é explicado pelo efeito da dilatância (sobreposição dos grãos durante o cisalhamento), típico de areias densas ou argilas pré-adensadas, já que para solos

residuais a história de tensões em geral não é importante, devido à pouca variabilidade dos estados de tensões na evolução do solo residual até o estado atual. No caso particular dos solos residuais de gnaise, como consequência do processo de intemperismo, ocorre uma cimentação significativa dos grãos, que confere uma resistência coesiva adicional à massa de solo. É devido ao início de quebra desta cimentação, ao ser atingida a tensão de escoamento do solo, que ocorre o pico de resistência.

Além do trabalho mencionado, muitos outros trabalhos foram desenvolvidos no Brasil, em solos residuais jovens de gnaise, principalmente na cidade de Rio de Janeiro, como parte do programa de pesquisa da Pós-Graduação em Geotecnia da PUC-Rio e da COPPE/UFRJ. Aplicados a obras de solo grampeado, visando uma melhor compreensão da resistência ao arrancamento; em grampos convencionais (ProtoSilva, 2005), em grampos reforçados com fibras (Magalhães, 2005 e Leite 2007), da resistência em função do tipo de solo (Gomes Silva, 2006), em função do método de instalação (Springer, 2006), do processo executivo (Lima, 2007) e mediante simulações numéricas (Henrique, 2007 e Saré, 2007).

Neste contexto, os estudos mencionados mostram um avanço significativo na compressão do comportamento dos solos residuais de gnaise da cidade de Rio de Janeiro em projetos de solo grampeado. Embora, não existam na literatura, estudos desenvolvidos nestes materiais complexos para cortinas de concreto atirantadas.

3. ASPECTOS GERAIS

Neste capítulo é apresentada a metodologia geral da pesquisa, o caso histórico tomado como base para definir a geometria do problema e o processo de validação dos modelos constitutivos adotados para a simulação dos materiais que compõem a estratigrafia do terreno.

3.1. METODOLOGIA

Para atender o objetivo geral e os objetivos específicos desta pesquisa, a metodologia foi dividida basicamente em cinco etapas de trabalho: 1) revisão bibliográfica, 2) estudo de caso e definição do modelo geotécnico, 3) validação dos modelos constitutivos 4) implementação dos métodos analíticos para a análise de estabilidade e 5) simulações numéricas 2D utilizando o Método dos Elementos Finitos. No fluxograma apresentado na Figura 3.1 são apresentadas graficamente as etapas e as subetapas, na ordem cronológica que foram desenvolvidas. Uma descrição de cada uma é apresentada a seguir:

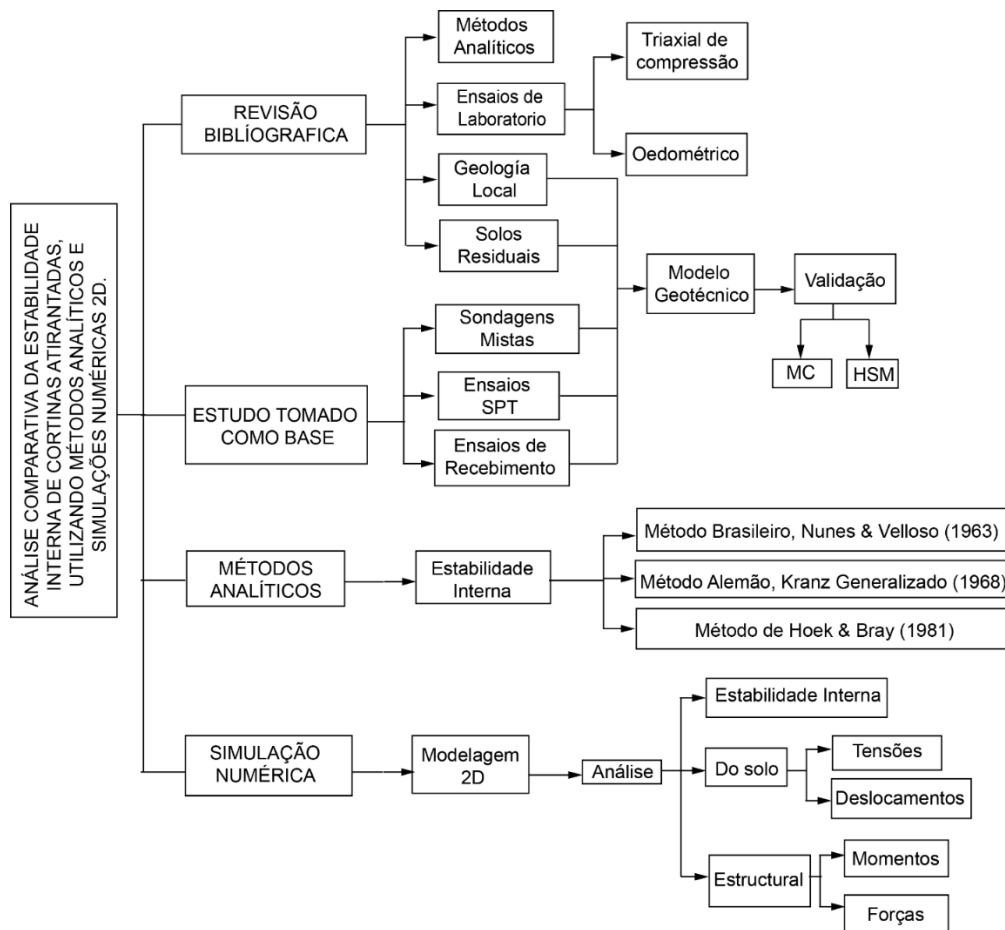


Figura 3.1. Metodologia geral da pesquisa.

3.1.1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica inicialmente consistiu na recopilação, seleção de dados, informações de dissertações, teses de doutorado, artigos de periódicos, livros, relatórios de projeto, manuais de programas, normas técnicas, congressos, palestras e apresentações de aulas, relacionadas com cortinas atirantadas, simulações numéricas, modelos constitutivos e solos residuais de gnaisse. Posteriormente, foram abordados e aprofundados os conhecimentos nos tópicos de maior interesse desta pesquisa, tais como, conceitos básicos para o desenho de cortinas atirantadas, critérios de projetos empregados nas normas técnicas, métodos analíticos de dimensionamento, métodos analíticos para o cálculo da análise da estabilidade interna, modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos mediante ferramentas numéricas (com ênfase no programa Plaxis 2D). Além disso, realizou-se uma revisão dos trabalhos que já foram desenvolvidos no Brasil no exterior na linha de pesquisa.

As informações necessárias para definir as características gerais do projeto de estudo, foram fornecidas pela empresa privada SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA (encarregada da execução das obras de estabilização), tais como: localização e geometria da cortina, quantidade, inclinação, distribuição e localização dos tirantes, tipo de tirante, comprimento dos trechos livres e dos trechos ancorados.

Com o intuito de facilitar a visualização, manipulação e a análise das informações fornecidas, os dados foram espacialmente georeferenciados utilizando o sistema de informação geográfica ArcGIS 10.2.2. Este processamento digital de imagens permitiu gerar os mapas de localização das construções do projeto residencial, das obras de estabilização, dos ensaios SPT, das perfurações mistas e das seções transversais na cortina de interesse. Assim, foram feitos os modelos do terreno, de relevo, elevações e declividade das encostas em graus e percentagens. Foi utilizado o sistema geodésico de referência brasileiro SAD69, empregando projeção geográfica, Elipsoide South América 1969 e Datum SAD69.

O modelo geológico-geotécnico do terreno foi desenvolvido a partir de uma breve revisão bibliográfica da geologia e geomorfologia local da zona, da reinterpretção dos perfis de 52 ensaios a percussão SPT e 33 perfurações mistas (percussão e rotativa). Todos os perfis executados e

fornecidos pela empresa privada e a interpretação também foram baseadas na sequência de camadas ou perfil típico de alteração de um gnaisse numa região tropical.

Com o intuito de esclarecer o modelo geotécnico proposto, utilizou-se o programa computacional RockWorks®17.0 para a realização de modelos 3D da distribuição espacial das sondagens utilizadas e da estratigrafia no terreno. Este software realiza uma correlação das diferentes camadas de solo e/ou rocha que compõem o subsolo, permitindo representar graficamente a distribuição e espessura de cada camada e os contatos entre os diferentes materiais.

Mediante a interpolação dos níveis de água subterrânea relatados em 22 das sondagens SPT, utilizando o software SURFER®10.0 (Golden Software, Inc.), foi confeccionado um mapa de contorno do nível estático do lençol freático e um modelo tridimensional da parte oeste do terreno, permitindo uma melhor visualização da profundidade e direção do fluxo da água subterrânea.

3.1.2. VALIDAÇÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS

Baseados nos trabalhos que já foram desenvolvidos na PUC-Rio, na linha de pesquisa de implementação de modelos constitutivos nos solos residuais de gnaisse, nesta pesquisa foi utilizado o modelo de enrijecimento plástico, conhecido como Hardening Soil (HSM), para simular a camada de solo residual e o modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb (MC) para simular o comportamento dos materiais rochosos.

Outros aspectos que foram considerados na escolha dos modelos constitutivos são a complexidade do problema geotécnico, a disponibilidade de ensaios de laboratório para a obtenção dos parâmetros do modelo e a disponibilidade do modelo constitutivo num programa de cálculo comercial disponível atualmente tanto no mercado, como no programa da Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

No entanto, antes da realização das simulações numéricas, foram feitas as validações dos dois modelos constitutivos. O processo de validação do HSM consistiu na obtenção dos parâmetros do modelo a partir de ensaios triaxiais de compressão axial, adensados-drenados (CD), considerando tensões de confinamento de 25, 40, 70 e 150 kPa e do ensaio oedométrico, em amostras

indeformadas, ambos tomados da literatura, já que não foram encontrados valores para a obra estudada, para comparação das curvas experimentais com os resultados obtidos das simulações feitas com o módulo do Plaxis “SoilTest”, o qual permite simular diferentes ensaios de laboratório.

No caso da rocha de transição, por trata-se de um material heterogêneo e anisotrópico, composto por blocos de rocha envolvidos numa matriz arenosa, onde a previsão de comportamento é mais incerta, foi feita uma retroanálise mediante a simulação numérica de quatro ensaios de recebimento executados na obra, utilizando o PLAXIS 2D. A partir dos dados obtidos nos ensaios executados na obra e fornecidos pela empresa privada, obtiveram-se os parâmetros do modelo Mohr-Coulomb que melhor ajustam as curvas tensão-deformação do campo. No entanto, é importante mencionar que os mesmos pretendem ser apenas uma primeira e simplificada aproximação dos valores reais. No caso da rocha sã ou rocha mãe que constitui o maciço rochoso regional, os valores do modelo MC foram tomados da literatura.

3.1.3. IMPLEMENTAÇÃO DOS MÉTODOS ANALÍTICOS

A partir do modelo geotécnico proposto e considerando como válidos os valores dos parâmetros de resistência c e ϕ , obtidos na validação numérica do modelo constitutivo Hardening Soil para os solos residuais de gnaiss, foram aplicados os métodos analíticos de equilíbrio limite das cunhas mais utilizados para o cálculo da estabilidade interna do sistema solo-cortina-tirantes: método brasileiro, proposto por Nunes & Velloso (1963), o método de alemão ou método de Kranz Generalizado, proposto por Ranke & Ostermayer (1968) e o método de Hoek & Bray (1981) em sete seções ou perfis transversais representativos escolhidos ao longo da cortina de interesse.

3.1.4. SIMULAÇÃO NUMÉRICA

A simulação numérica consistiu na modelagem das sete seções transversais escolhidas ao longo da cortina de interesse, utilizando o pacote de elementos finitos PLAXIS 2D (Finite Element Code for Soil and Rocks Analyses, Versão 9). As análises foram feitas em termos de tensões efetivas com parâmetros drenados, sem desenvolvimento da poropressão e considerado um estado plano de deformação. Na determinação da estabilidade interna, para cada seção foi calculado o fator de segurança por tirante, com o objetivo de comparar os valores obtidos com os resultados fornecidos pelos métodos convencionais.

Além disso, objetivando-se quantificar a influência da estratigrafia nas simulações numéricas, foram comparados duas configurações ou modelos estratigráficos diferentes do terreno, um modelo simples composto por uma única camada de solo residual jovem (semelhante ao utilizado pelos métodos analíticos) e um modelo completo da estratigrafia da zona, composto por o perfil típico de alteração de gnaiss desenvolvido nesta pesquisa, constituído por uma camada de solo residual superior, uma camada de rocha alterada e o maciço de rocha sã.

3.2. ESTUDO TOMADO COMO BASE

Este capítulo apresenta a descrição geral do caso histórico tomado como base, os detalhes do projeto de contenção e o processo de execução da obra, além dos aspectos geológico-geotécnicos da área de estudo.

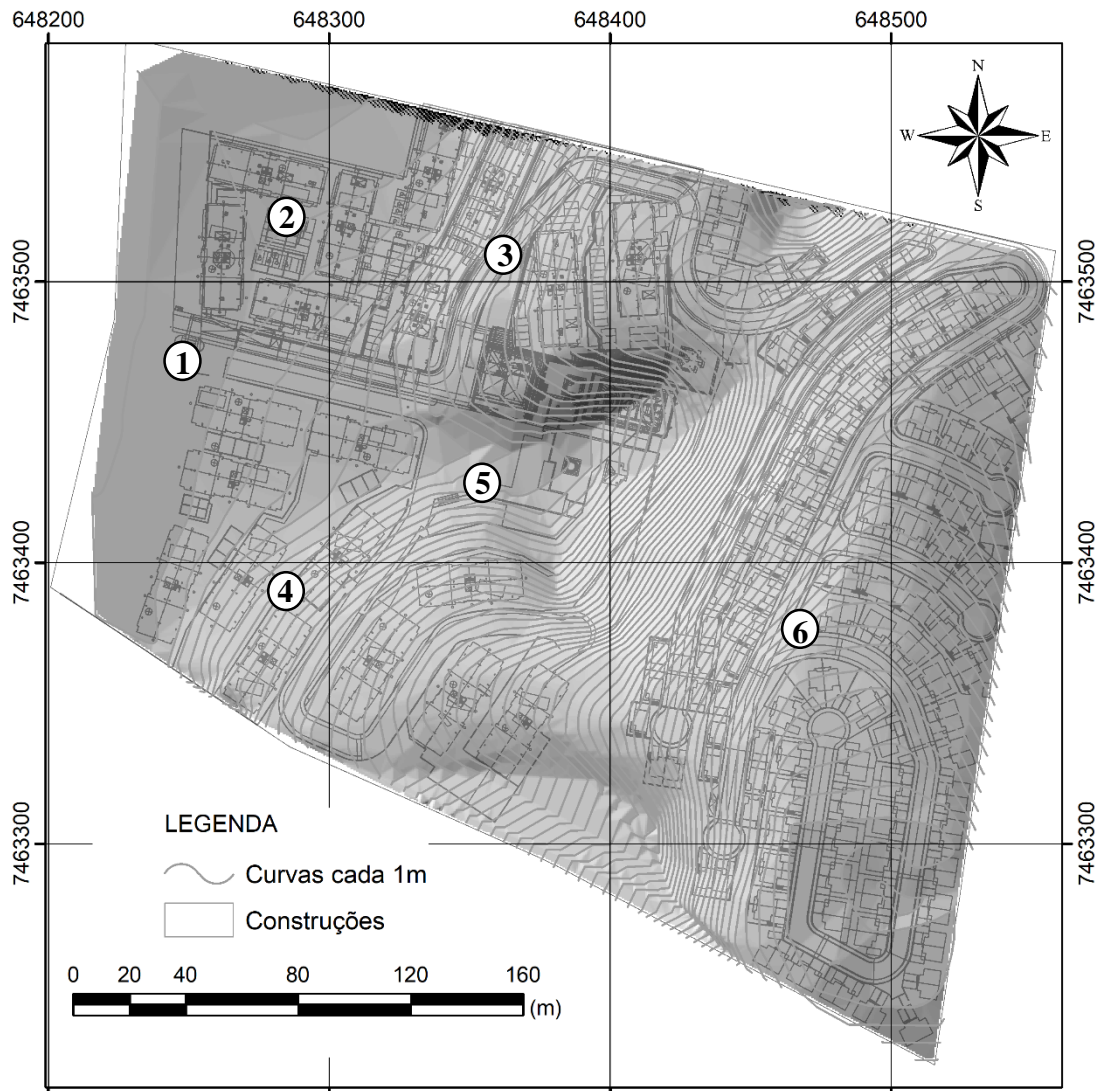
3.2.1. DESCRIÇÃO GERAL

A obra de estabilização, tomada como base desta pesquisa, faz parte do projeto residencial Contemporâneo II executado pela empresa construtora *CALPER-Design que inspira*. Localizada na região Sudeste do Brasil, no município de Rio de Janeiro, capital do estado homônimo, mais especificamente na Estrada da Cachamorra, 2.011, Campo Grande, 36 km ao nordeste da cidade de Rio de Janeiro (Figura 3.2).



Figura 3.2. Localização do terreno de estudo (Google Earth, 2018).

Trata-se do maior e mais completo condomínio clube de Campo Grande, composto por casas e prédios de cinco andares. Na Figura 3.3, é apresentada a configuração final da obra, que deu início às etapas de construção desde o ano 2013, encontrando-se atualmente nas etapas finais de acabamentos e revestimentos.



1- Entrada ao residencial, 2 - Setor de prédios norte A, 3- Setor de prédios norte B, 4- Setor de prédios sul, 5- Área de diversão, 6- Setor de casas.

Figura 3.3. Configuração final do projeto residencial Contemporâneo II.

De acordo como o zoneamento geomorfológico, o terreno se localiza numa região de relevos de degradação, com predominância de processos erosivos (denudacionais), representados pelos domínios de colinas isoladas, morrotesse morros baixos isolados, bem como maciços costeiros e

interiores (Dantas, 2000). Trata-se de um terreno de 7,0 km², localizado ao pé da encosta noroeste do morro do Cabuçu (pertencente ao Maciço da Pedra Branca), com elevações mínimas e máximas de 18 e 78 a.n.m, respectivamente (Figura 3.4a), e declividades maioritariamente entre 0 e 15° (Figura 3.4b), isto é, de 0 e 25% (Figura 3.4c).

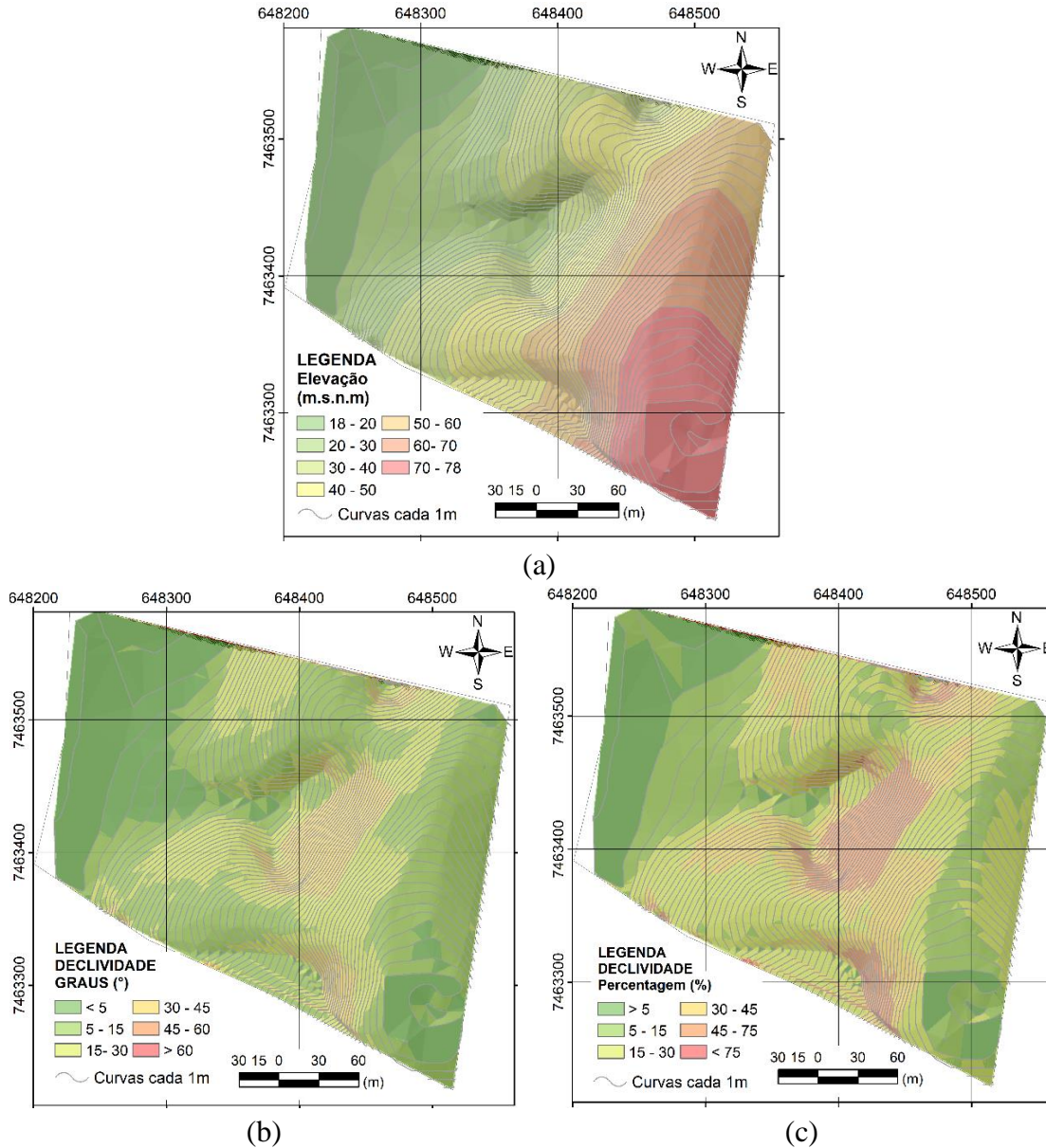


Figura 3.4. Características morfométricas do terreno (a) elevações, (b) declividade das encostas em graus e (c) declividade das encostas em percentagens.

As obras de contenção foram realizadas na região do terreno conhecida como Setor de Prédios Norte B, com o intuito de estabilizar os cortes realizados para a fundação de prédios e a construção

da estrada principal. O projeto consistiu na execução de oito cortinas atirantadas, permanentes, com comprimento total de 525,95 m. Nesta pesquisa é analisada a cortina 2 (C-2), a partir das informações fornecidas pela empresa privada SOLOTESTE ENGENHARIA Ltda., encarregada da concepção e execução de todas as obras de estabilização (Figura 3.5). Na Tabela 3.1, são apresentados o comprimento de cada cortina a ser executada no projeto.

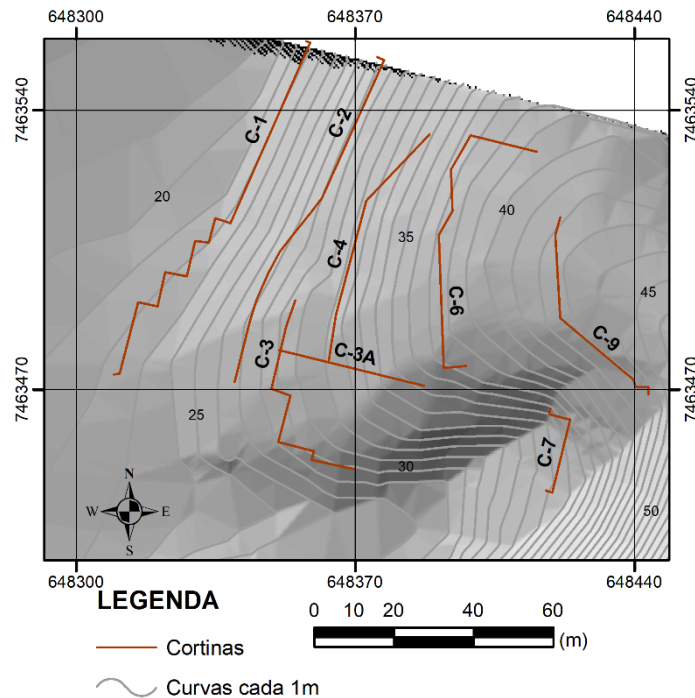


Figura 3.5. Localização das estruturas de contenção.

Tabela 3.1. Comprimento das cortinas atirantadas.

Cortina	Comprimento (m)
C-1	110,8
C-2	90,15
C-3	63,0
C-3A	12,2
C-4	89,5
C-6	82,5
C-7	23,8
C-9	54,0

3.2.1.1. DESCRIÇÃO DA CORTINA DE INTERESSE

A cortina 2 (C-2), é uma cortina de concreto armado de 90,2 m de comprimento e 23 cm de espessura, com profundidade de embutimento de 0,5 m em forma de L, composta de nove painéis de formas e tamanhos variados (Tabela 3.2), a sua altura máxima é de 5,73 m e diminuiu até 1,7 m no sentido nordeste-sudoeste. Na Figura 3.6 é apresentada uma vista frontal da cortina completa. Alguns detalhes dos painéis são mostrados nas Figuras 3.7, 3.8, 3.9 e 3.10.

Tabela 3.2. Características geometria dos painéis que compõem a cortina C-2.

Painel	Comprimento	Altura máxima (m)	Altura mínima (m)
A	11,30	5,73	5,73
B	11,20	5,73	5,73
C	11,15	5,73	5,73
D	4,40	5,73	5,43
E	10,00	5,43	4,65
F	10,07	4,65	3,85
G	14,00	3,85	3,85
H	8,65	3,85	2,70
I	9,43	2,70	1,70

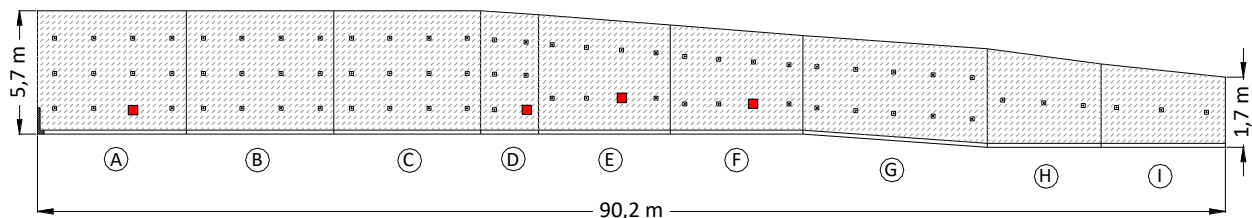


Figura 3.6. Vista frontal da cortina.

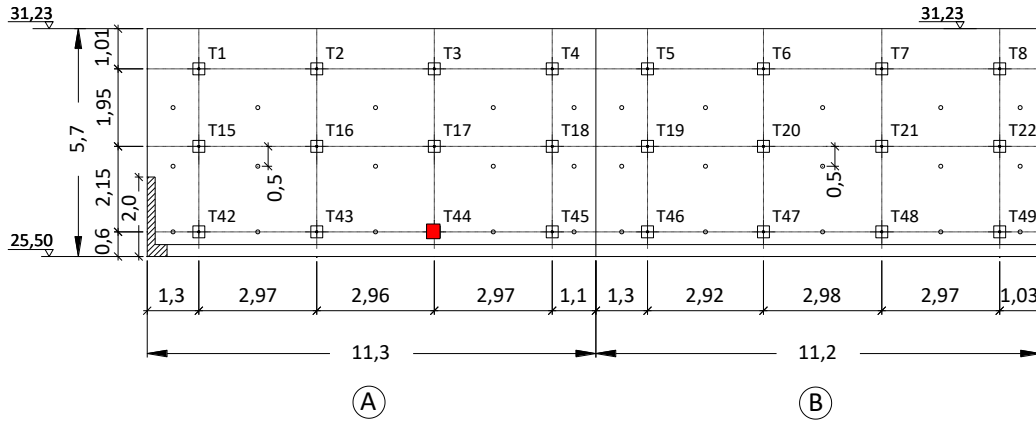


Figura 3.7. Detalhe dos painéis A e B.

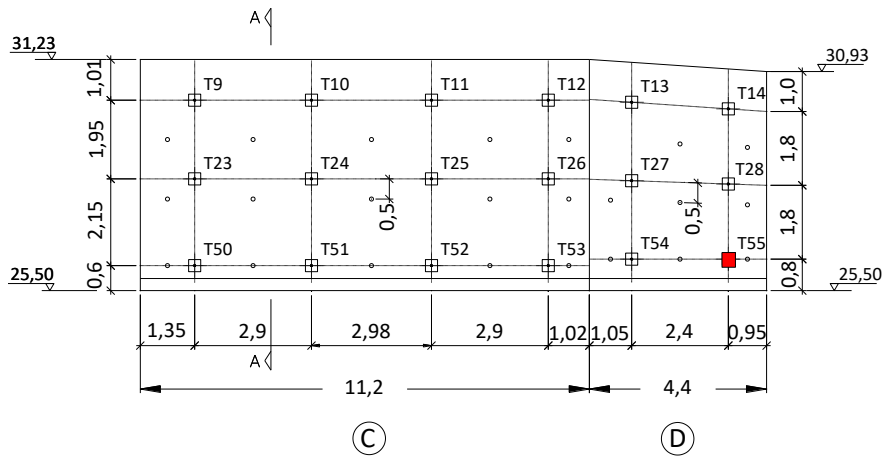


Figura 3.8. Detalhe dos painéis C e D.

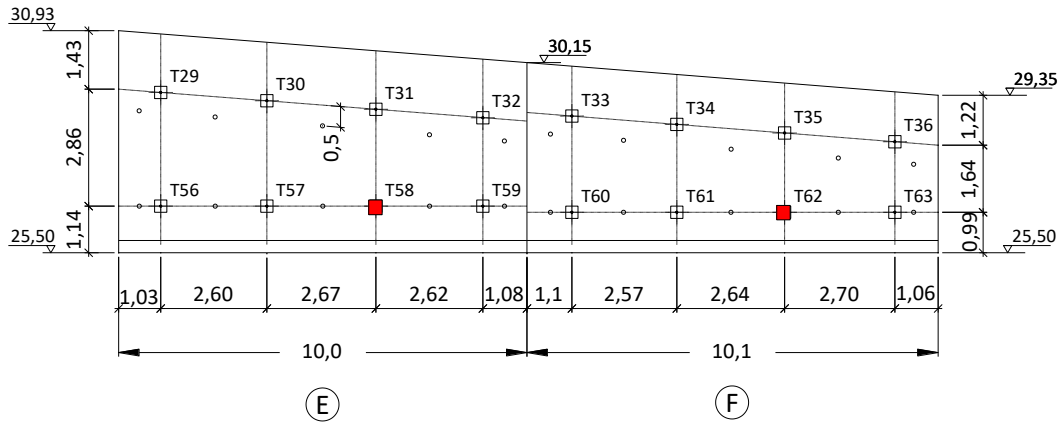


Figura 3.9. Detalhe dos painéis E e F.

Deste modo, foram empregados um total 74 tirantes, sendo 42 deles no trecho reto, dispostos num padrão de malha retangular de três linhas de tirantes. No trecho curvo, devido a sua irregularidade geométrica, os 32 tirantes estão dispostos de maneira desigual, em duas ou uma única linha de tirantes (Figura 3.12). A inclinação dos tirantes com a horizontal é de 15°.

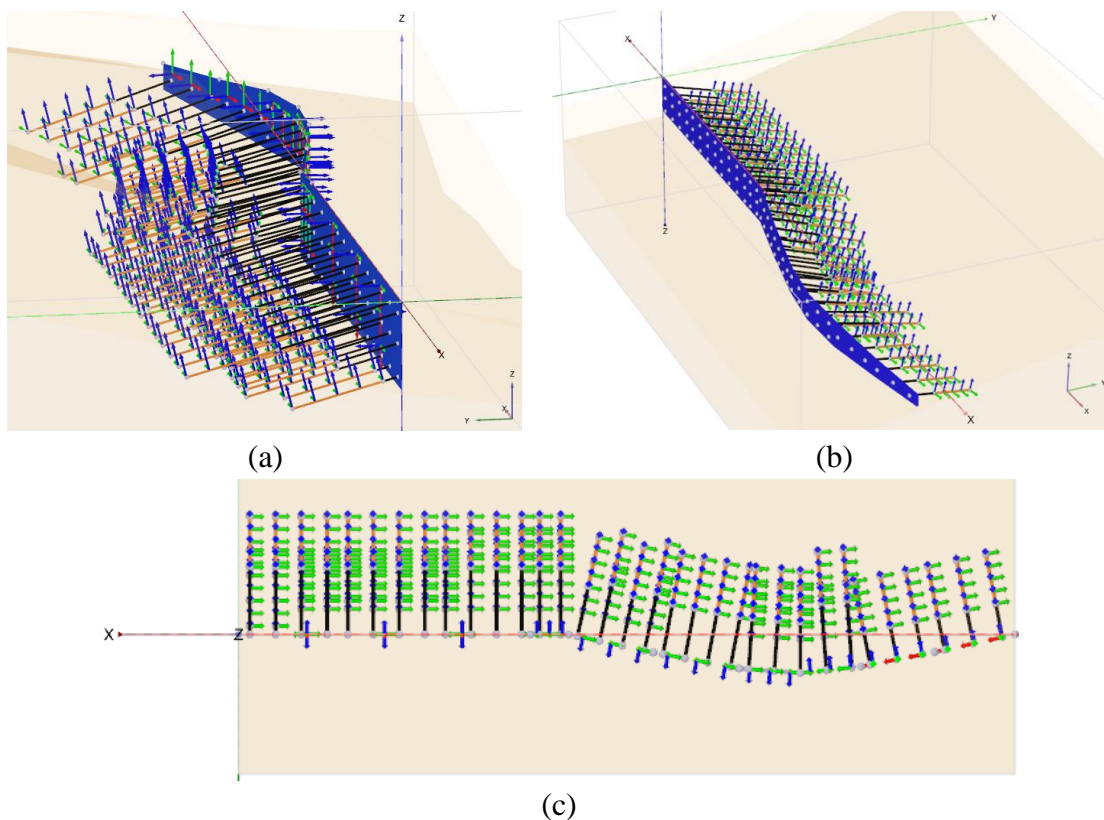


Figura 3.12. Disposição dos tirantes na cortina (a) vista em perspectiva esquerda, (b) vistas em perspectiva direita e (c) vista superior.

Com o objetivo de ancorar o bulbo de cada tirante no material rochoso, foram executados tirantes com comprimentos de 7, 9, 10, 12, 13 e 14 m (Tabela 3.3). Um comprimento de 6,0 m foi adotado para os trechos ancorados. Para a implantação dos tirantes foi necessário perfurar 498,5 m de camada de solo e 313,5 m de rocha. O detalhe da perfuração do subsolo para a colocação de cada tirante é apresentado no Apêndice I.

Tabela 3.3.Comprimento dos tirantes.

Tirante	Comprimento (m)	Quantidade	Comprimento total (m)
T-42 e T-43	7,0	2	14,0
T-44 a T-63	9,0	20	180,0
T-15 a T-23 T-64 a T-74	10,0	20	200,0
T-24 a T-29 T-33 a T-39 T-31	12,0	14	168,0
T-30 e T-32	13,0	2	26,0
T-1 a T-14 T-40 e T-41	14,0	16	224,0
<i>Total:</i>		74	812,0

Nas Figuras 3.13, 3.14 e 3,15 são apresentadas três seções transversais típicas da cortina, nos trechos onde foram executadas três linhas, duas linhas e uma única linha de tirantes, respectivamente. A localização das seções na cortina pode ser vista nas figuras que mostram os detalhes dos painéis, expostas no presente capítulo.

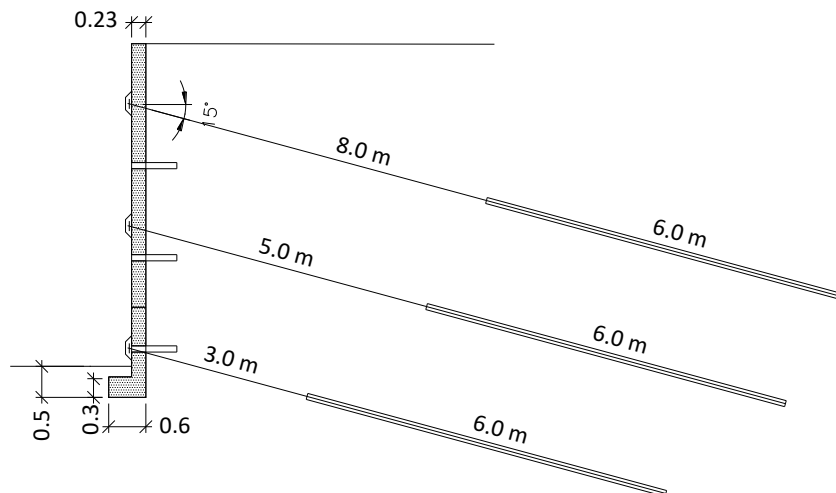


Figura 3.13.Corte da cortina A-A.

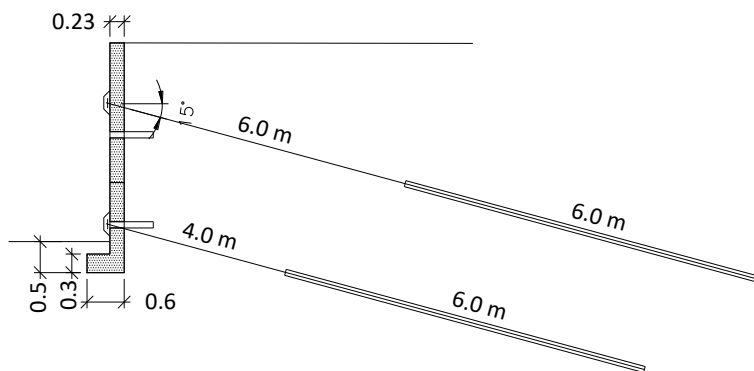


Figura 3.14.Corte da cortina B-B.

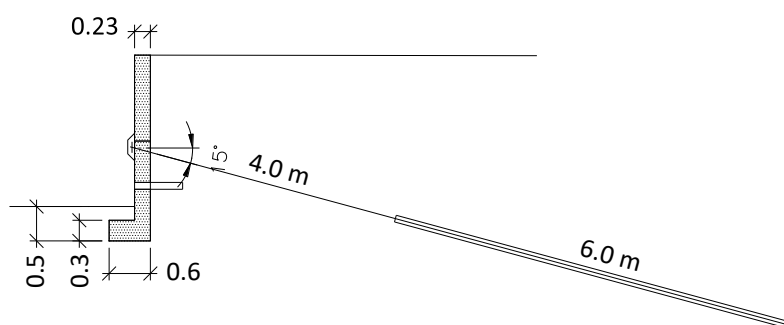


Figura 3.15.Corte da cortina C-C.

Foram empregados tirantes do tipo monobarra, GEWI 55/75, com barras de aço de 32 mm de diâmetro, e cargas de trabalho e ensaio máximas de 210 kN e 367,5 kN, respectivamente (Tabela 3.4).

Tabela 3.4.Características do tirante empregado.

Tipo de tirante	Monobarra	
Aço	GEWI 55/75	
Armação	1 ϕ 32 mm	
Carga de trabalho	(kN)	210
Carga de ensaio	(kN)	367,5
Tensão de ruptura	MPa	735
Tensão de escoamento	MPa	539
Diâmetro da barra	mm	32
Área da seção	mm ²	804

3.2.1.2. PROCESSO EXECUTIVO DA CORTINA

As informações com respeito ao processo construtivo da cortina não foram fornecidas pela empresa responsável. Portanto, sendo conhecida a influência que o processo construtivo tem nas simulações numéricas, foi necessário estabelecer uma sequência construtiva lógica para a obra, a partir de imagens de satélites do Google Earth e da sequência construtiva típica de cortinas atirantadas no Brasil, utilizando o método de construção descendente.

Na sequência cronológica de imagens de satélite apresentadas na Figura 3.16 (Google Earth, 2018), podem ser vistos alguns aspectos gerais do processo construtivo da cortina. É possível notar que a construção na estrutura foi feita no sentido sudoeste-nordeste, desde a parte de menor altura (trecho curvo) á de maior altura (trecho reto).

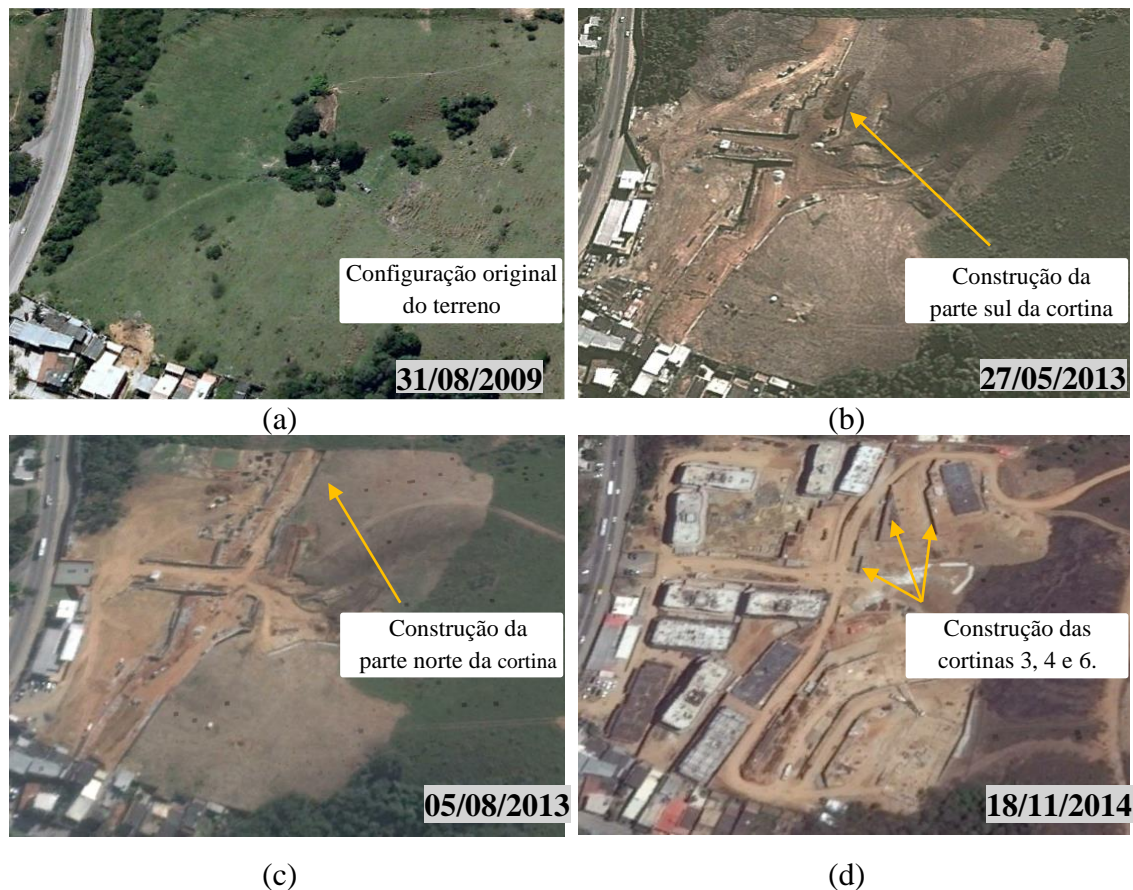


Figura 3.16. Processo construtivo geral da cortina 2. Google Earth (2018).

Além disso, considerando o grau de complexidade da estrutura e as grandes diferenças no que diz respeito à distribuição e localização dos tirantes em cada painel, é válido assumir que no trecho curvo cada painel foi construído de maneira individual, enquanto que o trecho reto foi construído em seção completa.

A seguir, são apresentadas as etapas básicas de execução de um painel bi-ancorado, utilizando o método de construção descendente. Sendo o processo análogo para painéis com múltiplas linhas de tirantes.

Etapa I: Escavação do terreno até atingir a profundidade desejada, para a colocação da primeira linha de tirantes.

Etapa II: Perfuração e instalação da primeira linha de tirantes.

Etapa III: Colocação das placas de reação e concretagem da cortina na faixa relativa à primeira fileira.

Etapa IV: Aplicação da protensão nos tirantes, com a carga de trabalho ou incorporação.

Etapa V: Escavação do terreno até a profundidade máxima desejada.

Etapa VI: Repetição das operações das fases II, III e IV, com relação à segunda linha de tirantes.

Com o fim de atingir-se a segurança da obra, durante as escavações provisórias (Etapas I e V), quando são executadas em materiais de baixa resistência, na prática é comum substituir as escavações de faixas completas por escavações em nichos alternados ou pela incorporação parcial de carga nos tirantes. Sendo, do ponto de vista da simulação numérica a segunda alternativa considerada mais conveniente, devido ao grau de dificuldade geométrico e custo computacional que a escavação em nichos apresenta.

3.2.2. EXPLORAÇÃO GEOTÉCNICA

O programa de exploração do subsolo foi realizado entre os anos 2013 e 2014, pela empresa SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA. Com o objetivo de reconhecer as características estratigráficas e propriedades tanto do solo como da rocha, tais como: espessura e distribuição das camadas, posição do nível de água, resistência à penetração (no solo) e porcentagem de recuperação (na rocha).

No total os ensaios foram executados em duas campanhas de investigação, sendo 105 sondagens exploratórias, empregando tanto ensaios percussivos SPT, como rotativos, totalizando 886,21 m do subsolo perfurados, 720,31 m em solo e 165,9 m em rocha.

Na primeira campanha de investigação, realizada entre os meses de fevereiro e dezembro de 2013, na etapa de projeto, foram executadas 69 sondagens à percussão e 24 perfurações mistas (SOLOTESTE, 2013b). Na segunda campanha, como parte dos estudos complementares, foram 12 perfurações mistas (SOLOTESTE, 2014a), realizadas entre abril e maio de 2014. A Figura 3.17 mostra a localização das sondagens realizadas na extensa investigação geotécnica.

Na Tabela 3.5 são apresentadas as principais características das sondagens executadas durante a exploração geotécnica. Os perfis de todas as sondagens SPT e Mistas são apresentados de maneira completa nos Apêndices II e III, respectivamente. Neles estão indicados os números de golpes para a penetração de 30 cm iniciais e os 30 cm finais, as mudanças de camada bem como a descrição dos solos que compõem tais camadas, a recuperação e características do material rochoso e o nível de água subterrânea, conforme as descrições apresentadas nos relatórios técnicos SOLOTESTE, 2013a, 2013b e 2014a.

Tabela 3.5. Ensaio realizados nas campanhas de investigação geotécnica.

Tipo de ensaio	Campanha de exploração	Quantidade	Perfuração (m)	Avanço em solo (m)	Avanço em rocha (m)
SPT	Etapa I	69	446,76	446,76	--
Misto (solo e rocha)	Etapa I	24	267,7	161,1	106,6
	Etapa II	12	171,8	112,45	59,3
<i>Total:</i>		105	886,26	720,31	165,9

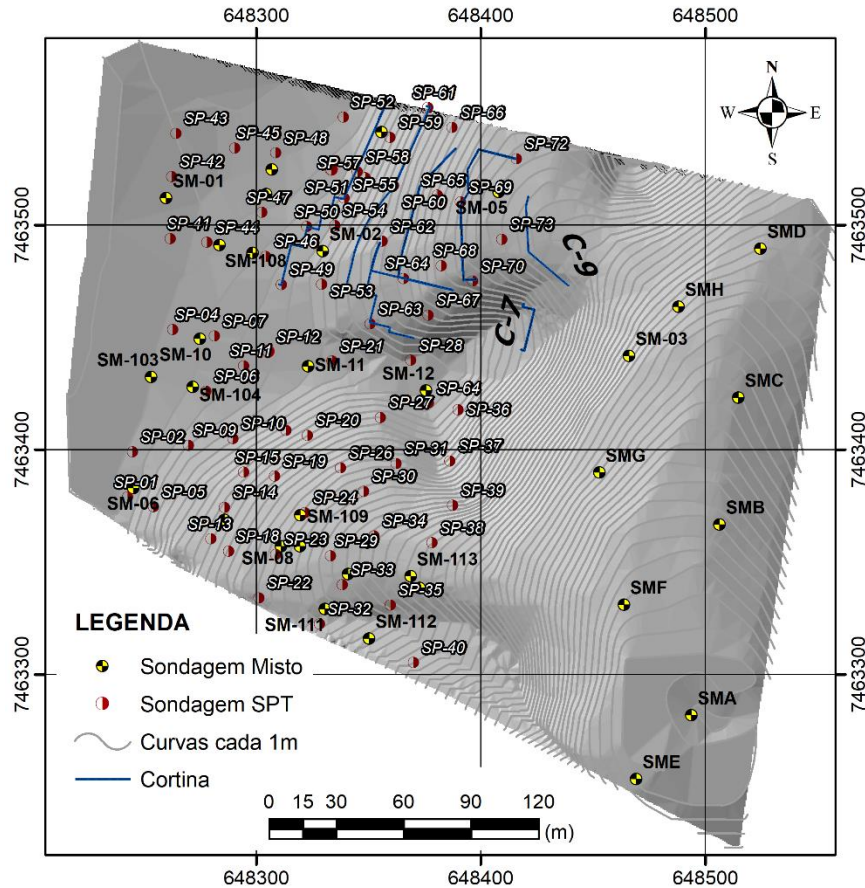


Figura 3.17. Localização das sondagens do subsolo.

O método de percussão é utilizado para o corte de material terroso e/ou alterado, englobando os ensaios de SPT metro a metro, com o auxílio do trado (concha e helicoidal), antes de se atingir o nível de água e com a circulação de água, com o auxílio do trépano de lavagem, após esse nível atingido, segundo a NBR-6484.

O método rotativo é utilizado para o corte de material rochoso, sendo a perfuração do material feita com o auxílio de composições de hastes, revestimento, barrilete e coroas diamantadas cortantes, acopladas a bombas de circulação de água.

A Figura 3.18 mostra a localização das sondagens mais próximas á cortina de interesse. Um resumo das distâncias de cada sondagem à cortina é apresentado sa Tabela 3.6.

Tabela 3.6. Distância dos ensaios mais próximos à cortina de interesse.

Ensaio	Distância (m)	Ensaio	Distância (m)	Ensaio	Distância (m)
SP-60	0,0	SP-64	24,4	SP-48	50,8
SP-61	0,0	SP-51	26,0	SP-73	53,3
SP-62	9,8	SP-49	28,7	SP-70	54,0
SP-59	10,6	SP-69	29,8	SP-11	57,1
SP-53	10,8	SP-21	33,0	SP-07	62,1
SP-57	12,4	SP-52	33,3	SP-06	77,6
SP-54	12,6	SP-46	37,8	SM-02	13,6
SP-66	13,0	SP-68	38,2	SM-11	38,4
SP-55	14,3	SP-67	38,6	SM-05	43,5
SP-58	17,0	SP-28	43,5	SM-107	44,2
SP-63	19,1	SP-47	44,5	SM-102	46,0
SP-65	19,3	SP-12	44,8	SM-101	48,5
SP-50	23,5	SP-72	45,2		

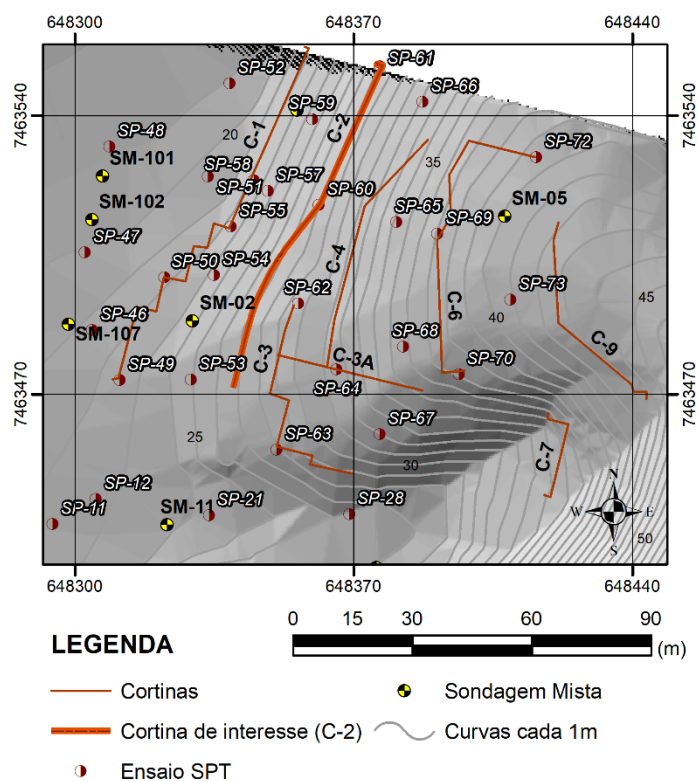


Figura 3.18. Detalhe da localização das sondagens mais próximas à cortina de interesse.

3.2.3. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

3.2.3.1. ESTRATIGRAFIA

A partir da interpretação das descrições das propriedades físicas e mecânicas (valores N do ensaio SPT), de cada uma das sondagens realizadas nas duas campanhas de exploração e baseado no perfil de alteração típico em áreas de gnaiss, foi passível estabelecer os diversos horizontes ou camadas que conformam a estratigrafia da zona de estudo. É importante lembrar que um horizonte pode ser composto de um conjunto de diversos estratos, agrupados de acordo com os critérios já mencionados.

A sequência estratigráfica adotada está composta por quatro camadas (Figura 3.19), descritas a seguir, de cima para abaixo:

Argila siltosa com areia: Formada por argilas silto arenosas, argilas siltosas, siltes argilosos e siltes arenosos, de medianamente compactas a compactas (valores de N_{spt} entre 8 e 30), de cores cinzas, brancas, amareladas e avermelhadas.

Silte argiloso com areia: Composta por siltes argilosos com areias finas e médias, siltes arenosos, areias finas a médias siltosas, areias médias e areias grossas, micáceas, de compactas a muito compactas (valores de N entre 30 e 50), contendo alguns pedregulhos, as suas cores são de tons cinzentos e amarelados.

Rocha alterada: Composta por rochas pouco a muito fraturadas, até friáveis, micáceas. Os blocos de rocha são envoltos numa matriz de areias finas e médias siltosas. As suas cores predominantes são cinzentas, brancas e amareladas. A percentagem de recuperação no ensaio rotativo varia de 0 a 10%.

Rocha sã: Formada pelo maciço de rocha sã, pouco fraturada e de boa qualidade. A rocha é classificada como um gnaiss micáceo, com cores branca e cinza escuro. A percentagem de recuperação varia muito de 65 a 85%.

Segundo Dantas (2000), na região, todos os maciços rochosos que estão alinhados conforme a estrutura regional NE-SW, são compostos dessas rochas, de alto grau metamórfico e idade Neoproterozóica. Tratam-se de rochas gnáissicas com acentuado bandeamento, que variam em bandas de menos de 2 centímetros até mais de 50 cm, com uma alternância de cores claras e escuras sucessivas e sem padrão no tamanho. O bandeamento de cor clara (branca) é constituído principalmente por minerais félsicos (quartzo, plagioclásio e moscovita) e o bandeamento de cor escura é formado de minerais máficos (biotita, piroxênio e anfibólio).


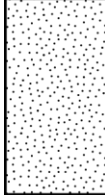


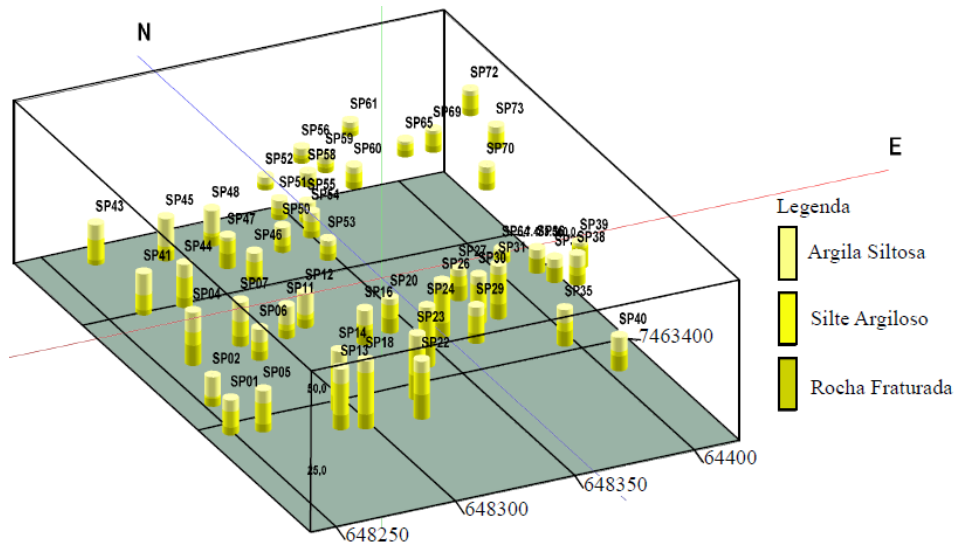
		Camada N°	N _{SPT}	Recuperação (%)
	ARGILA SILTOSA (Solo residual maduro)	1	8-30	--
	SILTE ARGILOSO (Solo residual jovem)	2	30-50	--
	ROCHA ALTERADA (Camada de transição)	3	--	0-10%
	ROCHA SÃ (Gnaisse micáceo)	4	--	65-85%

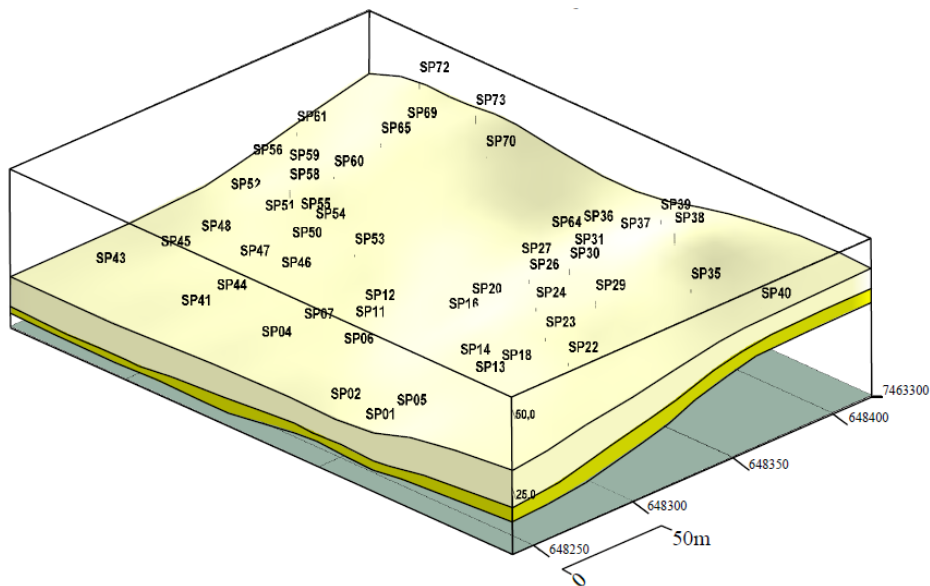
Figura 3.19. Perfil estratigráfico da zona de estudo.

Visando obter uma melhor compreensão das relações estratigráficas, assim como da distribuição e espessura das camadas que compõem o terreno, foram desenvolvidos vários modelos tridimensionais, a partir da correlação entre os diversos horizontes encontrados nos ensaios SPT e mistos, utilizando o software RockWorks. Estes modelos apresentam valores médios das camadas para um modelo estratigráfico simplificado, portanto as variações devido à natureza própria dos solos residuais, assim como variações locais e valores anômalos, foram considerados mediante o desenho manual dos perfis de análise das simulações numéricas.

Devido à limitação das sondagens a percussão SPT com respeito à energia de cravação, os resultados destas foram utilizados apenas para determinar o contato entre o maciço de solo e a rocha alterada (Figura 3.20), e na identificação das camadas que compõem o maciço de solo (Figura 3.21).

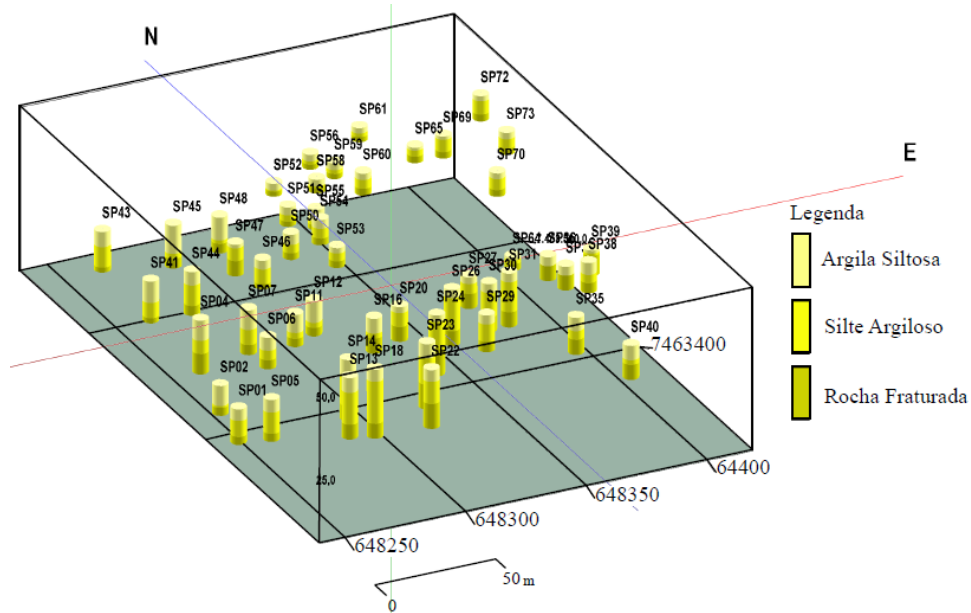


(a)

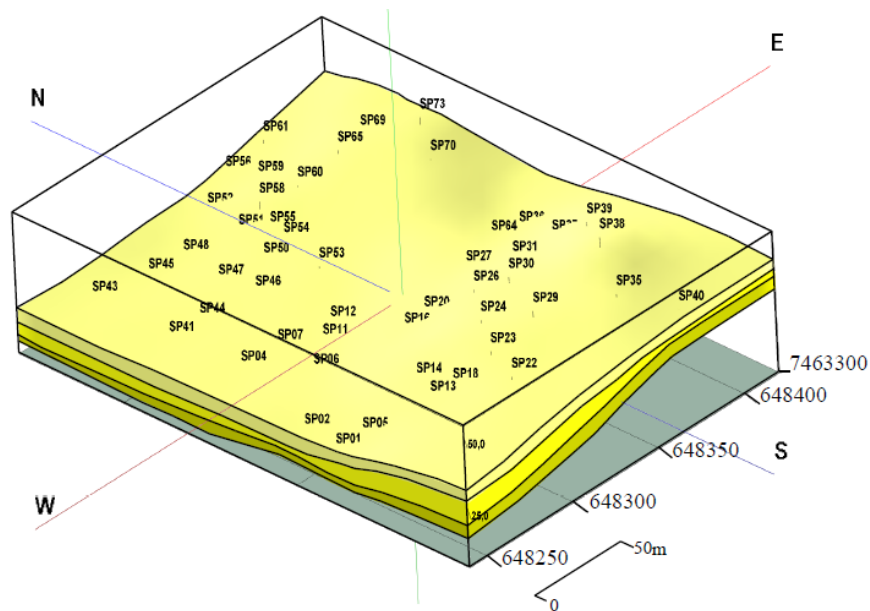


(b)

Figura 3.20. Modelagem do contato maciço de solo-rocha alterada (a) perfis das sondagens SPT, (b) modelo 3D.



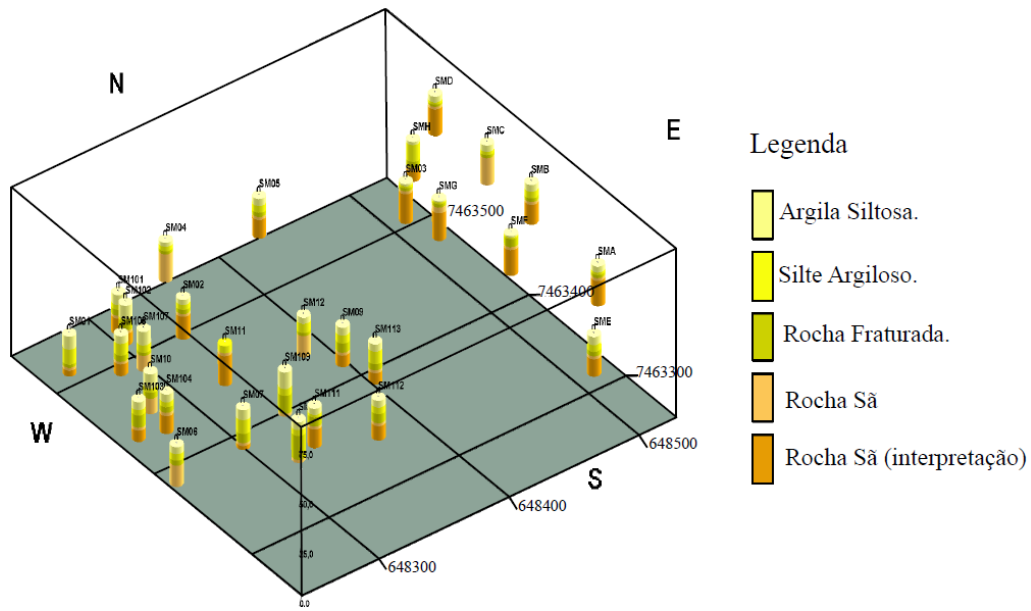
(a)



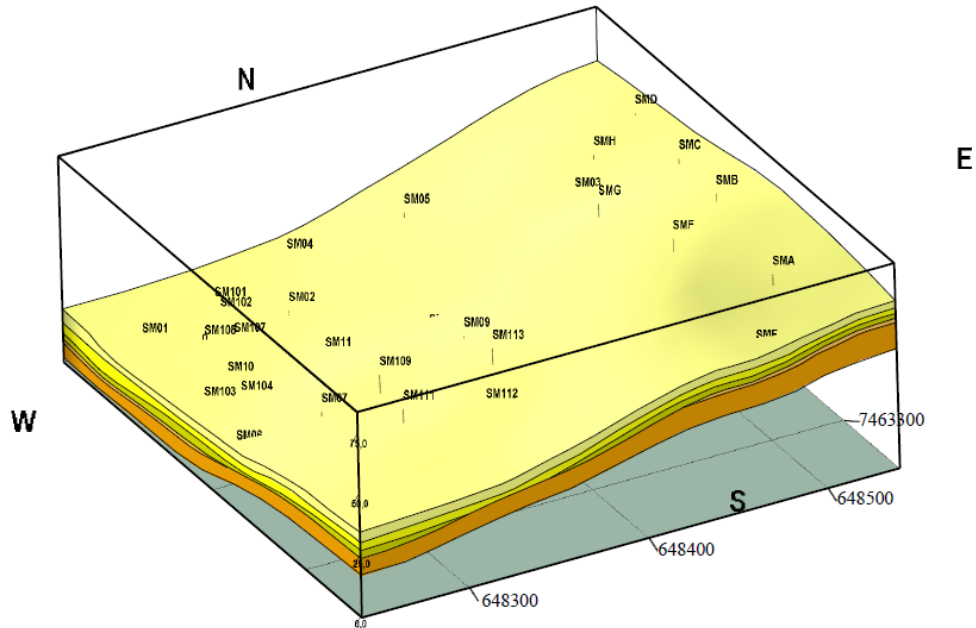
(b)

Figura 3.21. Modelagem dos ensaios SPT (a) perfis das sondagens e (b) modelo 3D.

Para a identificação e delimitação dos materiais de maior resistência foram utilizados os dados das sondagens mistas. Na Figura 3.22 é possível observar os contatos entre o maciço de solo, a rocha alterada e o maciço de rocha.



(a)



(b)

Figura 3.22. Modelagem da estratigrafia da zona de estudo (a) perfis das sondagens mistas e (b) modelo 3D.

Dos modelos gerados, com respeito à estratigrafia do terreno é possível concluir que:

- A camada de solo superficial ou solo residual maduro, composta de argilas siltosas, possui uma espessura relativamente constante ao longo do terreno de 3,75 m;

- A espessura da camada de solo residual jovem, composta de siltes argilosos, aumenta gradualmente em sentido SE-NW, de uma espessura mínima de 1,5 m nas partes altas do terreno a 4,0 m nas partes baixas;
- Os trechos ancorados com tirantes foram executados na camada de transição entre o maciço de solo e o maciço de rocha, conhecida como rocha alterada. A espessura média nesta camada é de 3,5 m;

3.2.3.2. ÁGUA SUBTERRÂNEA

O nível do lençol freático, na época da execução das sondagens, se encontrava a uma profundidade mínima de 0,1 m de profundidade nas regiões de menor inclinação e máxima de 7,21 m nas partes altas. Na Tabela 3.7 são apresentados os valores de profundidade da água subterrânea nos 22 ensaios SPT utilizados.

Tabela 3.7. Profundidade do lençol freático nos ensaios SPT.

Sondagem	Profundidade da água (m)	Sondagem	Profundidade da água (m)
SP-41	1,00	SP-07	0,30
SP-51	2,39	SP-11	0,30
SP-43	0,50	SP-12	0,33
SP-48	0,62	SP-14	7,21
SP-45	0,22	SP-16	3,70
SP-50	3,50	SP-13	6,25
SP-01	1,68	SP-18	6,86
SP-44	0,40	SP-20	3,50
SP-04	0,10	SP-27	3,54
SP-02	0,38	SP-36	1,00
SP-06	0,59	SP-37	1,95

A partir da interpolação dos dados, utilizando o software SURFER, foi possível desenvolver uma modelagem bidimensional da posição do lençol freático no terreno (Figura 3.23).

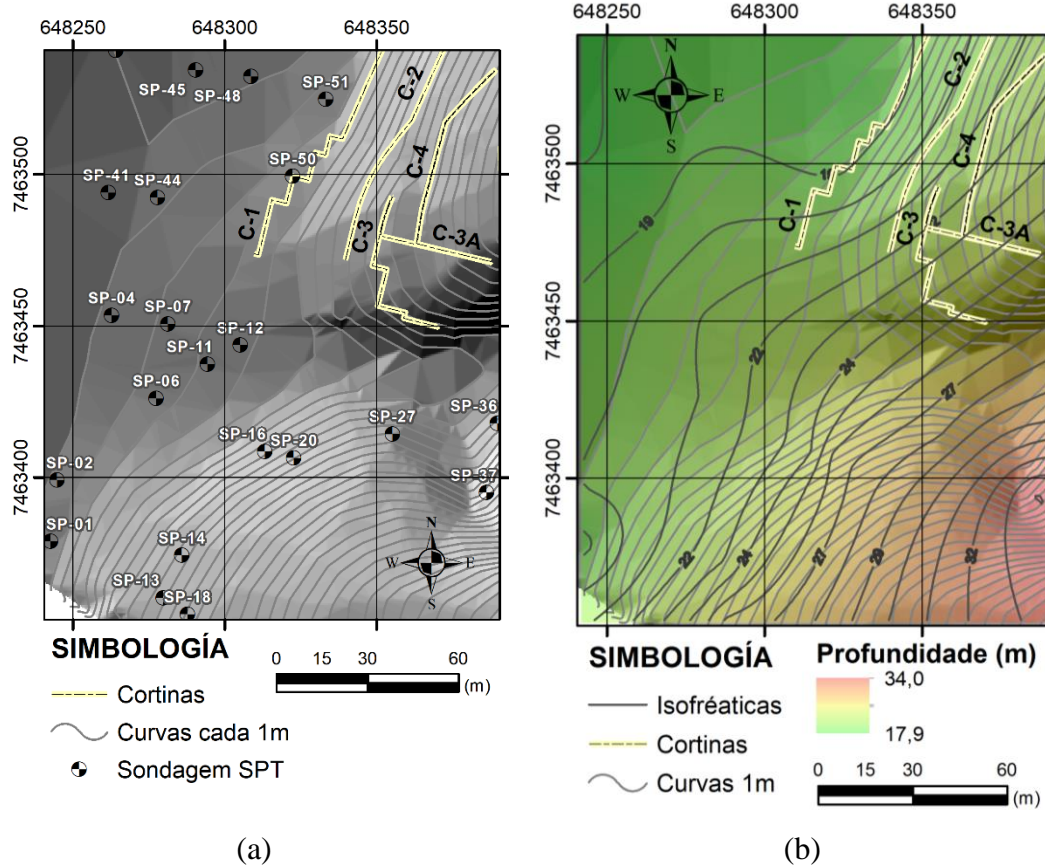


Figura 3.23. Modelo 2D da água subterrânea (a) localização dos ensaios utilizados e (b) linhas equipotenciais ou isofréaticas.

Do modelo gerado, com respeito às águas subterrâneas é possível concluir que:

- O terreno encontra-se acima de um aquífero livre ou freático, com recarga direta pela infiltração das chuvas, principalmente nas partes altas dos morros;
- Devido à posição do terreno no relevo, a direção do fluxo de água subterrânea possui uma concordância com a drenagem superficial. Sendo constante ao longo do terreno, no sentido SE-NW;
- A profundidade do lençol freático diminui ao longo do terreno. Localizado a grandes profundidades nas partes altas do terreno, no material rochoso, onde a circulação da água se faz nas fissuras e outras discontinuidades do maciço fraturado, até poucos centímetros da superfície do terreno, nas partes de menor elevação e inclinações, onde a circulação da água ocorre no contato entre os grãos de solo que compõem o material terroso;

- No setor do terreno onde foi construída a cortina 2 o lençol freático localiza-se na rocha sã, a uma profundidade maior a 6 m, portanto os cortes e escavações foram executados sem a ocorrência de água na obra. Portanto nas simulações numéricas foram consideradas análises com parâmetros drenadas, sem a geração de poropresão.

3.3. MODELOS CONSTITUTIVOS

Os modelos constitutivos têm a função de reproduzir o comportamento de um material quando é submetido a um carregamento externo, ou seja, representam matematicamente a relação tensão-deformação, permitindo fazer previsões de seu comportamento quando são utilizados em projetos de engenharia. No entanto, o grau de precisão depende do modelo constitutivo adotado, já que existe uma ampla gama de modelos constitutivos de acordo com o grau de complexidade do problema geotécnico, assim como da seleção adequada de seus parâmetros. Portanto, neste trabalho, para a representação do comportamento do maciço de solo, foi escolhido o modelo constitutivo de endurecimento plástico Hardening Soil (HSM). Por sua vez, para a modelagem tanto da rocha alterada como da rocha sã, devido à falta de ensaios de laboratório que permitam a obtenção dos parâmetros de modelos constitutivos avançados, decidiu-se empregar o modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb (MC). A seguir apresenta-se uma breve descrição dos fundamentos teóricos de ambos modelos constitutivos, maiores detalhes podem ser observados no “Material Model Manual “ do PLAXIS 2D (Brinkgreve *et al.*, 2015).

3.3.1. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

3.3.1.1. MODELO HARDENING SOIL

O HSM com endurecimento isotrópico pode ser considerado um modelo constitutivo avançado, aplicável para solos arenosos, solos coesivos, areias compactas e argilas muito pre-adensadas. Neste modelo é considerado tanto a teoria da elasticidade não-linear como a teoria da plasticidade, representando um avanço significativo em comparação com os modelos básicos de solo Linear Elástico (LE) e elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb, uma vez que considera a variação da rigidez em função do estado de tensões, mediante a definição de três módulos de rigidez dependentes do nível de tensões: o módulo de carregamento de referência ($E_{50}^{ref.}$), o módulo de descarregamento/re-carregamento de referência ($E_{ur}^{ref.}$) e o módulo confinado de referencia ($E_{oed}^{ref.}$).

Basicamente, o modelo constitui numa variação e melhoria do modelo hiperbólico clássico num modelo elasto-plástico, onde a superfície de plastificação não é fixa no espaço de tensões principais, podendo ser expandida devido à ocorrência de deformações plásticas. Esta expansão da superfície de fluência, mais conhecida como endurecimento, pode ser de dois tipos sendo que ambos usados para modelar deformações plásticas irreversíveis: o endurecimento devido ao cisalhamento, ocasionado por um carregamento primário desviatório e o endurecimento devido à compressão primária em um carregamento edométrico e isotrópico.

Na Figura 3.24 são apresentadas as duas superfícies de fluência: endurecimento por cisalhamento e endurecimento por compressão ou superfície tipo “Cap” no espaço de tensões principais. A incorporação na matriz constitutiva da superfície “Cap” e do fenômeno de dilatância são duas grandes avanços do HSM em relação ao modelo elástico hiperbólico clássico de Duncan & Chang (1970).

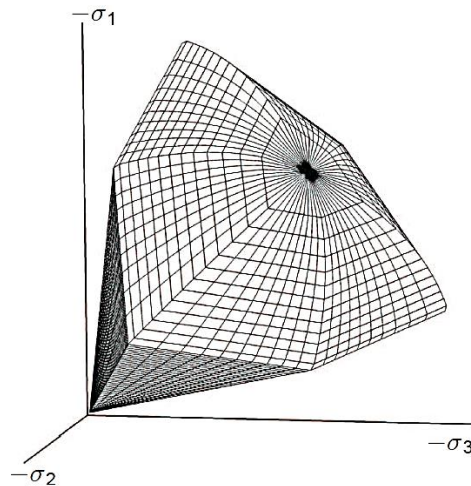


Figura 3.24. Superfícies de plastificação do HSM, no espaço de tensões principais (Brinkgreve *et al.*, 2015).

No caso da superfície de plastificação por cisalhamento, a ideia básica para a formulação é baseada na relação hiperbólica típica obtida dos ensaios triaxiais drenados, entre a deformação axial (ϵ_1) e a tensão de desvio (q) devida ao carregamento primário (Figura 3.25). Deste modo, quando o solo está sendo submetido ao acréscimo do carregamento primário desviatório ocorrem, ao mesmo tempo, deformações plásticas irreversíveis (endurecimento por cisalhamento) e a redução no seu módulo de rigidez.

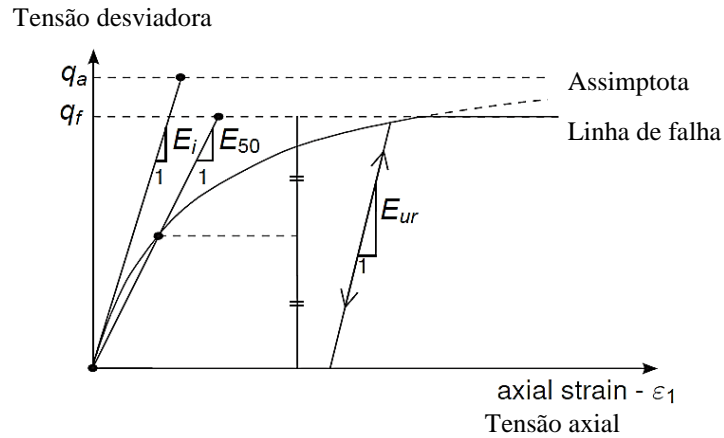


Figura 3.25. Relação hiperbólica entre a tensão de desvio e a deformação axial, carregamento primário, no ensaio triaxial drenado (Brinkgreve *et al.*, 2015).

As curvas de plastificação obtidas desta relação tensão-deformação, podem ser descritas a partir das deformações axiais, em função do estado de tensões principais, conforma a Equação 3.1:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2 E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}}, \quad \text{para } q < q_f \quad (3.1)$$

Onde, q_f é a tensão de desvio máxima, q_a o valor da assíntota da resistência ao cisalhamento e E_{50} o módulo de Young (correspondente a uma tensão confinante).

A segunda função de plastificação do HSM, permite fechar a região elástica na direção do eixo p' . Esta função do tipo “Cap” é controlada pelo módulo edométrico, do mesmo modo que o módulo de Young controla a superfície de plastificação devido ao cisalhamento, e pode ser estimada pela Equação 3.2:

$$f_c = \frac{q^2}{M^2} + (p')^2 - p_p^2 \quad (3.2)$$

Onde M é um parâmetro auxiliar indireto do modelo que está relacionado com K_o^{NC} , p_p é a tensão de pré-adensamento, a qual determina o tamanho da superfície “Cap”, p' é a tensão isotrópica e q é um valor especial de tensão para tensões desviatórias.

A Figura 3.26a apresenta a forma elíptica da superfície “Cap” (quando, $f_c=0$) no plano $p' - q'$, com centro na origem. A sua forma hexagonal no espaço de tensões principais, em solos não coesivos, é mostrada na Figura 3.26b.

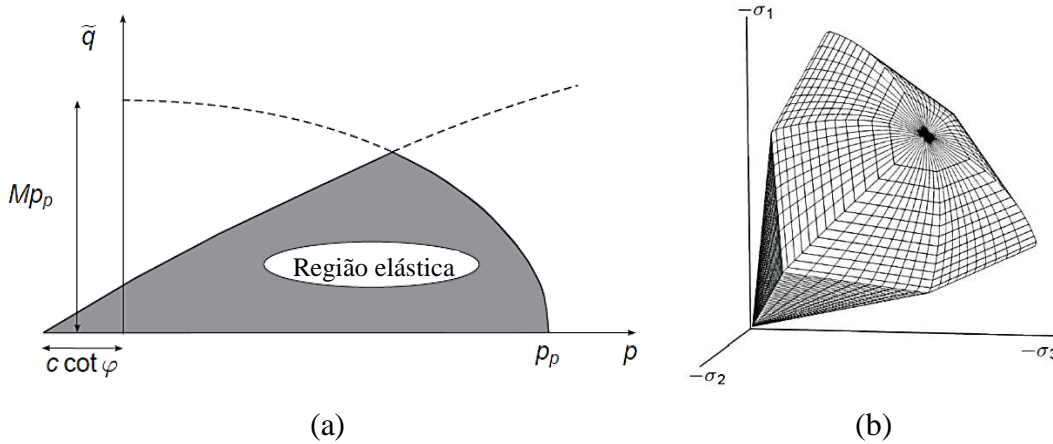


Figura 3.26. Superfície de plástificação tipo “Cap” (a) no plano $p' - q$, (b) no espaço de tensões principais (Brinkgreve *et al.*, 2015).

A lei de endurecimento que relaciona a tensão de pré-adensamento com as deformações volumétricas plásticas na superfície “Cap” (ε_v^{pc}), durante a compressão isotrópica é dada pela Equação 3.3:

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1 - m} \left(\frac{p_p}{p^{ref.}} \right)^{1-m} \quad (3.3)$$

Onde, β é uma constante do modelo, ambas M e β são parâmetros auxiliares “Cap”. Na prática são usados valores de $\beta = E_{oed}^{ref.}$, e $M = K_o^{NC} = 1 - \sin \phi'$.

3.3.1.2. MODELO MOHR-COULOMB

O modelo Mohr-Coulomb (MC) pode ser considerado um modelo constitutivo simple, elástico perfeitamente plástico (Figura 3.27). Além disso, é considerado um comportamento elástico até atingir a ruptura, baseado na lei de Hooke de elasticidade isotrópica que é controlada pelo módulo

de elasticidade ou de Young (E') e pelo coeficiente de Poisson (ν'). Desde modo, o comportamento plástico pós ruptura é baseado no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, e, portanto, função dos parâmetros de resistência; coesão (c), ângulo de atrito interno (ϕ) e o ângulo de dilatância (ψ).

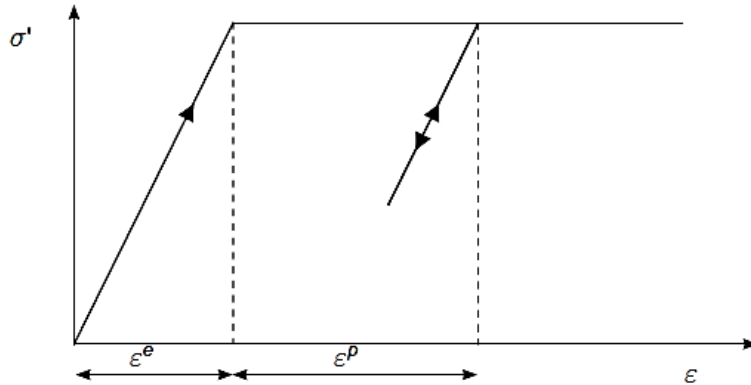


Figura 3.27. Relação tensão-deformação, do modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb (Brinkgreve *et al.*, 2015).

No espaço das tensões principais, o limite entre o comportamento elástico e plástico é estabelecido mediante a definição de 6 funções de plastificação f , sendo a definição de cada uma de elas semelhante à apresentada na Equações 3.4 para a função 1. Na Figura 3.28 ilustra-se a forma hexagonal da superfície de plastificação em solos não coesivos, a qual é definida pelas funções de plastificação quando $f = 0$. Para um estado de tensão dentro da superfície de plastificação o comportamento é elástico, enquanto que para estados de tensões na superfície, o comportamento é plástico e as deformações irreversíveis ocorrem. Estados de tensões fora da superfície de plastificação não são possíveis.

$$f_1 = \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \text{sen } \phi' - c' \cos \phi' \quad (3.4)$$

Além disso, é considerada uma lei de fluxo não associada, sendo necessária a definição de 6 funções de potencial plástico g , no espaço das tensões principais, sendo a definição de cada uma de elas semelhante à apresentada na Equação 3.5 para a função 1. Esta lei permite modelar incrementos positivos de deformação volumétrica plástica (dilatância).

$$g_1 = \frac{1}{2}[\sigma'_2 - \sigma'_3] + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \text{sen } \psi \quad (3.5)$$

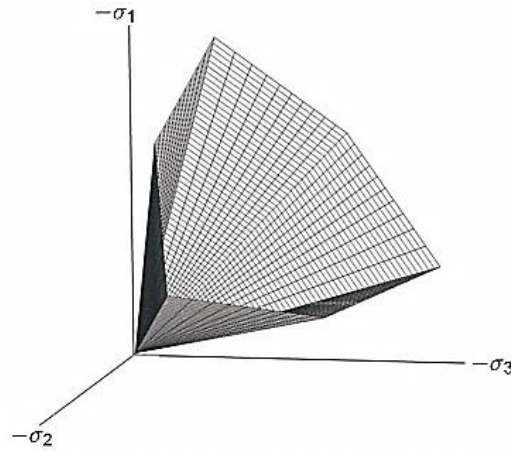


Figura 3.28. Superfície de plastificação do modelo Mohr-Coulomb no espaço de tensões principais (Brinkgrevem *et al.*, 2015).

3.3.2. VALIDAÇÃO DOS MODELOS CONSTITUTIVOS

Uma metodologia para a obtenção de parâmetros e validações do modelo constitutivo Hardening Soil a partir de ensaios de compressão triaxial não drenados, utilizando o Programa dos Elementos Finitos PLAXIS, foi desenvolvida por Nieto *et al.* (2009), para um solo argiloso reconstruído no laboratório. Segundo os autores, o HSM conseguiu representar de forma satisfatória o comportamento mecânico destes materiais, além de obter um ajuste mais preciso do que foi obtido com modelo Mohr-Coulomb. Um estudo semelhante foi realizado por Surarak *et al.* (2012), para avaliar o comportamento de uma camada superficial de argila mole, e uma camada inferior de argilas rígidas da cidade de Bangkok, conseguindo representar com sucesso o comportamento das argilas moles, mas com resultados pouco aceitáveis no caso das argilas rígidas. Recentemente Pérez (2017), a partir de retroanálise das curvas dos ensaios disponíveis na literatura, avaliou a capacidade do modelo constitutivo Hardening Soil para representar o comportamento dos solos colapsáveis do Distrito Federal do Brasil, em condições saturadas e de unidade natural.

3.3.2.1. SOLO RESIDUAL JOVEM ESTUDADO

Os ensaios de laboratório e/ou de campo feitos na obra para obter os parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos residuais, não foram fornecidas pela empresa. Portanto, decidiu-se para a obtenção dos parâmetros do modelo constitutivo HS, utilizar da literatura, os ensaios triaxiais de compressão e o ensaio oedométrico feitos por Oliveira (2000), para um solo residual jovem de gnaise de Rio de Janeiro.

O processo de validação consistiu inicialmente na obtenção dos parâmetros do modelo a partir dos ensaios triaxiais de compressão axial, adensados-drenados (CD), considerando tensões de confinamento de 25, 70 e 150 kPa e do ensaio oedométrico, feitos por Oliveira (2000) em amostras indeformadas (Figura 3.29), posteriormente foi feita a simulação de ambos ensaios utilizando o módulo do PLAXIS “SoilTest”, o qual permite simular diferentes ensaios de laboratório, até ajustar as curvas obtidas das simulações com as as curvas experimentais.

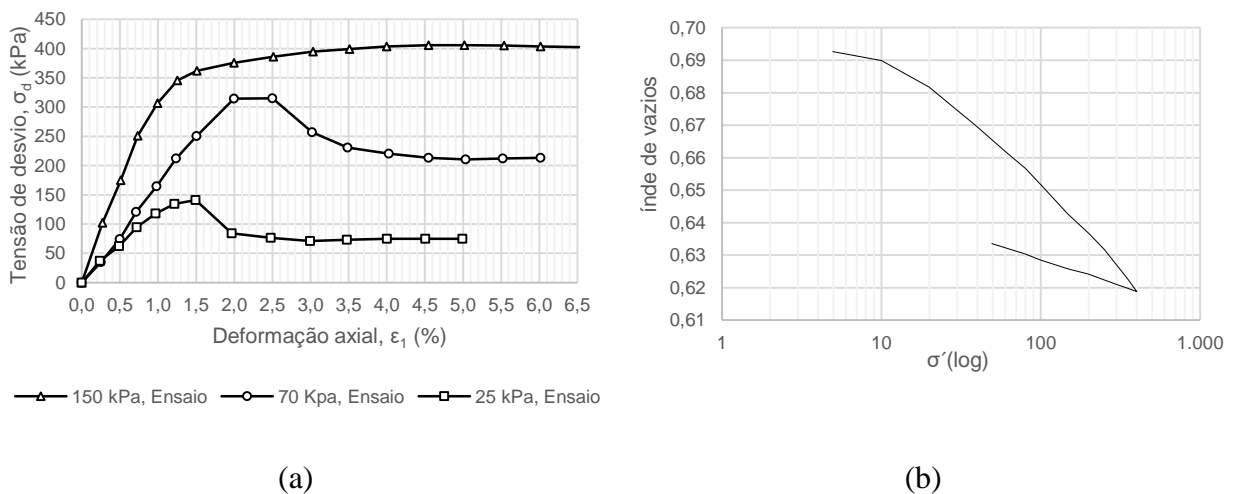


Figura 3.29. Ensaios para a calibração do modelo constitutivo HSM (a) ensaio triaxial de compressão axial tipo CD e (b) ensaio oedométrico. (Oliveira, 2000).

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos c' e ϕ' , foram obtidos do diagrama p' - q (Figura 3.30), com as curvas dos ensaios triaxiais CD, considerando as tensões de confinamento de 25, 70 e 150 kPa.

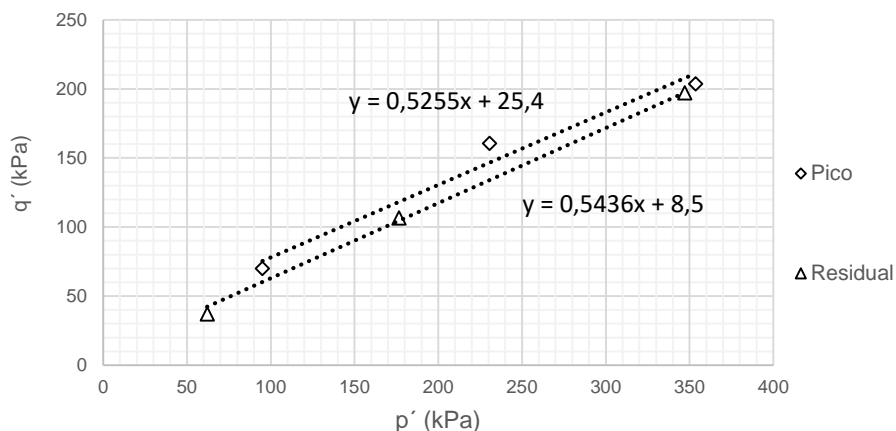


Figura 3.30. Envoltória de resistência no plano $p'-q$, solo residual jovem. A partir dos ensaios feitos por Oliveira (2000).

Nota-se que nas envoltórias das resistências pico e residual, ambas retas apresentam o mesmo valor para do ângulo α (inclinação da reta) de 28° e valores do intercepto a pico e residual de 25,4 e 8,5 kPa, respectivamente. O ângulo de atrito efetivo e a coesão efetiva foram calculados utilizando as Equações 3.6 e 3.7, respectivamente. A Tabela 3.8 mostra um resumo dos valores obtidos.

$$\tan \alpha = \sin \phi' \quad (3.6)$$

$$a = c' \times \cos \phi' \quad (3.7)$$

Tabela 3.8. Parâmetros de resistência do solo residual jovem.

	Resistência Pico	Resistência Residual
Coesão (kPa)	30	10
Ângulo de atrito ($^\circ$)	32	32

O ângulo de dilatância (ψ) foi avaliado na condição imediatamente após o pico, utilizando a Equação 3.8, a partir das curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais de compressão axial, tipo (CD), considerando tensões de confinamento de 25, 70 e 150 kPa (Ibañez, 2003). O valor médio encontrado foi de 14° .

$$\psi = \sin^{-1} \left(\frac{\Delta \varepsilon_1^P + \Delta \varepsilon_3^P}{\Delta \varepsilon_1^P - \Delta \varepsilon_3^P} \right) \quad (3.8)$$

A partir do ângulo de atrito do solo, pode ser calculado o coeficiente de empuxo em repouso K_0^{NC} , utilizando a Equação 3.9. Proposta por Jaky (1945) para solos normalmente adensados:

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \phi' \quad (3.9)$$

O valor de $K_0^{NC} = 0,47$, obtido, encontra-se dentro da faixa de 0,40 – 0,50 recomendada na prática para solos arenosos e/ou solos finos com areias, já que a camada de solo residual jovem simulada é composta por siltes argilosos com areias finas e médias, siltes arenosos, areias finas a médias siltosas, areias médias e areias grossas, de compactas a muito compactas. Sabendo da importância do K_0^{NC} nas análises numéricas e que a correlação acima, assim como outras correlações (Simpson, 1992, Federico, 2008, etc.) podem não ser as mais precisas para solos tropicais residuais, mas, infelizmente representam a única alternativa por falta de ensaios disponíveis que poderiam indicar com mais precisão o K_0 , esse valor foi modificado posteriormente, devido aos ajustes feitos com o fim de obter uma melhor aproximação entre os resultados experimentais (curvas de laboratório) e os resultados das simulações numéricas.

Os módulos de rigidez do solo dependentes do nível de tensões; módulo de carregamento de referência E_{oed}^{ref} e o módulo de descarregamento/recarregamento de referência E_{ur}^{ref} , para uma tensão vertical de referência p^{ref} , foram obtidos a partir do ensaio de compressão unidimensional ou oedomérico. Enquanto que para tensões de confinamento, o módulo de rigidez durante o carregamento primário de referência E_{50}^{ref} , foi obtido a partir dos ensaios triaxiais de compressão (CD). A tensão de referência p^{ref} foi adotada igual a 100 kPa.

Esta relação de dependência dos módulos de rigidez com o estado de tensões pode ser ajustada linearmente, como é possível observar nos gráficos E_{oed} , E_{ur} e E_{50} , normalizados pela tensão de referência versus a tensão vertical ou de confinamento normalizada pela tensão de referência, ambos eixos em escala logarítmica (Figura 3.31).

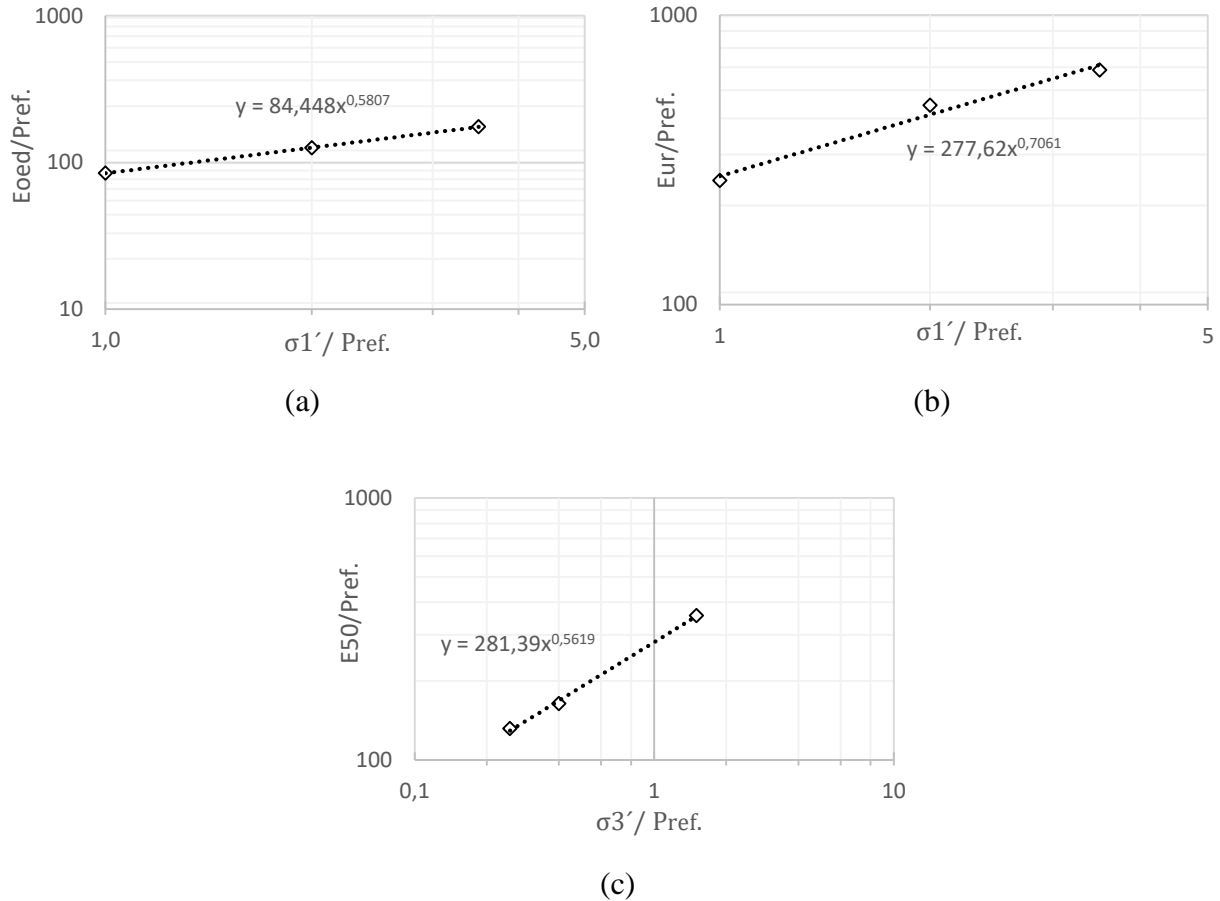
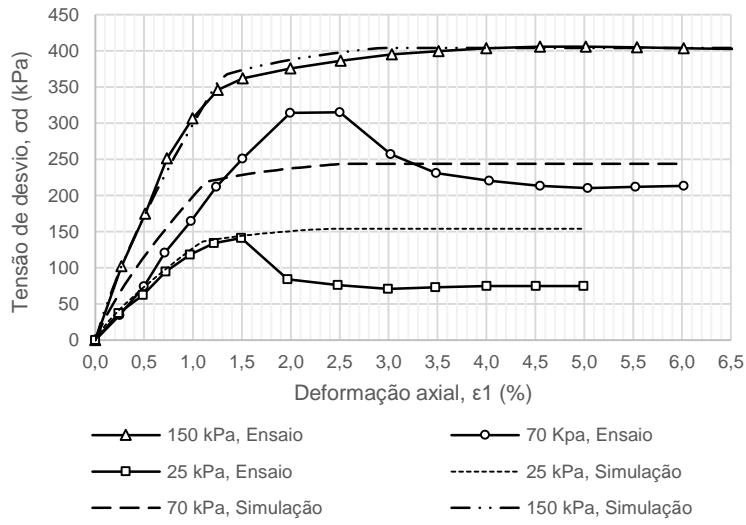


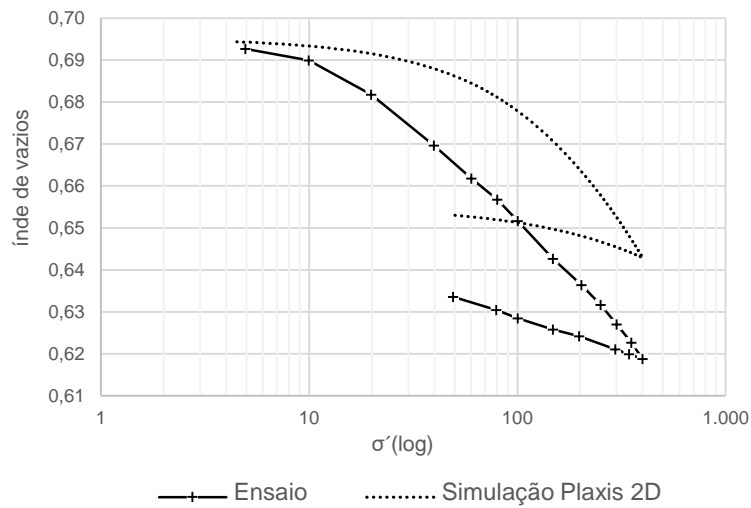
Figura 3.31. Módulos expoentes de rigidez do solo dependente do nível de tensões (a) $m_{oed.}$ (b) m_{ur} e (c) m_{50} .

A inclinação da reta (m) é o parâmetro que define a quantidade de dependência das tensões. Os valores de $m_{oed.}$, m_{ur} e m_{50} , obtidos foram de 0,562, 0,581 e 0,701, respectivamente. Sendo adotado um valor de $m_{méd.} = 0,6$ próximo ao valor de 0,5 recomendado na prática, para solos arenosos. Na Tabela 3.9, são apresentados os valores obtidos para cada um dos 11 parâmetros do modelo constitutivo Hardening Soil.

A Figura 3.32 mostra a comparação das curvas experimentais dos ensaios de compressão triaxial e eodométrico, com os resultados obtidos da simulação feita no Plaxis 2D, utilizando na simulação os valores dos parâmetros do HSM calculados.



(a)



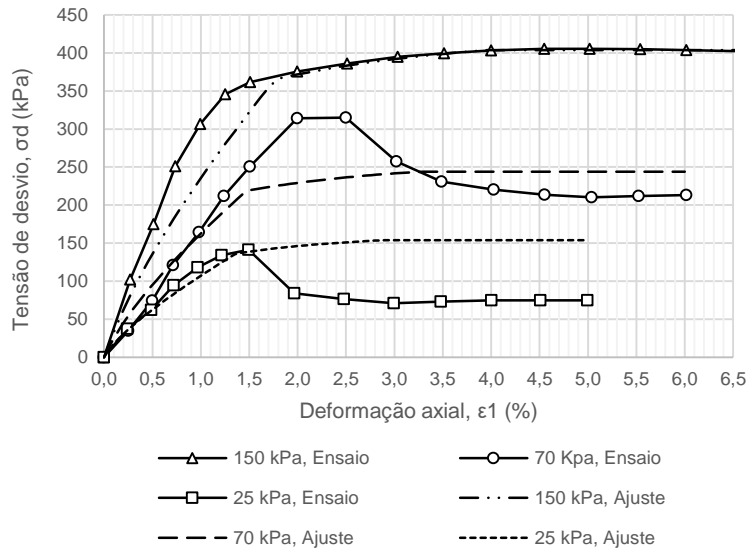
(b)

Figura 3.32. Comparação entre as curvas de laboratório e os resultados das simulações com os valores dos parâmetros calculados (a) ensaio de compressão triaxial drenado, (b) ensaios oedométrico, solo residual jovem.

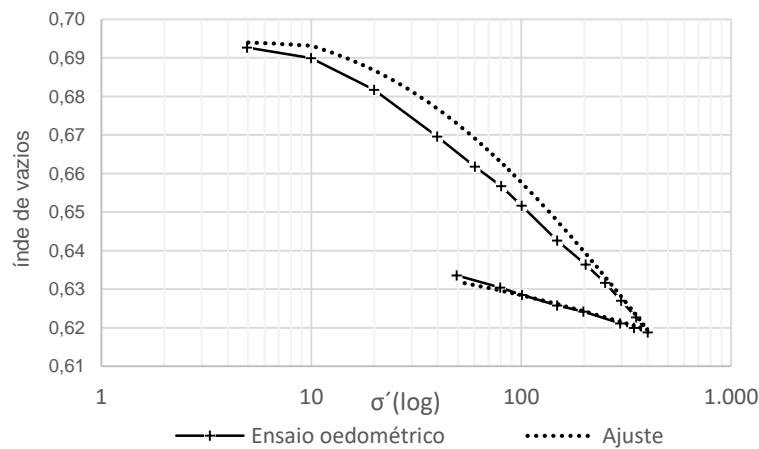
Tabela 3.9. Valores calculados dos parâmetros do modelo constitutivo Hardening Soil.

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor
Módulo de Young de referência	E_{50}^{ref}	[kPa]	28139
Módulo oedométrico de referência	E_{oed}^{ref}	[kPa]	8445
Módulo na descarga-recarga de referência	E_{ur}^{ref}	[kPa]	27762
Coesão efetiva	c'	[kPa]	30
Ângulo de atrito efetivo	ϕ'	°	32
Ângulo de dilatância	ψ	°	14
Coefficiente de Poisson	ν	-	0,2
Módulo expoente para a rigidez	m	-	0,6
Coefficiente de empuxo em repouso	K_o^{NC}	-	0,47
Tensão de referência	p^{ref}	[kPa]	100
Relação de falha	R_f	-	0,9

Devido ao fato de observarem-se grandes diferenças entre os resultados experimentais e os resultados das simulações no caso do ensaio oedométrico, quando são utilizados nas análises os valores adotados e calculados, foi realizada uma retroanálise de forma a obter uma melhor aproximação. O ajuste obtido é ilustrado na Figura 3.33 e os valores utilizados são apresentados na Tabela 3.10. Os parâmetros que foram ajustados são apresentados em negrito.



(a)



(b)

Figura 3.33. Comparação entre as curvas de laboratório e os resultados das simulações com os valores dos parâmetros ajustados (a) ensaio de compressão triaxial drenado e (b) ensaios oedométrico, solo residual jovem.

Os valores da resistência pico no caso dos ensaios com tensões confinantes de 25, 40 e 70 kPa, são devidos à resistência coesiva adicional que a cimentação dos grãos confere à massa de solo, enquanto que o ângulo de atrito interno não sofre mudanças significativas. Para a tensão confinante de 150 kPa a ruptura ocorre sem pico de resistência devido ao fato de que a quebra da cimentação

já foi atingida. Na Figura 3.34 são apresentadas as curvas ajustadas, utilizando os valores da resistência residual.

Tabela 3.10. Valores obtidos da retroanálise dos parâmetros do modelo constitutivo Hardening Soil, solo residual jovem.

Parâmetro	Simbolo	Unidade	Valor
Módulo de Young de referência	E_{50}^{ref}	[kPa]	20000
Módulo oedométrico de referência	E_{oed}^{ref}	[kPa]	6450
Módulo na descarga-recarga de referência	E_{ur}^{ref}	[kPa]	53300
Coesão efetiva	c'	[kPa]	30
Ângulo de atrito efetivo	ϕ'	°	30
Ângulo de dilatância	ψ	°	14
Coefficiente de Poisson	ν	-	0,2
Módulo expoente para a rigidez	m	-	0,6
Coefficiente de empuxo em repouso	K_o^{NC}	-	0,35
Tensão de referência	p^{ref}	[kPa]	100
Relação de falha	R_f	-	0,9

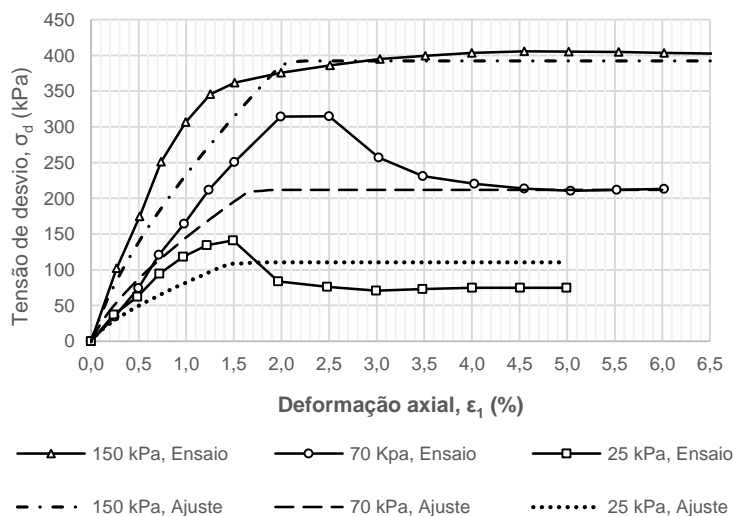


Figura 3.34. Comparação entre as curvas de laboratório do CTC e os resultados das simulações ajustadas, utilizando os valores da resistência residual, solo residual jovem.

Nos resultados da variação da deformação axial em função da tensão de desvio, pode-se concluir que apesar que o HSM não consegue representar o fenômeno de amolecimento plástico ou perda da resistência pós pico, devido ao fato de ser baseado numa função hiperbólica sempre crescente, conseguiu representar de forma satisfatória o comportamento mecânico de um solo residual jovem de gnaíse. Pois para fins práticos, nesta pesquisa são considerados apenas os valores de resistência ao cisalhamento residuais, já que os valores pico dependem do grão de cimentação, o qual é variável em função da posição da amostra na camada.

3.3.2.2. ROCHA ALTERADA

Os parâmetros do modelo constitutivo MC foram obtidos da comparação e ajuste (retroanálise) das curvas carga-deslocamento obtidas da simulação numérica de 4 ensaios de recebimento, utilizando o programa de Elementos Finitos PLAXIS 2D, e as curvas experimentais dos ensaios de arrancamento que foram executados e fornecidos pela empresa privada, que seguiram os procedimentos de ensaio descritos pela NBR-5629. Segundo as prescrições da norma, para ensaios de arrancamento tipo B, como os utilizados neste trabalho, os carregamentos devem partir de uma carga inicial (F_0), ir até a carga máxima prevista (F_{ens}), retomar à carga inicial e recarregar até a carga de trabalho (F_t), com medições de deslocamentos da cabeça do tirante, tanto nas fases de carga como na de descarga. A norma também estabelece os seguintes estágios de carga e descarga para ensaios tipo B: F_0 e $0,3 F_t$; $0,6 F_t$; $0,8 F_t$; $1,0 F_t$; $1,2 F_t$; e $1,4 F_t$. Para todos os ensaios executados foram usados valores de carga inicial de 3,81 tf (37,4 kN), carga de trabalho de 20 tf (196 kN), carga de ensaio de 28 tf (274,7 kN) e carga de incorporação igual a $0,8 F_t = 16$ tf (157 kN) (SOLOTESTE, 2014b).

Na Tabela 3.11 são apresentadas as principais características dos tirantes utilizados para a simulação dos ensaios de recebimento. A localização dos tirantes na cortina e nos painéis correspondentes é apresentada mediante quadrados vermelhos na vista geral (Figura 3.6) e detalhes da cortina (Figuras 3.7, 3.8 e 3.9), expostos no subitem 3.2.1.1.

Os resultados completos dos ensaios *in situ* de recebimento das ancoragens analisadas, são mostrados no Apêndice IV. Neles estão indicados detalhadamente os deslocamentos resultantes na

cabeça do tirante para cada estágio de carga aplicada, conforme as descrições apresentadas nos relatórios técnicos SOLOTESTE, 2014b.

Tabela 3.11. Principais características dos tirantes utilizados para a simulação de ensaios de arrancamento.

Tirante	T-44	T-55	T-58	T-62
Painel	A	D	E	F
Linha de tirante	3	3	2	2
Profundidade (m)	5,11	4,60	3,80	3,160
Distância do início da cortina (m)	83,04	53,12	45,87	35,86
Comprimento total (m)	9,0	9,0	9,0	9,0
Comprimento no solo (m)	1,0	4,0	4,0	3,0
Comprimento na rocha (m)	8,0	5,0	5,0	6,0

A Figura 3.35 mostra os ajustes obtidos da retroanálise dos ensaios de arrancamento dos tirantes T-58, T-55, T-62 e T-44. Os valores dos parâmetros do modelo MC obtidos estão apresentados na Tabela 3.12.

Tabela 3.12. Valores obtidos da retroanálise dos parâmetros do modelo constitutivo MC, rocha alterada.

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor
Massa específica	γ	[kN/m ³]	27
Módulo oedométrico de referência	E	[kPa]	40000
Coesão	c	[kPa]	5000
Ângulo de atrito	ϕ	°	35
Coefficiente de Poisson	ν	-	0,25

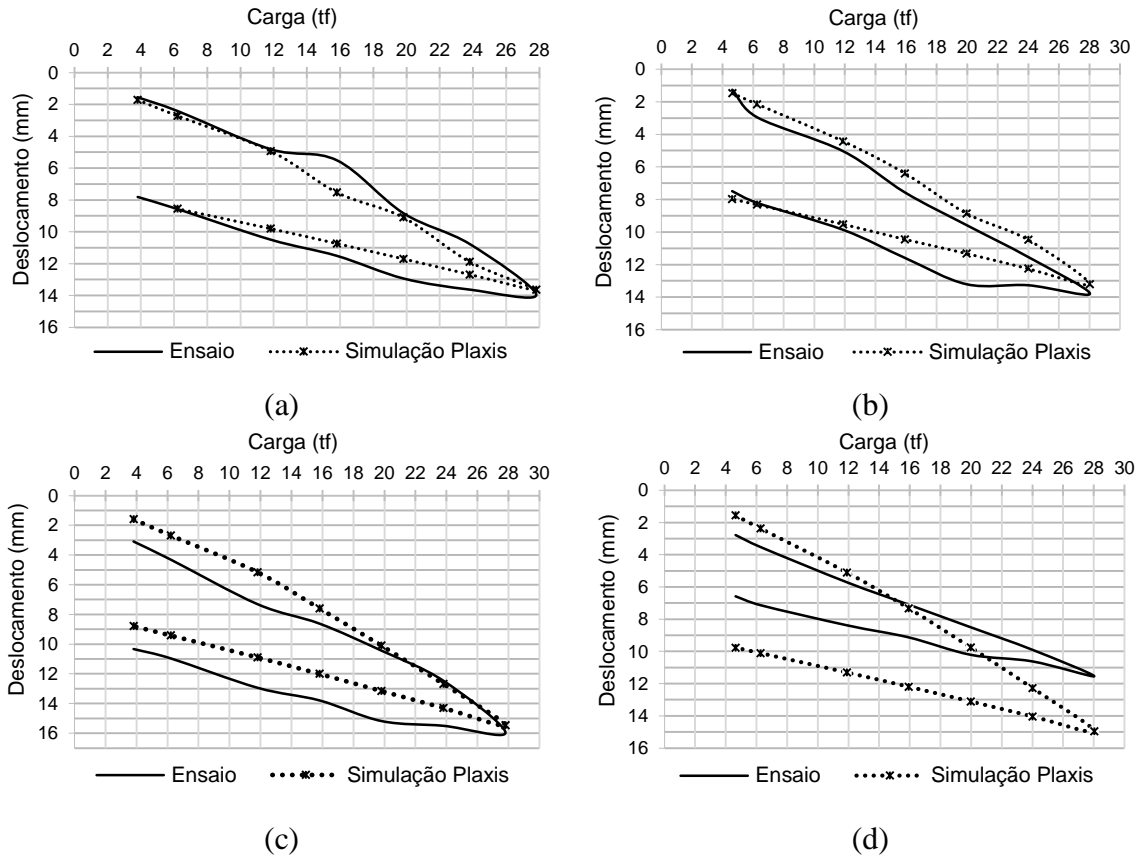


Figura 3.35. Comparação entre as curvas dos ensaios de arrancamento e os resultados das simulações numéricas (a) tirante T-58, (b) tirante T-55, (c) tirante T-62 e (d) tirante T-44.

Pode-se concluir que para o caso da rocha alterada, o modelo constitutivo Hardening Soil permitiu simular de forma próxima e aceitável o comportamento nestes materiais. No entanto, cabe ressaltar que os valores obtidos apenas pretendem ser uma primeira e simplificada aproximação dos valores reais, devido ao grau de dificuldade de representar mediante um único valor “valor representativo” a estes materiais heterogêneos e anisotrópicos.

4. SIMULAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo tem-se por objetivo discutir os aspectos correspondentes ao processo de simulação numérica bidimensional de uma cortina atirantada mediante o Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando como ferramenta computacional o programa PLAXIS 2D. Também são apresentados os resultados dos métodos analíticos e das simulações numéricas desenvolvidas para determinar a estabilidade interna da cortina, considerando as informações apresentadas nos capítulos anteriores. Finalmente, foi feita a interpretação e a análise comparativa crítica dos resultados obtidos.

4.1. ASPECTOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Nesta seção, além de apresentarem-se a concepção teórica, sugestões e limitações das ferramentas do programa, são mostrados os valores utilizados para a modelagem do problema de interesse.

4.1.1. SIMPLIFICAÇÃO DO PROBLEMA GEOTÉCNICO

Como dito anteriormente, devido ao grau de complexidade do problema geotécnico a resolver, e, portanto, à impossibilidade de definir uma única seção típica ou representativa da cortina, para as análises que serão apresentadas a seguir, foram escolhidas sete seções transversais (perfis) à cortina de interesse, considerando as variações ao longo da mesma de fatores relevantes, tais como:

- A topografia não plana e irregular do terreno;
- A variabilidade na espessura das camadas de solo e rocha;
- A composição da cortina em painéis de diferentes tamanhos;
- A distribuição e localização irregular dos tirantes;
- Etapas de escavação e construção das obras múltiplas e variáveis.

A Figura 4.1 apresenta a distribuição das sete seções transversais na cortina. A localização de cada seção nos painéis é mostrada nas Figuras 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5. Por último, na Figura 4.6 pode-se observar a localização no terreno.

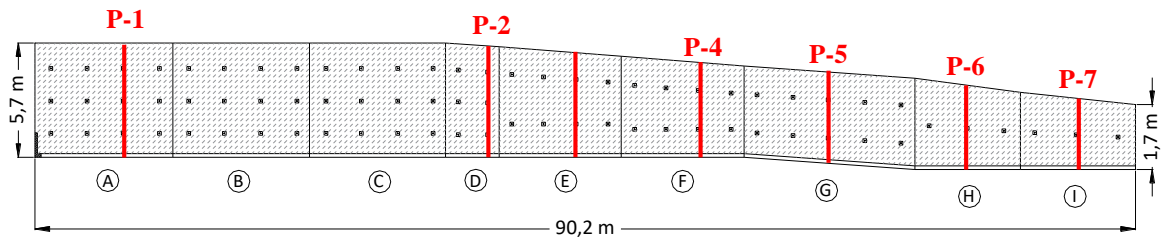


Figura 4.1. Distribuição das sete seções na cortina.

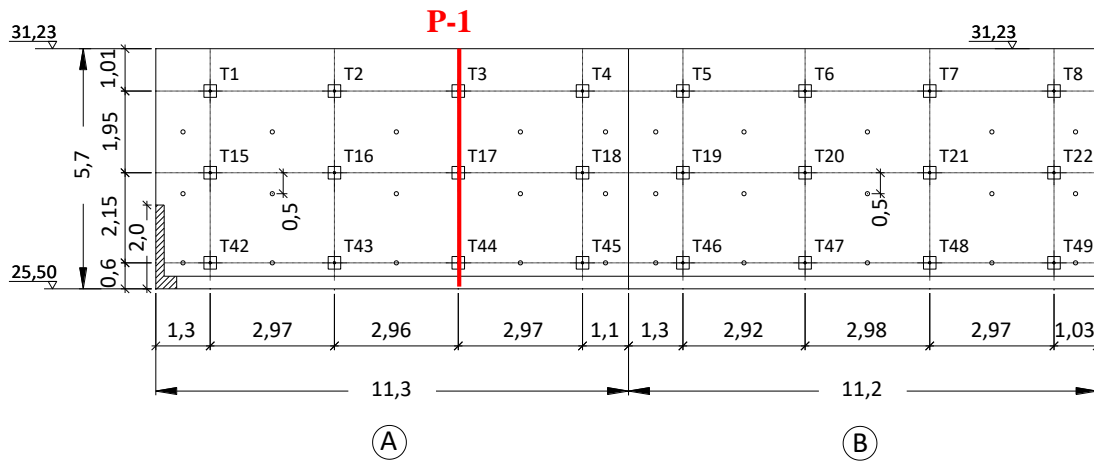


Figura 4.2. Localização do perfil-1.

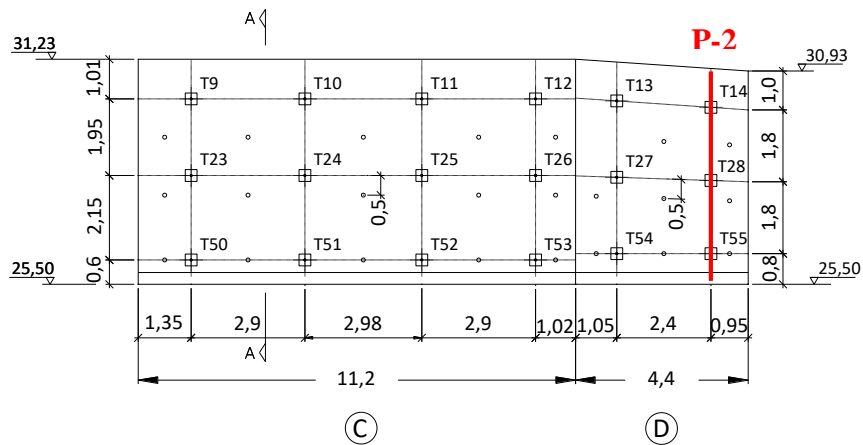


Figura 4.3. Localização do perfil-2.

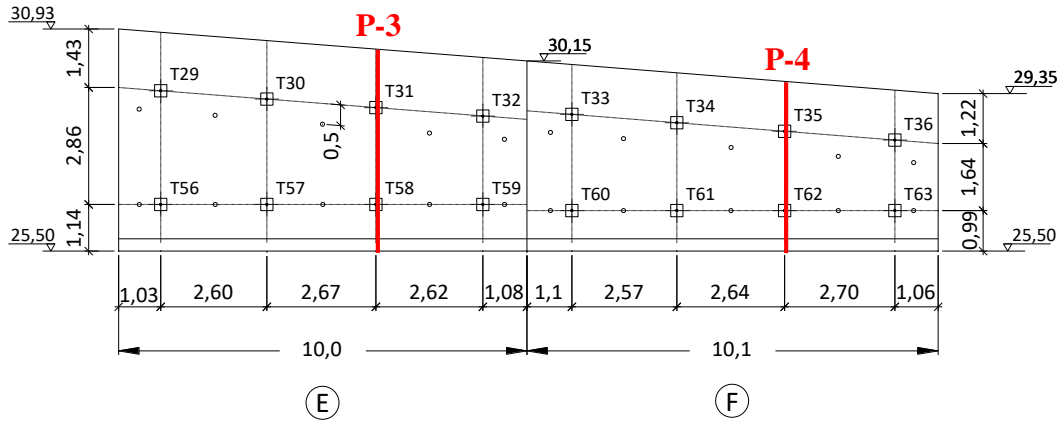


Figura 4.4. Localização dos perfis-3 e 4.

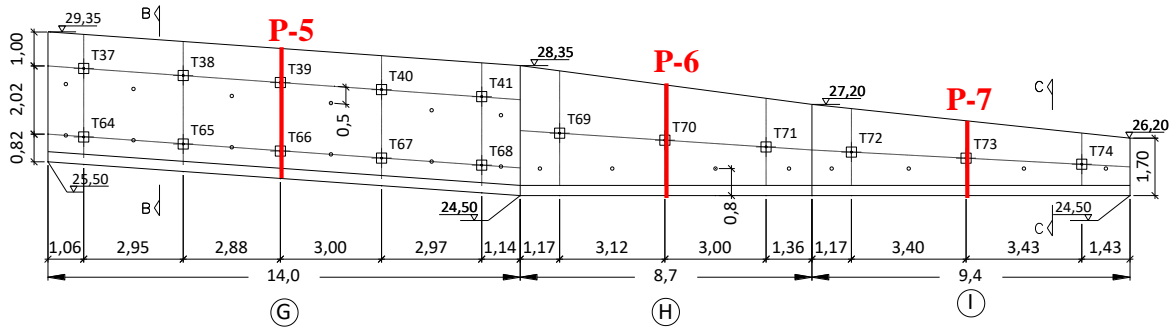


Figura 4.5. Localização dos perfis-5, 6 e 7.

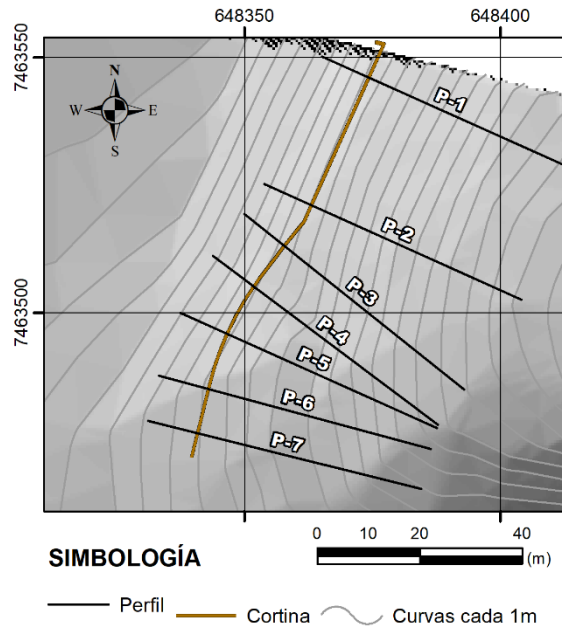


Figura 4.6. Localização das seções no terreno.

Nas Figuras 4.7, 4.8, 4.9, 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13 são apresentadas as seções transversais escolhidas da cortina.

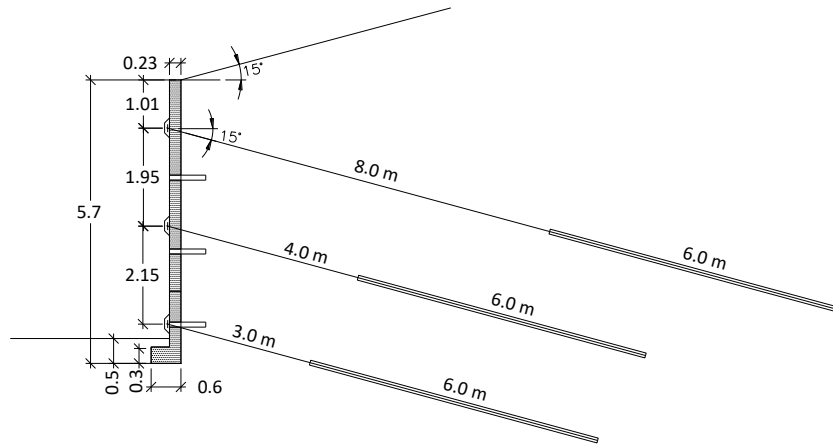


Figura 4.7. Detalhe do perfil 1(P-1).

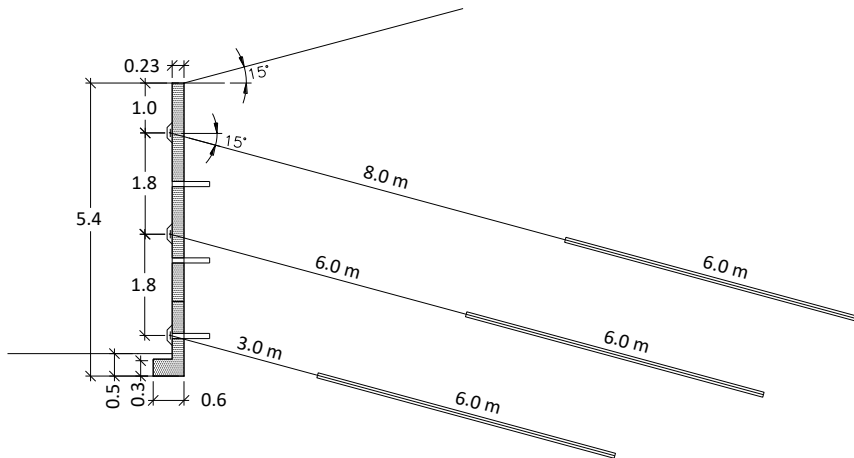


Figura 4.8. Detalhe do perfil 2(P-2).

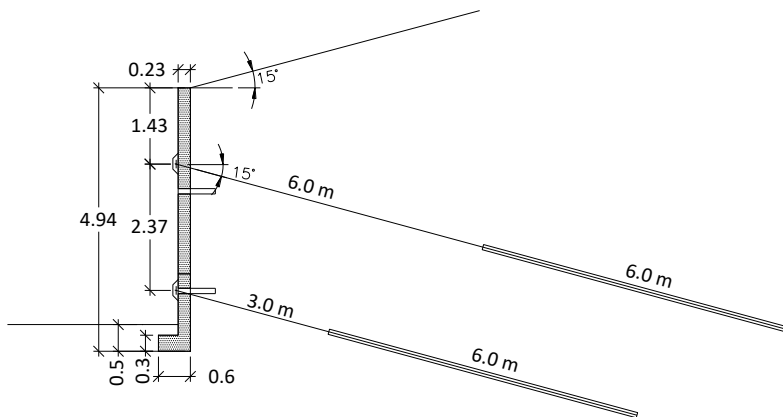


Figura 4.9. Detalhe do perfil 3(P-3).

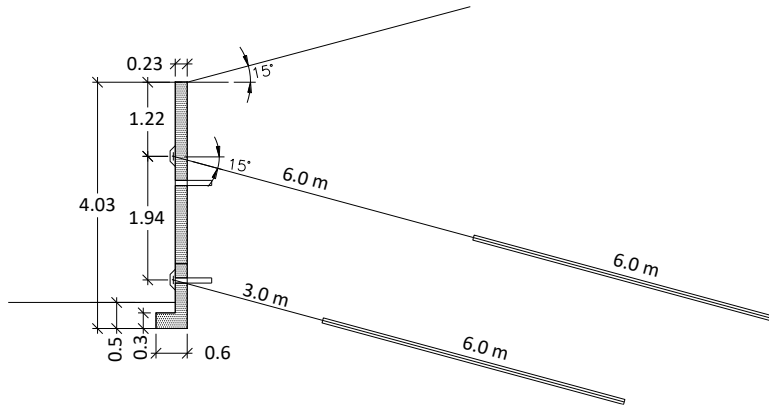


Figura 4.10. Detalhe do perfil 4(P-4).

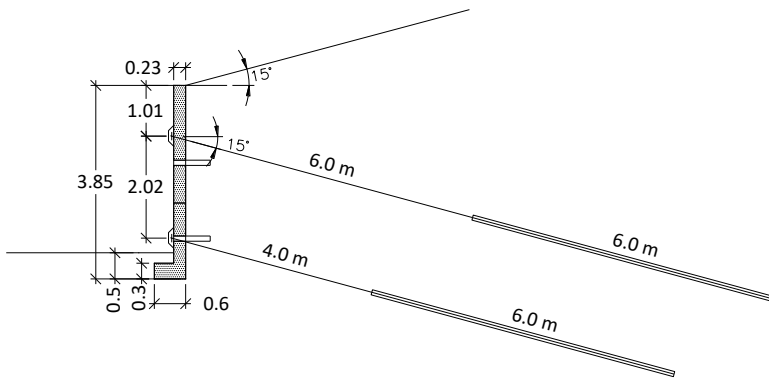


Figura 4.11. Detalhe do perfil 5(P-5).

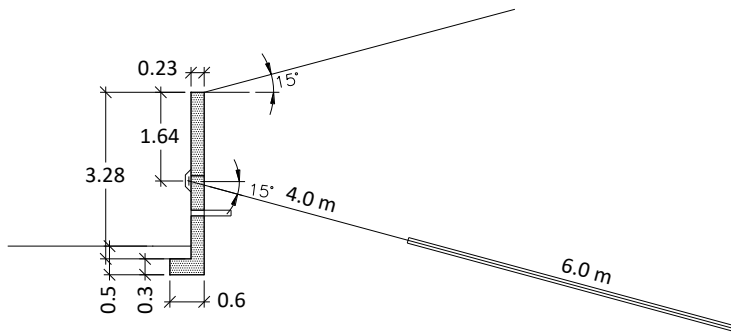


Figura 4.12. Detalhe do perfil 6(P-6).

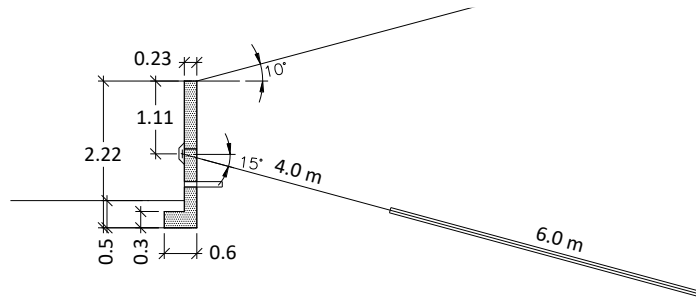


Figura 4.13. Detalhe do perfil 7(P-7).

4.1.2. ESTRATIGRAFIA UTILIZADA

Nesta pesquisa foram utilizadas duas configurações ou modelos estratigráficos diferentes, os quais são apresentados a seguir.

Caso I: Sabendo que os métodos analíticos foram desenvolvidos para solo homogêneo, ou seja, que toda cunha instável se encontra em um único material, decidiu-se no primeiro caso considerar uma estratigrafia simples, composta por uma única camada de solo residual jovem.

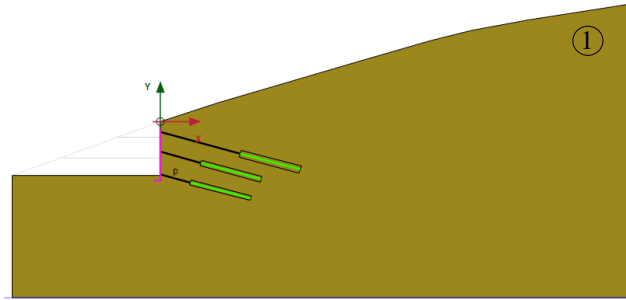
Caso II: foi considerada uma estratigrafia mais completa e real, baseada no modelo geológico-geotécnico desenvolvido nesta pesquisa, assim, o perfil adotado é composto por uma camada superficial de solo residual jovem, uma camada de transição ou rocha alterada e o maciço de rocha sã.

Tanto para a camada de solo residual como para a rocha alterada, os parâmetros geotécnicos foram tomados da validação dos modelos constitutivos, feita no subitem 3.3.2. No caso da rocha sã, na Tabela 4.1 são apresentados os valores utilizados na literatura por outros autores, para os maciços de gnaisses de pouco a sem fraturas de Rio de Janeiro.

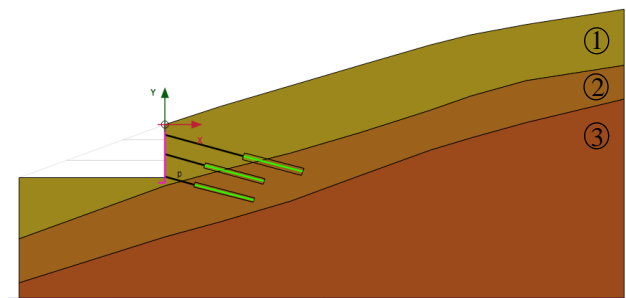
Tabela 4.1. Valores dos parâmetros do modelo constitutivo MC, rocha sã.

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor
Peso específico	γ	[kN/m ³]	28
Módulo oedométrico	E	[kPa]	200E3
Coesão	c	[kPa]	20000
Ângulo de atrito	ϕ	°	50
Coefficiente de Poisson	ν	-	0,25

É apresentado na Figura 4.14 um detalhe dos perfis estratigráficos utilizados para a análise da seção 1. Pode-se observar no Caso II, que 75, 70 e 100% do comprimento do bulbo nos tirantes superior, médio e inferior, respectivamente, fica ancorado na rocha alterada.



(a)



(b)

1-Solo residual jovem, 2- Rocha alterada, 3- Rocha sã.

Figura 4.14. Perfis estratigráficos empregados nas análises da seção 1 (a) Caso I (talude homogêneo) e (b) Caso II (talude estratificado).

Os perfis estratigráficos dos Casos I e II, utilizados nas análises das seções P-2, P-3, P-4, P-5, P-6 e P-7, são apresentados na

Figura 4.15. Pode-se observar no Caso II, que mais de um 75% do comprimento do bulbo fica ancorado na camada de rocha alterada, com exceção dos tirantes superiores das seções 3 e 5 (tirante ancorados 100% no solo). A descrição completa das perfurações de cada um dos tirantes executados na obra é apresentada no Apêndice I. Neles estão indicados o comprimento dos trechos livres e do bulbo executados no solo e na rocha, conforme as descrições apresentadas no relatório técnico SOLOTESTE, 2014c.

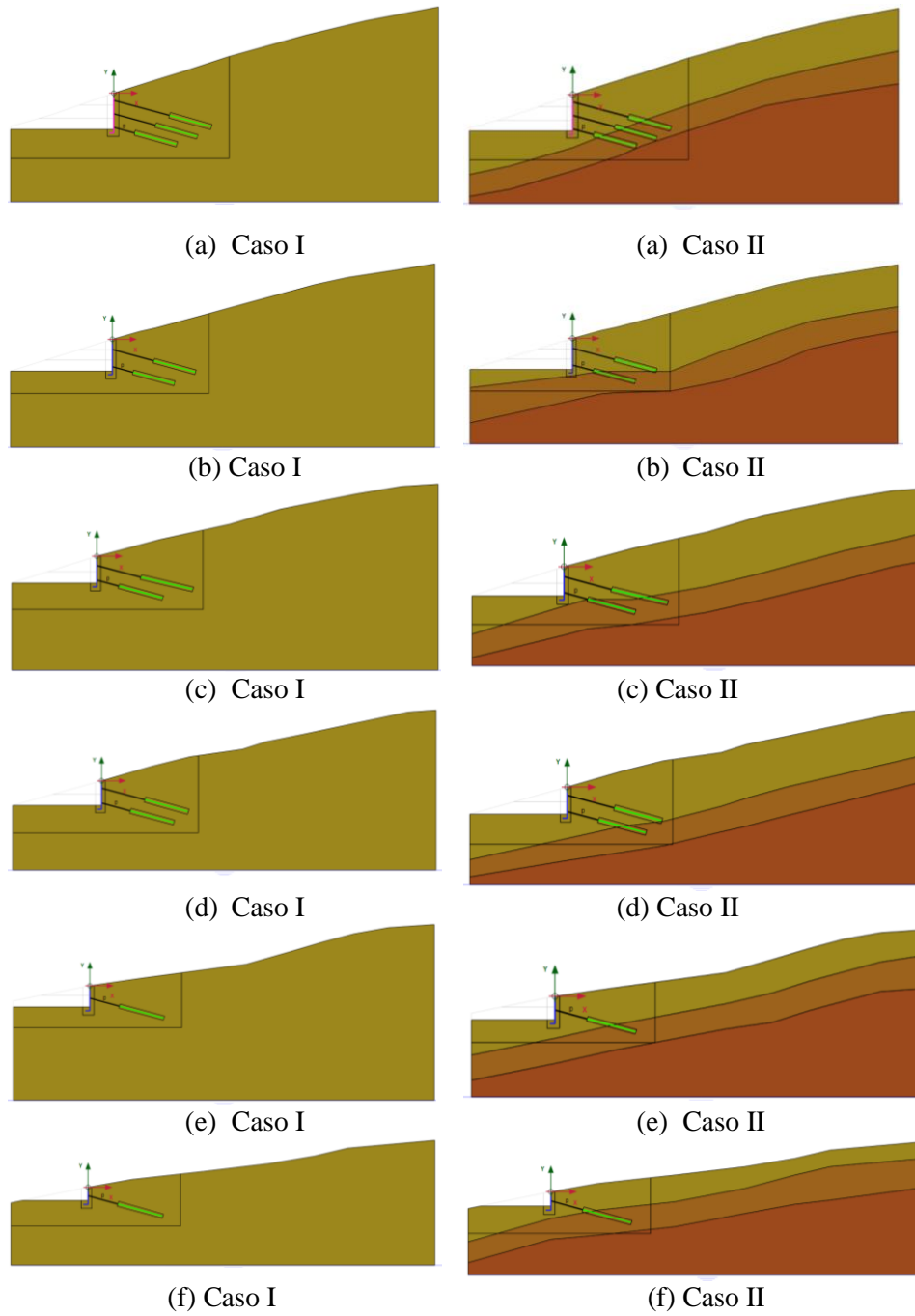


Figura 4.15. Modelos estratigráficos empregados nas análises (a) perfil 2 (b) perfil 3, (c) perfil 4, (d) perfil 5, (e) perfil 6 e (f) perfil 7.

4.1.3. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

A divisão do problema em elementos finitos isoparamétricos constituindo uma malha é gerada de forma automática pelo programa em função: da geometria do problema, da estratigrafia, da posição do nível de água; da variedade, tamanho e complexidade dos elementos estruturais, dos sobrecarregamentos e das condições de contorno. Além, pode ser aplicado um refinamento local, nas regiões consideradas de maior interesse. Nos modelos bidimensionais (2D), a malha pode ser formada por elementos finitos triangulares de 6 ou 15 nós (dependendo do grão de precisão requerido), com 3 e 12 pontos de Gauss, respectivamente (Figura 4.16).

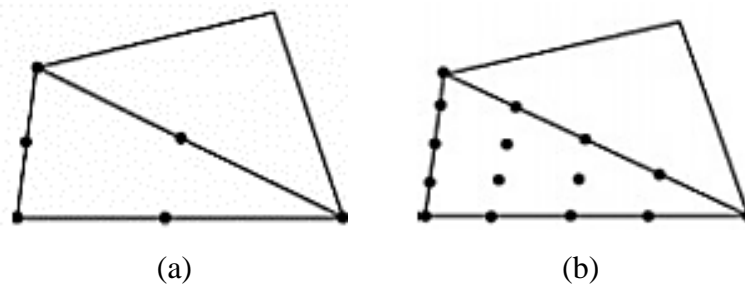


Figura 4.16. Tipos de elementos finitos na simulação 2D (a) triangular de 6 nós e (b) triangular de 15 nós (Brinkgreve *et al.*, 2015).

É importante mencionar que, devido às particularidades que cada projeto tem, não existe uma metodologia definida para escolher o tamanho de malha a usar, portanto torna-se necessária uma experimentação exaustiva de todas as possíveis interações entre malhas globais e refinamentos locais até conseguir uma discretização o suficientemente fina para obter resultados precisos, mais não tão finos, para que o programa demore excessivo tempo nos cálculos. Deste modo, foi selecionada uma malha global composta por elementos triangulares de 15 nós, muito fina, com fator de malha de 1,0 e refinamentos nas bordas das escavações, no contato entre os elementos estruturais e o solo e nas áreas com grandes concentrações de tensão ou importantes gradientes de deformação. Em média, as malhas geradas nas sete seções simuladas são compostas de 19500 elementos finitos e 156000 nós.

De modo geral, as condições de contorno para cada perfil foram definidas conforme os critérios apresentados na Figura 4.17, a partir da profundidade alcançada nas sondagens exploratórias do

subsolo e da distribuição das tensões em análises preliminares. Na figura, H é a altura máxima da cortina e L, o comprimento do tirante mais longo empregado na obra.

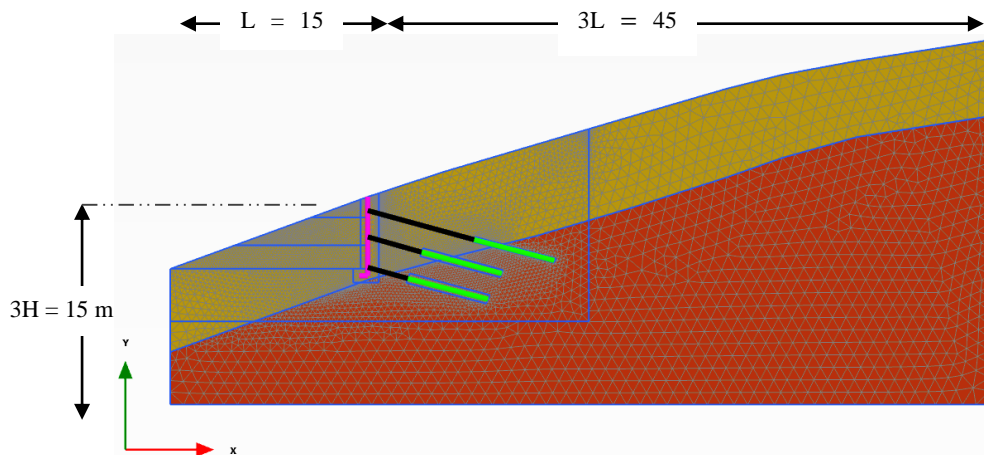


Figura 4.17. Exemplo da malha de elementos finitos gerados (P-1) e suas condições de contorno.

4.1.4. ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os materiais que compõem a cortina, o trecho livre e o trecho ancorado, foram considerados contínuos, homogêneos, isotrópicos e linearmente elásticos (CHILE), simulados utilizando o modelo constitutivo Linear-Elástico.

4.1.4.1. MODELAGEM DA CORTINA

Quanto à cortina de concreto armado, por tratar-se de uma parede esbelta (cuja espessura é significativamente pequena, quando comparada com a altura), que se estendem na direção z, é utilizado na modelagem um elemento plano tipo “Plate”. No caso de um solo formado por elementos finitos de 6 nós, o elemento “Plate” é definido por três nós, enquanto que para elementos de solo de 15 nós, o elemento “Plate” correspondente é definido por cinco nós. A Figura 4.18 apresenta a disposição dos nós nos elementos tipo “Plate”.

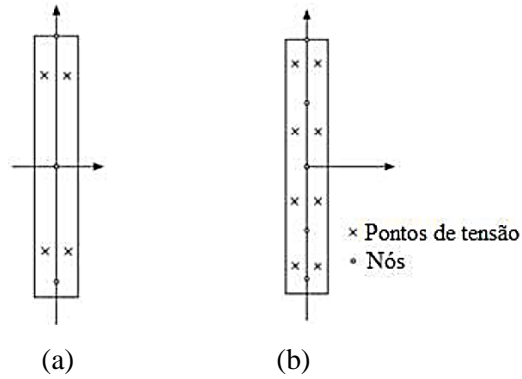


Figura 4.18. Constituição dos elementos tipo “Plate” (a) em elementos de solo de 6 nós e (b) em elemento de solo de 15 nós (Brinkgreve *et al.*, 2015).

Os parâmetros utilizados para a definição destes materiais são a rigidez a flexão (EI), a rigidez axial (EA), o peso da cortina (w) e o coeficiente de Poisson (ν), sendo o primeiro o mais relevante devido à influência da forma no comportamento destas estruturas. EA , EI e w , podem ser determinados por meio das Equações 4.1, 4.2 e 4.3, respectivamente.

$$EI = \frac{E e^3}{12} \quad (4.1)$$

$$EA = E e \quad (4.2)$$

$$w = (\gamma_c - \gamma_s) e \quad (4.3)$$

Onde, E é o módulo de elasticidade, e é a espessura da cortina, γ_c e γ_s são os pesos específicos da cortina de concreto armado e do solo, respectivamente. É possível observar que A e I , representam a área e o momento de inércia da seção transversal da cortina, respectivamente, por metro de comprimento.

Na Tabela 4.2 são apresentados os valores utilizados para a simulação numérica da cortina, considerando valores típicos para cortinas de concreto armado de $E = 24$ GPa e $\gamma_c = 24$ kN/m³.

Tabela 4.2. Propriedades utilizadas para a simulação da cortina. A partir dos valores típicos de cortinas de concreto armado.

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor
Tipo de material	--	--	Elástico, isotrópico
Rigidez a flexão	EI	kNm^2/m	2,43E4
Rigidez axial	EA	kN/m	5,52E6
Peso	w	$\text{kN}/\text{m}/\text{m}$	1,61
Coefficiente de Poisson	ν	--	0,2

4.1.4.2. MODELAGEM DO TIRANTE

Devido às diferenças estruturais e funcionais entre os trechos livres e ancorados que compõem um tirante, ambos foram modelados através de diferentes elementos. Considerando que não existe transmissão de carga (atrito) no trecho livre com o solo e que toda a carga aplicada no tirante deve ser suportada pelo trecho ancorado (Gerscovich, 2016), o trecho livre é simulado através de um elemento simples tipo mola, cuja única função é conectar a cortina com o trecho ancorado. No programa é inserido mediante a opção “*Anchor*”, sendo necessária apenas a rigidez axial da barra de aço (resistência à deformação elástica) e o espaçamento no plano normal à seção (isto com o fim de considerar o efeito 3D).

Na Tabela 4.3, são apresentados os valores utilizados para a simulação do trecho livre, considerando um módulo de elasticidade da barra de aço $E_{aço} = 21000 \text{ kg}/\text{mm}^2$ (205 GPa), segundo as especificações do fabricante dos tirantes GEWI 55/75 empregados.

Tabela 4.3. Propriedades do trecho livre.

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor
Tipo de material	--	--	Elástico
Rigidez axial	EA	kN	1,65E5
Espaçamento horizontal	L_s	m	Variável

No caso do trecho ancorado, nas versões recentes do PLAXIS 2D, a simulação pode ser feita de duas maneiras. Mediante elementos planos, conhecidos como “*Geogrelhas*” considerando a rigidez axial do bulbo, ou mediante um elemento mais complexo e representativo, tipo viga, conhecido como “*Embedded pile*”. Em ambos os casos estes elementos são definidos por uma linha de três nós, independentemente do tipo de elemento finito do solo. Na Tabela 4.4 são apresentados os valores utilizados para a simulação do trecho ancorado utilizando elementos tipo “*Geogrelha*”, considerando um módulo de elasticidade da barra de aço $E_{aço} = 205$ GPa, segundo as especificações do fabricante dos tirantes GEWI 55/75 empregados, um módulo de elasticidade da calda de cimento $E_{calda} = 21,6$ GPa (valor mínimo estabelecido pela NBR-5629) e um diâmetro do bulbo de ancoragem igual ao diâmetro da perfuração, $D = 10$ cm. Esses valores são consistentes com os valores empregados por More (2003), Mendes (2010) e Magalhães (2015) e recomendados pela GeoRio (2000).

Tabela 4.4. Propriedades do trecho ancorado utilizando elementos tipo “*Geogrelha*”.

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor
Tipo de material	-	-	Elástico
Rigidez axial equivalente	$EA_{eq.}$	kN/m	3,17E5

Na utilização de elementos tipo “*Embedded pile*”, são tomados em conta, além, a resistência na base do bulbo e o atrito lateral desenvolvido ao longo do trecho ancorado. Segundo Mecsi (1995), a resistência na base e no topo do bulbo de ancoragem é desprezível e a capacidade de carga da ancoragem é considerada função apenas da sua resistência lateral a qual diminui exponencialmente ao longo do bulbo, segundo o diagrama da Figura 4.19.

Diferente ao proposto por Mecsi (1995) o atrito lateral é simulado no programa PLAXIS mediante uma função linear, com um valor máximo no topo e mínimo (zero) na base. No entanto, pode ser considerada uma boa aproximação. Na Tabela 4.5, são apresentados os valores utilizados para a simulação do trecho ancorado utilizando elementos tipo “*Embedded pile*”.

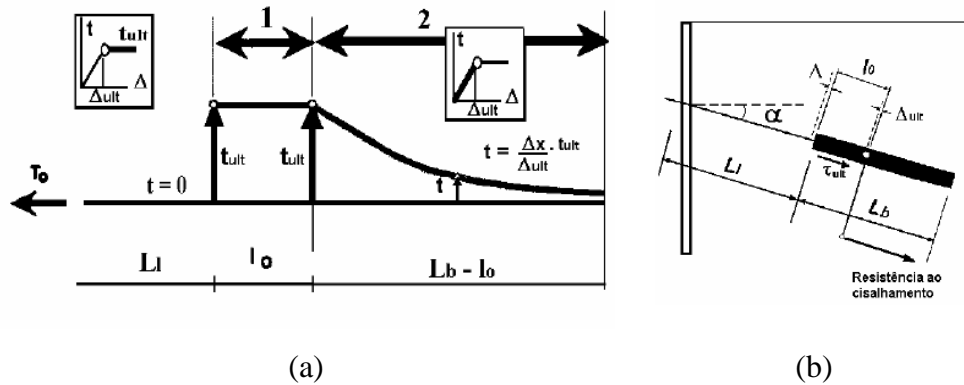


Figura 4.19. Atrito lateral desenvolvido ao longo do bulbo de ancoragem (a) diagrama de carga ao longo do tirante, (b) seção transversal da cortina (Mecsi, 1995).

Tabela 4.5. Propriedades do trecho ancorado utilizando elementos tipo “*Embedded pile*”.

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor
Tipo de elemento	-	-	Circular, maciça
Diâmetro	D	m	0,1
Peso específico	γ	kN/m^3	24
Módulo de elasticidade equivalente	$E_{eq.}$	kPa	4,04E7
Espaçamento	S	m	variável
Atrito lateral na base	$T_{mic.}$	kN/m	variável
Atrito lateral no topo	T_{Final}	kN/m	variável
Resistência na base	$F_{máx.}$	kN/m	0

4.1.5. ELEMENTOS DE INTERFACE

São utilizados para análise de problemas de interação solo-estrutura, por exemplo, no contato do bulbo e da cortina com o solo adjacente, permitindo simular de forma mais realista o comportamento mecânico nestas regiões. No caso de um solo formado por elementos finitos de solo de 6 nós, os elementos da interface correspondente são definidos por três pares de nós e três pontos de tensão. Os elementos de solo de 15 nós, por sua vez, os elementos da interface

correspondente são definidos por cinco pares de nós e cinco pontos de tensão. Na Figura 4.20 mostra como os elementos de interface estão conectados aos elementos do solo.

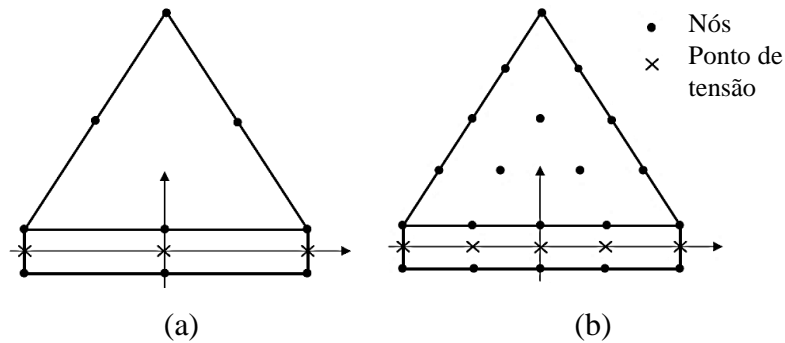


Figura 4.20. Tipos de elementos de interface na simulação 2D (a) em elementos de solo de 6 nós, (b) em elemento de solo de 15 nós (Brinkgreve *et al.*, 2015).

É importante mencionar que os elementos de interface possuem uma espessura zero, ou seja, as coordenadas de cada par de nós são idênticas, sendo necessária na formulação do método definir uma espessura “virtual” ou dimensão imaginária para poder atribuir às propriedades dos materiais na interface. Estes elementos são comumente utilizados nas duas situações: na redução dos parâmetros de resistência c e $\tan\phi$ do solo adjacente ao bulbo de ancoragem; à cortina de concreto (o solo na interface), devido á rugosidade (atrito e aderência) no contato solo-estrutura, sendo aplicado nestes casos um fator de redução $R_{int.}$, de acordo com o tipo de interface (Tabela 4.6).

Tabela 4.6. Valores sugeridos do fator de redução da resistência na interface (Brinkgreve *et al.*, 2015).

Tipo de interface	Fator de redução ($R_{int.}$)
Contato Areia - Aço	~0,67
Contato Argila - Aço	0,5
Contato Areia - Concreto	0,8 - 1,0
Contato Argila - Concreto	0,7 - 1,0
Contato Solo - Geogrelha	0,8 - 1,0

E nas proximidades dos cantos em estruturas rígidas, onde ocorre uma redistribuição e maior concentração de tensões, produzindo variações abruptas nos valores de tensão e deformação. A implementação de elementos de interface nessas regiões diminui os erros e valores picos, melhorando a qualidade dos resultados (Figura 4.21).

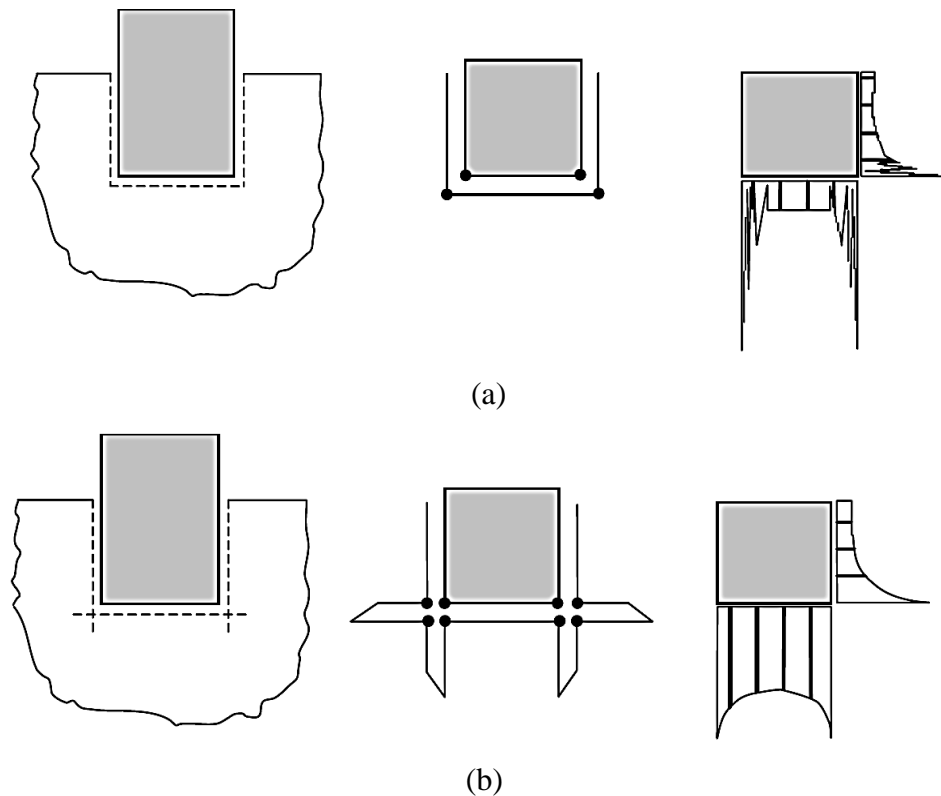


Figura 4.21. Análise de tensões nos cantos de estruturas rígidas (a) sem elementos de interface, (b) com elementos de interface (Brinkgreve *et al.*, 2015).

Nesta pesquisa foram utilizados de forma satisfatória elementos de interface com um fator de espessura virtual de 0,1 (valor padrão no programa), ou seja, elementos com uma espessura imaginária de 0,1 vezes o tamanho dos elementos finitos. Além disso, tendo em conta as possíveis alterações ocasionadas pelas escavações, pela perturbação causada durante a perfuração dos furos para a colocação dos tirantes e à injeção sob pressão da calda de cimento, nos solos circundantes, foi assumido um valor de redução de resistência nas interfaces solo-cortina e solo-bulbo de 0,8.

4.2. RESULTADOS

4.2.1. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Na análise da estabilidade interna da cortina foram empregados os métodos analíticos de equilíbrio das cunhas: Brasileiro, desenvolvido por Nunes & Velloso (1963), o método de Hoek & Bray (1981), e o método Alemão, desenvolvido por Ranke & Ostermayer (1968), além do método de redução da resistência utilizado nas análises de elementos finitos, de acordo as metodologias descritas no capítulo 2.

4.2.1.1. MÉTODOS ANALÍTICOS

Para essa análise, foi considerado um talude homogêneo, composto por solos residuais jovens de gnaiss, sem água e sem aceleração sísmica, utilizando os valores de resistência ao cisalhamento residuais c' e ϕ' calculados na validação do modelo constitutivo HS (subitem 3.3.2.1), um peso específico natural $\gamma_{\text{nat.}} = 18 \text{ kN/m}^3$ (valor calculado e utilizado por Lima (2007) e Saré (2007), para os solos residuais jovens de gnaiss de Rio de Janeiro) e uma carga de protensão aplicada nos tirantes de 157 kN (Carga real aplicada na obra).

Sendo que no Capítulo 2 do presente trabalho foi apresentada uma descrição detalhada das metodologias para o cálculos dos quatro métodos, decidiu-se, portanto, apenas para efeitos de exemplificar os cálculos executados, mostrar o diagrama de forças obtido do perfil 1, correspondente à análise da estabilidade utilizando o método Brasileiro (Figura 4.22). Na Tabela 4.7 é apresentado o resumo dos valores utilizados e calculados no método Brasileiro.

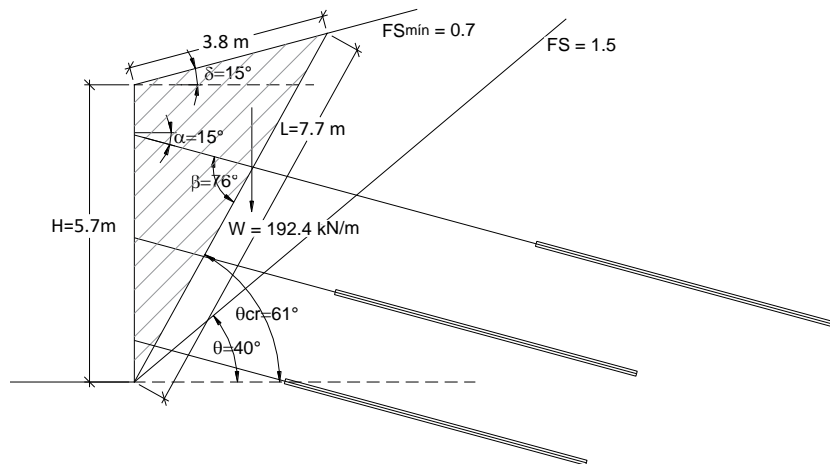


Figura 4.22. Diagrama de forças obtido do perfil 1, utilizando o método Brasileiro.

Tabela 4.7. Resumo dos valores utilizados e calculados, necessários para o cálculo da estabilidade dos sete perfis, mediante o método Brasileiro.

Parâmetros			P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7
Altura do talude:	H	m	5,73	5,50	4,94	4,03	3,82	3,28	2,22
Espaçamento horizontal entre tirantes:	S _H	m	2,965	2,19	2,65	2,67	2,94	3,06	3,42
Ângulo crítico:	θ_{cr}	°	61	61	61	61	61	61	61
Peso da cunha deslizante por metro linear:	W	kN/m	192,37	177,23	142,98	95,16	85,50	63,03	27,25
Fator de segurança mínimo	FS _{min}	-	0,70	0,73	0,81	0,99	1,05	1,05	1,81
Ângulo entre a direção do tirante e a superfície deslizante:	β	°	76	76	76	76	76	76	76
Fator de reforço:	λ	-	2,14	2,06	1,85	1,51	1,43	1,23	0,83
Ângulo de inclinação do plano de ancoragem:	θ	°	40	40	41	44	45	49	64
Fator de segurança da cunha deslizante:	FS	-	1,54	1,61	1,62	1,56	1,55	1,50	1,83

São apresentados na Tabela 4.8 os valores da força de protensão nos tirantes, necessárias para aumentar o fator de segurança mínimo até o valor de 1,5 estabelecido pela NBR-5629.

Tabela 4.8. Força de protensão dos tirantes necessária para o equilíbrio, método Brasileiro.

Parâmetros			P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7
Força de ancoragem necessária (carga de trabalho):	F	kN/m	69,18	61,40	44,23	21,60	17,31	7,87	0
Carga admissível de cada tirante (carga de trabalho):	F _t	kN	68,37	44,83	58,49	28,84	25,44	24,07	0
Carga de ruptura do tirante (carga de ensaio):	F _a	kN	119,65	78,44	102,36	50,46	44,52	42,12	0

Note-se que no perfil 7 o fator de segurança mínimo é maior ao valor 1,5 exigido pela norma, por ende a força de ancoragem necessária é zero, em vista de isso qualquer força de protensão aplicada no tirante vai produzir um superdimensionamento nessa região da cortina.

A Tabela 4.9, apresenta uma comparação percentual das cargas de trabalho adotadas no projeto em relação às cargas de trabalho necessárias, calculadas pelo método Brasileiro. Observe-se que em relação aos valores fornecido pelo método Brasileiro, na obra foram aplicadas cargas de protensão nos tirantes de 1,3 até 5,5 vezes as cargas necessárias. Isso no caso que sejam considerados os mesmos parâmetros que foram usados nesta pesquisa, já que a utilização de outros parâmetros dos modelos constitutivos empregados na simulação do comportamento mecânico das camadas de solo e rocha irão gerar resultados diferentes.

Tabela 4.9. Comparação percentual das cargas de trabalho adotadas no projeto e as cargas calculadas pelo método Brasileiro.

Perfil	Tirante	Carga de trabalho (kN/m)		
		Calculada pelo método Brasileiro	Aplicada no projeto	
P-1	Superior (T-3)	23,06	52,95	130%
	Médio (T-17)			
	Inferior (T-44)			
P-2	Superior (T-14)	20,47	71,69	250%
	Médio (T-28)			
	Inferior (T-55)			
P-3	Superior (T-31)	22,11	59,36	168%
	Inferior (T-58)			
P-4	Superior (T-35)	10,80	58,80	444%
	Inferior (T-62)			
P-5	Superior (T-39)	8,65	53,40	517%
	Inferior (T-66)			
P-6	Único (T-70)	7,87	51,31	552%
P-7	Único (T-73)	0,00	45,97	-

Da mesma maneira, é apresentado apenas para efeitos de exemplificar os cálculos executados o diagrama de forças obtido do perfil 1 correspondente à análise da estabilidade utilizando o método

Finalmente, com o intuito de exemplificar os cálculos feitos para determinar a estabilidade interna utilizando o método alemão, são apresentados também para o perfil 1 as superfícies de ruptura definidas pelo método (Figura 4.24) e os diagramas e polígonos de forças obtidos no cálculo do fator de segurança de cada tirante (Figura 4.25), assim como os polígonos de forças para o cálculo do fator de segurança global (Figura 4.26). Os valores necessários para calcular o fator de segurança dos 7 perfis considerando a carga de trabalho adotada no projeto, estão apresentados na Tabela 4.11. Por sua vez, na Tabela 4.12 é apresentado um resumo dos fatores de segurança calculados pelos métodos analíticos nos sete perfis analisados.

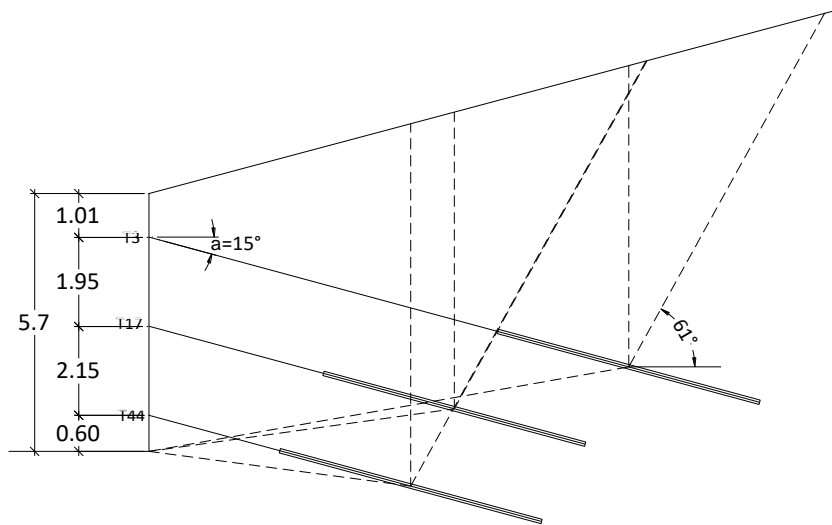
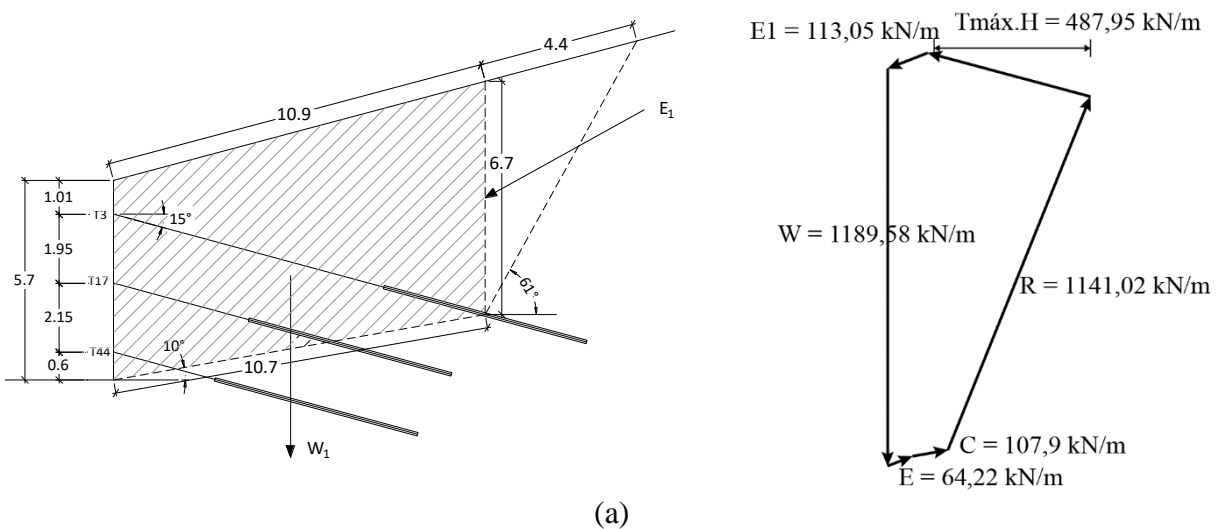
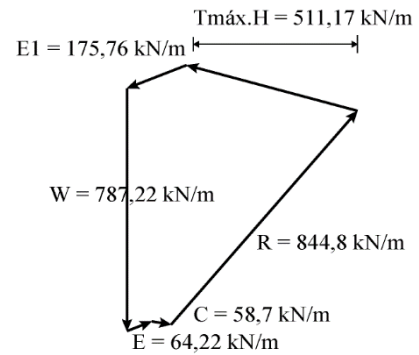
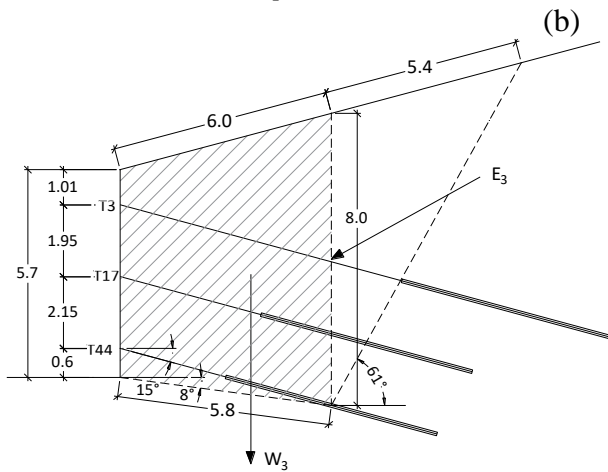
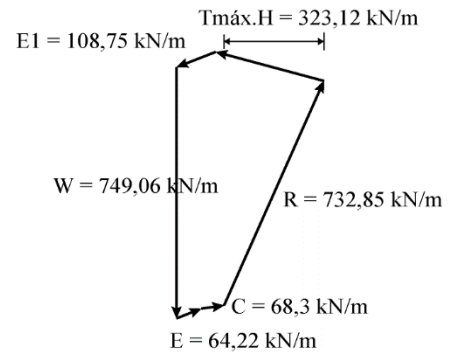
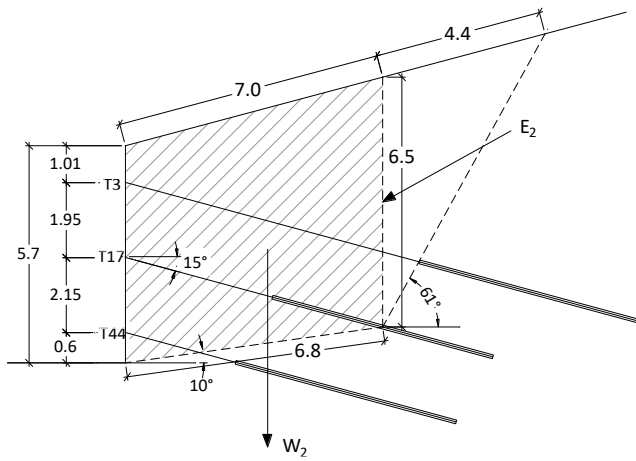


Figura 4.24. Superfícies de ruptura definidas pelo método alemão, perfil 1.



(a)



(c)

Figura 4.25. Diagramas e polígonos de forças obtidos do perfil 1, utilizando o método Alemão (a) tirante superior, (b) tirante médio e (c) tirante inferior, perfil 1.

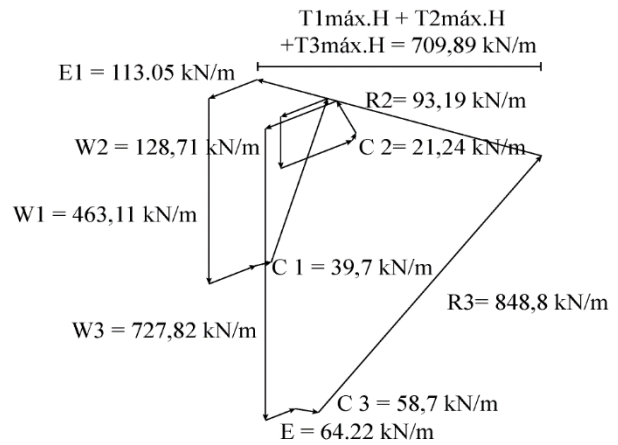
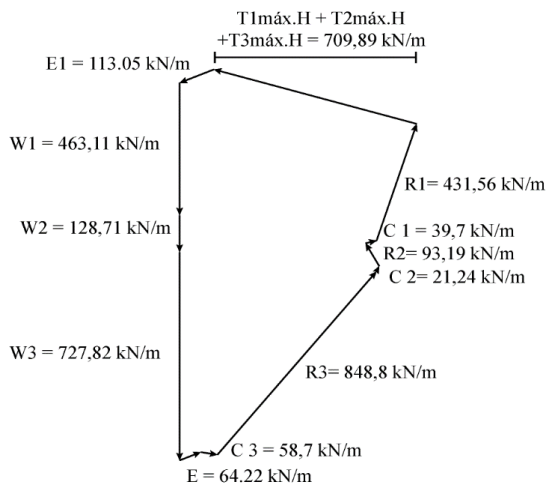


Figura 4.26. Polígonos de forças obtidos para o cálculo do fator de segurança global do perfil 1, utilizando o método Alemão.

Tabela 4.11. Resumo dos valores utilizados e calculados, necessários para o cálculo de estabilidade dos 7 perfis, mediante o método alemão.

Perfil		H (m)	S _H (m)	E ₁ (kN/m)	C (kN/m)	E (kN/m)	W (kN/m)	R (kN/m)	T _{máx.H} (kN/m)	FS
P-1	Superior	5,73	2,97	113,05	107,90	64,22	1189,58	1141,02	487,95	3,22
	Médio			108,75	68,30	64,22	749,06	732,85	323,12	2,13
	Inferior			175,76	58,70	64,22	727,82	848,80	511,17	3,37
P-2	Superior	5,50	2,19	113,05	107,50	57,59	1166,63	1127,75	494,39	3,26
	Médio			142,81	87,00	57,59	1013,95	1039,76	526,37	3,47
	Inferior			153,30	58,32	57,59	689,35	778,38	443,79	2,93
P-3	Superior	4,94	2,67	91,44	87,73	43,49	862,80	838,83	381,82	2,52
	Inferior			120,95	58,10	43,49	618,36	680,55	381,20	2,51
P-4	Superior	4,03	2,94	84,52	87,10	24,28	784,54	809,90	405,19	2,67
	Inferior			97,63	58,36	24,28	537,08	609,43	368,53	2,43
P-5	Superior	3,82	2,94	77,82	87,10	20,68	742,47	749,65	391,61	2,58
	Inferior			111,31	68,38	20,68	637,33	740,87	462,76	3,05
P-6	-	3,28	3,06	65,51	67,64	12,44	519,89	511,36	346,13	2,28
P-7	-	2,22	3,42	35,40	68,00	2,54	383,00	391,65	306,86	2,02

Onde: H- Altura do talude, S_H- Espaçamento horizontal entre os tirantes, E₁-Empuxo ativo, Força tangencial pela coesão do solo, W- Peso da cunha, R- Reação, T_{máx.H} -Resistência à tração máxima do tirante horizontal, FS - Fator de segurança.

Tabela 4.12. Valores dos fatores de segurança calculados pelos métodos analíticos das cunhas.

Perfil	Tirante	Método		
		Hoek & Bray	Alemão Generalizado	Alemão Generalizados (FS global)
P-1	Superior (T-3)	1,78	3,22	1,56
	Médio (T-17)		2,13	
	Inferior (T-44)		3,37	
P-2	Superior (T-14)	2,50	3,26	1,33
	Médio (T-28)		3,47	
	Inferior (T-55)		2,93	
P-3	Superior (T-31)	1,89	2,52	1,50
	Inferior (T-58)		2,51	
P-4	Superior (T-35)	2,82	2,67	1,51
	Inferior (T-62)		2,43	
P-5	Superior (T-39)	2,90	2,58	1,63
	Inferior (T-66)		3,05	
P-6	Único (T-70)	2,21	2,28	2,28
P-7	Único (T-73)	5,06	2,02	2,02

4.2.1.2. MODELAGEM NUMÉRICA

A seguir, são apresentadas as sete etapas de análises utilizadas na simulação numérica do processo de construção da cortina no perfil 1 (Figura 4.27). Sendo o processo análogo para os outros seis perfis analisados.

Etapa I: Análise das tensões iniciais *in situ*;

Etapa II: Escavação do terreno até 1,5 m de profundidade;

Etapa III: Colocação da cortina no trecho correspondente, instalação do tirante superior à profundidade de 1,0 m e aplicação da carga de protensão de 52,95 kN.

Etapa IV: Escavação do terreno até 3,5 m de profundidade;

Etapa V: Colocação da cortina no trecho correspondente, instalação do tirante médio à profundidade de 2,9 m e aplicação da carga de protensão de 52,95 kN.

Etapa VI: Escavação do terreno até 5,7 m (profundidade máxima da cortina).

Etapa VII: Colocação da cortina no trecho restante e do embutimento, instalação do tirante inferior à profundidade de 5,1 m e aplicação da carga de protensão de 52,95 kN.

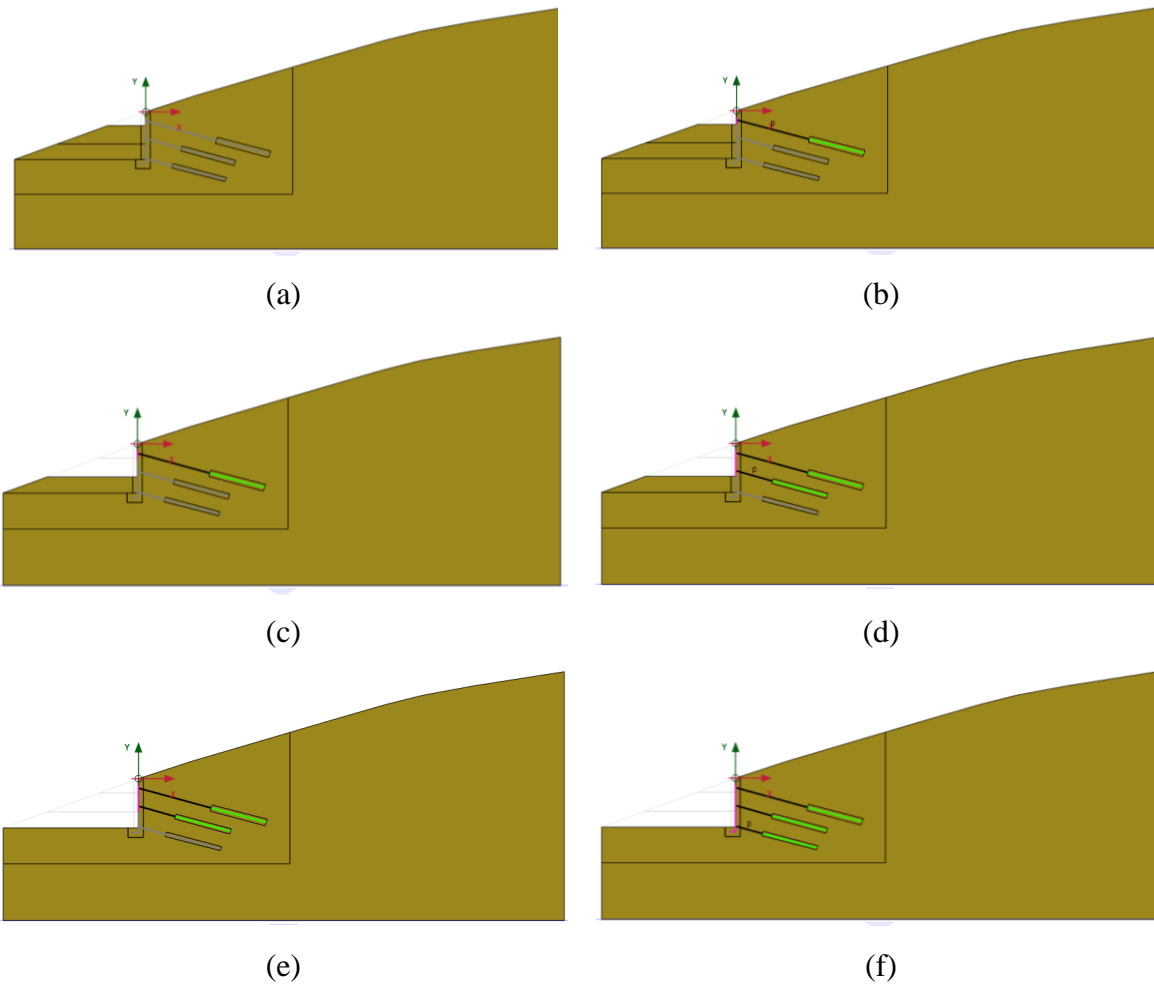


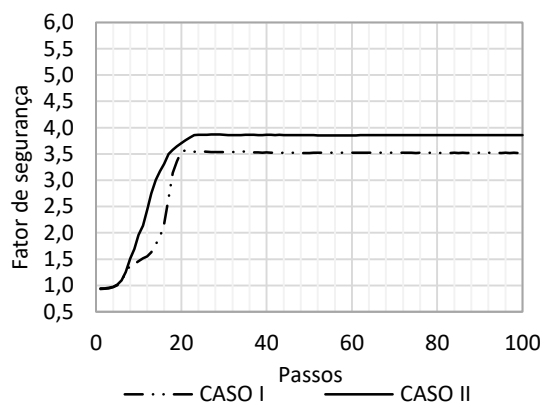
Figura 4.27. Etapas de análise do perfil 1 (a) escavação superior, (b) tirante superior, (c) escavação média, (d) tirante médio, (e) escavação inferior e (f) tirante inferior.

O cálculo do fator de segurança para o tirante superior, médio e inferior é feito pelo programa nas etapas III, IV e VII, respectivamente. Na Tabela 4.13 é apresentado um resumo dos fatores de segurança calculados pelas análises numéricas dos sete perfis analisados.

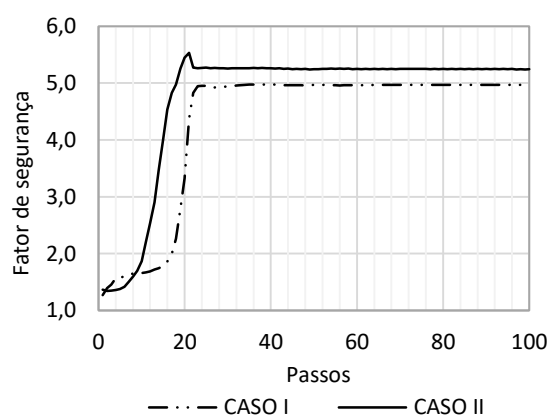
Por último, é apresentada na Figura 4.28 e Figura 4.29 a comparação dos fatores de segurança obtidos da simulação numérica dos casos I (solo homogêneo) e o caso II (solo estratificado), nos perfis 6, 7 e 1.

Tabela 4.13. Valores dos fatores de segurança calculados pelo Método dos Elementos Finitos.

Perfil	Tirante	Fator de segurança
P-1	Superior (T-3)	2,72
	Médio (T-17)	2,50
	Inferior (T-44)	2,24
P-2	Superior (T-14)	2,76
	Médio (T-28)	2,53
	Inferior (T-55)	2,24
P-3	Superior (T-31)	2,35
	Inferior (T-58)	2,44
P-4	Superior (T-35)	3,19
	Inferior (T-62)	2,75
P-5	Superior (T-39)	3,36
	Inferior (T-66)	2,95
P-6	Único (T-70)	3,52
P-7	Único (T-73)	4,97



(a)



(b)

Figura 4.28. Comparação dos fatores de segurança obtidos da simulação numérica dos Casos I e II (a) perfil 6 e (b) perfil 7.

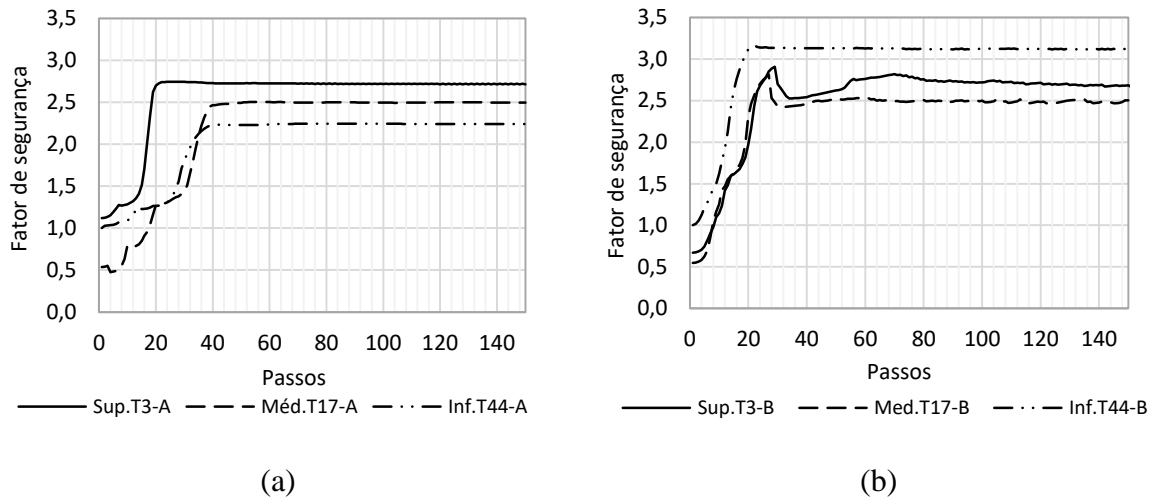


Figura 4.29. Comparação dos fatores de segurança obtidos da simulação numérica dos Casos I e II, perfil 1 (a) caso I e (b) caso II.

Em geral, os fatores de segurança aumentam quando se considera nas análises numéricas a estratigrafia do caso II em relação aos resultados obtidos na simulação do caso I. Esta melhoria pode ser atribuída ao fato de os bulbos estarem ancorados na rocha alterada, com maior resistência e rigidez que a camada de solo residual. Além disso, foi assumido para este material rochoso um valor de redução da resistência nas interfaces rocha-bulbo de 0,9, maior ao valor de 0,8 adotado nas interfaces solo-bulbo, já que as alterações produzidas pela perfuração dos furos na camada de rocha alterada influenciam em menor grau o estado do maciço circunvizinho.

4.2.1.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS DE ESTABILIDADE

Com respeito à estabilidade das cortinas atirantadas, a NBR-5629 estabelece nos subitens 4.5.1 e 4.5.3 que: 1) o centro das ancoragens em solo deve ser colocado sobre ou além da superfície de deslizamento, a qual deve ser determinada por um processo consagrado na mecânica de solos, que ofereça um fator de segurança pelo menos igual a 1,5 sem levar em conta as forças de protensão por elas introduzidas no maciço; 2) com a introdução das forças dos tirantes, nenhuma superfície de escoamento pode apresentar um fator de segurança menor que 1,5. Assim, as especificações sobre a análise de estabilidade de ancoragens em rocha não são tratadas pela norma e no caso de tirantes executados em solo não existe uma metodologia definida para escolher o método de cálculo empregado, ficando a critério e experiência do engenheiro projetista da obra.

É evidente que uma comparação direta dos valores obtidos dos três métodos não é possível, certamente por procedimentos de cálculo e definição dos fatores de segurança diferentes. No entanto, dentro de suas próprias e distintas características são apresentadas na Tabela 4.14 as diferenças dos valores obtidos, percentualmente, em relação ao valor de referência ou valor mínimo estabelecido pela norma NBR-5629 (1,5 no caso dos métodos de Hoek & Bray (1981) e MEF, e 1,75 no caso do método Alemão Generalizado).

Tabela 4.14. Resumo dos valores do fator de segurança calculado pelos métodos empregados e a sua diferença percentual em relação ao valor de referência.

Perfil	Tirante	Método							
		Hoek & Bray (1981)		Alemão Generalizado		Alemão Generalizado (FS global)		MEF	
P-1	Superior (T-3)	1,78	18,9%	3,22	84,0%	1,56	-10,9%	2,72	81,3%
	Médio (T-17)			2,13	21,7%			2,50	66,7%
	Inferior (T-44)			3,37	92,6%			2,24	49,3%
P-2	Superior (T-14)	2,51	67,0%	3,26	86,3%	1,33	-24,0%	2,76	84,0%
	Médio (T-28)			3,47	98,3%			2,53	68,7%
	Inferior (T-55)			2,93	67,4%			2,24	49,3%
P-3	Superior (T-31)	1,89	25,7%	2,52	44,0%	1,50	-14,3%	2,35	56,7%
	Inferior (T-58)			2,51	43,4%			2,44	62,7%
P-4	Superior (T-35)	2,82	87,7%	2,67	52,6%	1,51	-13,7%	3,19	112,7%
	Inferior (T-62)			2,43	38,9%			2,75	83,3%
P-5	Superior (T-39)	2,90	93,4%	2,58	47,4%	1,63	-6,9%	3,36	124,0%
	Inferior (T-66)			3,05	74,3%			2,95	96,7%
P-6	Único (T-70)	2,21	47,1%	2,28	30,3%	2,28	30,4%	3,52	134,7%
P-7	Único (T-73)	5,06	237,0%	2,02	15,4%	2,02	15,4%	4,97	231,3%

Na análise da estabilidade individual para cada nível de tirante, pode-se observar que no caso de cortinas ancoradas por uma ou duas linhas de ancoragens, os maiores fatores de segurança são fornecidos pelo Método dos Elementos Finitos e os menores fatores de segurança são obtidos pelo

método Alemão. Quando a cortina apresenta três níveis de tirantes, o comportamento observado é o inverso.

Dos métodos para avaliação da segurança global, conforme pode ser observado no presente trabalho, o método mais conservador observado é o método Alemão, e isto pode ser atribuído ao fato de que a superfície potencial de ruptura considerada define uma cunha deslizante muito grande, ou seja, a massa de solo que se deve estabilizar para assegurar a estabilidade ou equilíbrio é muito maior em comparação aos outros métodos.

Com respeito ao método de Hoek & Bray (1981), pode-se observar que é um método bastante conservador.

Em relação aos resultados obtidos pelo Método dos Elementos Finitos, de forma geral, o maior fator de segurança é obtido no tirante superior e diminui para cada nível de ancoragem inferior, devido ao efeito das escavações sequenciais, do processo executivo por etapas e em menor grau à diminuição do comprimento dos tirantes.

De acordo com a experiência adquirida neste trabalho, a melhor estimativa da estabilidade interna de cortinas atirantadas é aquela determinada pelo método mais representativo das particularidades que cada projeto apresenta, em decorrência das limitações que cada método possui. A seguir, é apresentada uma análise crítica de cada método empregado.

O método de Hoek & Bray (1981) possui a formulação mais simples e de aplicação rápida, baseando no equilíbrio de forças simples de calcular utilizando apenas uma única equação. No entanto, na definição do modelo podem ser citadas as seguintes limitações: (i) para cortinas com várias linhas de tirantes a determinação de um fator de segurança global não leva em conta as possíveis diferenças entre os tirantes de cada linha, assim como a distribuição e/ou espaçamento dos tirantes na direção vertical e (ii) sendo a superfície potencial de ruptura pré-definida pelo método, segundo a teoria de Culmann não é considerado o efeito do comprimento do tirante na estabilidade.

Com respeito ao método Alemão, pode-se considerar um método analítico-gráfico medianamente complexo que requer para a sua aplicação um maior conhecimento técnico. Apesar de que também é considerada uma superfície potencial de ruptura plana, ela é pré-definida pelo método em função da inclinação, localização e distribuição dos tirantes no plano analisado e do comprimento dos trechos livres e ancorados. A determinação dos fatores de segurança por tirante permite levar em conta as diferenças geométricas de cada linha de tirantes.

Apesar de que o Método dos Elementos Finitos pode ser considerado o melhor método para a análise de estabilidade de cortinas complexas uma vez que: (i) permite considerar o efeito da espessura e rigidez da cortina de concreto, a diminuição dos parâmetros de resistência no contato solo-estrutura, o aumento das propriedades do solo localizado entre o bulbo e a parede devido à aplicação da carga de protensão nos tirantes, (ii) permite simular o processo executivo por etapas e as escavações sequenciais e (iii) permite utilizar o modelo constitutivo de solo que melhor ajusta o comportamento mecânico dos solos, entre muitos outros aspectos relevantes, ou seja permite simular de forma mais completa e realista o problema das cortinas atirantadas, cuidados devem ser tomados na interpretação dos resultados. A seguir são apresentados alguns aspectos relevantes das simulações numéricas bidimensionais:

- Quanto à cortina de concreto, tendo em vista que a mesma é armada *in situ* após a escavação do trecho de solo correspondente a cada estágio, a influência da sua construção no estado de tensões do maciço não representa sérios problemas de modelagem, ao contrário do processo executivo de cortinas cravadas e escavadas. No entanto, aspectos da simulação da cortina simulada nesta pesquisa, considerados como fonte de erro são aqueles relacionados ao estado plano de deformação, tais como: a altura da cortina é diferente em ambos os lados da seção (com exceção do perfil 1), a posição e o espaçamento dos tirantes é variada, principalmente nas regiões perto das juntas entre os painéis.
- No que diz respeito aos tirantes, é evidente que não pode ser levado em consideração o verdadeiro estado de tensões (tridimensional), assim como a influência dos tirantes vizinhos na direção normal ao plano do problema. Segundo Brinkgreve *et al.* (2015), embora o estado preciso de tensões e a interação com o solo não possam ser simulados nos modelos 2D, é

possível estimar a distribuição das tensões, as deformações e a estabilidade da estrutura em um nível global.

Para casos complexos, a implementação conjunta dos métodos analíticos bem como o método numérico torna-se necessária para facilitar a tomada de decisões. A seguir é apresentado um roteiro de cálculo sugestivo e aproximado para a análise da estabilidade interna de uma cortina atirantada utilizando os quatro métodos empregados nesta dissertação.

1. Considerações iniciais:

- Definir a geometria do talude: Altura e inclinação da face e da parte superior;
- Identificar a presença de cargas externas, devido a estruturas vizinhas;
- Determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento coesão c e ϕ e o peso específico;
- Identificar a profundidade do lençol freático.

2. Determinação da força de protensão utilizando o método Brasileiro

- Calcular o ângulo do plano crítico utilizando a equação de Culmann;
- Adotar um ângulo de inclinação dos tirantes com a horizontal (comumente entre 15 a 20°);
- Calcular o fator de segurança mínimo para a superfície crítica;
- Estimar as força de ancoragem;
- Determinar o comprimento do trecho livre mediante o calculo do ângulo de inclinação do plano de ancoragem;
- Calcular o comprimento do trecho ancorado;
- Definir a distribuição vertical e horizontal dos tirantes (espaçamentos);
- Definir a configuração final do projeto de acordo aos valores obtidos e as condições exigíveis pela norma, em relação aos aspectos de dimensionamento;
- Calcular a forças de protensão dos tirantes (carga de trabalho);
- Considerar os fatores segurança mínimos estabelecidos pela norma, segundo as solicitações do projeto (tirantes permanentes ou provisórios);
- Obter a carga de ruptura do tirante (carga de ensaio).

3. Determinação da força de protensão utilizando o método de Hoek & Bray (1981)
 - Adotar o coeficiente de aceleração sísmica horizontal correspondente à região de estudo;
 - Calcular a forças de protensão dos tirantes (carga de trabalho);
 - Estimar a carga de ruptura do tirante (carga de ensaio).

4. Determinação da força de protensão utilizando o método Alemão
 - Assumir um valor para o ângulo de atrito entre o solo e a cortina;
 - Definir a disposição dos tirantes na cortina;
 - Traçar a superfície de ruptura para cada nível de tirante, passando pelo centro do bulbo de ancoragem;
 - Estimar os componentes da cunha ativa e do bloco de ancoragem;
 - Calcular a reação ao empuxo de terra atuante na cortina;
 - Determinar o peso do bloco deslizando;
 - Calcular a pressão ativa sobre a parede equivalente de ancoragem;
 - Estimar a contribuição da coesão na superfície de deslizamento;
 - Desenhar o polígono de forças atuantes no bloco de ancoragem;
 - Estimar graficamente a reação do solo sobre o plano de ruptura;
 - Determinar graficamente a carga máxima do tirante (carga de ensaio);
 - Calcular a força de protensão necessária no tirante (carga de trabalho);
 - Calcular o fator de segurança global.

5. Análise mediante o Método dos Elementos Finitos
 - Definir a estratigrafia da região de estudo;
 - Definir o tipo de análise a realizar (em termos de tensões efetivas ou totais);
 - Adotar um modelo constitutivo para cada uma das camadas de solo e/ou rocha;
 - Obter mediante ensaios de campo, laboratório, correlações empíricas os parâmetros de cada modelo constitutivo;
 - Validar os modelos constitutivos adotados (no caso que seja possível);
 - Estabelecer as condições de contorno;
 - Inserir os elementos estruturais;

- Aplicar elementos de interface na cortina e nos bulbos de ancoragem;
- Definir a malha de elementos finitos;
- Verificar as pressões hidrostáticas iniciais;
- Calcular o estado de tensões iniciais;
- Definir as etapas de escavação e construção, de acordo ao processo executivo real da obra: construção da cortina de concreto, colocação do tirante e aplicação da carga de protensão;
- Realizar o cálculo das tensões e deformações em cada etapa de análise;
- Calcular o fator de segurança para cada nível de ancoragem.

4.2.2. INFLUÊNCIA DA ESTRATIGRAFIA NAS ANÁLISES NUMÉRICAS

Com o intuito de verificar a influência da estratigrafia no comportamento mecânico do solo e da cortina, foi feita a simulação numérica do perfil 1 utilizando os modelos estratigráficos dos Casos I e II comentados anteriormente. A comparação dos resultados dos deslocamentos horizontais e totais na cortina, assim como dos deslocamentos verticais na superfície do terreno (recalques) após final da construção, são apresentados na Figura 4.30 e Figura 4.31, respectivamente. Além disso, foram comparadas as cargas axiais ao longo dos trechos ancorados dos tirantes superior, médio e inferior (Figura 4.32).

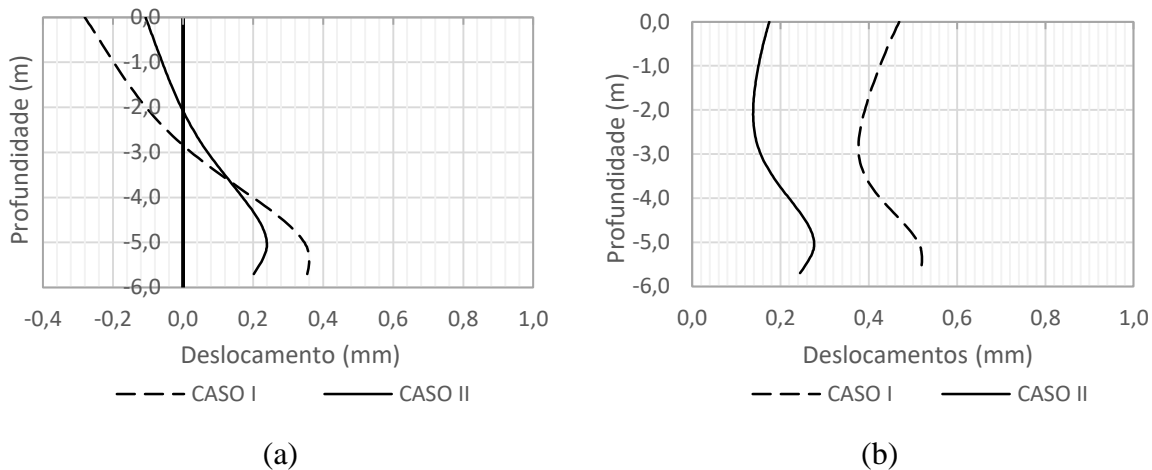


Figura 4.30. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção: (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o Perfil 1.

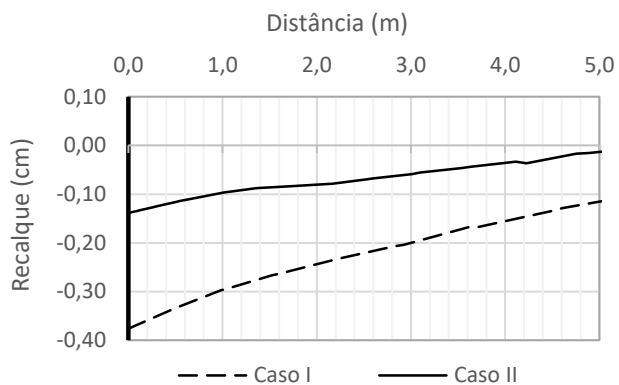


Figura 4.31. Comparação dos deslocamentos verticais no terreno após final da construção para o perfil 1.

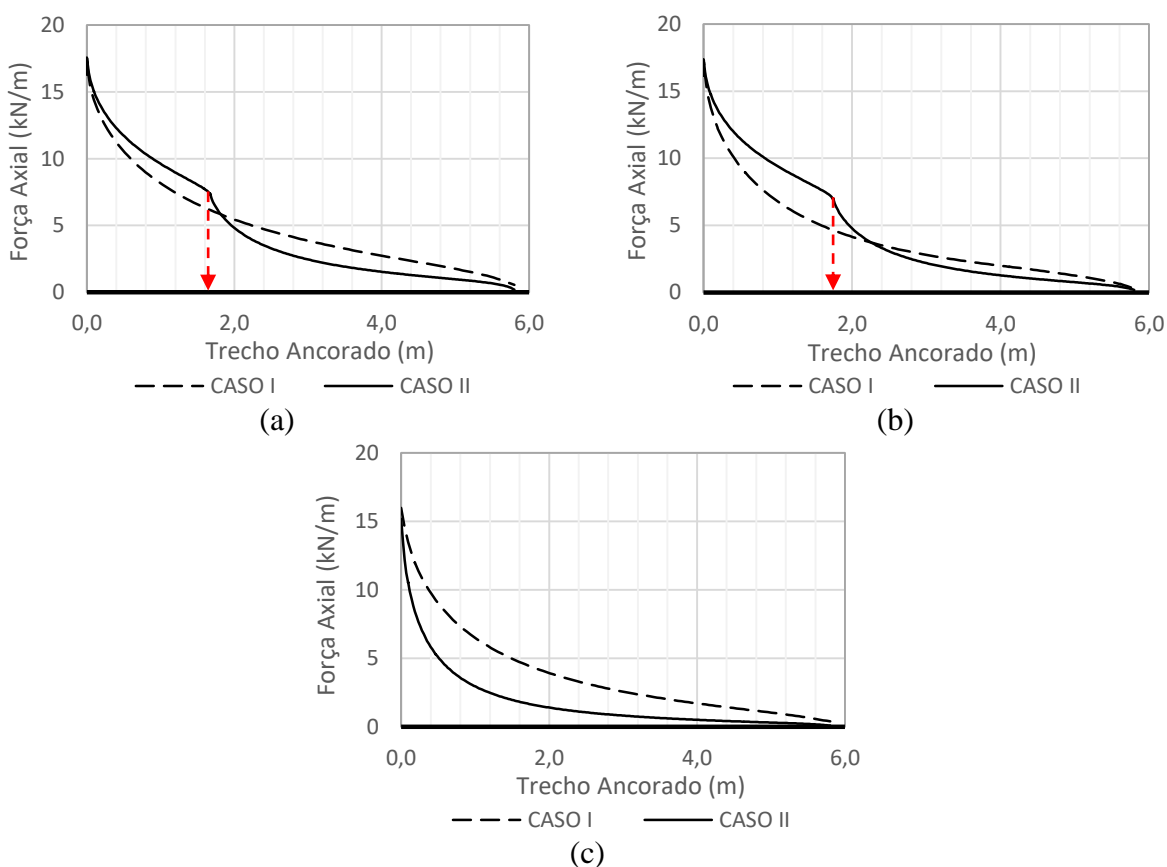


Figura 4.32. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado (a) tirante superior (b) tirante médio e (c) tirante inferior para o perfil 1.

Nota-se que a ancoragem dos bulbos na camada de rocha alterada diminuiu os deslocamentos horizontais e totais previstos na cortina em cerca de 60% e os recalques do terreno em 65%. Apesar de tais diferenças, os valores previstos foram pequenos. Com relação à comparação das cargas

axiais ao longo dos trechos ancorados, duas diferenças podem ser observadas: uma diminuição significativa no tirante que se encontra completamente ancorado na rocha alterada (tirante inferior) e uma diminuição abrupta e mudança da carga axial no tirante superior e médio a partir do contato solo-rocha alterada (setas vermelhas).

Por último, foram comparadas as forças e momentos fletores atuantes ao longo da cortina após final da construção (Figura 4.33), onde é possível observar que não existem diferenças significativas nas forças cisalhantes e nos momentos fletores. Apenas uma pequena diferença nas forças axiais. Isto pode ser atribuído essencialmente ao fato de que, em ambos casos, a altura total da cortina foi executada na camada de solo residual.

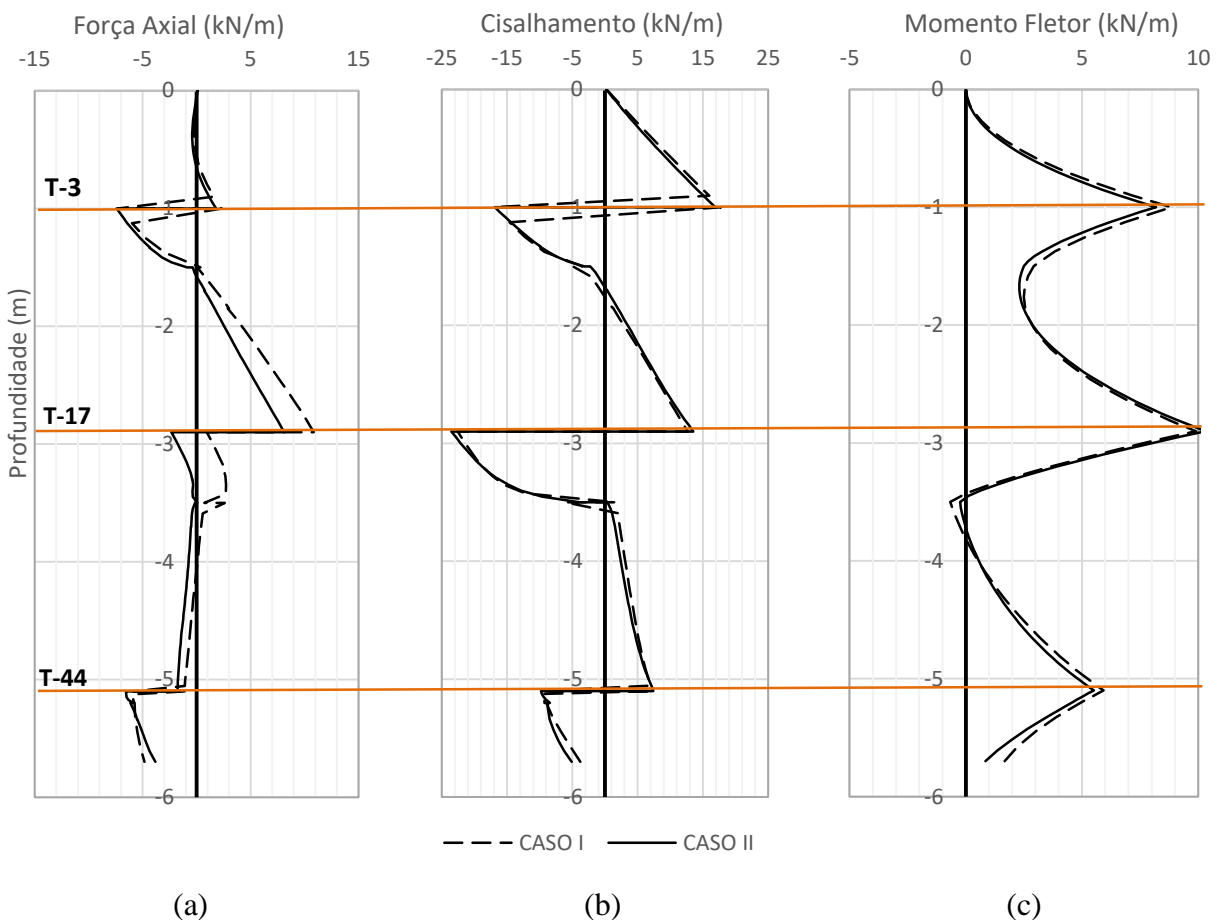


Figura 4.33. Comparação do comportamento mecânico ao longo da cortina (a) força axial, (b) força de cisalhamento e (c) momento fletor para o perfil 1.

As diferenças observadas nos resultados da simulação numérica dos casos I e II para perfil 1 são congruentes com os resultados obtidos das análises dos perfis 2, 4, 5, 6 e 7. Por exemplo, para o perfil 2, foi produzida uma diminuição de 53% e 48% nos deslocamentos horizontais e totais na cortina, respectivamente (Figura 4.34) e de 47% no recalques na superfície do terreno, após final da construção (Figura 4.35).

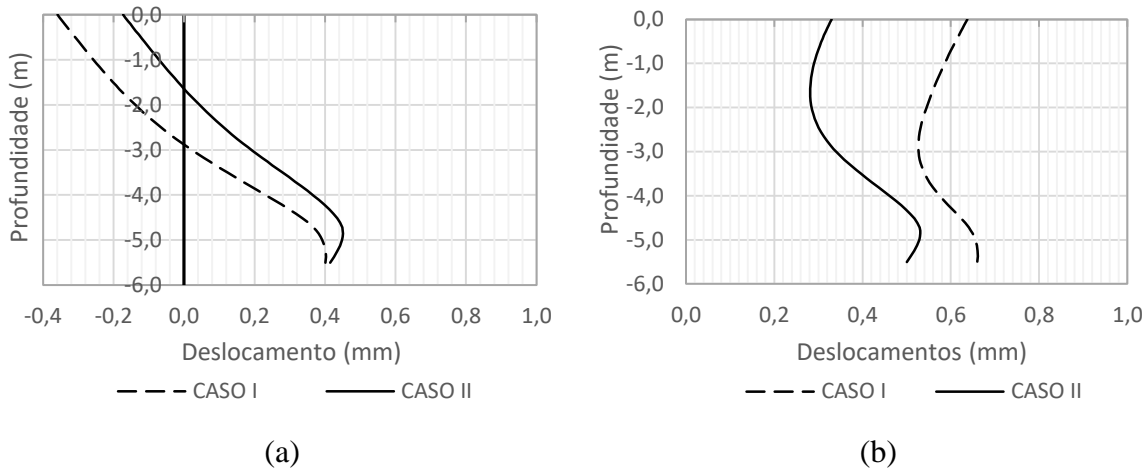


Figura 4.34. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção: (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o perfil 2.

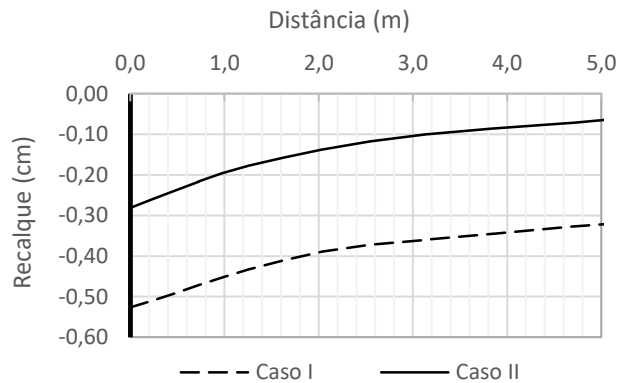


Figura 4.35. Comparação dos recalques da superfície do terreno após final da construção para o perfil 2.

Pode-se observar na Figura 4.36 a quebra abrupta na carga mobilizada ao solo pelo bulbo de ancoragem, bem no contato solo-rocha. Por sua vez, as pequenas diferenças obtidas na comparação das forças axiais, cisalhantes e momentos fletores atuantes ao longo da cortina são apresentadas na Figura 4.37.

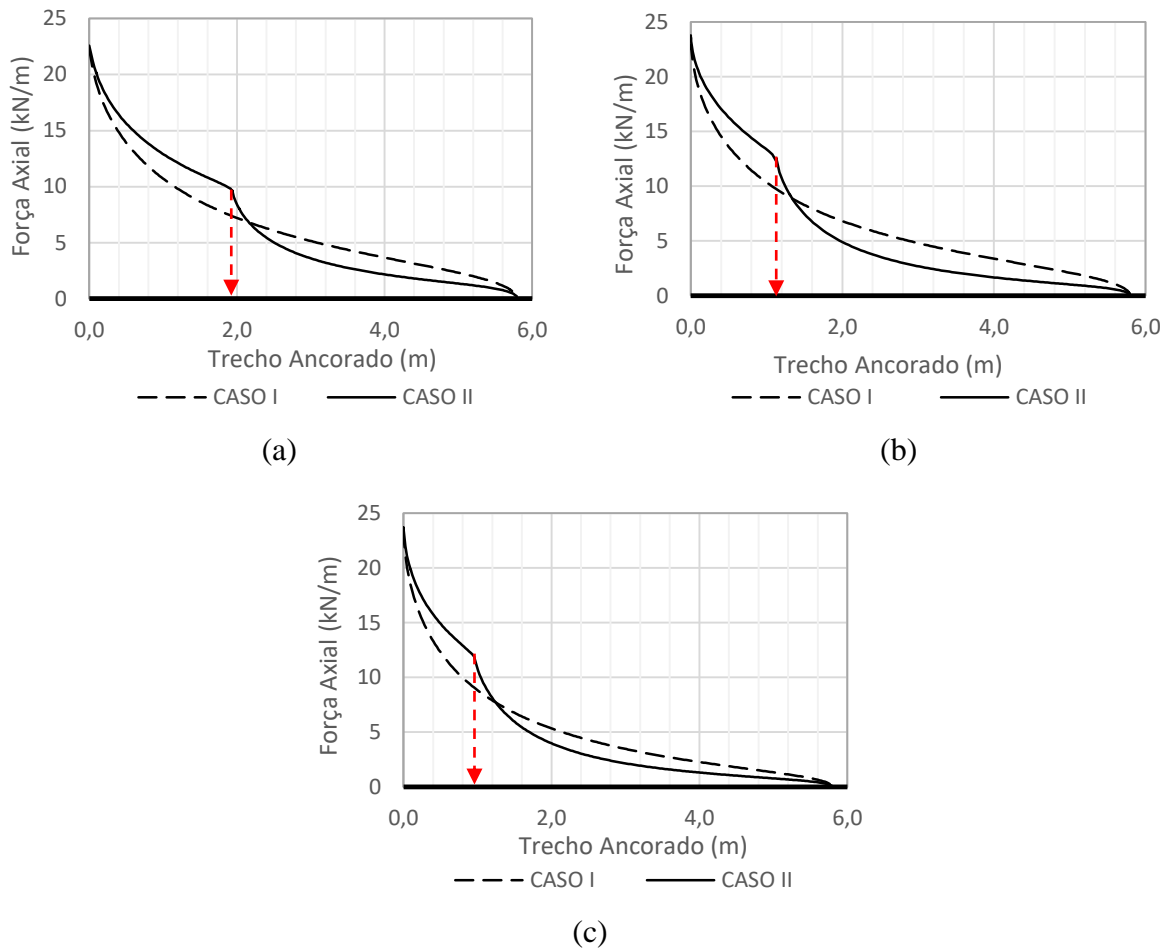


Figura 4.36. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado: (a) tirante superior, (b) tirante médio e (c) tirante inferior para o perfil 2.

sua vez, os deslocamentos verticais na superfície do terreno após final da construção, foram reduzidos 42% (Figura 4.40).

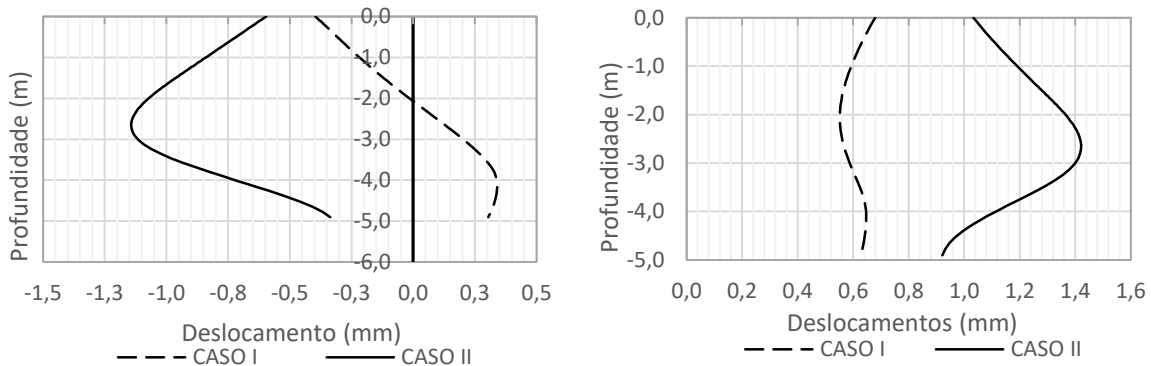


Figura 4.38. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção: (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o perfil 3.

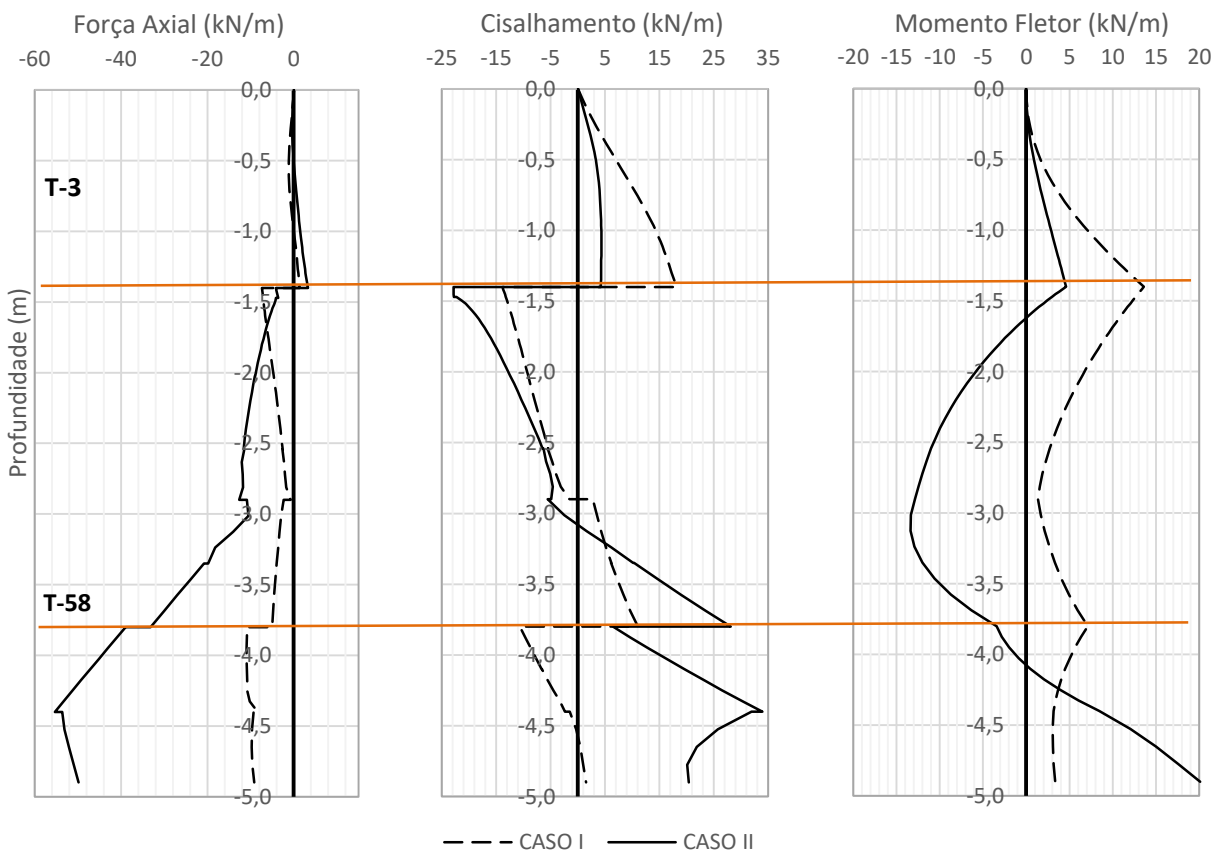


Figura 4.39. Comparação do comportamento mecânico ao longo da cortina: (a) força axial, (b) força de cisalhamento e (c) momento fletor para o perfil 3.

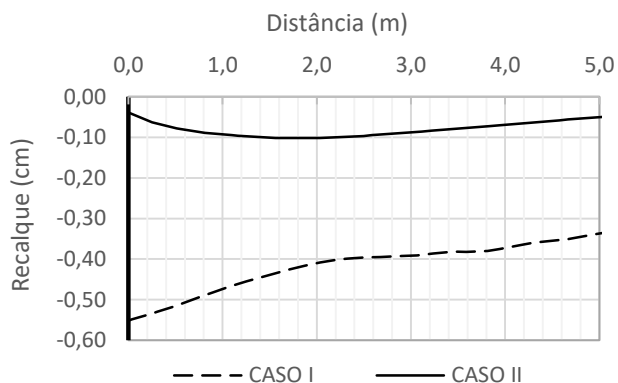


Figura 4.40. Comparação dos deslocamentos verticais do terreno após final da construção para o perfil 3.

Com respeito à comparação das cargas axiais mobilizadas ao longo do bulbo de ancoragem, pode-se observar uma diferença maior no tirante que está ancorado completamente na camada de rocha alterada (tirante inferior), o que está de acordo com os resultados obtidos das análises dos outros perfis. Nota-se que tanto no tirante superior como no tirante inferior, em ambos casos (caso I e II), o bulbo está ancorado num único material, portanto não é apresentada uma quebra na componente mobilizada (Figura 4.41).

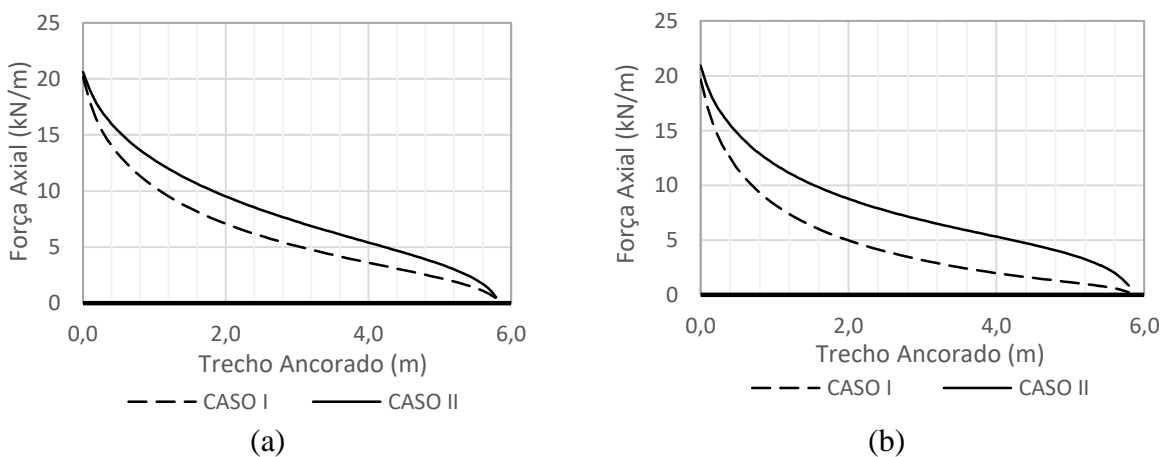


Figura 4.41. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado: (a) tirante superior e (b) tirante inferior para o perfil 3.

De acordo com os resultados, a maior diferença nos deslocamentos horizontais na cortina devido à consideração da estatigrafia foi obtida na simulação do perfil 4 (82%), enquanto que os deslocamentos totais, assim como os recalques do terreno foram reduzidos em 60% e 57%, respectivamente (Figura 4.42 e 4.43).

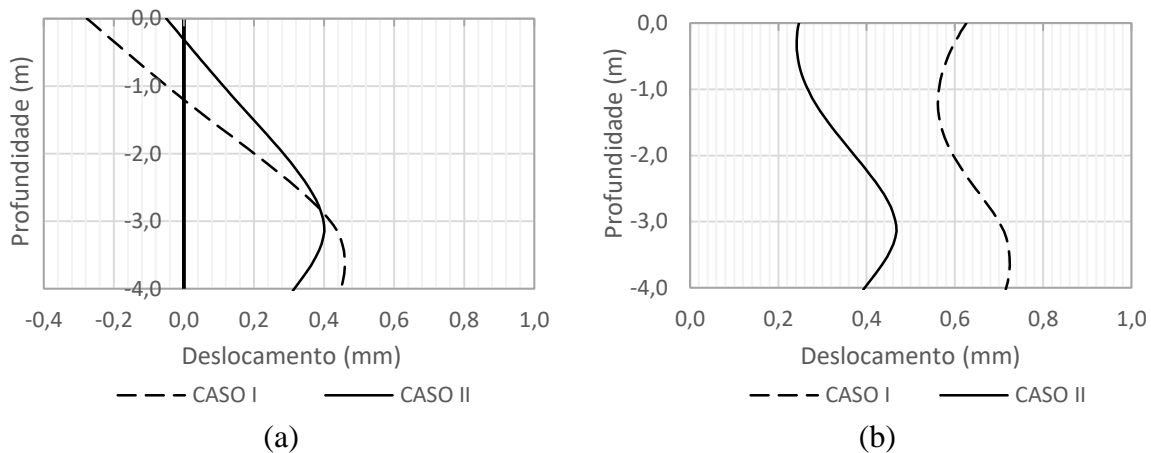


Figura 4.42. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção: (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o perfil 4.

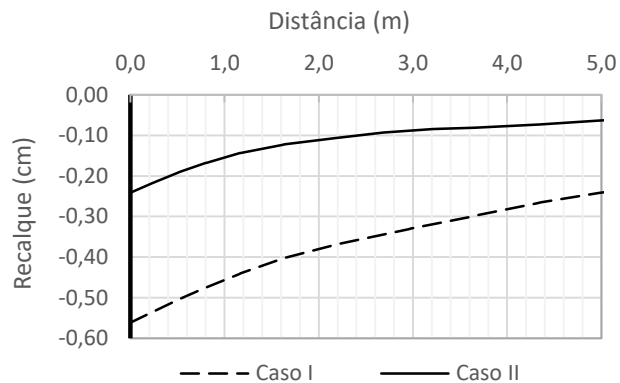


Figura 4.43. Comparação dos deslocamentos verticais do terreno após final da construção para o perfil 4.

Pode-se observar na Figura 4.44 uma diminuição da carga mobilizada ao longo do bulbo de ancoragem, para o tirante que fica completamente ancorado na rocha alterada (tirante inferior) e uma mudança da carga axial no tirante superior a partir do contato solo-rocha alterada (num terço do comprimento total do bulbo). A comparação das forças axiais, cisalhantes e momentos fletores atuantes ao longo da cortina, para os Casos I e II, são apresentados na Figura 4.45.

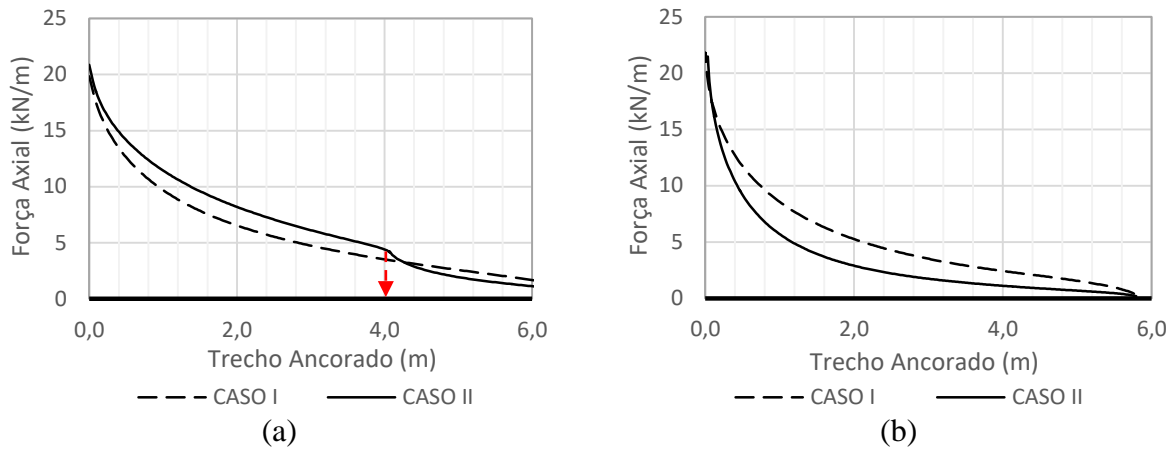


Figura 4.44. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado (a) tirante superior e (b) tirante inferior para o perfil 4.

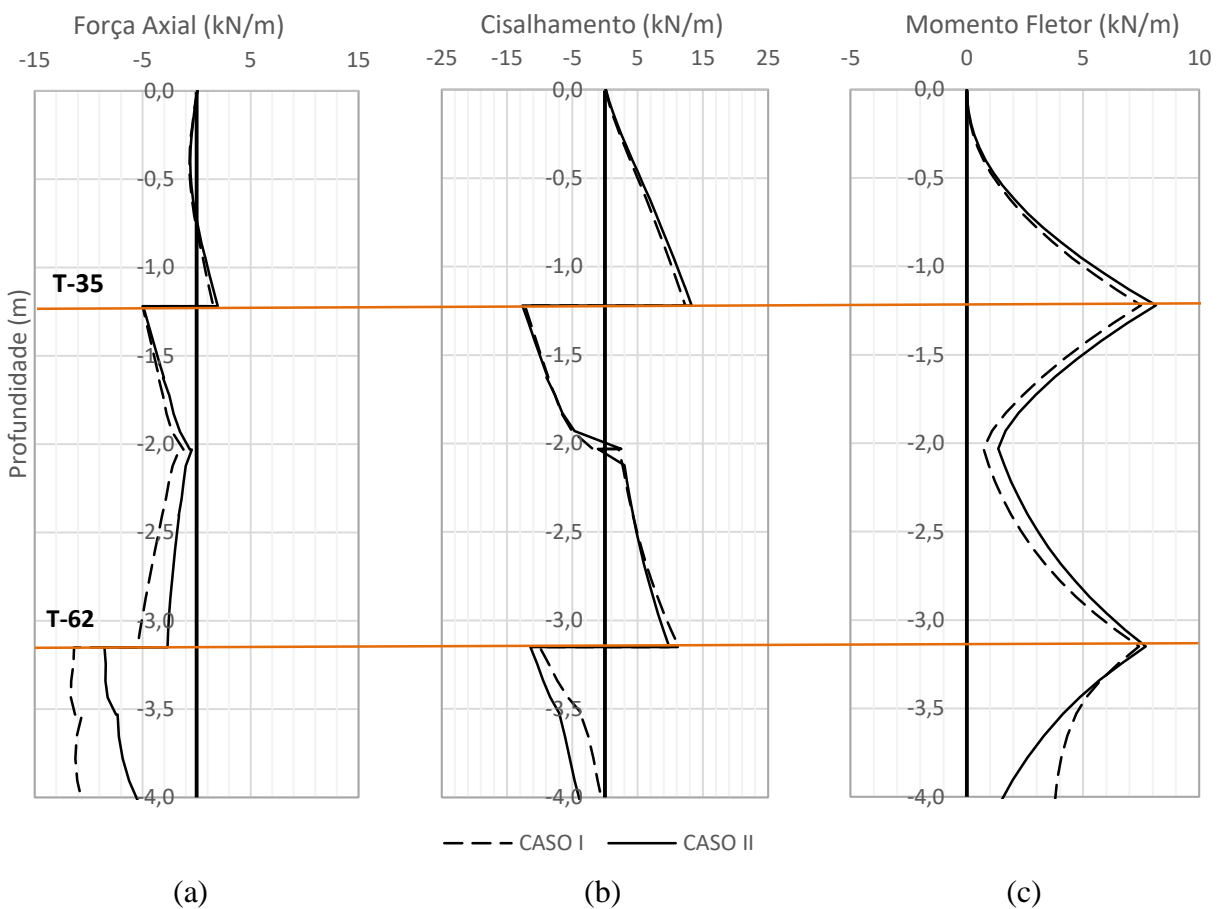


Figura 4.45. Comparação do comportamento mecânico ao longo da cortina no perfil 4: (a) força axial, (b) força de cisalhamento e (c) momento fletor para o perfil 4.

Para o perfil 5, a comparação dos resultados dos deslocamentos horizontais e totais na cortina e dos deslocamentos verticais na superfície do terreno (recalques) após final da construção, são apresentados nas Figura 4.46 e Figura 4.47, respectivamente. Complementarmente, são também mostradas as cargas axiais de cada tirante ao longo dos trechos ancorados (Figura 4.48) e as forças axiais, cisalhantes e momentos fletores atuantes ao longo da cortina (Figura 4.49). Pode-se observar que os deslocamentos horizontais e totais máximos foram reduzidos em 52% e 31%, respectivamente e os recalques na superfície do terreno diminuem 26%. Com respeito as forças e momentos atuantes ao longo da cortina é possível observar que houve uma tendência semelhante e pouca diferença entre os valores apresentados com diferentes estratigrafias assim como nas outras seções simuladas.

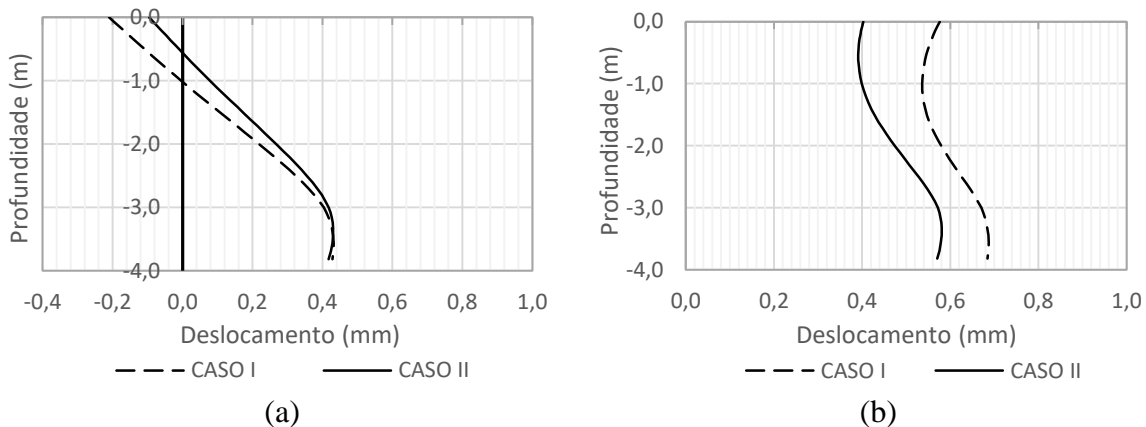


Figura 4.46. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o perfil 5.

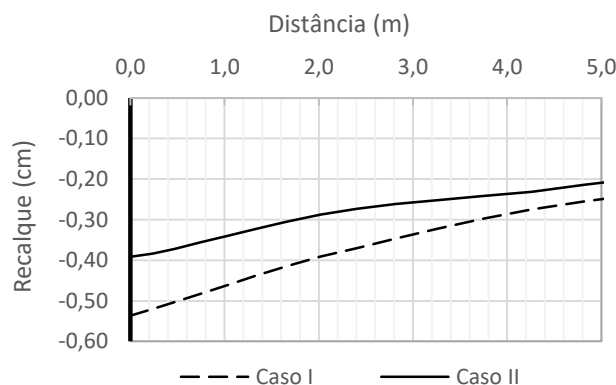


Figura 4.47. Comparação dos deslocamentos verticais do terreno após final da construção para o perfil 5.

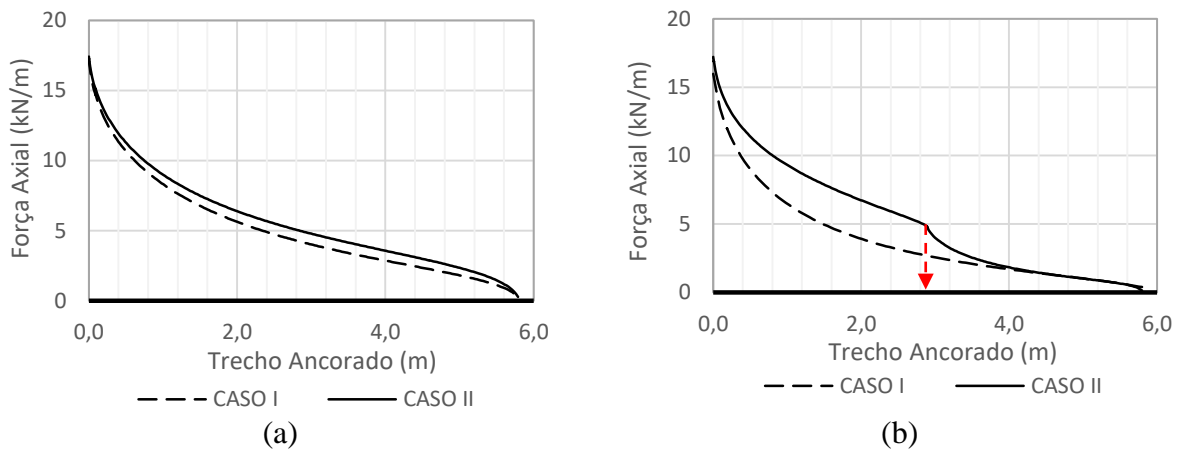


Figura 4.48. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado (a) tirante superior e (b) tirante inferior para o Perfil 5.

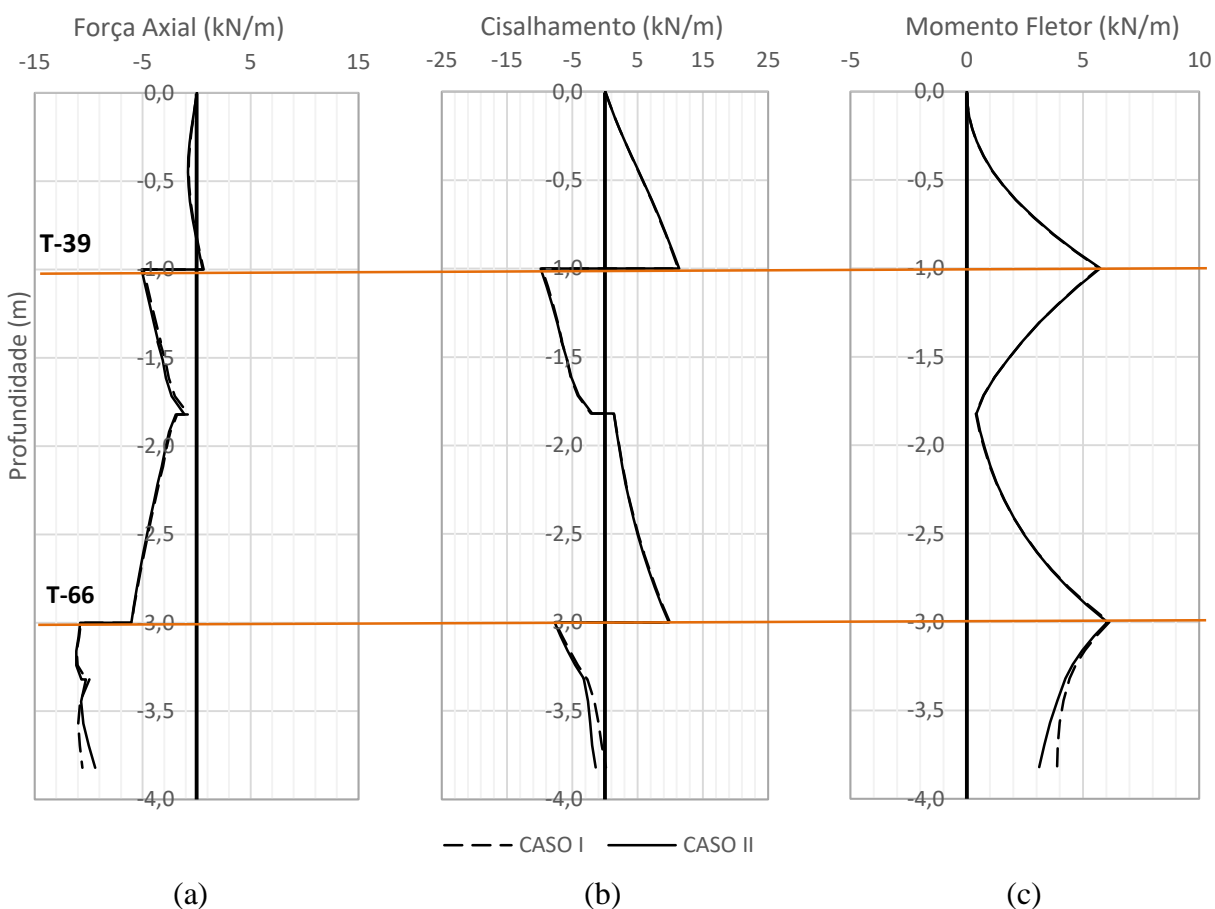


Figura 4.49. Comparação do comportamento mecânico ao longo da cortina no perfil 5 (a) força axial, (b) força de cisalhamento e (c) momento fletor para o Perfil 5.

As menores diferenças nos deslocamentos horizontais e os deslocamentos totais ao longo da parede, assim como dos deslocamentos verticais na superfície do terreno foram obtidos nas seções ancoradas por uma única linha de ancoragens, ancoradas 70 % (perfil 6) e 85% (perfil 7) na rocha alterada. Para o perfil 6, a ancoragem dos bulbos na camada de rocha alterada diminuiu os deslocamentos horizontais, totais e os recalques do terreno em 16%, 11% e 42%, respectivamente (Figura 4.50 e Figura 4.51). Também são apresentados para o perfil 6 as cargas axiais de cada tirante ao longo dos trechos ancorados (Figura 4.52) e as forças axiais, cisalhantes e momentos fletores atuantes ao longo da cortina (Figura 4.53).

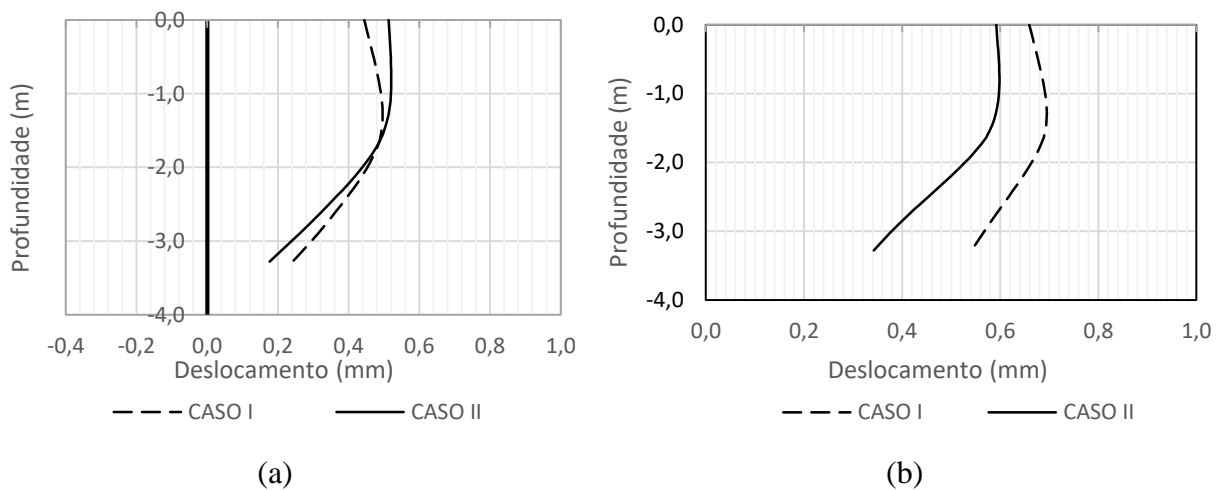


Figura 4.50. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção: (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o perfil 6.

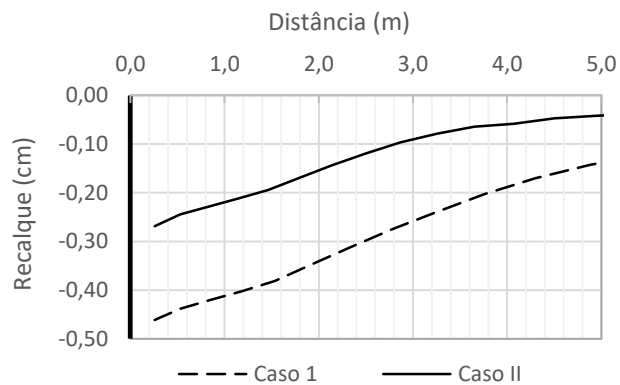


Figura 4.51. Comparação dos deslocamentos verticais do terreno após final da construção para o perfil 6.

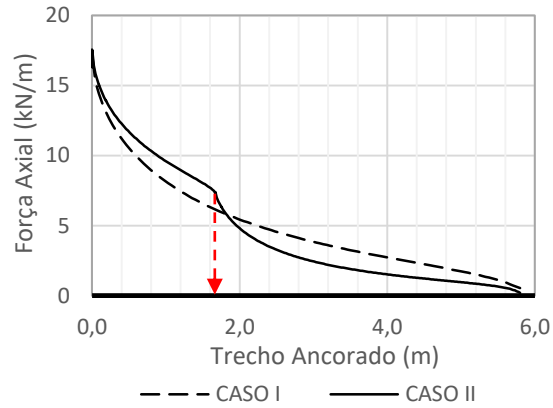
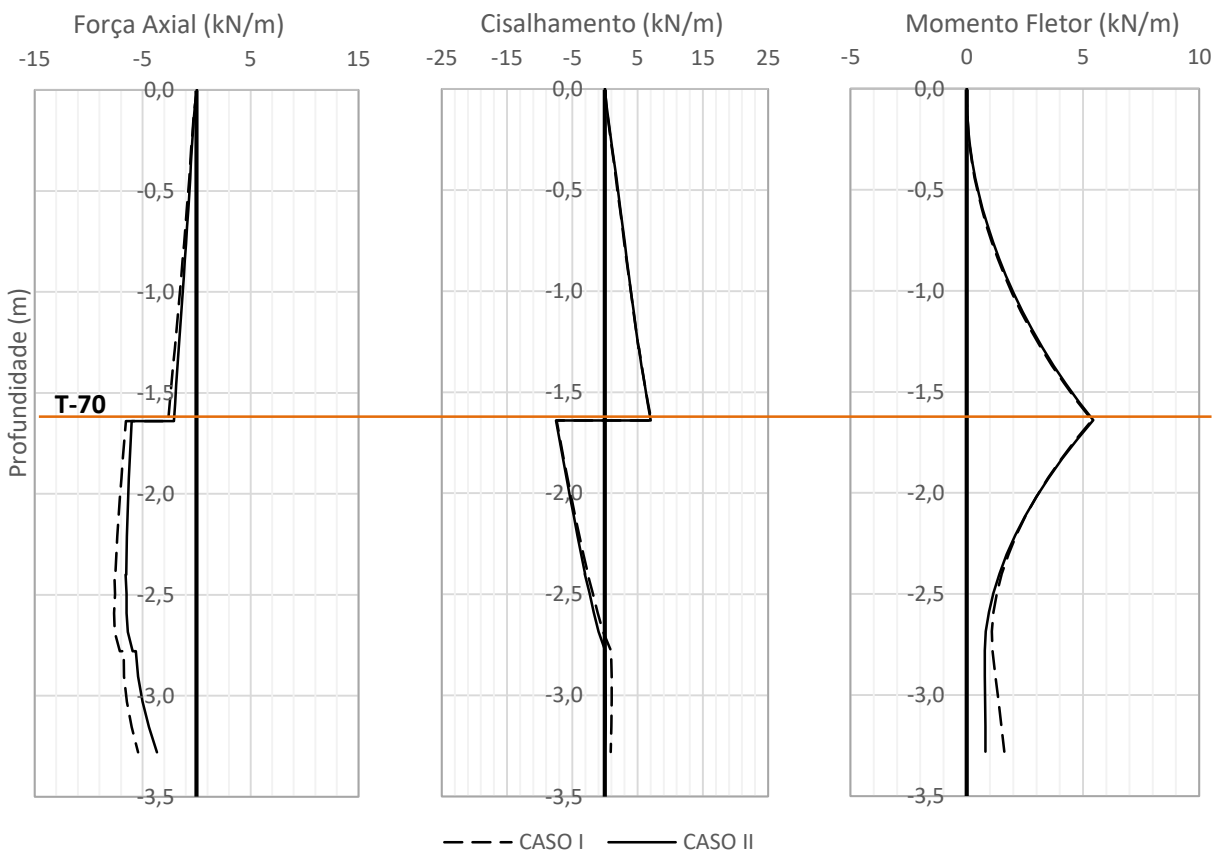


Figura 4.52. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado para o perfil 6.



(a)

(b)

(c)

Figura 4.53. Comparação do comportamento mecânico ao longo da cortina no perfil 6 (a) força axial, (b) força de cisalhamento e (c) momento fletor para o perfil 6.

Para o perfil 7, a ancoragem dos bulbos na camada de rocha alterada diminuiu os deslocamentos horizontais, totais na cortina e os deslocamentos verticais na superfície do terreno (recalques) após final da construção em 6%, 13% e 43%, respectivamente (Figura 4.54 e Figura 4.55).

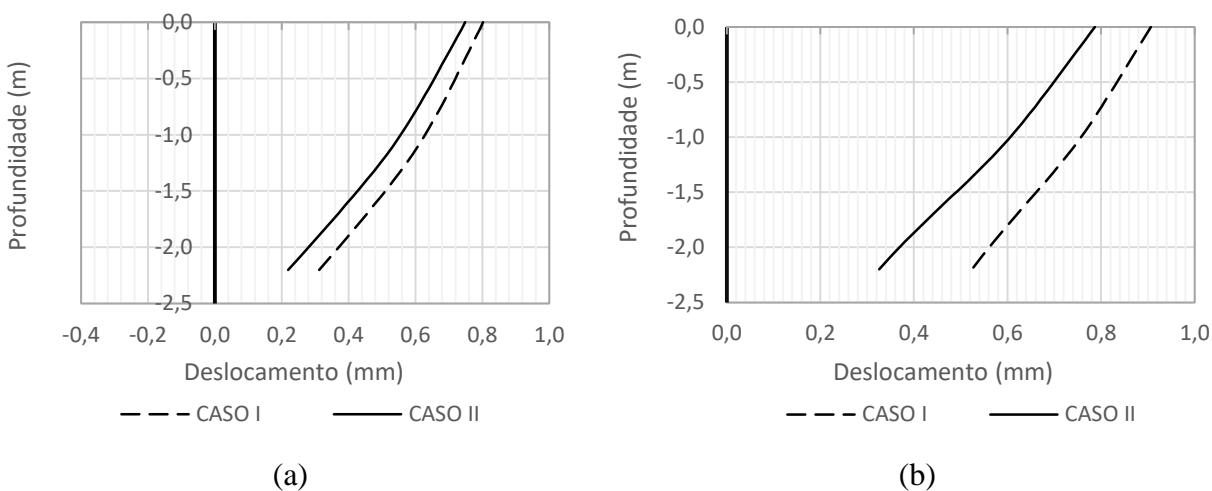


Figura 4.54. Comparação dos deslocamentos na cortina após final da construção: (a) deslocamentos horizontais e (b) deslocamentos totais para o perfil 7.

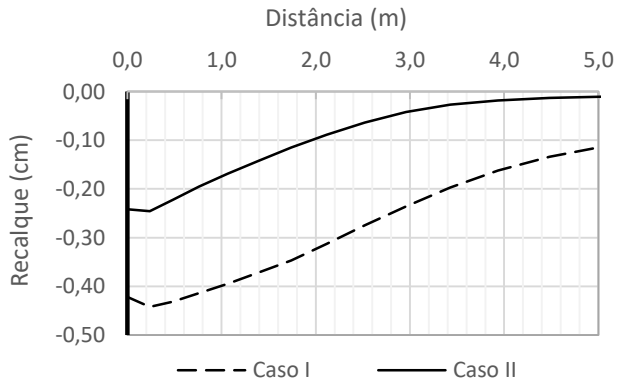


Figura 4.55. Comparação dos deslocamentos verticais do terreno após final da construção para o perfil 7.

Também são apresentados para o perfil 7 as cargas mobilizadas em cada tirante, ao longo dos trechos ancorados (Figura 4.56) e as forças axiais, cisalhantes e momentos fletores atuantes ao longo da cortina (Figura 4.57). É importante mencionar que nos perfis 6 e 7, além de apresentarem uma única de ancoragem e menor comprimento total de bulbo ancorado na rocha alterada (no caso

II), possuem as menores alturas de cortina dente as analisadas e portanto as menores diferenças entre os valores observados.

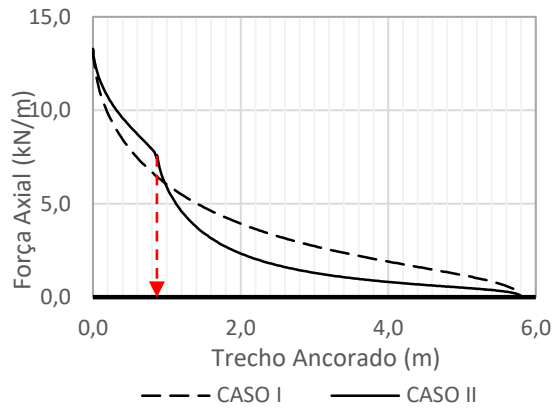


Figura 4.56. Comparação da carga axial ao longo do trecho ancorado para o perfil 7.

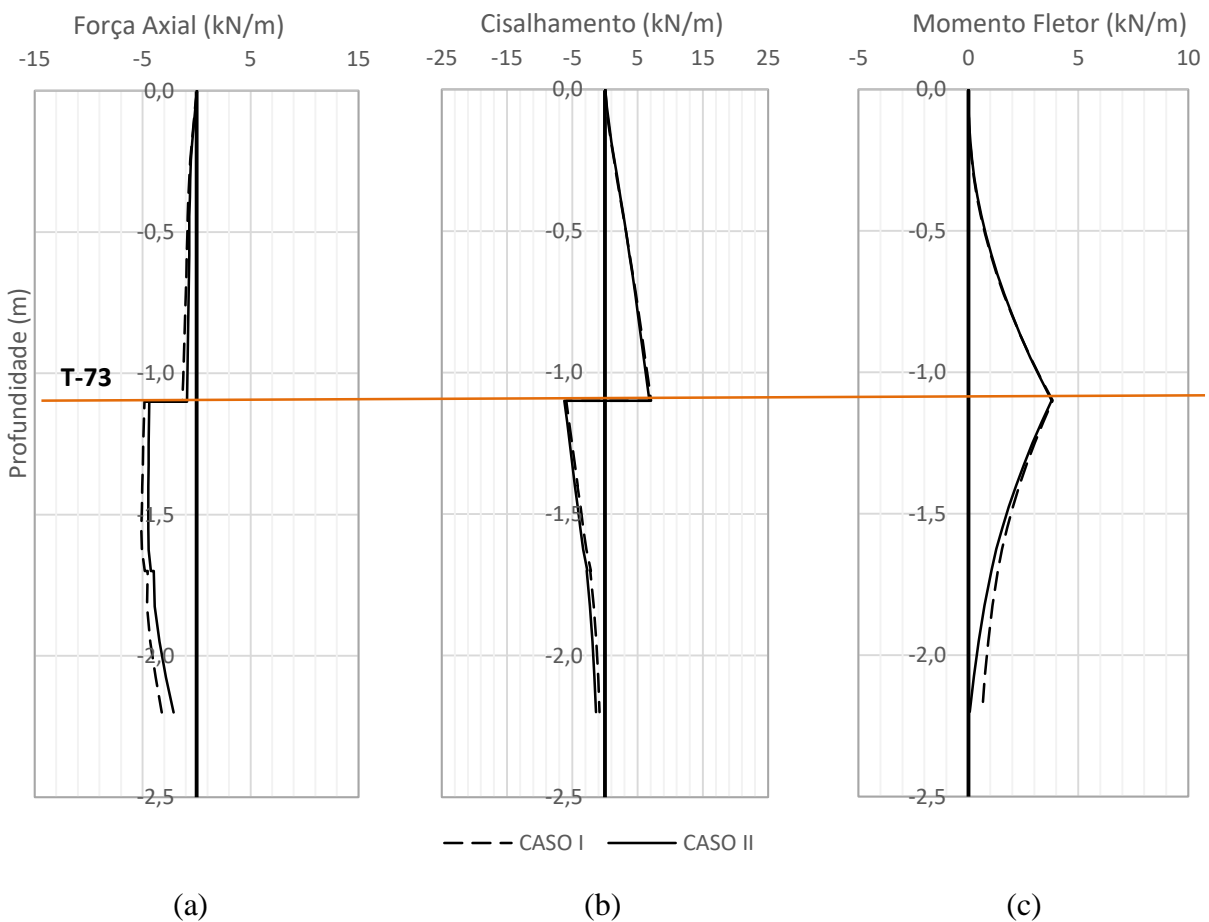


Figura 4.57. Comparação do comportamento mecânico ao longo da cortina (a) força axial, (b) força de cisalhamento e (c) momento fletor para o perfil 7.

Na Tabela 4.15 é apresentado o resumo dos deslocamentos calculados na simulação numérica dos casos I e II. Observa-se que os deslocamentos horizontais e totais medidos no topo da cortina, assim como os deslocamentos na superfície do terreno, diminuem quando os trechos ancorados dos tirantes são ancorados na camada de rocha alterada (Caso II). De maneira quantitativa foi observado que:

- Os deslocamentos horizontais máximos foram reduzidos entre 6 e 82%, apresentando um valor médio de 50%;
- Os deslocamentos totais diminuíram entre 13 e 64%, com valor médio de 38%;
- Os recalques na superfície do terreno diminuem entre 26 e 82%, mostrando um valor médio de 50%.

Tabela 4.15. Comparação dos deslocamentos calculados na simulação numérica dos casos I e II.

Perfil	Deslocamentos								
	Horizontais na cortina			Totais na cortina			Recalque do terreno		
	Caso I	Caso II	%	Caso I	Caso II	%	Caso I	Caso II	%
P-1	-0,28	-0,11	61%	0,47	0,17	64%	-0,377	-0,138	63%
P-2	-0,36	-0,17	53%	0,64	0,33	48%	-0,53	-0,28	47%
P-3	-0,40	-0,60	-50%	0,68	1,03	-51%	-0,55	-0,10	82%
P-4	-0,28	-0,05	82%	0,63	0,25	60%	-0,56	-0,24	57%
P-5	-0,21	-0,10	52%	0,58	0,40	31%	-0,53	-0,39	26%
P-6	0,44	0,51	-16%	0,66	0,59	11%	-0,46	-0,27	42%
P-7	0,80	0,75	6%	0,91	0,79	13%	-0,42	-0,24	43%

É importante ressaltar que estes valores percentuais são válidos apenas para a comparação desenvolvida nesta pesquisa, já que a utilização de outros parâmetros dos modelos constitutivos empregados na simulação do comportamento mecânico das camadas de solo e rocha irão gerar resultados diferentes.

Com respeito às cargas de trabalho, é apresentada na Tabela 4.16 uma comparação percentual dos valores da somatória ao longo do trecho ancorado das forças mobilizadas, em cada nível de

ancoragem para cada seção analisada, em relação à carga de trabalho adotada no projeto (carga aplicada no tirante). Nota-se que, em média, o 63% e 65% da carga de protensão aplicada nos tirantes, foi mobilizada ao longo do trecho ancorado para os casos I e II, respectivamente. Em relação aos resultados obtidos por tirante, pode-se observar um acréscimo da carga mobilizada de 1 até 5%. É evidente que, no caso II, a carga mobilizada ao longo do bulbo de ancoragem depende do comprimento do bulbo ancorado na camada de rocha alterada, no entanto, em geral em relação à carga de trabalho aplicada as forças mobilizadas nas cortinas ancoradas por uma única linha de tirantes (P-6 e P-7) apresentaram valores menores.

Tabela 4.16. Comparação das cargas aplicadas dos tirantes e as cargas mobilizadas ao longo do trecho ancorado.

Perfil	Tirante	Carga aplicada (kN/m)	MEF (kN/m)			
			CASO I		CASO II	
P-1	Superior (T-3)	52,95	33,87	64%	34,93	66%
	Médio (T-17)		34,04	64%	34,56	65%
	Inferior (T-44)		31,55	60%	30,29	57%
P-2	Superior (T-14)	71,69	44,30	62%	44,91	63%
	Médio (T-28)		45,70	64%	47,43	66%
	Inferior (T-55)		45,82	64%	47,30	66%
P-3	Superior (T-31)	59,36	39,33	66%	40,69	69%
	Inferior (T-58)		39,07	66%	40,98	69%
P-4	Superior (T-35)	58,80	39,48	67%	41,55	71%
	Inferior (T-62)		42,97	73%	43,41	74%
P-5	Superior (T-39)	53,40	34,30	64%	34,57	65%
	Inferior (T-66)		31,55	59%	34,28	64%
P-6	Único (T-70)	51,31	27,12	53%	27,51	54%
P-7	Único (T-73)	45,97	26,36	57%	26,50	58%

Na Tabela 4.17 é apresentada a comparação entre as cargas de trabalho calculadas pelo método Brasileiro e as cargas mobilizadas ao longo do bulbo e calculadas pelo MEF a partir da carga de

projeto aplicada no tirante (157kPa). Conforme pode ser observado, de um modo geral as diferenças entre as cargas calculadas pelo método Brasileiro e as fornecidas pelo MEF aumentam para cortinas com múltiplas linhas de ancoragens. Já que a hipótese de considerar uma carga de trabalho global numa seção, ou seja um valor da carga de trabalho igual em todas as linhas de ancoragens na seção analisada é menos atingida nas simulações numéricas entre maior seja o número de linhas de ancoragens. As cargas de trabalho mobilizadas ao longo do bulbo de ancoragens são maiores, devido ao fato de que na obra foram aplicadas cargas de protensão nos tirantes maiores as cargas calculadas pelo método Brasileiro.

Tabela 4.17. Comparação das cargas de trabalho calculadas pelo método Brasileiro e as mobilizadas ao longo do bulbo e calculadas pelo MEF a partir da carga de rojeto aplicada no tirante.

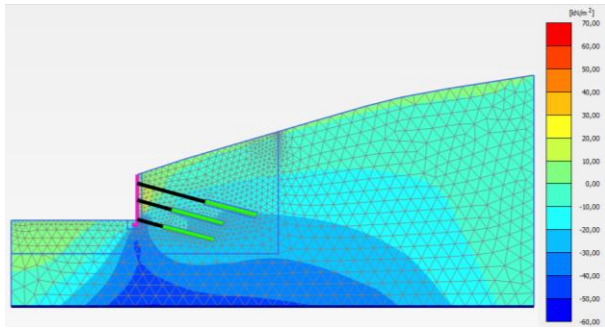
Perfil	Tirante	Brasileiro (kN/m)	MEF (kN/m)			
			CASO I		CASO II	
P-1	Superior (T-3)	23,06	33,87	68%	34,93	66%
	Médio (T-17)		34,04	68%	34,56	67%
	Inferior (T-44)		31,55	73%	30,29	76%
P-2	Superior (T-14)	20,47	44,30	46%	44,91	46%
	Médio (T-28)		45,70	45%	47,43	43%
	Inferior (T-55)		45,82	45%	47,30	43%
P-3	Superior (T-31)	22,11	39,33	56%	40,69	54%
	Inferior (T-58)		39,07	57%	40,98	54%
P-4	Superior (T-35)	10,80	39,48	27%	41,55	26%
	Inferior (T-62)		42,97	25%	43,41	25%
P-5	Superior (T-39)	8,65	34,30	25%	34,57	25%
	Inferior (T-66)		31,55	27%	34,28	25%
P-6	Único (T-70)	7,87	27,12	29%	27,51	29%
P-7	Único (T-73)	0,00	26,36	--	26,50	--

Pode-se observar também que as diferenças entre os valores obtidos na simulação dos casos I e II são da ordem de 1%, 2%, até um máximo 3%, denotando pouca influência do modelo estratigráfico adotado.

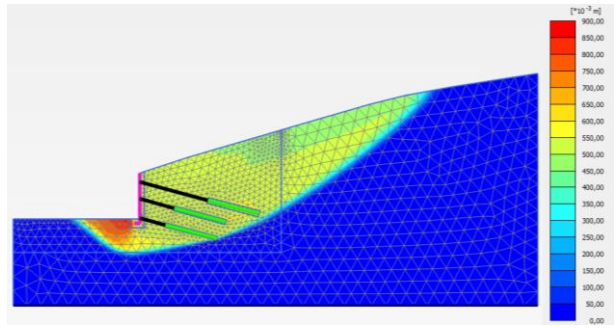
Devido ao fato de o fator de segurança mínimo calculado para o perfil 7 sem a cortina é maior ao valor de 1,5 exigido pela norma, a força de ancoragem necessária no tirante é zero, e qualquer força de protensão aplicada no projeto matematicamente vai produzir uma diferença percentual muito grande. Por isso decidiu-se não comparar as cargas neste perfil.

É importante mencionar que no método Brasileiro a carga de trabalho global é calculada apenas em função da altura da cortina, da inclinação da face do talude e da declividade da superfície do terreno, portanto seu valor diminui sucessivamente do perfil 1 ao perfil 7 pois as alturas da cortina diminuem nessa ordem. Por sua vez, na simulação numérica, são consideradas, além da distribuição e localização dos tirantes na parede, os comprimentos dos trechos livres e ancorados, assim como o grau de ancoragem do bulbo na camada de rocha alterada (no caso II), dentre outros aspectos relevantes.

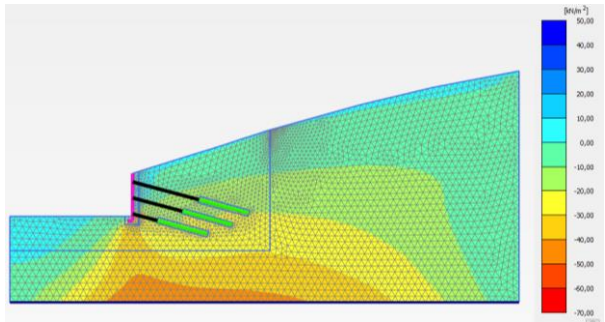
As tensões cisalhantes atuantes no maciço de solo, assim como a superfície de ruptura potencial ao final da construção, são apresentadas na Figura 4.58. e Figura 4.59 para o caso I e na Figura 4.61 e Figura 4.62 para o caso II.



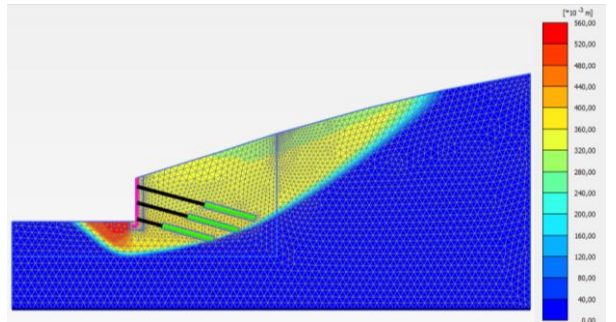
P-1 (a)



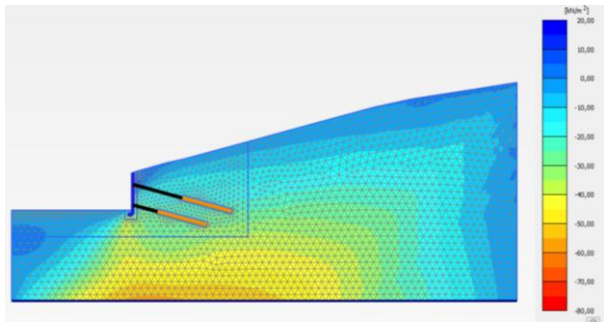
P-1 (b)



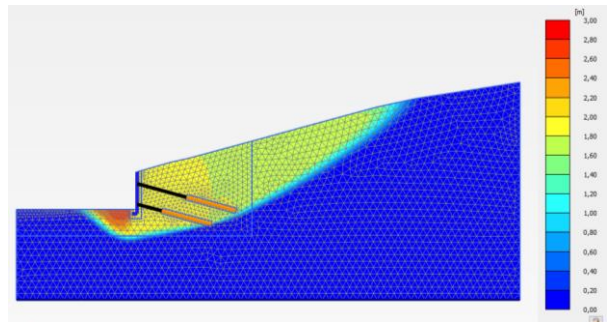
P-2 (a)



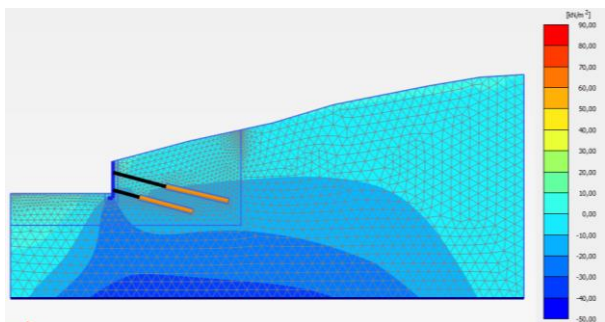
P-2 (b)



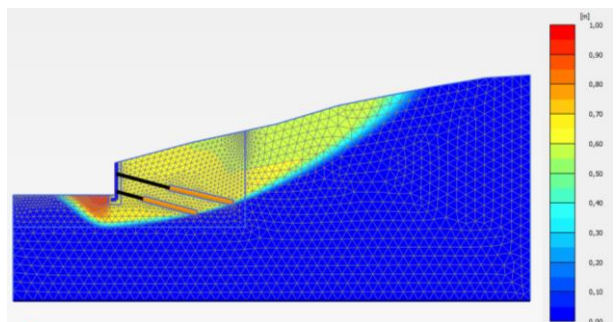
P-3 (a)



P-3 (b)

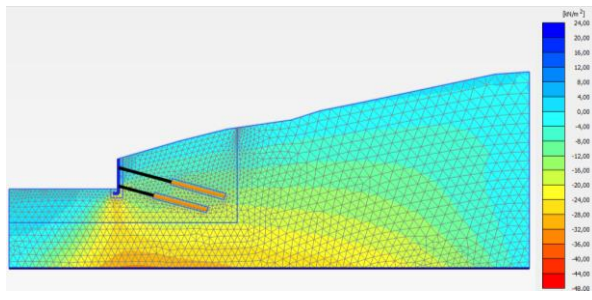


P-4 (a)

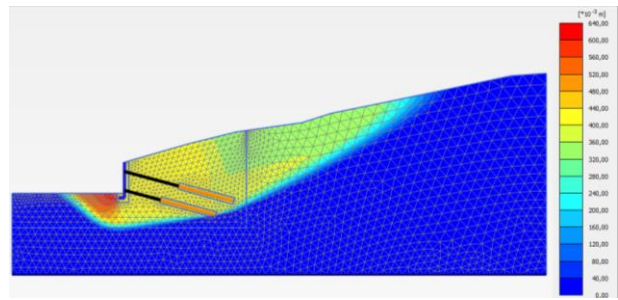


P-4 (b)

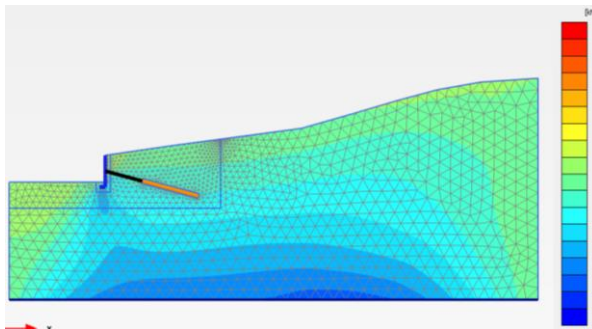
Figura 4.58. Comportamento mecânico do maciço de solo ao final da construção (a) tensões de cisalhamento e (b) superfície de ruptura potencial. Caso I.



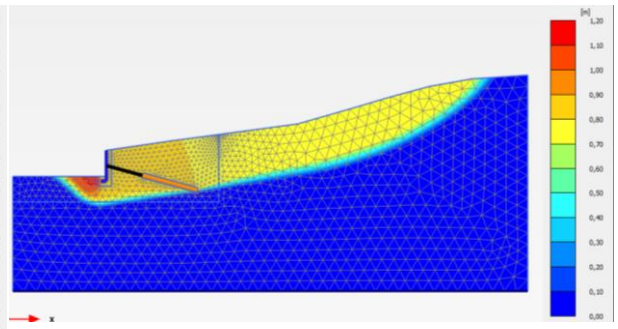
P-5 (a)



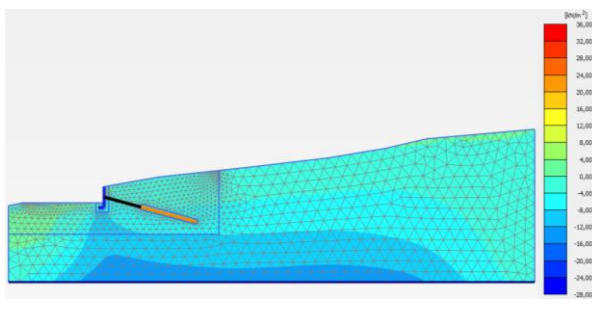
P-5 (b)



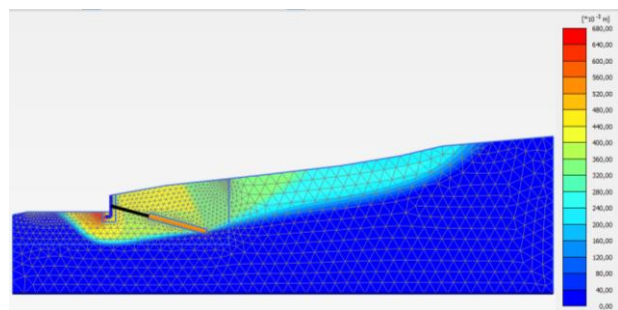
P-6 (a)



P-6 (b)



P-7 (a)



P-7 (b)

Figura 4.59. Comportamento mecânico do maciço de solo ao final da construção (a) tensões de cisalhamento e (b) superfície de ruptura potencial. Caso I.

Para os perfis analisados, nota-se que, com a colocação e protensão dos tirantes é desenvolvida uma extensa zona de plastificação do maciço na iminência do colapso (com a aproximação da condição de colapso). Em comparação com as superfícies de ruptura pré-definidas pelos métodos analíticos, a superfície calculada pelo MEF é localizada a uma profundidade maior do que o pé da cortina, passando além do comprimento total dos bulbos de ancoragens até a superfície do terreno. O fato de que os bulbos de ancoragens se encontram completamente dentro da superfície de deslizamento é congruente com a hipótese de que, com a colocação da carga nos tirantes, nenhuma

superfície de escorregamento ocorre ao longo de qualquer plano que passa pelo pé da cortina e o bulbo para um fator de segurança maior que 1,5.

Pode-se observar que a superfície de ruptura circular resultante do próprio processo de cálculo no Método Dos Elementos Finitos é desenvolvida no caso I, só em função das propriedades do solo (homogêneo) e da localização dos tirantes. No caso II, o desenvolvimento da superfície potencial de ruptura é influenciado pela distância entre os elementos estruturais (parede e bulbos de ancoragens) e a camada de rocha alterada, e portanto pelo nível de ancoragem do tirante (maior ou menor) nessa camada, já que a ruptura não vai acontecer na rocha alterada, devido a suas boas propriedades mecânicas. Nota-se que nos perfis 5, 6 e 7 os deslocamentos são distribuídos apenas próximos ao pé da cortina, na base da escavação e da face da cortina. Assim, a superfície de ruptura muda se a estratigrafia é considerada de forma mais adequada com a presença da rocha. E isso implicou nas mudanças observadas nos fatores de segurança.

Com relação às tensões de cisalhamento, estas são desenvolvidas principalmente embaixo da parede e na região localizada entre os bulbos de ancoragens, onde atuam as forças de protensão aplicadas nos tirantes. Cabe salientar que, segundo a convenção de sinais adotada pelo programa, a compressão é considerada negativa, ou seja, o vetor de tensão σ'_{xx} é negativo no sentido oposto à normal ao plano x e a tensão de cisalhamento σ'_{xy} é positivo em direção oposta ao eixo y (Figura 4.60).

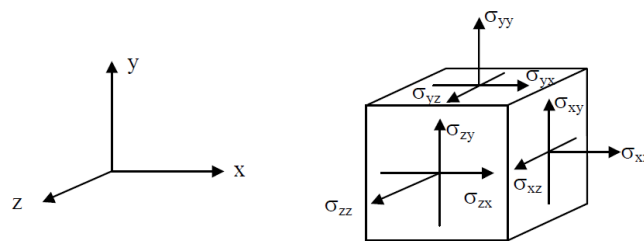


Figura 4.60. Convenção de sinais adotada pelo PLAXIS para tensões (Brinkgreve *et al.*, 2015).

Nota-se que as tensões de cisalhamento desenvolvidas ao final da construção da obra, no maciço de solo composto por uma única camada de solo residual para os perfis 1, 2 e 3 tem valores entre 30 e -50 kN/m² e entre 5 e 30 kN/m² no caso dos perfis 4, 5, 6 e 7. Na simulação do caso II é produzida uma leve diminuição das tensões cisalhantes, assim como uma redistribuição e maior

concentração das mesmas no contato solo-camada de rocha alterada e no contato rocha alterada-rocha sã.

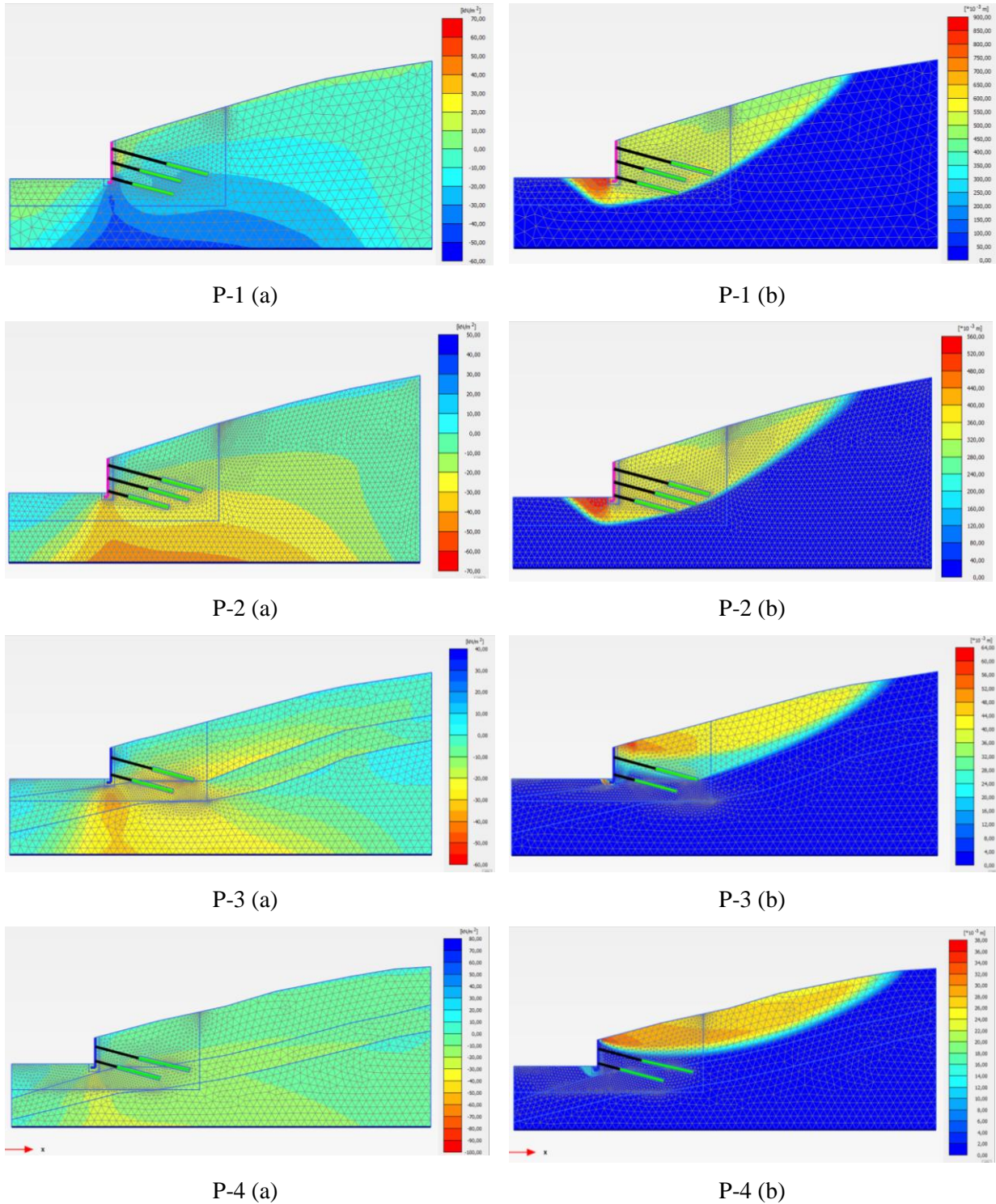
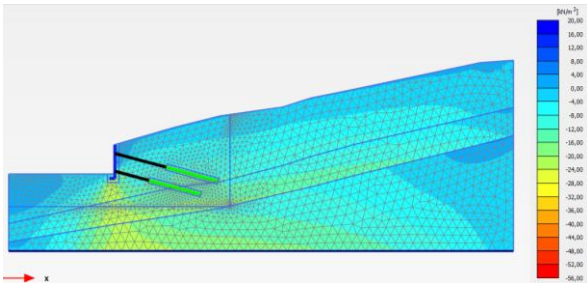
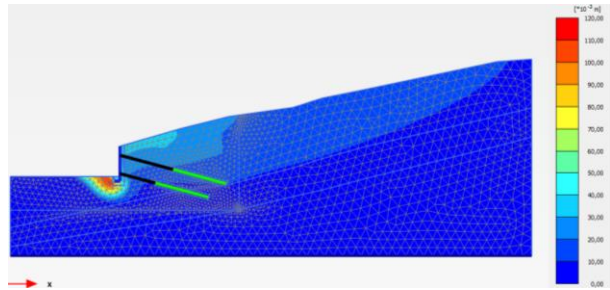


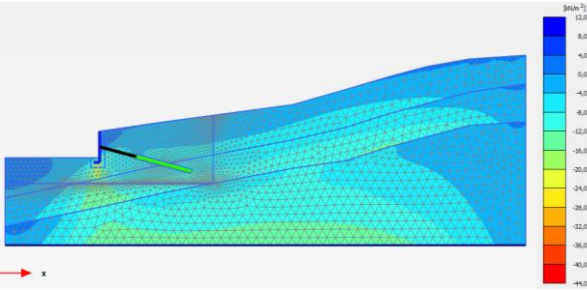
Figura 4.61. Comportamento mecânico do maciço de solo ao final da construção (a) tensões de cisalhamento e (b) superfície de ruptura potencial. Caso II.



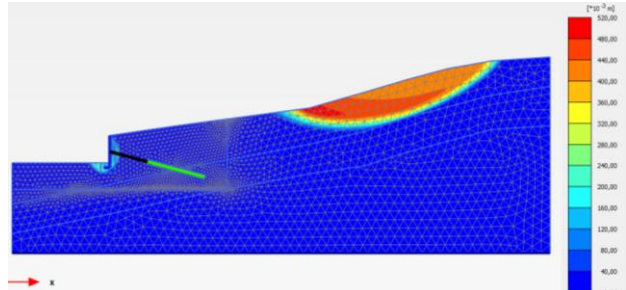
P-5 (a)



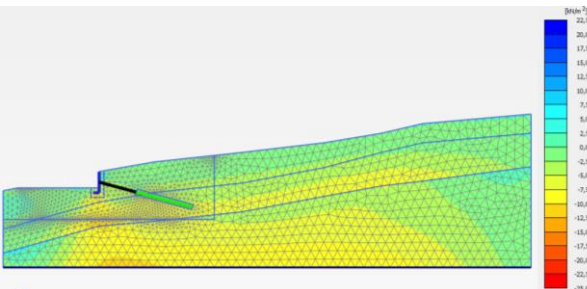
P-5 (b)



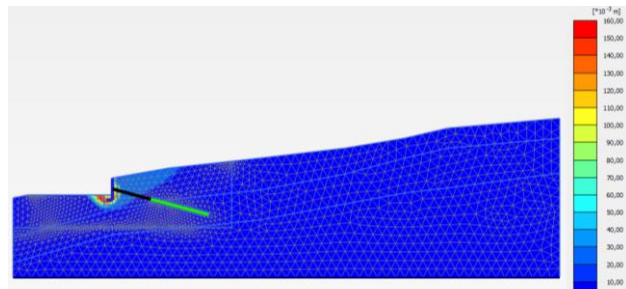
P-6 (a)



P-6 (b)



P-7 (a)



P-7 (b)

Figura 4.62. Comportamento mecânico do maciço de solo ao final da construção (a) tensões de cisalhamento e (b) superfície de ruptura potencial. Caso II.

A superfície de ruptura desenvolvida no perfil 6 corresponde com uma superfície de deslizamento do maciço que não se encontra na região reforçada com os tirantes, sendo o mecanismo de ruptura formado como consequência da declividade da superfície do terreno na porção superior à cortina, tendo em vista que a região onde encontram-se os tirantes está com fator de segurança maior.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1. CONCLUSÕES

Esta dissertação de mestrado procurou avaliar os métodos que consideram o estado plano de deformação na análise de estabilidade interna de cortinas atirantadas, assim como a influência do modelo estratigráfico adotado nas simulações numéricas. A seguir são apresentadas as principais conclusões obtidas:

As especificações sobre a análise de estabilidade interna de cortinas executadas em rocha não são tratadas pela norma Brasileira, NBR-5629 e para cortinas em solo não existe uma metodologia definida para escolher o método de cálculo empregado, ficando a critério e experiência do engenheiro projetista da obra.

O método mais fácil e rápido de aplicar é o método de Hoek & Bray (1981), já que o fator de segurança pode ser calculado com apenas uma equação, mas devido às muitas simplificações adotadas na sua formulação os valores obtidos são bastantes conservadores.

O método de Ranke & Ostermayer (1968) ou método Alemão é o método mais conservador na análise da estabilidade global, já que a superfície de ruptura considerada pelo método, define uma cunha deslizante ou bloco a estabilizar muito grande em relação aos outros métodos.

Em cortinas ancoradas por uma ou duas linhas de tirantes, os maiores fatores de segurança individuais são fornecidos pelo Método dos Elementos Finitos e os menores fatores de segurança são obtidos pelo método Alemão. Em cortinas com três níveis de tirantes, é apresentado um comportamento inverso.

Para casos complexos, a análise da estabilidade interna de cortinas atirantadas deve ser desenvolvida implementando conjuntamente os métodos analíticos, bem como o método numérico. Por isso foi desenvolvido e apresentado nesta dissertação um roteiro de cálculo sugestivo e aproximado, para que os engenheiros possam a partir do método convencional Brasileiro dimensionar satisfatoriamente o projeto de contenção.

Determinou-se que as forças de trabalho adotadas no projeto, são muito maiores às forças necessárias para alcançar o fator de segurança mínimo de projeto de 1,5, segundo o método Brasileiro, o qual é consequente com os valores dos fatores de segurança altos, obtidos pelos métodos analíticos e as análises numéricas.

As diferenças observadas no comportamento mecânico do solo e das estruturas mostram a importância de se considerar nas análises um modelo estratigráfico mais realista do terreno, baseado numa extensa investigação geotécnica do subsolo.

Com respeito ao comportamento mecânico do solo, a ancoragem dos bulbos na camada de rocha alterada diminuiu os deslocamentos horizontais e totais na cortina em cerca de 50 e 38%, respectivamente e os recalques do terreno em 50%. Também foi obtida uma melhoria dos fatores de segurança cerca de 20%.

Com respeito ao comportamento mecânico das estruturas, não foram observadas diferenças significativas nas forças cisalhantes e nos momentos fletores atuantes ao longo da parede de concreto armado e apenas uma pequena diferença nas forças axiais. Devido essencialmente a dois fatores; nos dois casos a cortina de concreto armado foi executada e embutida na camada de solo residual e a distância correta dos trechos ancorados à parede evita que as cargas de protensão atuem na parede de concreto. Com exceção do perfil 3, onde a ancoragem do bulbo do tirante inferior na camada de rocha alterada produz na parte média e inferior da cortina uma diminuição considerável da força axial, um aumento das forças cisalhantes e dos momentos fletores e uma variação na distribuição e magnitude dos deslocamentos horizontais e totais ao longo da cortina. Sendo necessário neste tirante (T-58) aumentar o comprimento do trecho livre de maneira que as cargas de protensão aplicadas não atuem na parede.

Em cortinas que representam um problema geotécnico complexo, em virtude da sua irregularidade geométrica e à complexidade na disposição dos elementos estruturais, a simplificação em seções “representativas” e a análise considerando o estado de deformação plana mediante o MEF, permitem resolver o problema de forma prática e satisfatória, mas deve-se ter em conta que são excluídos das análises alguns aspectos importantes do carácter tridimensional da obra, tais como,

o efeito de curvatura da cortina, o efeito de canto nas regiões próximas às bordas, o efeito de arqueamento das tensões entre os tirantes, além das interações entre todos os elementos estruturais.

5.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para pesquisas futuras que desejam melhorar, aprofundar ou continuar com a linha de pesquisa desenvolvida nesta dissertação, a seguir são apresentadas as principais sugestões:

Por tratarem-se de solos que a maior parte do ano se encontram não saturados, seria importante considerar o efeito da sucção nos parâmetros de resistência e rigidez, para o qual se devem realizar ensaios de laboratórios triaxiais e oedométricos para diferentes graus de saturação do solo.

Efetuar uma modelagem numérica 3D utilizando o software PLAXIS 3D ou qualquer outro programa de elementos finitos, que permita considerar o carácter tridimensional da obra, e seja uma aproximação mais real do problema.

Com o objetivo de validar as simulações numéricas desenvolvidas, os valores obtidos devem ser comparados com os valores experimentais medidos como parte do monitoramento da obra no campo, durante as etapas de execução e serviço da obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

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

ALICIUC, C-L & MUŞAT, V. (2013). Ground anchors impact analysis on adjacent buildings. Buletinul Institutului Politehnic Din Iaşi, 4: 65-74.

ALICIUC, C.L & MUSAT, V. (2013). Identification of soil models by simulation of ground anchor test, using FEM. Buletinul Institutului Politehnic Din Iaşi, 59: 145-154.

ABNT NBR-5629 (1996). Execução de tirantes ancorados no terreno. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 24 p.

ABNT NBR-6484 (2001). Solo-Sondagen de simples reconhecimento com SPT- Método de ensaio:. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 17 p.

BEZERRA, G.J.G. (2012). Modelagem numérica de estruturas de contenção. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Rio Grande do Norte, 142 p.

BRINKGREVE, B.J., KUMARSWAMY, S & SWOLFS. V.M. (2016a). PLAXIS 3D, reference manual, Plaxis v.8.0. A. A. Balkema Publishers, 437 p.

BRINKGREVE, B.J., KUMARSWAMY, S. & SWOLFS. V.M. (2016b). PLAXIS 3D, anniversary edition. Tutorial manual. Plaxis v.8.0. A. A. Balkema Publishers, 130 p.

BS EN-1537 (2000). European standard–execution of special geotechnical work – ground anchors, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 63 p.

BUSTAMANTE, M. & DOIX, B. (1985) Une méthode pour le calcul des tirants et micropieux injectées. Bulletin des Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, França. Vol. 140.

CHIOSSI, N.J. (2013). Geología de Engenharia. Oficina de Textos. São Paulo, Brasil, 424 p.

DANTAS, M. E. (2000). Estudo Geoambiental do estado de Rio de Janeiro. Ministério de Minas e Energia-Serviço Geológico do Brasil (CPRM), Brasília, 63 p.

EUROCODE 7 (2004). Geotechnical design - Part 1: General rules. European Committee for Standardization (CEN), London, England, 169 p.

GEORIO (2000). Manual técnico de encostas. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil. Vol. 4, 2ed.

GERSCOVICH, D.M.S., DANZIGER, B. R. & SARAMAGO, R. (2016). Contenções: Teoria e aplicações em obras. Oficina de Textos. São Paulo, Brasil, 319 p.

GOOGLE EARTH (2012), Disponível em: <<https://maps.google.com.br/>>. Acessado em 31/01/2018.

GOMES SILVA, A.M.B. (2005) Condicionantes geológico-geotécnicos de escavação grampeada em solo residual de gnaiss. Dissertação de Mestrado, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia é a unidade da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ), Rio de Janeiro, 105 p.

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

HOSSEINIAN, S & SEIFABAD, C.M. (2013). Optimization the distance between piles in supporting structure using soil arching effect. *Journal of Civil Engineering and Urbanism*, 3 (6): 386-391.

HENRIQUES JUNIOR, P.R.D. (2007). Simulação numérica de ensaios de arrancamento de grampo. Dissertação de Mestrado, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia é a unidade da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ), Rio de Janeiro, 125 p.

HSU, S.T. (2012). Behavior of pressure-grouted anchors in gravel. *Canadian Geotechnical Journal*, 49: 719-728.

IBAÑEZ, J.P. (2003). Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 230 p.

KRANZ, E. (1953). Über verankerung von spundwänden (Acerca da ancoragens de cortinas de estacas-prancha). Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Alemanha.

LEITE, R. A. (2007) Estudo do comportamento de grampos com fibras de polipropileno, Dissertação de Mestrado, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia é a unidade da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ), Rio de Janeiro, 150 p.

LIMA, A. P. (2007). Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaiss. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 431 p.

MAGALHÃES, M. A. (2005). Resistência ao arrancamento de grampos com fibras de polipropileno, Dissertação de Mestrado, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia é a unidade da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ), Rio de Janeiro, 124p.

MAGALHÃES, S.M. (2015). Dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas utilizando os métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro da PUC-Rio, Rio de Janeiro, 192 p.

MECSI, J. (1997). Analysis of grouted soil anchors. Proc. International Symposium Anchor in theory and Practice, Salzburg, Germany: 77-87.

MENDES, B.F. (2010). O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFOP, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 148 p.

MOLLAHASANI, A. (2014). Application of submerged grouted anchors in sheet pile quay walls. Esame finale de Dottorato, Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali, Università di Bologna, Bologna, Itália, 125 p.

MORE, P.J.Z. (2003). Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 120 p.

NIETO, L.A., CAMACHO, T.J.F. & RUIZ, B.E.F. (2009). Determinación de Parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb e Hardening Soil en suelos arcillosos. Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 8 (15): 75-91.

NUNES, A.J.C. (1987) Ground pré-stressing, first casagrande lecture. 8th PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cartagena, Colômbia.

NUNES, A.J.C. & VELLOSO, D.A. (1963) Estabilização de taludes em capas residuais de origem granito-gnáissica. 2nd PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brasil, pp. 383-394.

OLIVEIRA, C.P. (2000). Estudo do comportamento tensão-deformação-resistência de um solo residual de biotita gnaisse saturado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 140 p.

OLIVEIRA, C.P. (2011). Comportamento mecânico de um solo residual naturalmente cimentado. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 220 p.

OLIVEIRA, A.M.S. & BRITO, S.N.A. (1998) Geología de Engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geología de Engenharia-ABGE, São Paulo, 586 p.

ORTIGAO, A.R & BRITO, H. (2004). Tieback Walls. Handbook of slope stabilization, A.R. Ortigao & F.J Sayao (eds.) Springer-Verlag, Berlin, Germany, pp. 311-353.

PACHECO, M. P. & DANZINGER, F.A.B. (2001). O método de Ranke & Ostermayer para o dimensionamento de cortinas atirantadas: uma extensão ao caso de solos com coesão. III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), Rio de Janeiro.

PINELO, A. M. S. (1980). Dimensionamento de ancoragens e cortinas ancoradas. Laboratório Nacional de Engenharia Civil-LNEC. Lisboa, Portugal, 170 p.

PEREZ, L.R.F. (2017). Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade de Brasília (UnB), Brasília, 156 p.

PROTO SILVA, T. (2005). Resistência ao arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 140 p.

RANKE, A. & OSTERMAYER, H. (1968) Beitrag zur stabilitatsuntersuchung mehrfach verankerter baugrubenumschlie (Contribuição para o estudo da estabilidade de taludes de materiais de construção com cortinas multiancoradas). Die Bautechnik, Alemanha, 45 (10): 341-350.

REIS, R. M. (2004). Comportamento tensão-Deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaiss. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 198 p.

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

SABATINI, P.J., PASS, D.G. & BACHUS, R.C. (1999). Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical engineering circular No. 4-Technical manual. FHWA-IF-99-015. U.S Department of Transportation, Office of Bridge Technology, Federal Highway Administration, Washington, D.C, 304 p.

SARÉ, A. R. (2007). Monitoramento e análise de escavação grampeada em solo residual, Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 336 p.

SOLOTESTEENGENHARIA LTDA. (2013a). Relatório de projeto para a obra situada na estrada da Cachamorra, Campo Grande, Rio de Janeiro, RJ - Calper. Relatório de sondagens à percussão. Relatório Técnico, Rio de Janeiro.

SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA. (2013b). Relatório de projeto para a obra situada na estrada da Cachamorra, Campo Grande, Rio de Janeiro, RJ - Calper. Relatório de sondagens mistas I. Técnico, Rio de Janeiro.

SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA. (2014a). Relatório de projeto para a obra situada na estrada da Cachamorra, Campo Grande, Rio de Janeiro, RJ - Calper. Relatório de sondagens mistas II. Relatório Técnico, Rio de Janeiro.

SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA. (2014b). Relatório de projeto para a obra situada na estrada da Cachamorra, Campo Grande, Rio de Janeiro, RJ - Calper. Relatório de ensaios de recebimento. Relatório Técnico, Rio de Janeiro.

SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA. (2014c). Relatório de projeto para a obra situada na estrada da Cachamorra, Campo Grande, Rio de Janeiro, RJ - Calper. Relatório das perfurações para colocação dos tirantes. Relatório Técnico, Rio de Janeiro.

SPRINGER, F. O. (2006). Ensaios de arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss, Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 310 p.

ŠTEFANAK, J., MICA, L., CHALMOVSKÝ, J., LEITER, A. & TICHÝ, P. (2016). Full-scale Testing of Ground Anchors in Neogene Clay. *Modern Building Materials, Structures and Techniques*, MBMST, República Checa, 172: 1129-1136.

SURARAK, C., LIKITLERSUANG, S., WANATOWSKI, D., BALASUBRAMANIAM, A., OH, E & GUAN, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Journal Soil and Foundation*, 52 (4): 682-697.

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

YAJNHESWARAN., RANJAN, H. S. & SUBBA RAO. (2015). Analysis of the effect of anchor rod on the behavior of diaphragm wall using Plaxis 3d. *International Conference on Water Resources, Coastal and Ocean Engineering (ICWRCOE 2015)*, 4:240-247.

APÊNDICE I. DESCRIÇÃO DAS PERFURAÇÕES DOS TIRANTES

Cortina 02, lote 01

Cortina 02, lote 01

Cortina 02, lote 01

Cortina 02, lote 01

Cortina 02, lote 01

Tirantes	Comprimento total (m)	Solo (m)	Rocha (m)	Tirantes	Comprimento total (m)	Solo (m)	Rocha (m)	Tirantes	Comprimento total (m)	Solo (m)	Rocha (m)
1	14,0	10,0	4,0	17	10,0	6,0	4,0	33	12,0	12,0	0,0
2	14,0	10,0	4,0	18	10,0	6,0	4,0	34	12,0	12,0	0,0
3	14,0	10,0	4,0	19	10,0	6,0	4,0	35	12,0	12,0	0,0
4	14,0	10,0	4,0	20	10,0	6,0	4,0	36	12,0	12,0	0,0
5	14,0	10,0	4,0	21	10,0	6,0	4,0	37	12,0	12,0	0,0
6	14,0	10,0	4,0	22	10,0	6,0	4,0	38	12,0	12,0	0,0
7	14,0	10,0	4,0	23	10,0	6,0	4,0	39	12,0	12,0	0,0
8	14,0	10,0	4,0	24	12,0	8,0	4,0	40	14,0	11,0	3,0
9	14,0	10,0	4,0	25	12,0	8,0	4,0	41	14,0	11,0	3,0
10	14,0	9,0	5,0	26	12,0	8,0	4,0	42	7,0	0,0	7,0
11	14,0	9,0	5,0	27	12,0	8,0	4,0	43	7,0	0,0	7,0
12	14,0	9,0	5,0	28	12,0	8,0	4,0	44	9,0	1,0	8,0
13	14,0	10,0	4,0	29	12,0	12,0	0,0	45	9,0	1,0	8,0
14	14,0	10,0	4,0	30	13,0	10,0	3,0	46	9,0	1,0	8,0
15	10,0	6,0	4,0	31	12,0	12,0	0,0	47	9,0	1,5	7,5
16	10,0	6,0	4,0	32	13,0	10,0	3,0	48	9,0	1,5	7,5
	216,0	149,0	67,0		180,0	126,0	54,0		171,0	112,0	59,0

Tirantes	Comprimento total (m)	Solo (m)	Rocha (m)	Tirantes	Comprimento total (m)	Solo (m)	Rocha (m)
49	9,0	1,5	7,5	65	10,0	4,0	6,0
50	9,0	2,0	7,0	66	10,0	7,0	3,0
51	9,0	2,0	7,0	67	10,0	7,0	3,0
52	9,0	2,0	7,0	68	10,0	7,0	3,0
53	9,0	2,0	7,0	69	10,0	7,0	3,0
54	9,0	4,0	5,0	70	10,0	7,0	3,0
55	9,0	4,0	5,0	71	10,0	7,0	3,0
56	9,0	4,0	5,0	72	10,0	5,0	5,0
57	9,0	4,0	5,0	73	10,0	5,0	5,0
58	9,0	4,0	5,0	74	10,0	5,0	5,0
59	9,0	4,0	5,0				
60	9,0	4,0	5,0				
61	9,0	3,0	6,0				
62	9,0	3,0	6,0				
63	9,0	3,0	6,0				
64	10,0	4,0	6,0				
	145,0	50,5	94,5		100,0	61,0	39,0

Total	Comprimento total (m)	Solo (m)	Rocha (m)
	812,0	498,5	313,5

APÊNDICE II. SONDAGENS A PERCUSSÃO SPT


PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	
+ 20.40 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
10/30	-1.68	-2.00	18.40	1	ARGILA SILTOSA MÉDIA CINZA	7		
15/30				2	ARGILA SILTOSA RIJA A MÉDIA CINZA E AMARELA	7		
9/30		-3.50	16.90	3		6		
9/30				4	SILTE ARGILOSO MÉDIO CINZENTO AMARELADO MICÁCEO (SOLO RESIDUAL)	5		
6/30				5		4		
6/30				6		5		
7/30				7				
30/15	-8.00	-8.28	12.40	8	SILTE COM AREIA FINA POUÇO ARGILOSO MUITO COMPACTO CINZENTO AMARELADO MICÁCEO (SOLO RESIDUAL)			

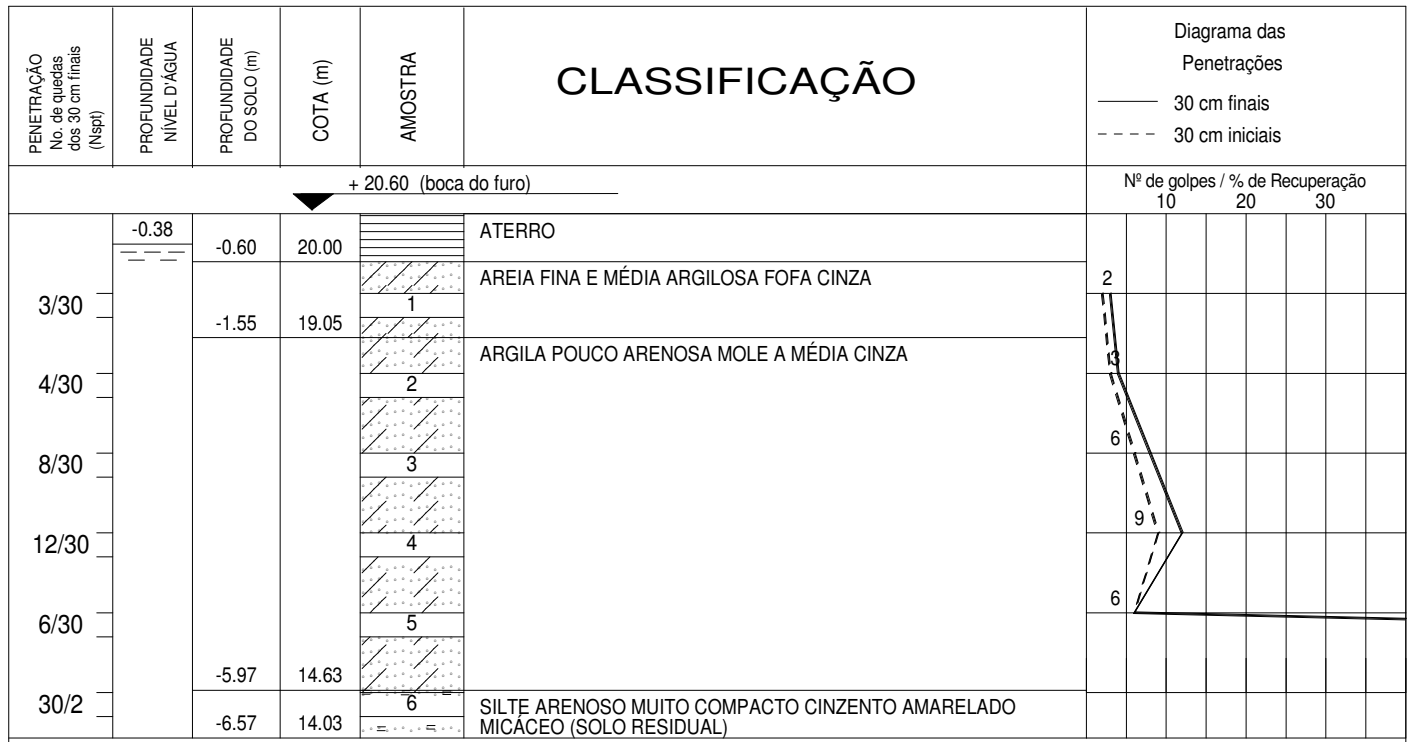
Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +18.72
---	-------------------------	---------------------

 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 27/2/2013 DATA FINAL : 27/2/2013	PERFIL SP 01	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR José Vânio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras
 Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm
 Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg

RN:
Cota topográfica

COTA DO N.A. +20.22

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 22/3/2013
 DATA FINAL : 22/3/2013

PERFIL
SP 02

ESCALA 1:100

DESENHO
Gustavo

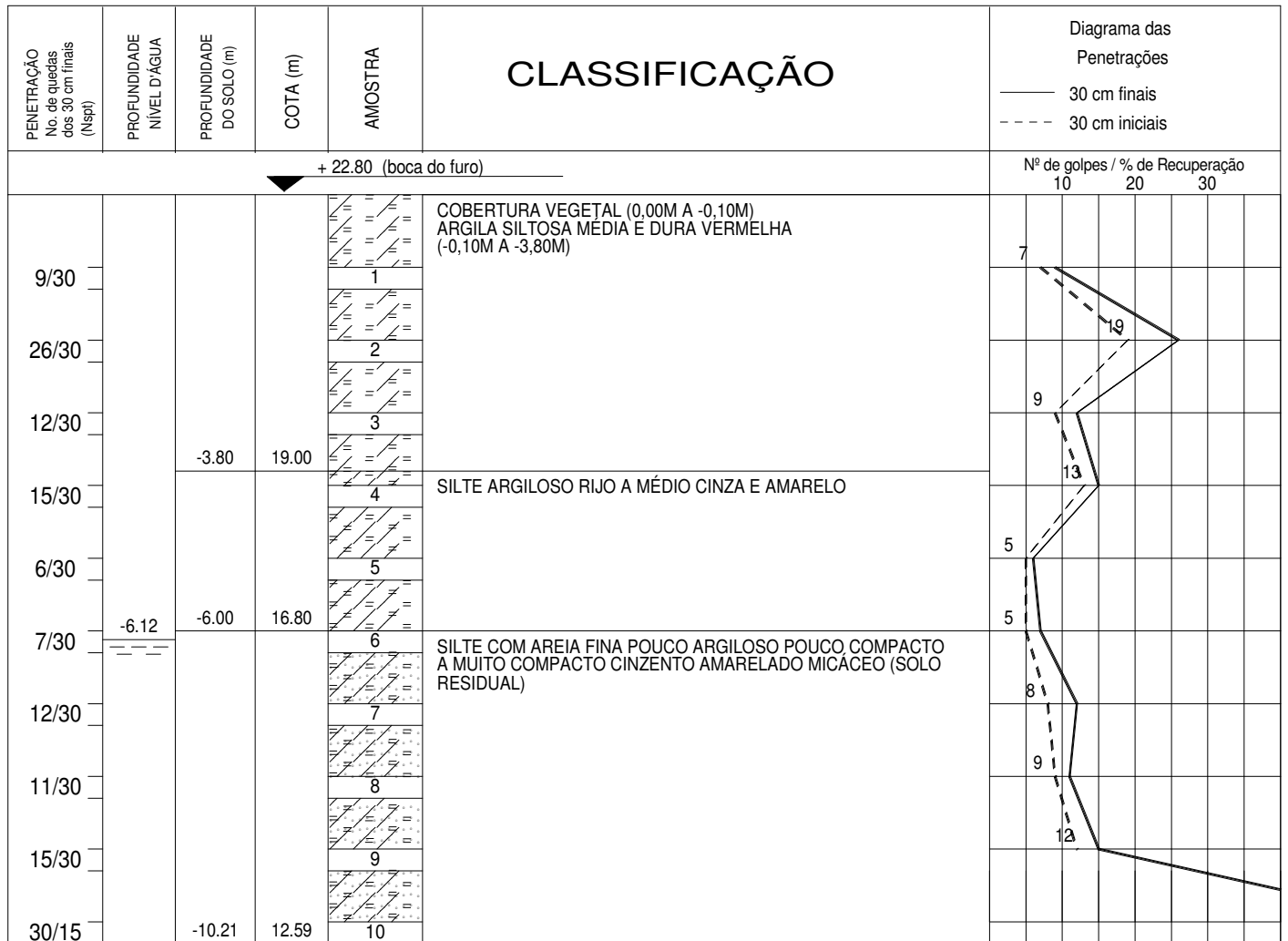
LOCAL
Estrada da Cachamorra

SONDADOR
Manoel

Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ

ENG. RESP.

CALPER



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +16.68
<p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 27/2/2013 DATA FINAL : 27/2/2013	PERFIL SP 05	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR José Vânio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

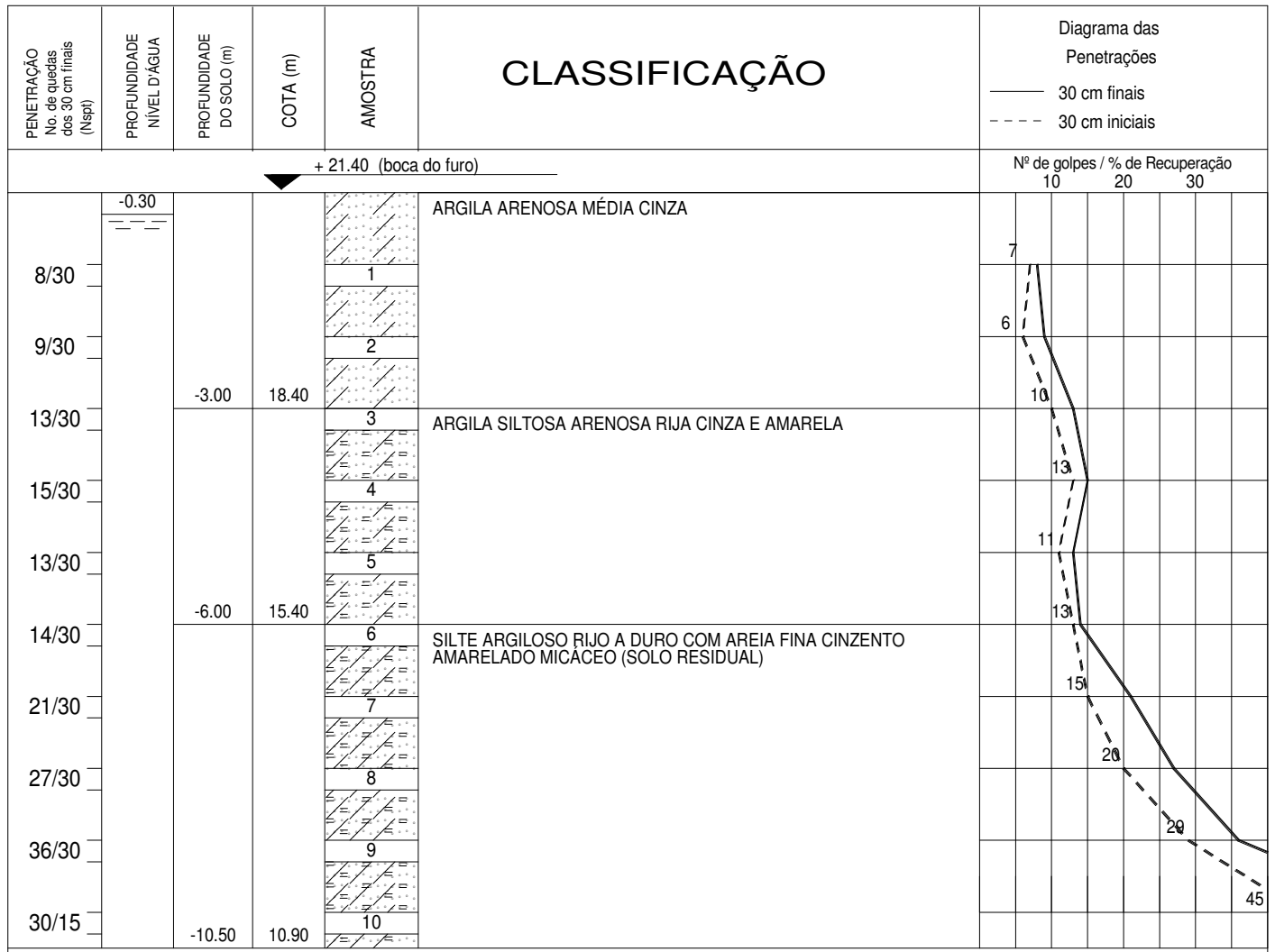


Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +20.91
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 27/2/2013 DATA FINAL : 27/2/2013	PERFIL SP 06	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Francisco	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras
 Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm
 Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg

RN:
Cota topográfica

COTA DO N.A. +21.10



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 5/3/2013
 DATA FINAL : 5/3/2013

PERFIL
SP 07

ESCALA 1:100

DESENHO
Gustavo

LOCAL
Estrada da Cachamorra

SONDADOR
Francisco

Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ

ENG. RESP.

CALPER



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras
 Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm
 Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg

RN:
Cota topográfica

COTA DO N.A. +21.90

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 28/2/2013
 DATA FINAL : 28/2/2013

PERFIL
SP 11

ESCALA 1:100

DESENHO
Gustavo

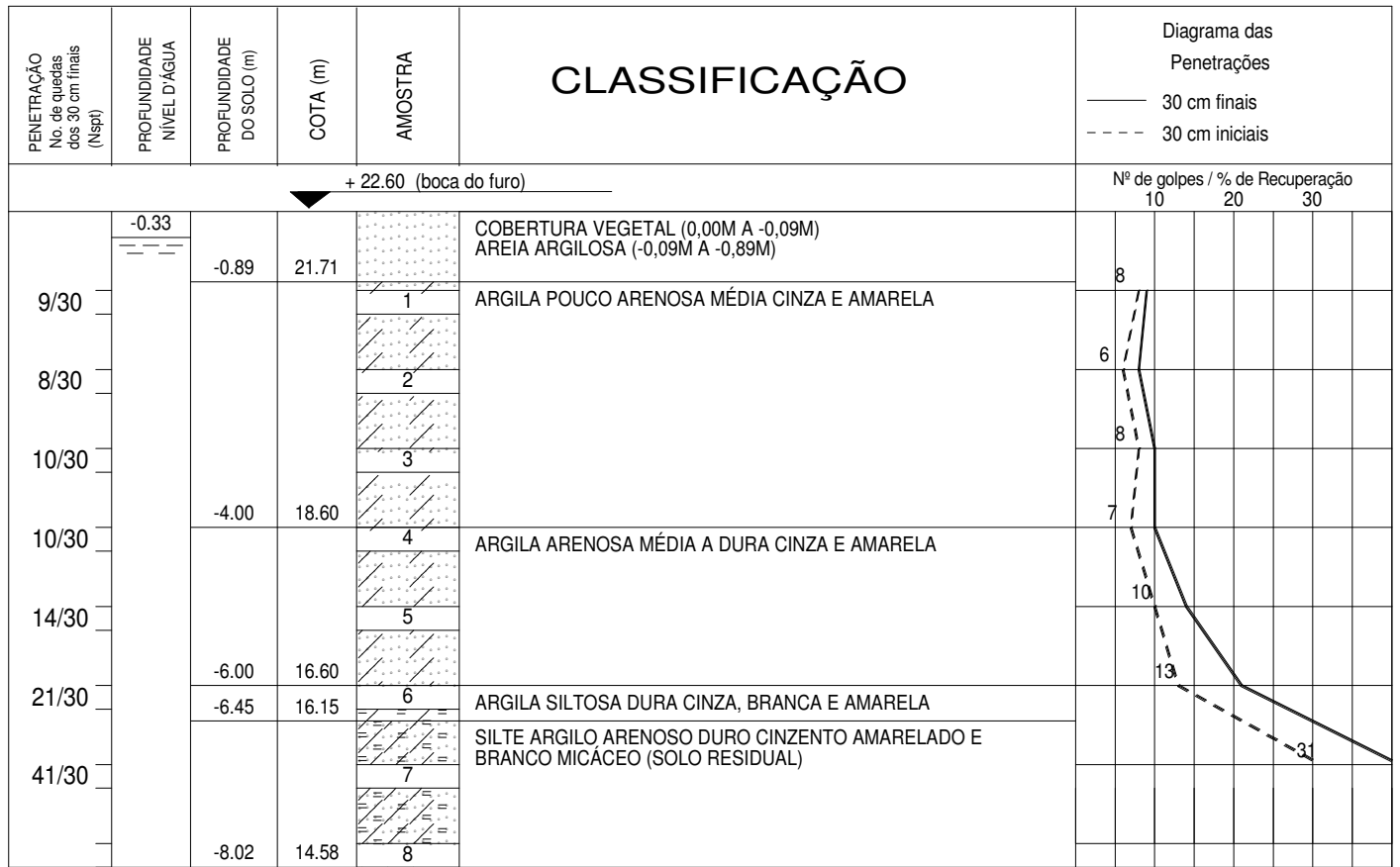
LOCAL
Estrada da Cachamorra

SONDADOR
Francisco

Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ

ENG. RESP.

CALPER



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.03m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras
Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm
Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg

RN:
Cota topográfica

COTA DO N.A. +22.27

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 28/2/2013
DATA FINAL : 28/2/2013

PERFIL
SP 12

ESCALA 1:100

DESENHO
Gustavo

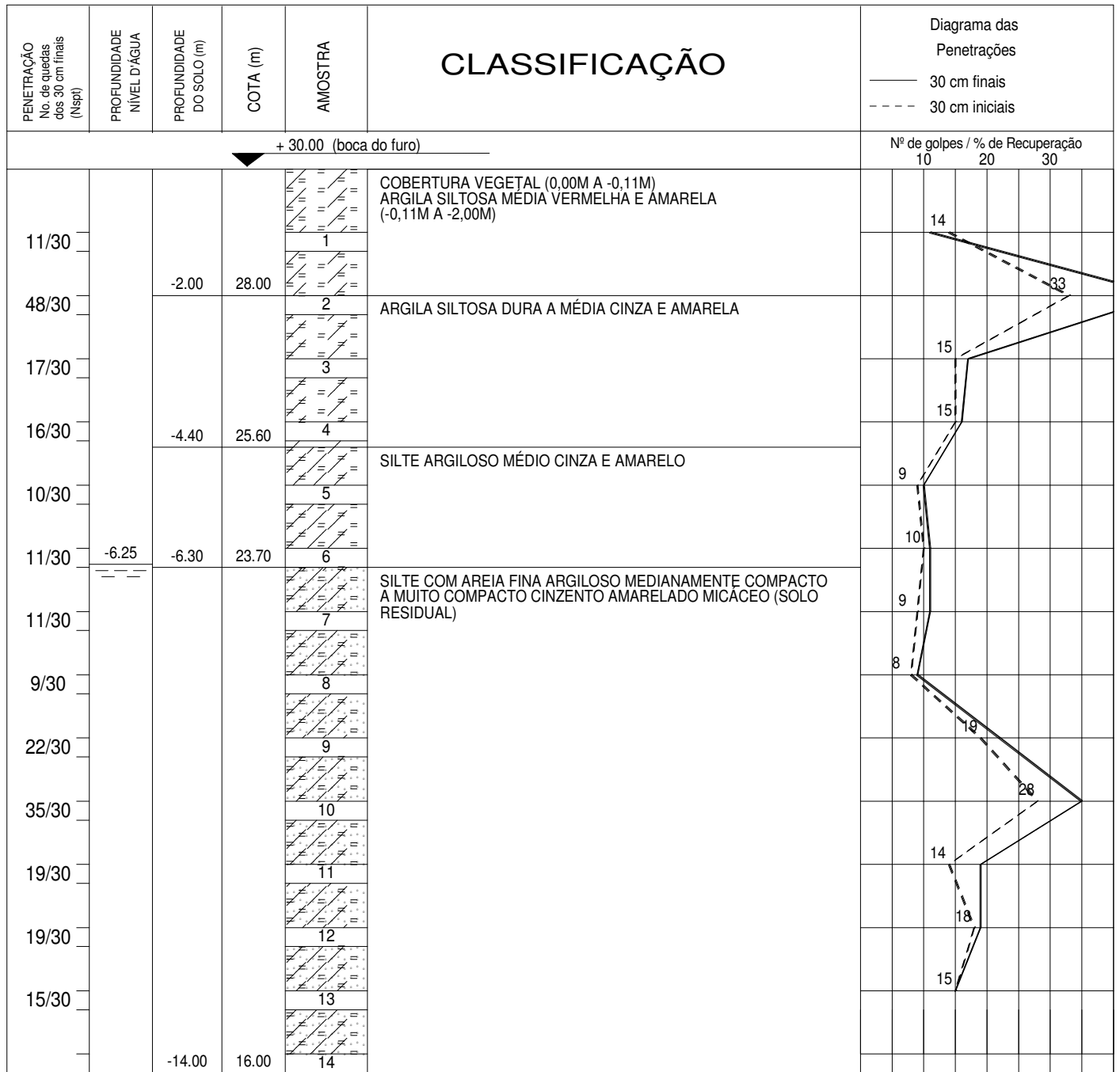
LOCAL
Estrada da Cachamorra

SONDADOR
Francisco

Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ

ENG. RESP.

CALPER



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.03m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras
Diâmetro do revestimento: 2 1/2" Altura de queda=75cm
Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg

RN:
Cota topográfica

COTA DO N.A. +23.75

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 27/2/2013
DATA FINAL : 27/2/2013

PERFIL
SP 13

ESCALA 1:100

DESENHO
Gustavo

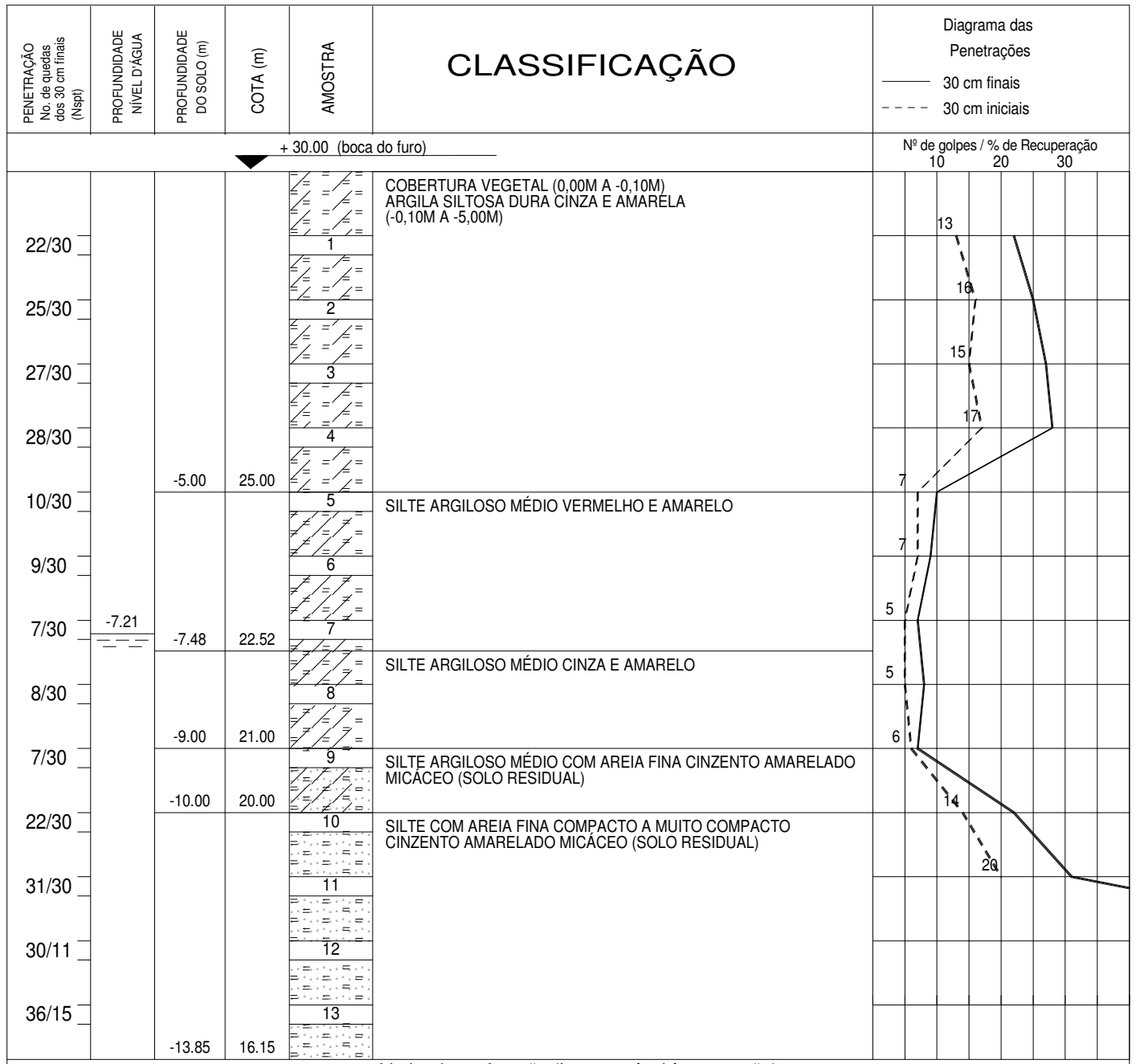
LOCAL
Estrada da Cachamorra

SONDADOR
José Vânio

Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ

ENG. RESP.

CALPER



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

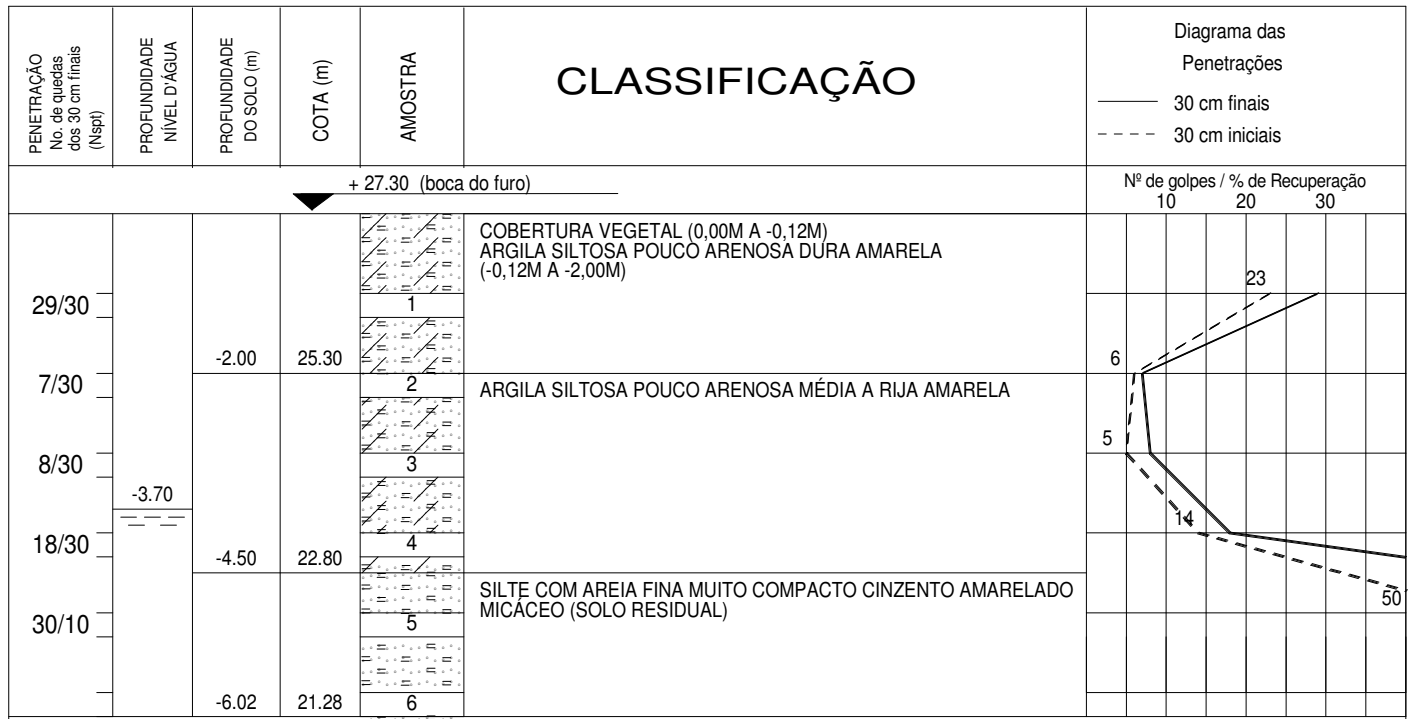
Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.04m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +22.79
---	-------------------------	---------------------



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 28/2/2013 DATA FINAL : 28/2/2013	PERFIL SP 14	ESCALA 1:100
DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
SONDADOR José Vânio	CALPER	
ENG. RESP.		



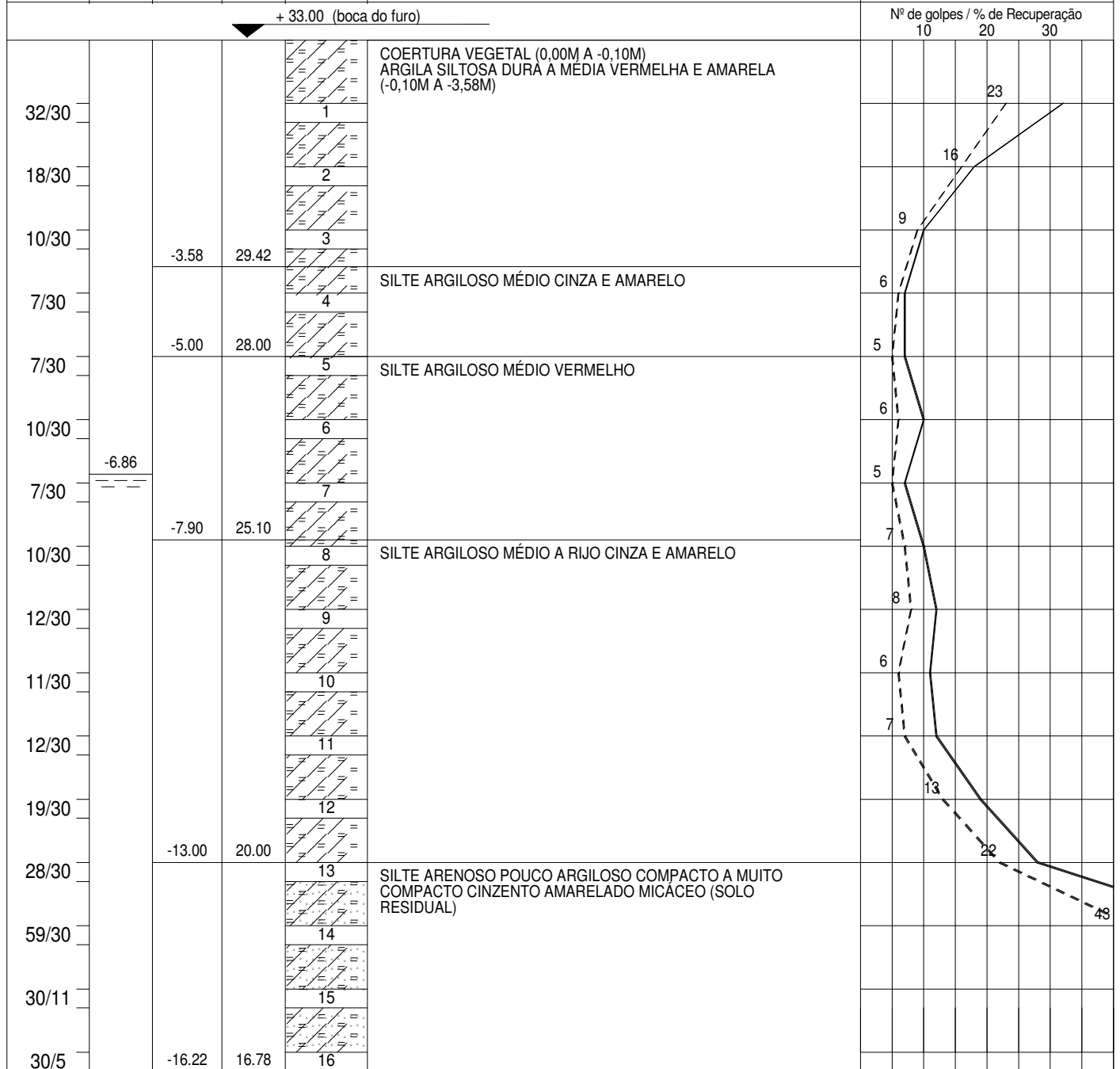
Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.03m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +23.60
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 1/3/2013 DATA FINAL : 1/3/2013	PERFIL SP 16	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Francisco	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{sp})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	



Limite de perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.03m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +26.14
---	-------------------------	---------------------

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA

AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 28/2/2013 DATA FINAL : 28/2/2013	PERFIL SP 18	ESCALA 1:100
DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
SONDADOR José Vânio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
ENG. RESP.	CALPER	

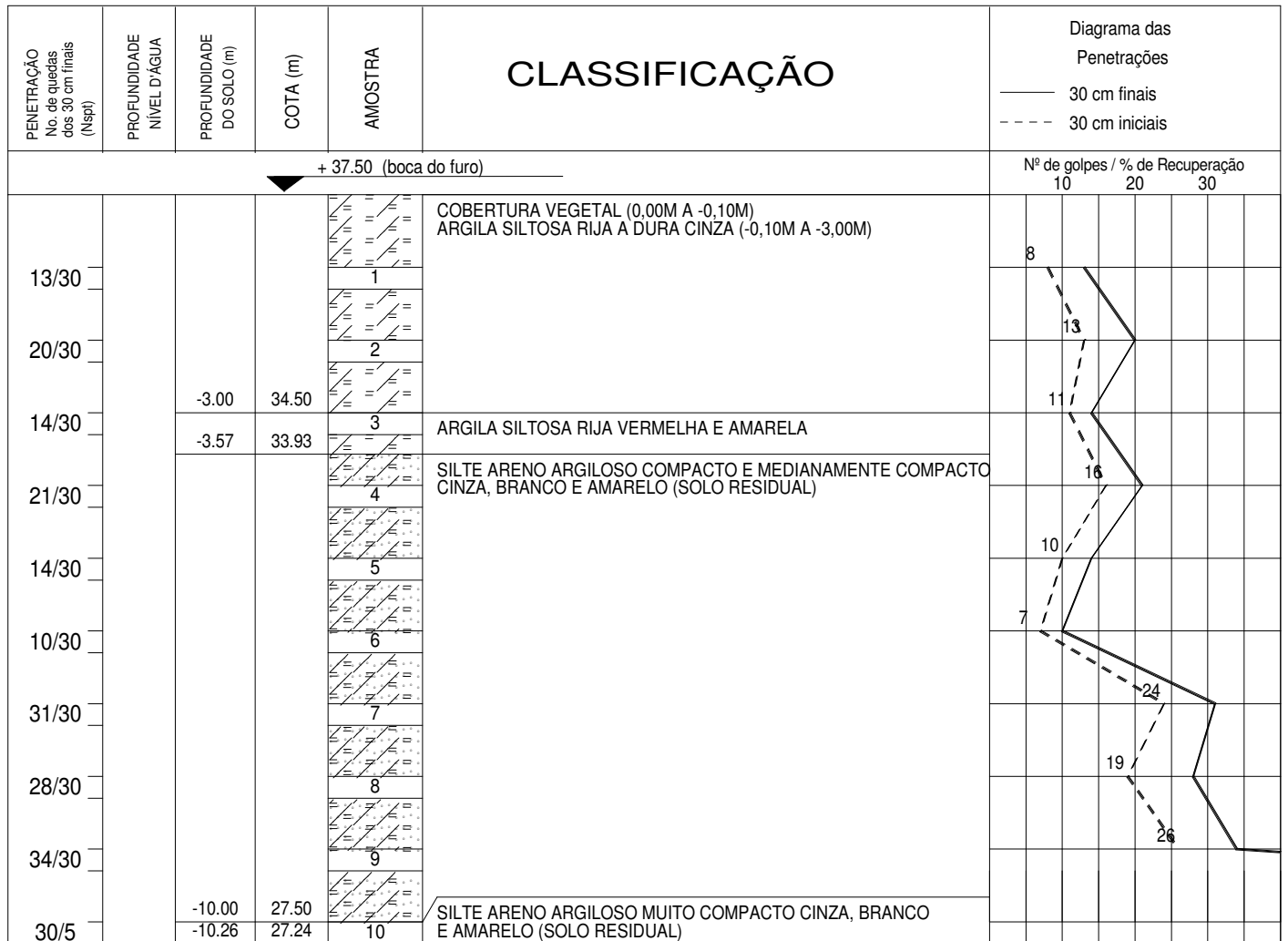


Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +26.50
<p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 1/3/2013 DATA FINAL : 1/3/2013	PERFIL SP 20	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Francisco	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	



Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.03m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2 1/2" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 1/3/2013 DATA FINAL : 1/3/2013	PERFIL SP 22	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR José Vânio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

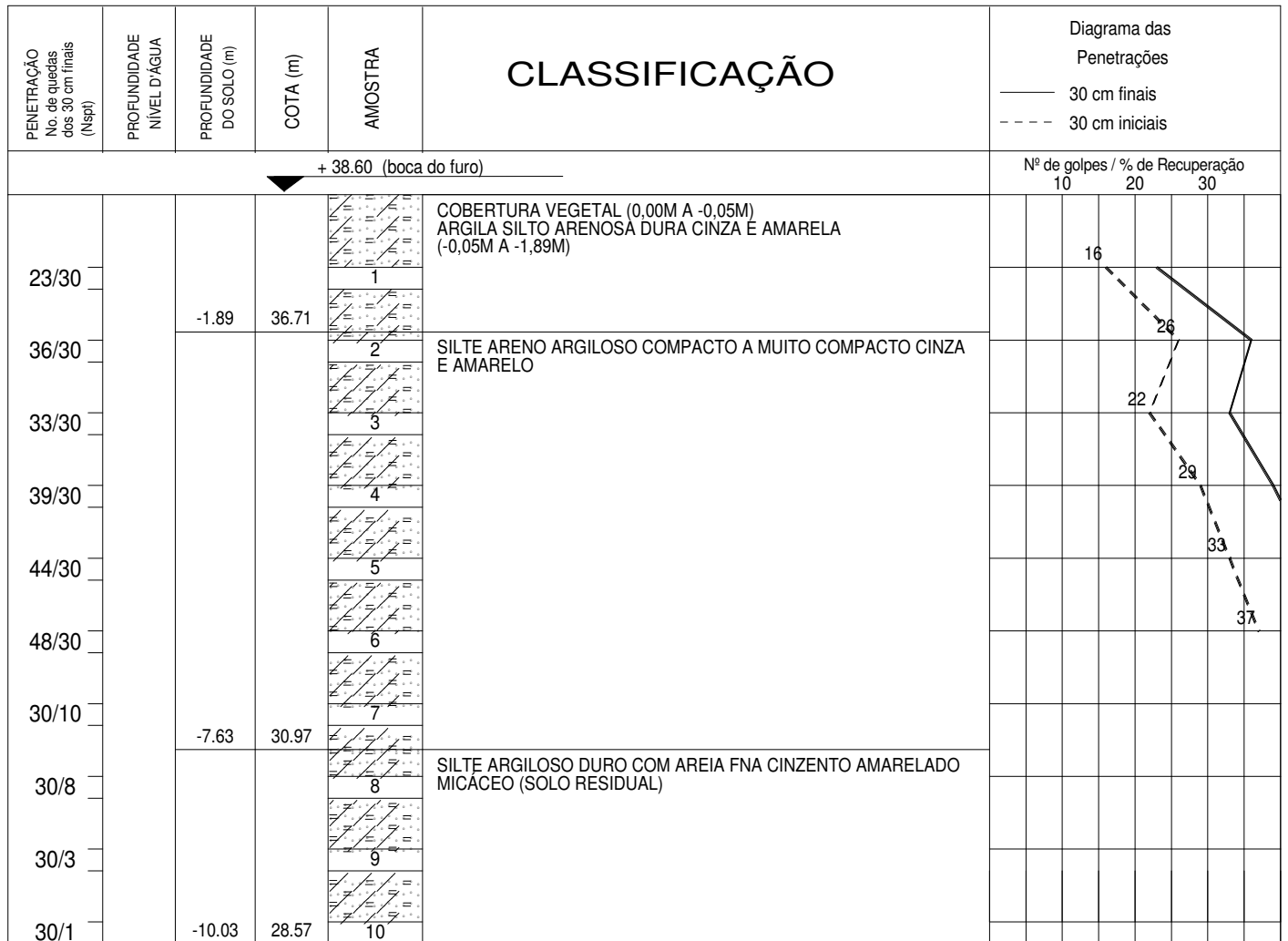


Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 1/3/2013 DATA FINAL : 1/3/2013	PERFIL SP 23	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR José Vânio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

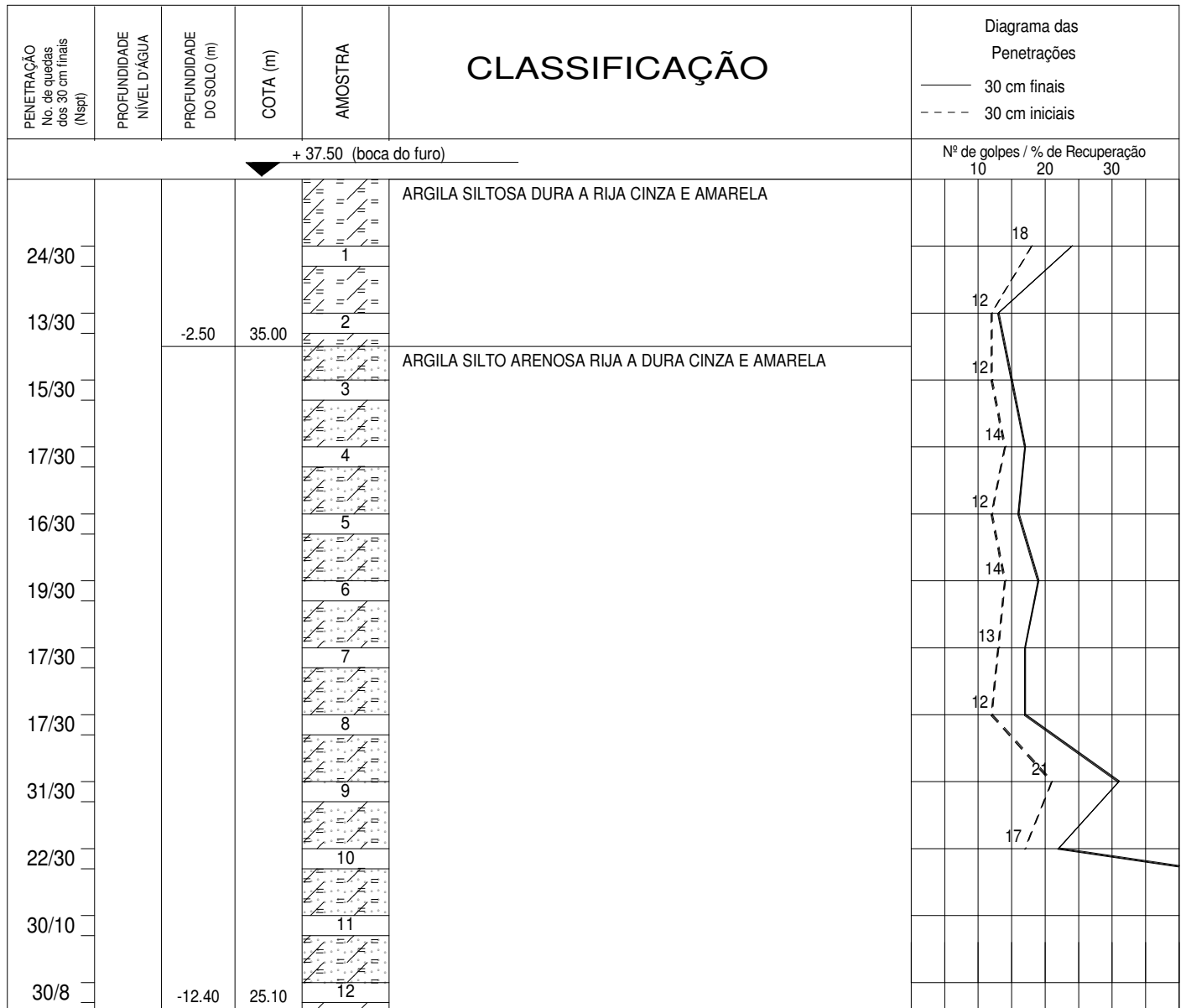


Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2 1/2 " Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.	
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 1/3/2013 DATA FINAL : 1/3/2013	PERFIL SP 24	ESCALA 1:100	
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra		
	SONDADOR Manuel	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ		
	ENG. RESP.	CALPER		



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras
 Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm
 Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg

RN:
Cota topográfica

COTA DO N.A.

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 4/3/2013
 DATA FINAL : 4/3/2013

PERFIL
SP 26

ESCALA 1:100

DESENHO
Gustavo

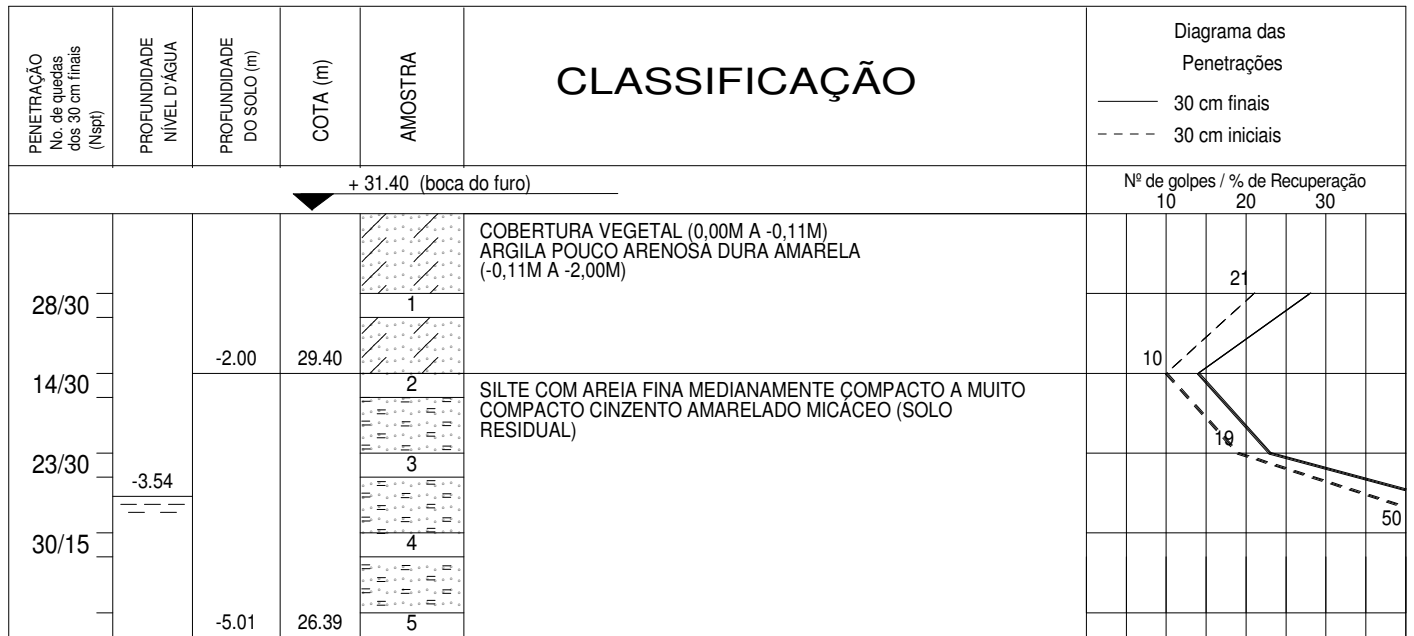
LOCAL
Estrada da Cachamorra

SONDADOR
Francisco

Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ

ENG. RESP.

CALPER



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +27.86
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 1/3/2013 DATA FINAL : 1/3/2013	PERFIL SP 27	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Francisco	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

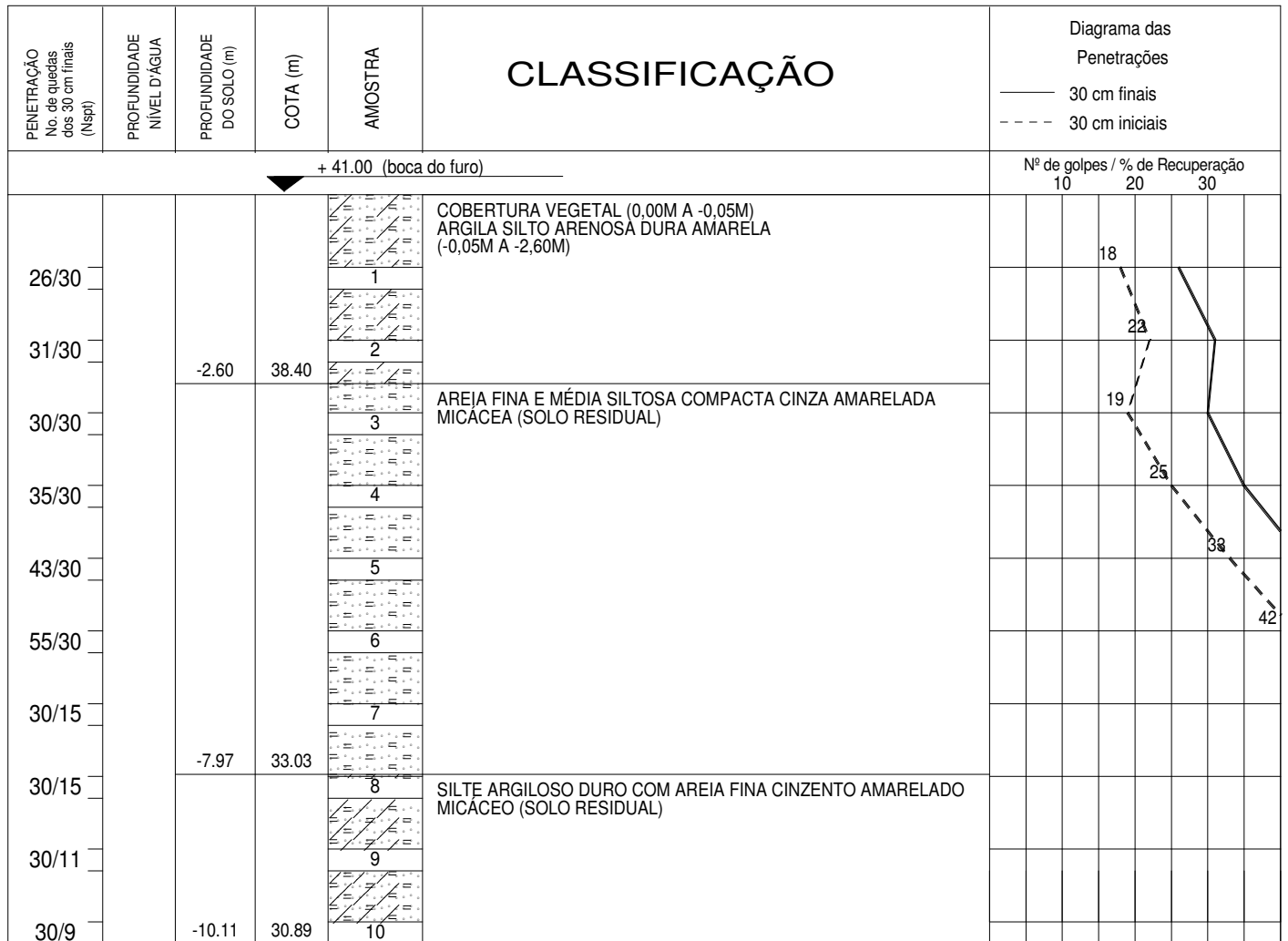


Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 4/3/2013 DATA FINAL : 4/3/2013	PERFIL SP 29	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Manuel	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

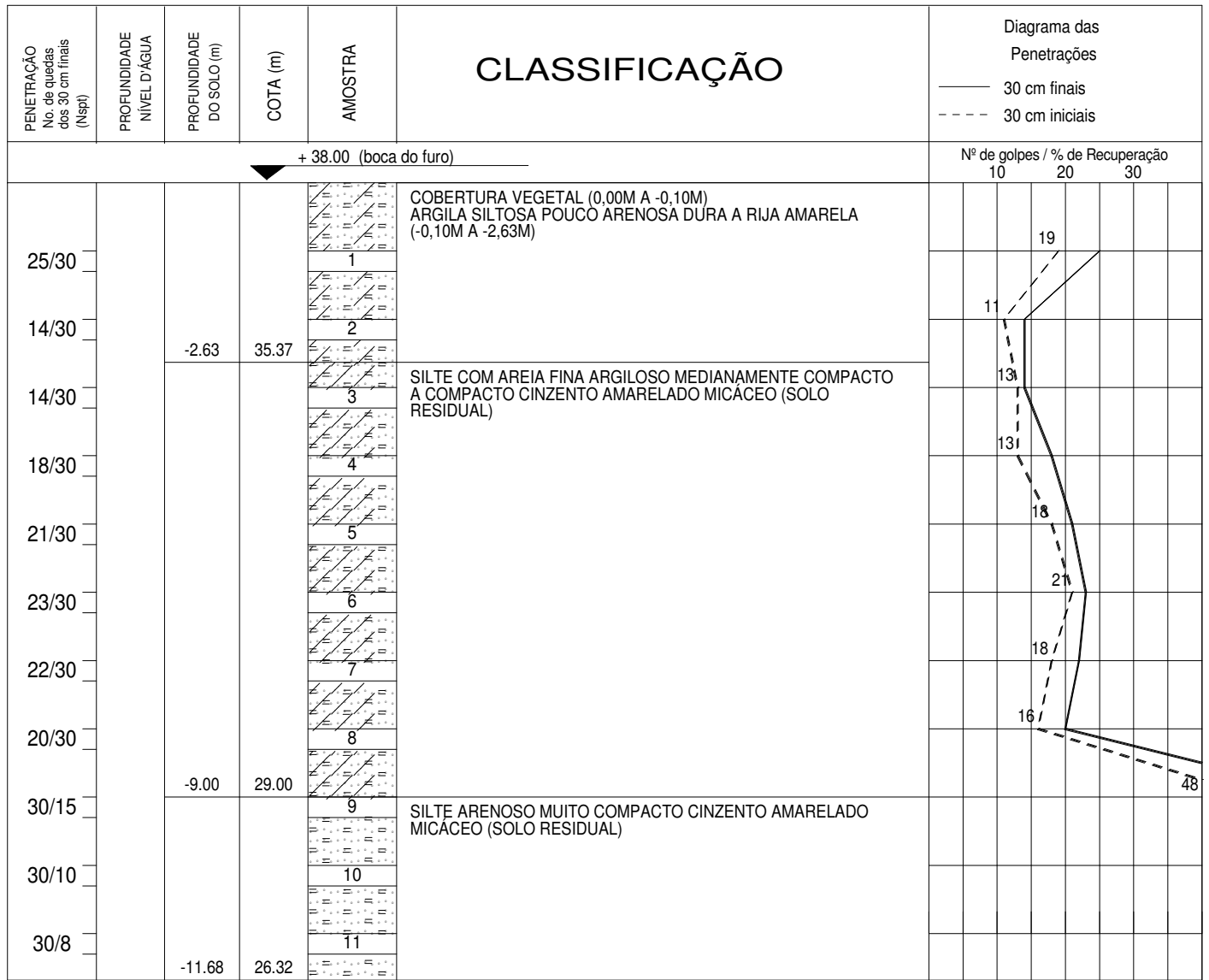


Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2 1/2" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 1/3/2013 DATA FINAL : 1/3/2013	PERFIL SP 30	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Manuel	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras
Diâmetro do revestimento: 2 1/2" Altura de queda=75cm
Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg

RN:
Cota topográfica

COTA DO N.A.

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 4/3/2013
DATA FINAL : 4/3/2013

PERFIL
SP 31

ESCALA 1:100

DESENHO
Gustavo

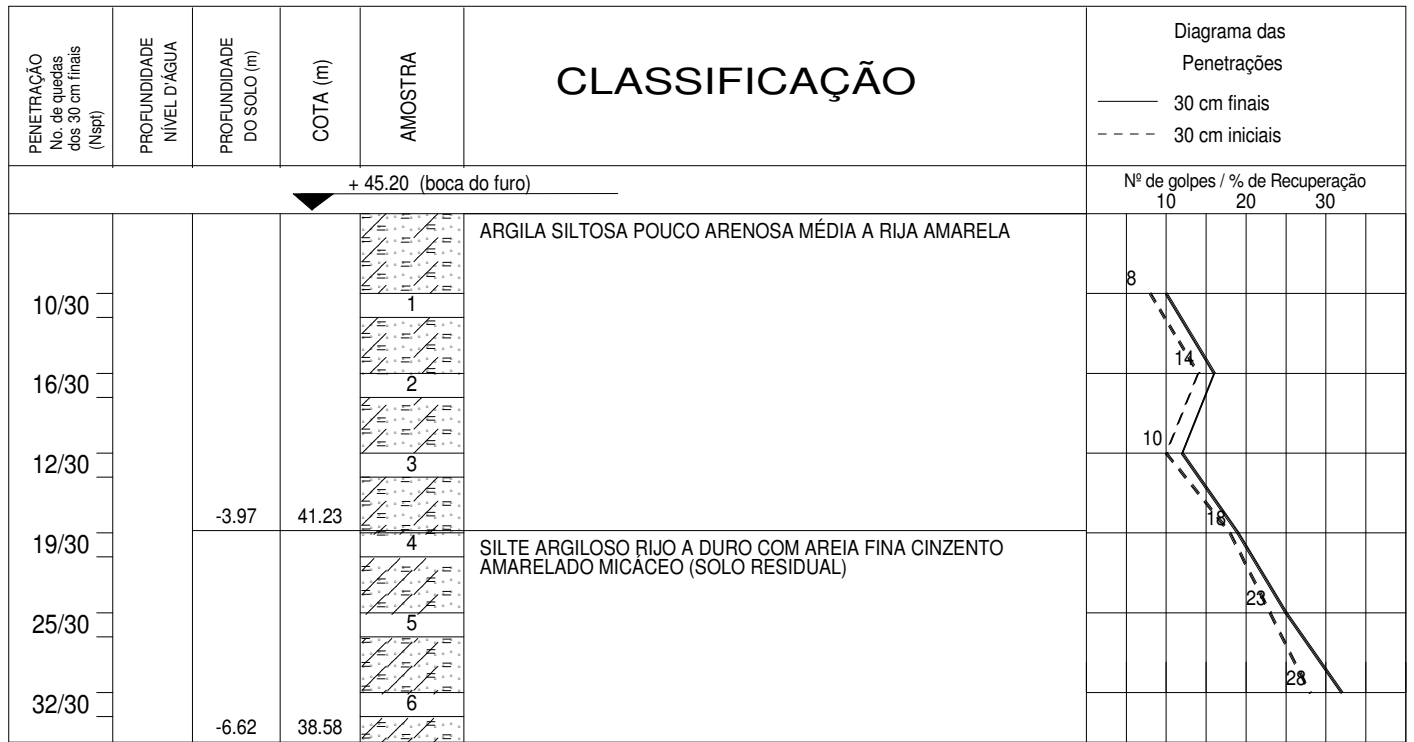
LOCAL
Estrada da Cachamorra

SONDADOR
Francisco

Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ

ENG. RESP.

CALPER



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m


Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 4/3/2013 DATA FINAL : 4/3/2013	PERFIL SP 35	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Manuel	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	
+ 31.00 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
5/30	-1.00			1	COBERTURA VEGETAL (0,00M A -0,10M) ARGILA POUCA ARENOSA MÉDIA CINZA (-0,10M A -2,70M)	3		
7/30				2		5		
		-2.70	28.30					

Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +30.00
---	-------------------------	---------------------

 <p>SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA</p> <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 1/3/2013 DATA FINAL : 1/3/2013	PERFIL SP 36	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Francisco	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	
+ 36.00 (boca do furo)					Nº de golpes / % de Recuperação			
						10	20	30
26/30				1	COBERTURA VEGETAL (0,00M A -0,10M) ARGILA POUCA ARENOSA DURA CINZA (-0,10M A -2,68M)		19	
30/15	-1.95			2				
		-2.68	33.32					

Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +34.05
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 4/3/2013 DATA FINAL : 4/3/2013	PERFIL SP 37	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Francisco	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 4/3/2013 DATA FINAL : 4/3/2013	PERFIL SP 38	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Manuel	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - - 30 cm iniciais	
+ 47.00 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
10/30		-0.90	46.10		ARGILA SILTOSA	6		
		-1.63	45.37		SILTE ARENOSO MEDIANAMENTE COMPACTO CINZENTO AMARELADO MICÁCEO (SOLO RESIDUAL)			

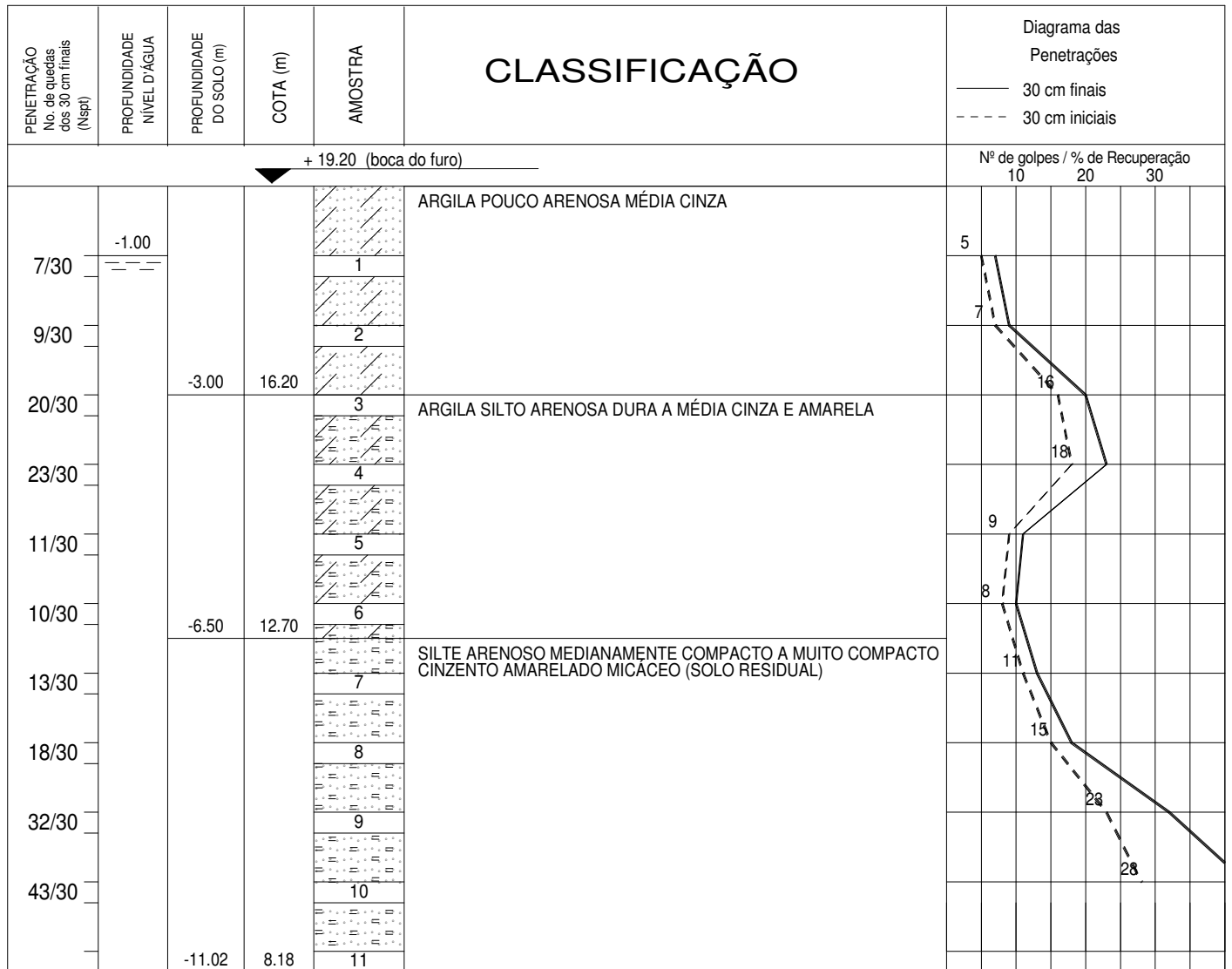
Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

<p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 5/3/2013 DATA FINAL : 5/3/2013	PERFIL SP 39	ESCALA 1:100	
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ CALPER		
	SONDADOR Vânio			
	ENG. RESP.			



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.03m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras
 Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm
 Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg

RN:
Cota topográfica

COTA DO N.A. +18.20

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 5/3/2013
 DATA FINAL : 5/3/2013

PERFIL
SP 41

ESCALA 1:100

DESENHO
Gustavo

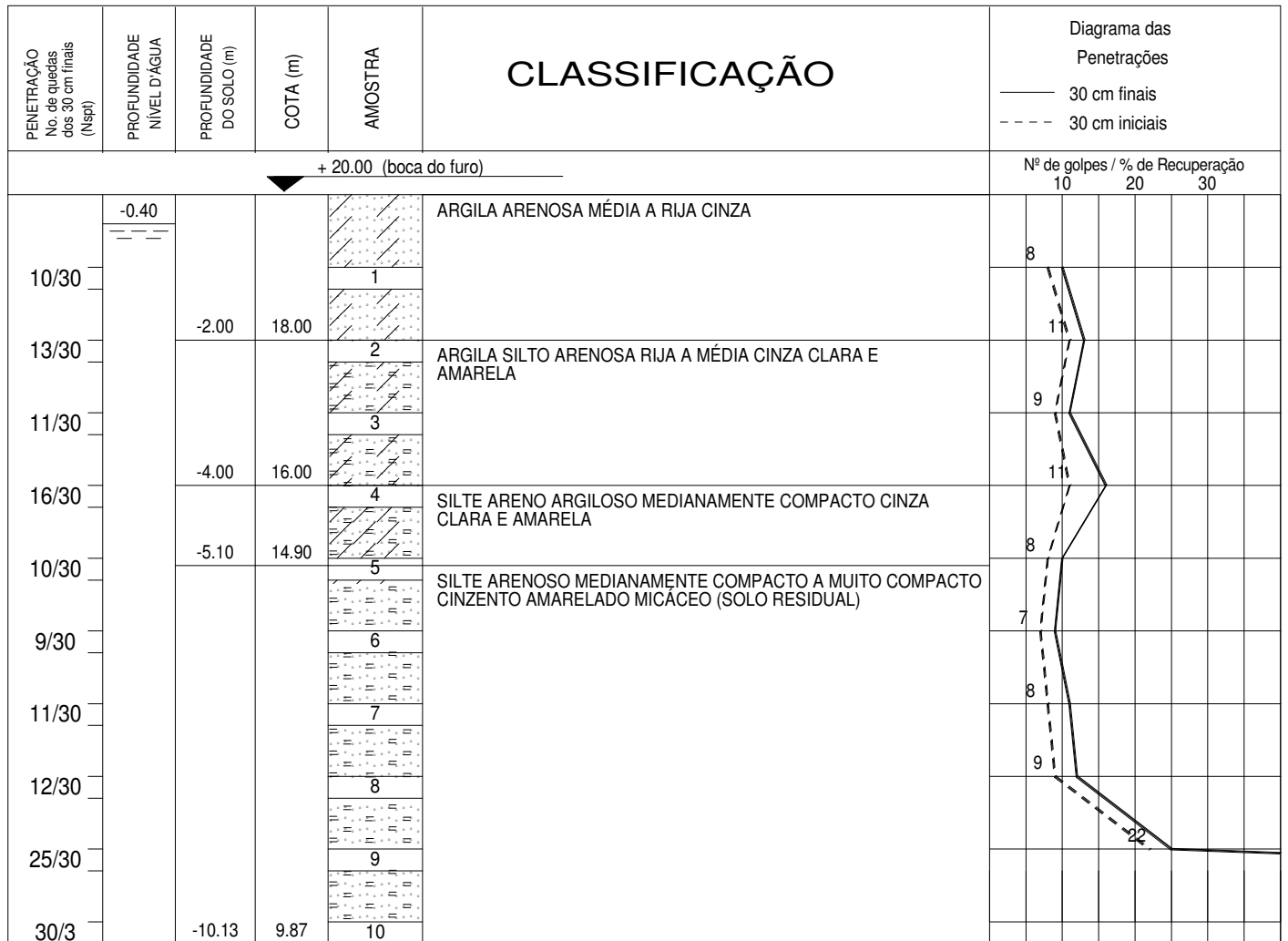
LOCAL
Estrada da Cachamorra

SONDADOR
Francisco

Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ

ENG. RESP.

CALPER

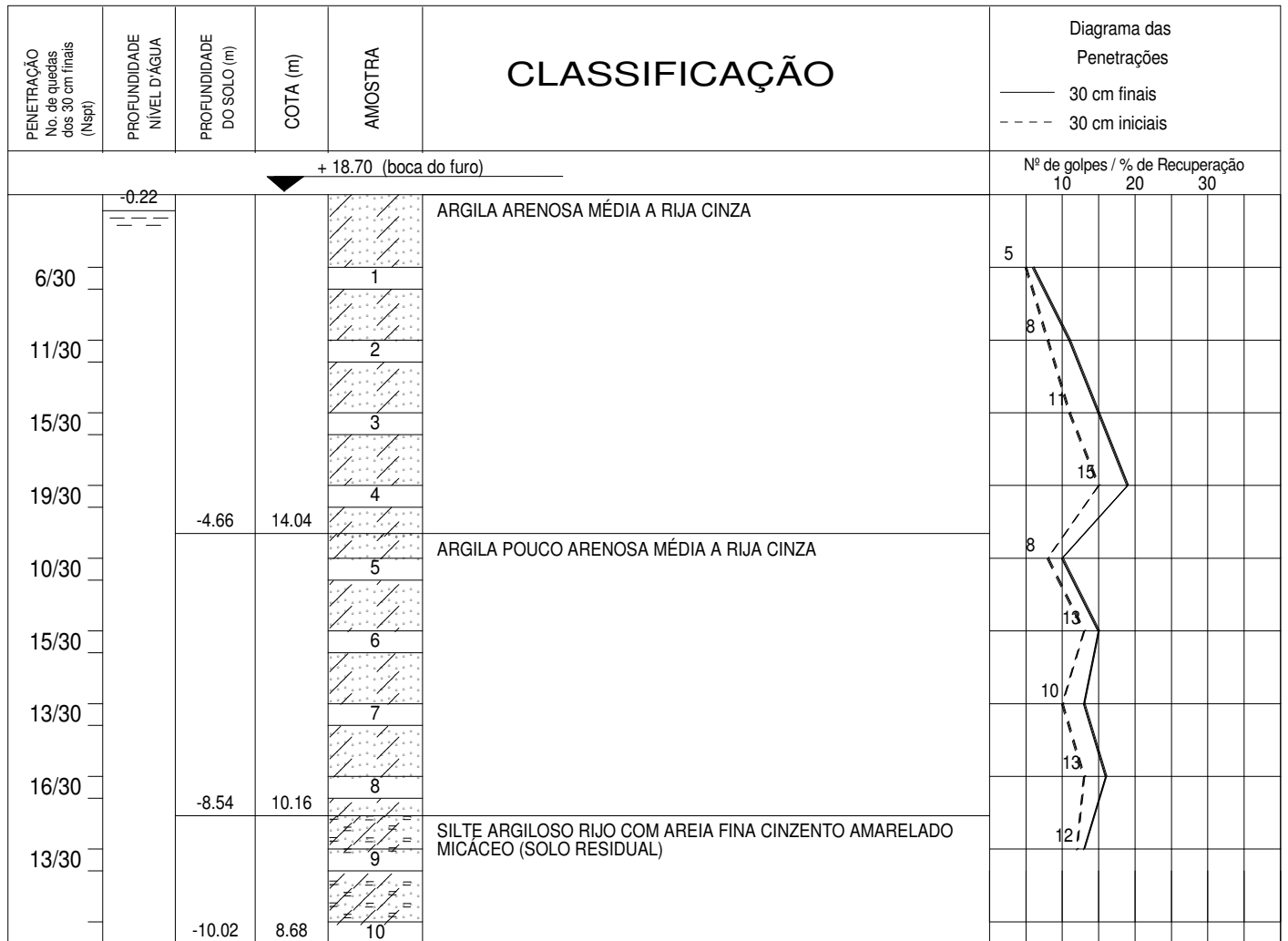


Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.03m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2 1/2" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +19.60
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 6/3/2013 DATA FINAL : 6/3/2013	PERFIL SP 44	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Francisco	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

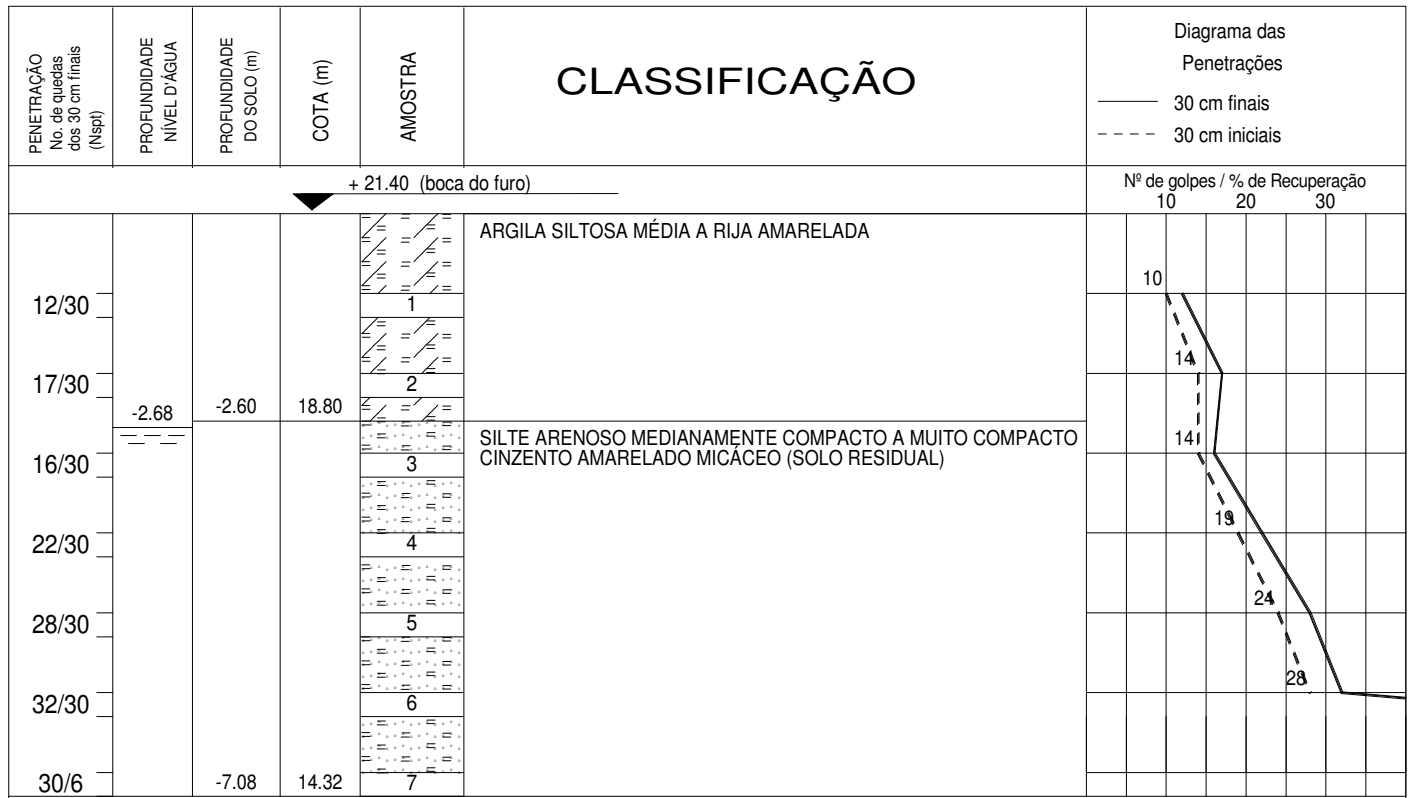


Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +18.48
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 5/3/2013 DATA FINAL : 5/3/2013	PERFIL SP 45	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Manuel	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +18.72
---	-------------------------	---------------------

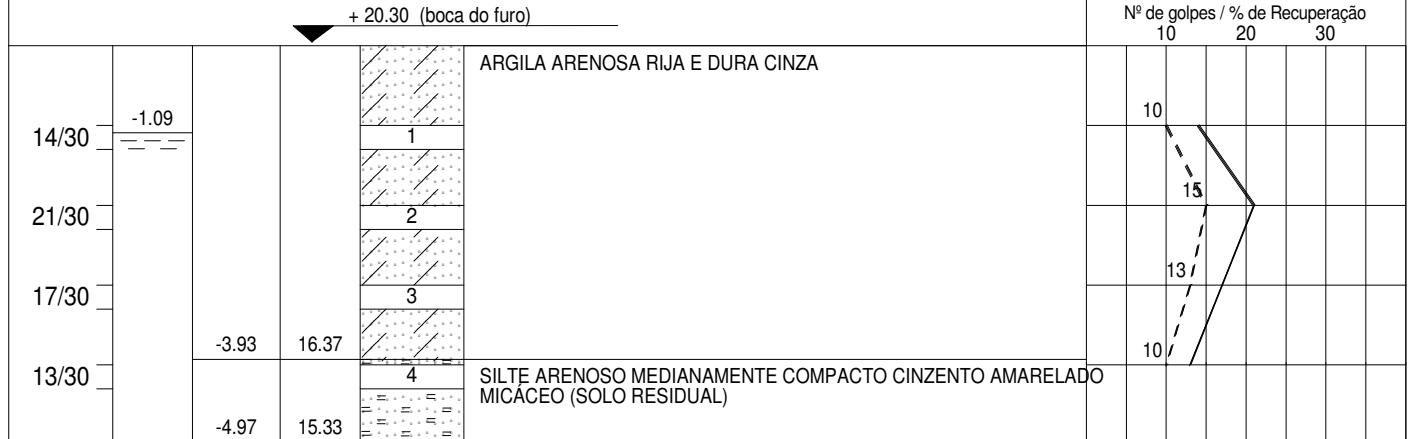
SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 6/3/2013 DATA FINAL : 6/3/2013	PERFIL SP 46	ESCALA 1:100
DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
SONDADOR Manuel	CALPER	
ENG. RESP.		

PENETRAÇÃO Nº. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações	
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +19.21
---	-------------------------	---------------------

<p>SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA</p> <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 6/3/2013 DATA FINAL : 6/3/2013	PERFIL SP 47	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Manuel	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	



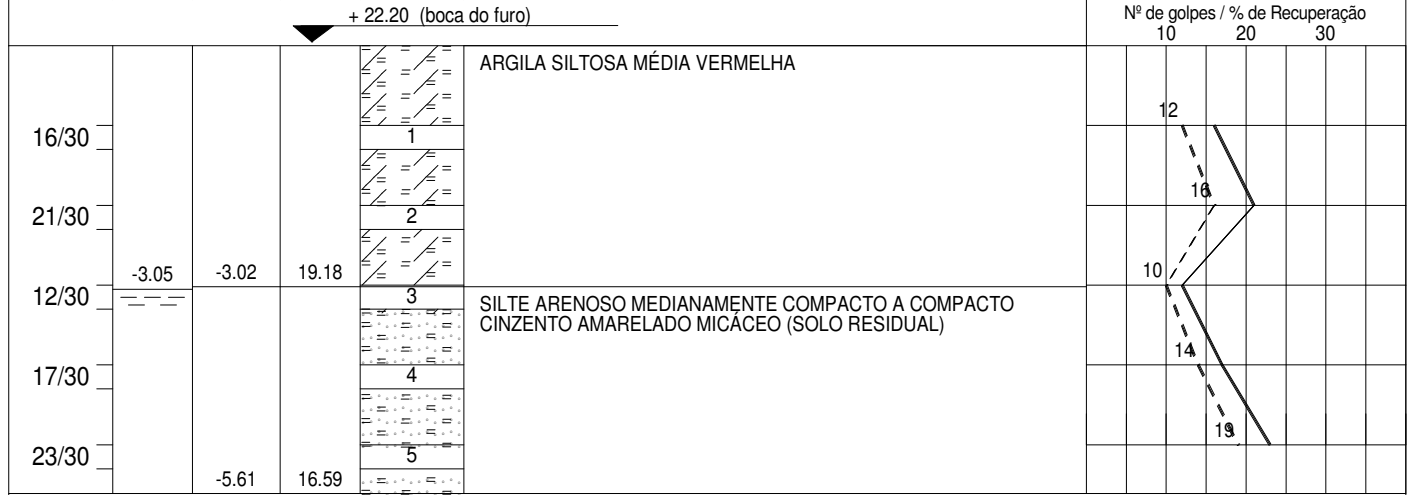
Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +18.38
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 6/3/2013 DATA FINAL : 6/3/2013	PERFIL SP 48	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Vânio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações
						— 30 cm finais - - - 30 cm iniciais



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +19.15
---	-------------------------	---------------------

<p>SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA</p> <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 6/3/2013 DATA FINAL : 6/3/2013	PERFIL SP 50	ESCALA 1:100	
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ CALPER		
	SONDADOR Manuel			
	ENG. RESP.			

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	
+ 20.60 (boca do furo)					Nº de golpes / % de Recuperação			
						10	20	30
12/30				1	ARGILA SILTOSA MÉDIA A RIJA AMARELADA	9		
13/30	-2.39			2		10		
16/30		-3.00	17.60	3	SILTE ARENOSO MEDIANAMENTE COMPACTO A MUITO COMPACTO CINZENTO AMARELADO MICÁCEO (SOLO RESIDUAL)	12		
30/10		-4.25	16.35	4				

Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.03m
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras		RN:	COTA DO N.A. +18.21	
Diâmetro do revestimento: 2½"	Altura de queda=75cm	Cota topográfica		
Amostrador padrão Diâmetro: 2"	Peso do martelo= 65 Kg			
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 7/3/2013	PERFIL SP 51	ESCALA 1:100	
	DATA FINAL : 7/3/2013			
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra		
	SONDADOR Vânio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ		
ENG. RESP.	CALPER			

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	
+ 19.40 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
10/30				1	ARGILA SILTOSA MÉDIA AMARELADA	8		
30/10	-2.00	17.40		2	SILTE ARENOSO MUITO COMPACTO CINZENTO AMARELADO MICÁCEO (SOLO RESIDUAL)			38
	-2.33	17.07						

Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 7/3/2013 DATA FINAL : 7/3/2013	PERFIL SP 52	ESCALA 1:100
DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
SONDADOR Vânio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
ENG. RESP.	CALPER	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações					
						——— 30 cm finais - - - - 30 cm iniciais					
+ 25.40 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação					
						10	20	30			
5/30		-1.65	23.75	1	ARGILA SILTOSA MÉDIA VERMELHA						
11/30			2	SILTE ARENOSO MEDIANAMENTE COMPACTO A POUCO COMPACTO CINZENTO AMARELADO MICÁCEO (SOLO RESIDUAL)							
8/30			3								
		-4.01	21.39	4							

Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

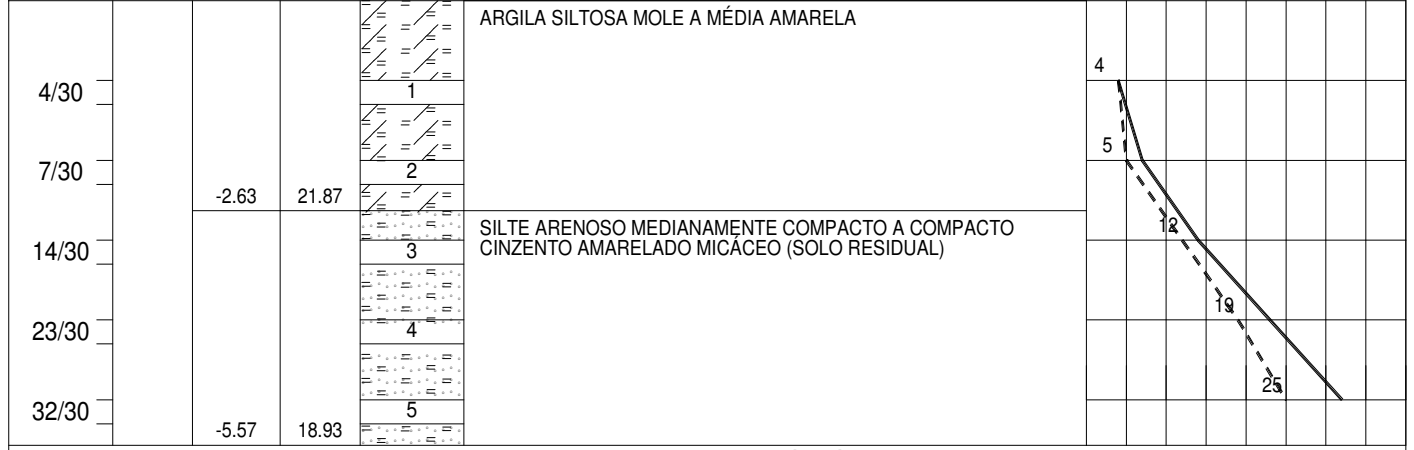
Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.00m
10 minutos	0.00m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
<p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 8/3/2013 DATA FINAL : 8/3/2013	PERFIL SP 53	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Manuel	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações	
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais

+ 24.50 (boca do furo)

Nº de golpes / % de Recuperação
10 20 30



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

<p>SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA</p> <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 8/3/2013 DATA FINAL : 8/3/2013	PERFIL SP 54	ESCALA 1:100	
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra		
	SONDADOR Manuel	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ		
	ENG. RESP.	CALPER		

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	
+ 23.00 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
10/30				1	ARGILA SILTOSA MÉDIA VERMELHA	8		
13/30			2	10				
9/30		-3.54	19.46	3		7		
32/30		-4.64	18.36	4	SILTE ARENOSO COMPACTO CINZENTO AMARELADO MICÁCEO (SOLO RESIDUAL)	22		

Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 6/3/2013 DATA FINAL : 6/3/2013	PERFIL SP 55	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Manuel	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações					
						——— 30 cm finais - - - - 30 cm iniciais					
+ 27.50 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação					
						10	20	30			
7/30				1	ARGILA SILTOSA MÉDIA VERMELHA	6					
13/30		-2.02	25.48	2	SILTE ARENOSO MEDIANAMENTE COMPACTO CINZENTO AMARELADO MICACEO (SOLO RESIDUAL)						
		-2.62	24.88								

Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN:	COTA DO N.A.	
Cota topográfica				
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 8/3/2013	PERFIL	ESCALA 1:100	
	DATA FINAL : 8/3/2013	SP 58		
	DESENHO	LOCAL Estrada da Cachamorra Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ CALPER		
	Gustavo			
SONDADOR				
Manuel				
ENG. RESP.				

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	
+ 25.20 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
18/30				1	ARGILA SILTOSA RIJA VERMELHA E AMARELA		14	
21/30	-1.96	23.24		2			13	
30/5	-3.13	22.07		3	SILTE ARENOSO COMPACTO A MUITO COMPACTO CINZENTO AMARELADO MICACEO (SOLO RESIDUAL)			

Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA</p> <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 7/3/2013 DATA FINAL : 7/3/2013	PERFIL SP 59	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Vânio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	
+ 28.80 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
15/30				1	ARGILA SITLOSA RIJA AMARELADA	12		
16/30	-1.89		26.91	2	SILTE ARENOSO MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO CINZENTO AMARELADO MICACEO (SOLO RESIDUAL)	13i		
21/30				3		14i		
28/30				4		20		
	-4.65		24.15					

Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.03m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.	
Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg				
 <p>SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA</p> <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 7/3/2013	PERFIL SP 60	ESCALA 1:100	
	DATA FINAL : 7/3/2013	LOCAL Estrada da Cachamorra		
	DESENHO Gustavo	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ		
	SONDADOR Vânio	CALPER		
ENG. RESP.				

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações														
						——— 30 cm finais - - - - 30 cm iniciais														
+ 32.00 (boca do furo)					Nº de golpes / % de Recuperação															
					<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%; text-align: center;">10</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">20</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">30</td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> <td style="width: 10%;"></td> </tr> </table>							10	20	30						
	10	20	30																	
30/10		-0.90	31.10		ARGILA SILTOSA CINZA															
				1	SILTE ARENOSO MUITO COMPACTO CINZENTO AMARELADO MICACEO (SOLO RESIDUAL)															
30/2		-2.02	29.98	2																

Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p style="font-size: small;">AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 22/3/2013 DATA FINAL : 22/3/2013	PERFIL SP 64	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Manoel	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						——— 30 cm finais - - - 30 cm iniciais		
+ 37.70 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
		-0.98	36.72		ARGILA SILTOSA AMARELADA	9		
12/30					SILTE ARENOSO MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO CINZENTO AMARELADO MICACEO (SOLO RESIDUAL)		12	
15/30							16	
23/30							20	
31/30								
		-4.71	32.99					

Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.02m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ	DATA INICIAL: 7/3/2013 DATA FINAL : 7/3/2013	PERFIL SP 69	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Vânio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	
+ 37.00 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
10/30		-1.66	35.34	1	ARGILA SILTOSA MÉDIA VERMELHA	8		
38/30				2	SILTE ARENOSO COMPACTO A MUITO COMPACTO CINZENTO AMARELADO MICÁCEO (SOLO RESIDUAL)		30	
48/30				3				
30/11				4				
30/3		-5.06	31.94	5				40

Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

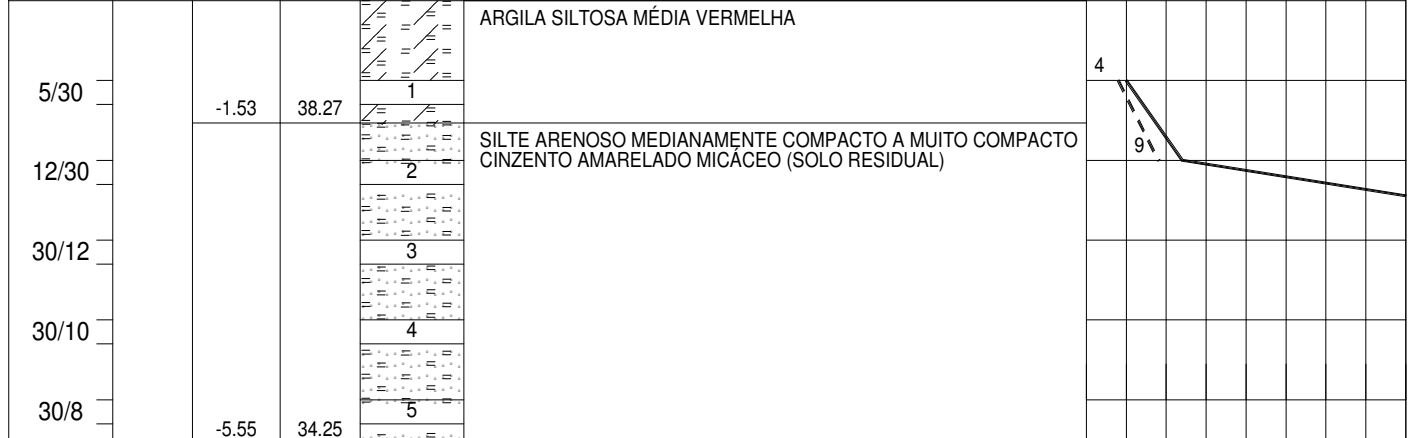
Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 22/3/2013 DATA FINAL : 22/3/2013	PERFIL SP 70	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Manoel	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
ENG. RESP.	CALPER		

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações
						— 30 cm finais - - - 30 cm iniciais

+ 39.80 (boca do furo)

Nº de golpes / % de Recuperação
10 20 30



Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.04m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

<p>SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA</p> <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 8/3/2013 DATA FINAL : 8/3/2013	PERFIL SP 72	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Vânio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações				
						——— 30 cm finais - - - - 30 cm iniciais				
+ 41.20 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação				
						10	20	30		
7/30		-1.86	39.34	1	ARGILA SILTOSA MÉDIA VERMELHA	5				
55/30				2	SILTE ARENOSO MUITO COMPACTO CINZENTO AMARELADO MICACEO (SOLO RESIDUAL)					45
30/9				3						
40/1		-4.68	36.52	4						

Limite da perfuração (Impenetrável à percussão)

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Ensaio de Lavagem/Tempo:	
Tempo	Lavagem
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.01m
10 minutos	0.00m

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 21/3/2013 DATA FINAL : 21/3/2013	PERFIL SP 73	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Manoel	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

APÊNDICE III. SONDAGENS MISTAS

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	<h1>CLASSIFICAÇÃO</h1>	Diagrama das Penetrações			
						——— 30 cm finais - - - - 30 cm iniciais			

+ 18.59 (boca do furo)					Nº de golpes / % de Recuperação								
					<table border="1"> <tr> <td>10</td> <td>20</td> <td>30</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>				10	20	30		
10	20	30											
	-6.50	12.09	1	MATERIAL TERROSO PERFURADO COM SONDA ROTATIVA									
			2										
			3										
			4										
			5										
			6										
	-14.10	4.49	7	AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA CINZENTA AMARELADA MICÁCEA (SOLO RESIDUAL/ ROCHA MUITO ALTERADA). - RECUPERAÇÃO 0%	0.00% - RECUPERAÇÃO								
			8		0.00% - RECUPERAÇÃO								
			9		0.00% - RECUPERAÇÃO								
			10		0.00% - RECUPERAÇÃO								
			11		0.00% - RECUPERAÇÃO								
			12		0.00% - RECUPERAÇÃO								
			13		0.00% - RECUPERAÇÃO								
			14		0.00% - RECUPERAÇÃO								
	-15.60	2.99	15	ROCHA ALTERADA A POUCO ALTERADA (GNAISSE), FRATURADA, CINZENTA E AMARELA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 5%	5.00% - RECUPERAÇÃO								
			16		5.00% - RECUPERAÇÃO								
	-17.10	1.49	17	ROCHA Sã (GNAISSE), POUCO FRATURADA A SEM FRATURA, CINZENTA E AMARELA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 50%	50.00% - RECUPERAÇÃO								

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

<p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 18/06/2013 DATA FINAL : 20/06/2013	PERFIL SM 01	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X: 648259,70m - Y: 7463512,17m	


PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	

					+ 24.93 (boca do furo)			Nº de golpes / % de Recuperação			
						10	20	30			
					MATERIAL TERROSO PERFURADO COM SONDA ROTATIVA						
				1							
				2							
				3							
				4							
				5							
				6							
		-7.00	17.93	7	ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 100%	100 0% - RECUPERAÇÃO					
		-8.50	16.43	8							

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,


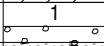
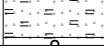
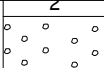
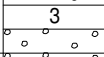
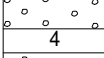
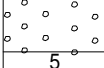
Sondagem com retiradas de amostras		RN:	COTA DO N.A.
Diâmetro do revestimento: 2½"	Altura de queda=75cm	Cota topográfica	
Amostrador padrão Diâmetro: 2"	Peso do martelo= 65 Kg		

 <p>SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA</p> <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 24/06/2013	PERFIL	ESCALA 1:100
	DATA FINAL : 26/06/2013	SM 02	
	DESENHO	LOCAL	
	Gustavo	Estrada da Cachamorra	
SONDADOR	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ		
Washington	CALPER		
ENG. RESP.	X: 648329,52m - Y: 7463488,52m		

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	

+ 59.74 (boca do furo)

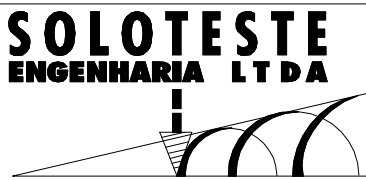
Nº de golpes / % de Recuperação
10 20 30

		-1.00	58.74		SILTE ARGILOSO														
		-1.50	58.24		PEDREGULHOS														
		-2.10	57.64		AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA COM MICA (SOLO RESIDUAL)														
					ROCHA SÃ (GNAISSE), POUCO FRATURADA, CINZENTA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 65%	65.00%	RECUPERAÇÃO												
		-3.60	56.14		ROCHA SÃ (GNAISSE GRANÍTICO), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 65%	65.00%	RECUPERAÇÃO												
					ROCHA SÃ (GNAISSE GRANÍTICO), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 100%	100.0%	RECUPERAÇÃO												
		-5.10	54.64																

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	--	-------------------------	--------------


 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 08/08/2013 DATA FINAL : 09/08/2013	PERFIL SM 03	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X: 648466,10m - Y: 7463441,90m	

PENETRAÇÃO Nº de quedas dos 30 cm finais (Nsp)	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações						
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais					
+ 23.97 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação						
				1	SILTE ARGILOSO							
				2								
				3								
		-4.20	19.77	4								
		-5.70	18.27	5	ROCHA SÃ (GNAISSE GRANITO), POUÇO FRATURADA A SEM FRATURA, CINZENTA E AMARELA MICACEA. - RECUPERAÇÃO 85%							

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

 <p>SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA</p> <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 21/08/2013 DATA FINAL : 21/08/2013	PERFIL SM 04	ESCALA 1:100	
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra		
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ		
	ENG. RESP.	CALPER X: 648355,81m - Y: 7463541,46m		

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	
			+ 20.04 (boca do furo)			Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
					MATERIAL TERROSO PERFURADO COM SONDA ROTATIVA			
				1				
				2				
				3				
				4				
				5				
				6				
		-6.80	13.24					
				7	ROCHA ALTERADA (GNAISSE). - RECUPERAÇÃO 0%			
		-7.70	12.34					0.00% - RECUPERAÇÃO
				8	ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICACEA. - RECUPERAÇÃO 75%			
				9				75.00% - RECUPERAÇÃO
		-9.20	10.84					

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,


Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 08/06/2013 DATA FINAL : 11/06/2013	PERFIL SM 06	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X: 648245,13m - Y: 7463383,05m	

+ 31.79 (boca do furo)					Nº de golpes / % de Recuperação														
					<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width:10%; text-align: center;">10</td> <td style="width:10%; text-align: center;">20</td> <td style="width:10%; text-align: center;">30</td> <td style="width:10%;"></td> <td style="width:10%;"></td> <td style="width:10%;"></td> <td style="width:10%;"></td> <td style="width:10%;"></td> <td style="width:10%;"></td> <td style="width:10%;"></td> </tr> </table>					10	20	30							
10	20	30																	
					MATERIAL TERROSO PERFURADO COM SONDA ROTATIVA														
1																			
2																			
3																			
4																			
5																			
6																			
7																			
8																			
9																			
10																			
11																			
12	-12.00	19.79			ROCHA ALTERADA (AREIA FINA SILTOSA CINZENTA AMARELADA). - RECUPERAÇÃO 0%														
13																			
14	-15.00	16.79																	
15					ROCHA POUCO ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 30%	30.00% - RECUPERAÇÃO													
16	-16.50	15.29				65.00% - RECUPERAÇÃO													
17					ROCHA POUCO ALTERADA A SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 65%	65.00% - RECUPERAÇÃO													
18	-18.00	13.79				65.00% - RECUPERAÇÃO													

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

 <p style="font-size: small;">AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 28/05/2013 DATA FINAL : 29/05/2013	PERFIL SM 07	ESCALA 1:100	
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra		
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ		
	ENG. RESP.	CALPER X: 648285,75m - Y: 7463368,93m		

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (Nsp)	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	
			+ 40.08 (boca do furo)			Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
					MATERIAL TERROSO PERFURADO COM SONDA ROTATIVA			
				1				
				2				
				3				
				4				
				5				
				6				
		-7.00	33.08	7	ROCHA ALTERADA (AREIA MÉDIA E GROSSA SILTOSA CINZENTA AMARELADA MICÁCEA). - RECUPERAÇÃO 0%			0.00% - RECUPERAÇÃO
		-8.50	31.58	8				0.00% - RECUPERAÇÃO
		-10.00	30.08	9	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 0%			0.00% - RECUPERAÇÃO
		-11.50	28.58	10	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 0%			0.00% - RECUPERAÇÃO
		-13.00	27.08	12	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 0%			0.00% - RECUPERAÇÃO
		-14.50	25.58	13	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 5%			5.00% - RECUPERAÇÃO
		-16.00	24.08	15	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 2%			2.00% - RECUPERAÇÃO
		-17.50	22.58	16	ROCHA ALTERADA A POUÇO ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 5%			5.00% - RECUPERAÇÃO
		-19.00	21.08	18	ROCHA POUÇO ALTERADA (GNAISSE), MUITO FRATURADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 10%			10.00% - RECUPERAÇÃO
		-20.45	19.63	20	ROCHA Sã (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 100%			100.00% - RECUPERAÇÃO

(continua na folha 2)

Sondagem com retiradas de amostras
 Diâmetro do revestimento: 2 1/2" Altura de queda=75cm
 Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg

RN:
Cota topográfica

COTA DO N.A.

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 22/05/2013
 DATA FINAL : 24/05/2013

PERFIL
SM 08 (1/2)

ESCALA 1:100

DESENHO
Gustavo

LOCAL
Estrada da Cachamorra

SONDADOR
Washinton

Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ
 CALPER

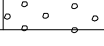
ENG. RESP.

X: 648319,47m - Y: 7463357,13m

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações				
						— 30 cm finais	--- 30 cm iniciais			
20.08 (continuação da folha 1)						Nº de golpes / % de Recuperação				
						10	20	30		

-20.50

19.58



ROCHA Sã (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA
MICACEA. - RECUPERAÇÃO 100%

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,

Sondagem com retiradas de amostras		RN:	COTA DO N.A.
Diâmetro do revestimento: 2½"	Altura de queda=75cm	Cota topográfica	
Amostrador padrão Diâmetro: 2"	Peso do martelo= 65 Kg		

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 22/05/2013	PERFIL	ESCALA 1:100
DATA FINAL : 24/05/2013	SM 08 (2/2)	
DESENHO	LOCAL	Estrada da Cachamorra Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ CALPER X: 648319,47m - Y: 7463357,13m
Gustavo		
SONDADOR		
Washinton		
ENG. RESP.		

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	

+ 40.72 (boca do furo)


Nº de golpes / % de Recuperação
10 20 30

					MATERIAL TERROSO PERFURADO COM SONDA ROTATIVA								
				1									
				2									
				3									
				4									
				5									
				6									
				7									
		-8.10	32.62	8									
				9	ROCHA POUCO ALTERADA (GNAISSE), MUITO FRATURADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 15%	15.00%	RECUPERAÇÃO						
		-9.60	31.12	10	ROCHA POUCO ALTERADA (GNAISSE), EM FRAGMENTOS, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 5%	15.00%	RECUPERAÇÃO						
				11									
		-11.10	29.62	12	ROCHA POUCO ALTERADA (GNAISSE), EM FRAGMENTOS, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 3%	5.00%	RECUPERAÇÃO						
				13									
		-12.60	28.12	14	ROCHA POUCO ALTERADA (GNAISSE), EM FRAGMENTOS, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 3%	3.00%	RECUPERAÇÃO						
				15	ROCHA Sã (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 95%	3.00%	RECUPERAÇÃO						
		-14.10	26.62	16		95.00%	RECUPERAÇÃO						

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 17/05/2013 DATA FINAL : 17/05/2013	PERFIL SM 09	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Sergio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X: 648372,74m - Y: 746338,60m	


PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações			
						— 30 cm finais	--- 30 cm iniciais		

					+ 20.38 (boca do furo)					Nº de golpes / % de Recuperação						
										10 20 30						
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12	-7.00	13.38	MATERIAL TERROSO PERFURADO COM SONDA ROTATIVA													
			ROCHA ALTERADA (AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA CINZENTA AMARELADA MICÁCEA). - RECUPERAÇÃO 0%							0.00% - RECUPERAÇÃO						
			ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 85%							85.00% - RECUPERAÇÃO						
			ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 65%							65.00% - RECUPERAÇÃO						
			ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 85%							85.00% - RECUPERAÇÃO						
			ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 85%							85.00% - RECUPERAÇÃO						
		ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 85%							85.00% - RECUPERAÇÃO							
		ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 85%							85.00% - RECUPERAÇÃO							
		ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 85%							85.00% - RECUPERAÇÃO							
		ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 85%							85.00% - RECUPERAÇÃO							
		ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 85%							85.00% - RECUPERAÇÃO							

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	--	-------------------------	--------------

 <p>SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA</p> <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 04/06/2013 DATA FINAL : 04/06/2013	PERFIL SM 10	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X: 648274,85m - Y: 7463449,42m	


PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações
						— 30 cm finais - - - 30 cm iniciais

					+ 24.50 (boca do furo)		Nº de golpes / % de Recuperação		
							10	20	30
				1	SILTE ARGILO ARENOSO				
				2					
				3					
		-3.50	21.00	4	ROCHA POUCA ALTERADA A Sã (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 100%	100.0% - RECUPERAÇÃO			
		-5.00	19.50	5		100.0% - RECUPERAÇÃO			

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

 <p>SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA</p> <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 09/05/2013 DATA FINAL : 09/05/2013	PERFIL SM 11	ESCALA 1:100	
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra		
	SONDADOR Sergio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ		
	ENG. RESP.	CALPER X: 648323,15m - Y: 7463437,28m		

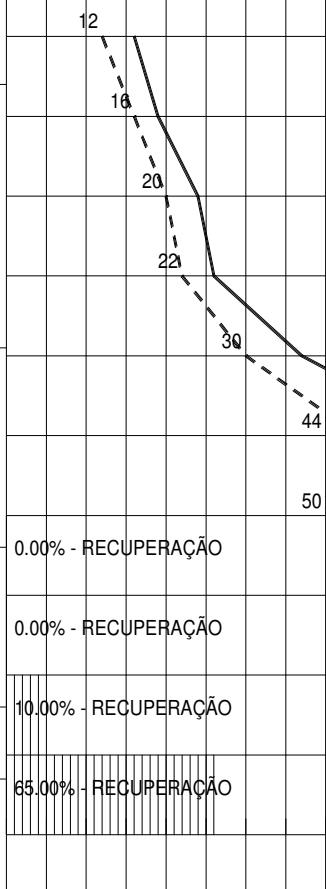
PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações			
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais		
+ 26.86 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação			
						10	20	30	
		-1.50	25.36	1	ATERRO ARENO SILTO ARGILOSO				
		-3.00	23.86	2	SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO VERMELHO				
		-4.50	22.36	3 4	ROCHA MUITO ALTERADA (AREIA MÉDIA A GROSSA CINZA E AMARELA COM MICA). - RECUPERAÇÃO 0%	0.00% - RECUPERAÇÃO			
		-6.20	20.66	5 6	ROCHA POUCO ALTERADA (GNAISSE), MUITO FRATURADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 10%	10.00% - RECUPERAÇÃO			
		-7.70	19.16	7 8	ROCHA POUCO ALTERADA (GNAISSE), POUCO FRATURADA A SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 65%	65.00% - RECUPERAÇÃO			
		-9.20	17.66	9	ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 95%	95.00% - RECUPERAÇÃO			

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 13/05/2013 DATA FINAL : 14/05/2013	PERFIL SM 12	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Sergio	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X: 648375,64m - Y: 7463426,50m	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações			
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais		
+ 19.66 (boca do furo)					Nº de golpes / % de Recuperação				
						10	20	30	
16/30	-1.40	-1.60	18.06	1	SILTE ARGILOSO RIJO CINZA E AMARELO				
19/30				2	ARGILA ARENOSA RIJA A DURA CINZA				
24/30				3					
26/30				4					
37/30		-4.90	14.76	5					
56/30				6	AREIA MÉDIA SILTOSA COMPACTA A MUITO COMPACTA CINZA E AMARELA COM MICA (SOLO RESIDUAL)				
30/15		-7.40	12.26	7					
				8	ROCHA MUITO ALTERADA (AREIA MÉDIA SILTOSA CINZENTA AMARELADA MICÁCEA). - RECUPERAÇÃO 0%				
		-9.70	9.96	9					
		-10.30	9.36	10					
				11	ROCHA POUCO ALTERADA A SÃ (GNAISSE GRANITO), FRATURADA, CINZA, BRANCA E AMARELA COM MICA. - RECUPERAÇÃO 10%				
		-11.80	7.86						
					ROCHA SÃ (GNAISSE GRANITO), POUCO FRATURADA, CINZA, BRANCA E AMARELA COM MICA. - RECUPERAÇÃO 65%				



Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +18.26
<p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 03/12/2013 DATA FINAL : 04/12/2013	PERFIL SM 101	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X(m): 648306,8749 - Y(m): 7463524,840	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações
						— 30 cm finais - - - 30 cm iniciais

+ 19.57 (boca do furo)


Nº de golpes / % de Recuperação
10 20 30

12/30				1	ARGILA POUCA ARENOSA MÉDIA A DURA CINZA	9					
16/30				2		13					
20/30				3		16					
34/30	-3.90	15.67		4	ARGILA MUITO ARENOSA DURA CINZA	30					
30/15				5							46
30/15	-6.70	12.87		6							50
30/15	-8.00	11.57		7	AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA MUITO COMPACTA CINZENTA E BRANCA COM MICA (SOLO RESIDUAL)						52
				8	ROCHA MUITO ALTERADA (AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA CINZENTA E BRANCA MICÁCEA). - RECUPERAÇÃO 0%	0.00%	RECUPERAÇÃO				
				9		0.00%	RECUPERAÇÃO				
				10		0.00%	RECUPERAÇÃO				
	-11.60	7.97		11		0.00%	RECUPERAÇÃO				
	-12.60	6.97		12	ROCHA POUCA ALTERADA (GNAISSE), FRATURADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 10%	10.00%	RECUPERAÇÃO				
	-14.10	5.47		13	ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 95%	95.00%	RECUPERAÇÃO				
				14							

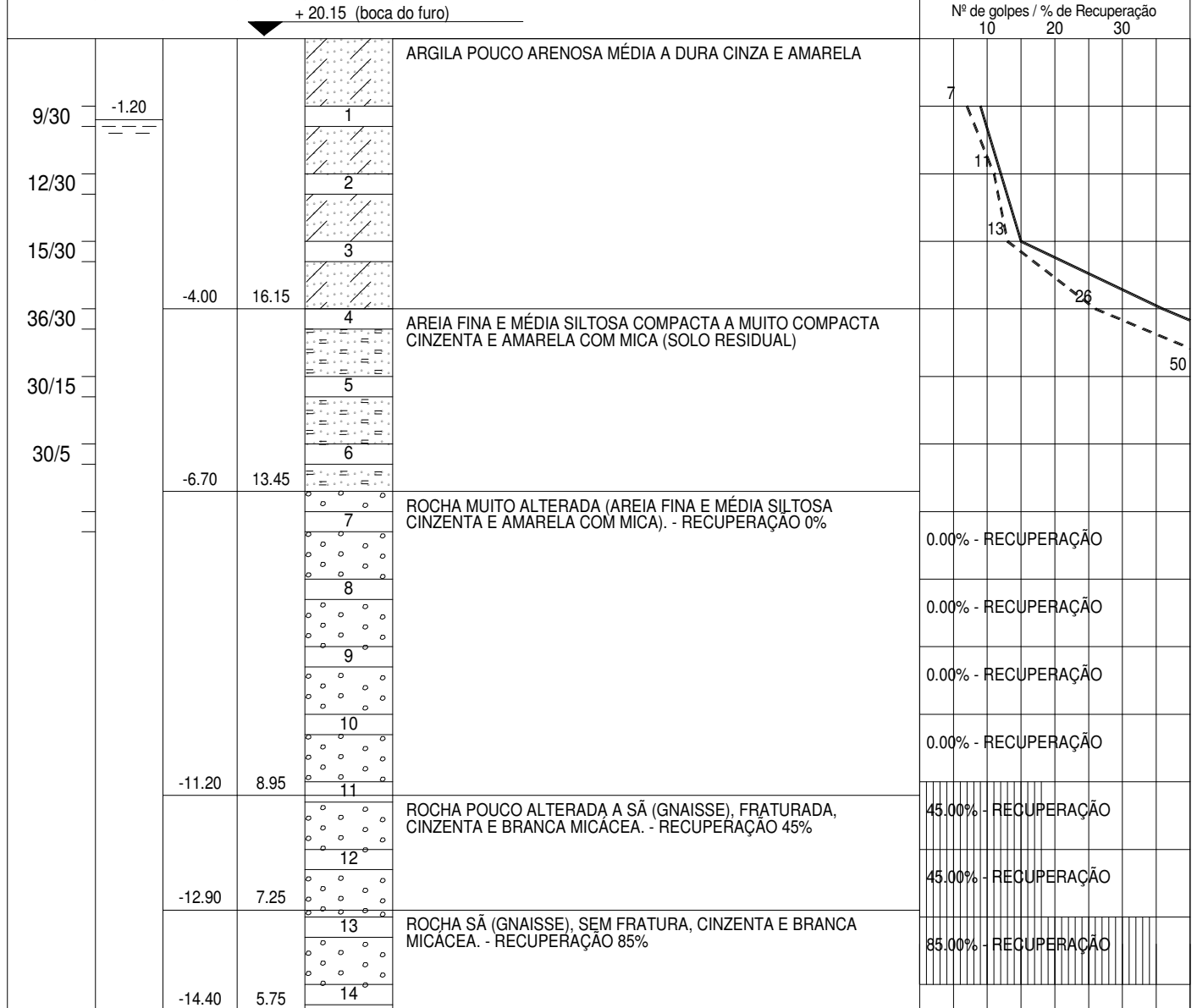
Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 30/11/2013 DATA FINAL : 02/12/2013	PERFIL SM 102	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X(m): 648304,2936 - Y(m): 7463513,952	


PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações	
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais



Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2 1/2" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A. +18.95
--	-------------------------	---------------------

 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 27/11/2013 DATA FINAL : 27/11/2013	PERFIL SM 103	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X(m): 648253,0467 - Y(m): 7463432,5471	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações			
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais		
+ 20.19 (boca do furo)					Nº de golpes / % de Recuperação				
						10	20	30	
9/30	-1.00			1	SILTE ARGILOSO MÉDIO A RIJO CINZA E AMARELO	7			
18/30				2		14			
19/30				3		17			
30/3		-3.90	16.29	4	AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA MUITO COMPACTA CINZENTA E AMARELA COM MICA (SOLO RESIDUAL)				
		-5.00	15.19	5	ROCHA MUITO ALTERADA (AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA CINZENTA E AMARELA COM MICA). - RECUPERAÇÃO 0%				0.00% - RECUPERAÇÃO
		-6.50	13.69	6	ROCHA MUITO ALTERADA (AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA CINZENTA E AMARELA COM MICA). - RECUPERAÇÃO 0%				30.00% - RECUPERAÇÃO
		-7.70	12.49	7	ROCHA ALTERADA A POUÇO ALTERADA (GNAISSE), FRATURADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 30% A 60%				60.00% - RECUPERAÇÃO
		-9.20	10.99	8	ROCHA POUCO ALTERADA (GNAISSE), FRATURADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 30%				30.00% - RECUPERAÇÃO
		-9.20	10.99	9	ROCHA POUCO ALTERADA (GNAISSE), FRATURADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 30%				30.00% - RECUPERAÇÃO
		-10.90	9.29	10	ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 100%				100.00% - RECUPERAÇÃO

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras
 Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm
 Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg

RN:
Cota topográfica

COTA DO N.A. +19.19

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ

DATA INICIAL: 20/11/2013
 DATA FINAL : 26/11/2013

PERFIL
SM 104

ESCALA 1:100

DESENHO
Gustavo

LOCAL
Estrada da Cachamorra

SONDADOR
Washington

Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ
 CALPER

ENG. RESP.

X(m): 648271,7192 - Y(m): 7463428,1206

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações
						— 30 cm finais - - - 30 cm iniciais

					+ 74.65 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30					
				1	MATERIAL TERROSO PERFURADO COM SONDA ROTATIVA								
				2									
				-3.00	71.65	3	AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA CINZENTA AMARELADA MICÁCEA (ROCHA MUITO ALTERADA). - RECUPERAÇÃO 0%	0.00% - RECUPERAÇÃO					
				-4.20	70.45	4	ROCHA POUCO ATERADA A SÃ (GNAISSE), POUCO FRATURADA A SEM FRATURA, CINZENTA E AMARELA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 75%	75.00% - RECUPERAÇÃO					
						5		75.00% - RECUPERAÇÃO					
				-5.70	68.95	6	ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E AMARELA MICÁCEA. RECUPERAÇÃO 100%	100.00% - RECUPERAÇÃO					
				-7.20	67.45	7							

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

<p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 28/06/2013 DATA FINAL : 29/06/2013	PERFIL SM A	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X (UTM): 648493,85m - Y (UTM): 7463281,95m	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	
+ 71.44 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
		-1.50	69.94	1	ARGILA SILTOSA VERMELHA			
		-3.10	68.34	2	ARGILA SILTOSA CINZA AMARELADA			
		-4.80	66.64	3	ROCHA ALTERADA A POUÇO ALTERADA (GNAISSE). FRATURADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 60%	60.00%	- RECUPERAÇÃO	
		-4.80	66.64	4		60.00%	- RECUPERAÇÃO	
		-6.30	65.14	5	ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 90%	90.00%	- RECUPERAÇÃO	
		-6.30	65.14	6				

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p> SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA </p> <p> AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ </p>	DATA INICIAL: 17/07/2013 DATA FINAL : 18/07/2013	PERFIL SM C	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X (UTM): 648514,85m - Y (UTM): 7463423,33m	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais	
+ 66.20 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
					SILTE ARGILO ARENOSO AMARELADO			
								
		-3.00	63.20					
					AREIA MÉDIA SILTOSA CINZA AMARELADA			
		-4.10	62.10					
					ROCHA SÃ (GNAISSE), POUCO FRATURADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 85%	85.00% - RECUPERAÇÃO		
		-5.10	61.10					
					ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 100%	100.00% - RECUPERAÇÃO		
		-6.60	59.60					

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 29/07/2013 DATA FINAL : 18/07/2013	PERFIL SM D	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X (UTM): 648524,70m - Y (UTM): 7463489,61m	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações			
						— 30 cm finais	--- 30 cm iniciais		

▼ + 79.34 (boca do furo)


Nº de golpes / % de Recuperação
10 20 30

					MATERIAL TERROSO PERFURADO COM SONDA ROTATIVA																
		-1.50	77.84	1																	
		-3.00	76.34	2	ROCHA POUCO ALTERADA (GNAISSE), POUCO FRATURADA, CINZENTA E AMARELA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 65%	65.00%	RECUPERAÇÃO														
		-4.50	74.84	3	ROCHA POUCO ALTERADA (GNAISSE), POUCO FRATURADA, CINZENTA E AMARELA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 65%	65.00%	RECUPERAÇÃO														
		-5.60	73.74	5	ROCHA POUCO ALTERADA A SÃ (GNAISSE), MUITO FRATURADA, CINZENTA E AMARELA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 30%	30.00%	RECUPERAÇÃO														
		-7.10	72.24	6	ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E AMARELA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 100%	100.00%	RECUPERAÇÃO														
				7																	

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 08/07/2013 DATA FINAL : 09/07/2013	PERFIL SM F	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Wasington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X (UTM): 648463,84m - Y (UTM): 7463331,09m	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações			
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais		
+ 76.44 (boca do furo)					Nº de golpes / % de Recuperação				
						10	20	30	
					MATERIAL TERROSO PERFURADO COM SONDA ROTATIVA				
		-1.50	74.94	1					
					ROCHA MUITO ALTERADA. - RECUPERAÇÃO 0%				0.00% - RECUPERAÇÃO
		-3.20	73.24	2					0.00% - RECUPERAÇÃO
					ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E AMARELA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 100%				100.00% - RECUPERAÇÃO
		-4.70	71.74	3					100.00% - RECUPERAÇÃO
					ROCHA SÃ (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E AMARELA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 95%				95.00% - RECUPERAÇÃO
		-6.20	70.24	4					

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 10/07/2013 DATA FINAL : 11/07/2013	PERFIL SM G	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER X (UTM): 648452,84m - Y (UTM): 7463389,96m	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (Nsp)	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações				
						——— 30 cm finais - - - - 30 cm iniciais				

+ 65.09 (boca do furo)

Nº de golpes / % de Recuperação
10 20 30

	-1.50	63.59	1	SILTE ARGILOSO												
	-5.50	59.59	2	AREIA MÉDIA SILTOSA CINZA AMARELADA												
			3													
			4													
			5													
			6													
	-7.00	58.09	7	AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA CINZA AMARELADA												
	-8.50	56.59	8	FRAGMENTOS DE ROCHA ALTERADA												
			9													
	-10.00	55.09	10	AREIA FINA SILTOSA CINZENTA AMARELADA MICÁCEA												
	-13.00	52.09	11		PEDREGULHOS E BLOCOS DE ROCHA ALTERADA COM AREIA FINA SILTOSA CINZENTA AMARELADA MICÁCEA											
			12													
			13													
	-14.60	50.49	14	ROCHA Sã (GNAISSE GRANÍTICO), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 100%	100 0% - RECUPERAÇÃO											

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente.

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

<p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 02/08/2013 DATA FINAL : 06/08/2013	PERFIL SM H	ESCALA 1:100	
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ CALPER X (UTM): 648488,19m - Y (UTM): 7463463,82m		
	SONDADOR Washington			
	ENG. RESP.			



Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------	--------------

SOLOTESTE
ENGENHARIA LTDA



AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820
 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326
 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ


DATA INICIAL: 01/04/2014 DATA FINAL : 02/04/2014	PERFIL SM 107	ESCALA 1:100
DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
SONDADOR Washington	CALPER	
ENG. RESP.	N: 7463487,639 - E: 648298,374	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações			
						— 30 cm finais	- - - 30 cm iniciais		
+ 19.89 (boca do furo)					Nº de golpes / % de Recuperação				
						10	20	30	
11/30				1	ARGILA SILTOSA MÉDIA AMARELADA	9			
7/30				2		9			
17/30		-3.00	16.89	3	ARGILA SILTOSA RIJA CINZA AMARELADA	8			
20/30		-3.90	15.99	4	AREIA MÉDIA POUCO ARGILOSA COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA CINZA	20			
21/30				5		14			
17/30				6		17			
28/30		-7.00	12.89	7	AREIA MÉDIA COMPACTA CINZENTA AMARELADA	28			
30/30		-8.80	11.09	8		28			
30/4		-9.70	10.19	9	SILTE ARGILOSO DURO COM AREIA FINA CINZENTO AMARELADO MICÁCEO (SOLO RESIDUAL)				
		-11.20	8.69	10	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), MUITO FRATURADA, FRIÁVEL, CINZENTA, BRANCA E AMARELA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 10%				10.00% - RECUPERAÇÃO
		-12.70	7.19	11	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, FRIÁVEL, CINZENTA, BRANCA E AMARELA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 10%				10.00% - RECUPERAÇÃO
		-14.20	5.69	12	ROCHA SÃ (DIABÁSIO), POUCO FRATURADA, CINZENTA ESCURA. - RECUPERAÇÃO 80%				80.00% - RECUPERAÇÃO
				13					
				14					

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN = 0.00 Cota topográfica	COTA DO N.A.
---	-------------------------------	--------------

 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 04/04/2014 DATA FINAL : 07/04/2014	PERFIL SM 108	ESCALA 1:100	
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra		
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ		
	ENG. RESP.	CALPER N: 7463491,139 - E: 648283,594		

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{sp})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						——— 30 cm finais - - - - 30 cm iniciais		
+ 39.45 (boca do furo)					Nº de golpes / % de Recuperação 10 20 30			
21/30				1	ARGILA SILTOSA DURA VERMELHA	15		
22/30				2			24	
27/30				3			23	
26/30				4			25	
29/30	-5.00	34.45		5	ARGILA SILTOSA DURA AMARELA		28	
29/30				6			22	
21/30				7		15		
38/30	-8.30	31.15		8			32	
34/30				9	AREIA MÉDIA COMPACTA A MUITO COMPACTA CINZENTA AMARELADA COM MICA (SOLO RESIDUAL)		27	
56/30				10			44	
30/10	-11.00	28.45		11	AREIA MÉDIA E GROSSA MUITO COMPACTA CINZENTA AMARELADA COM MICA E PEDREGULHOS (SOLO RESIDUAL)			
	-11.80	27.65		12	ROCHA MUITO ALTERADA (AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA CINZENTA E BRANCA MICÁCEA), FRAGMENTADA. - RECUPERAÇÃO 0%	0.00% - RECUPERAÇÃO		
				13		0.00% - RECUPERAÇÃO		
				14		0.00% - RECUPERAÇÃO		
				15		0.00% - RECUPERAÇÃO		
				16		0.00% - RECUPERAÇÃO		
				17		0.00% - RECUPERAÇÃO		
				18		0.00% - RECUPERAÇÃO		
				19		0.00% - RECUPERAÇÃO		
	-20.45	19.00		20		0.00% - RECUPERAÇÃO		


(continua na folha 2)

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.	
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>		DATA INICIAL: 29/04/2014 DATA FINAL : 06/05/2014	PERFIL SM 109 (1/2)	ESCALA 1:100
		DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
		SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
		ENG. RESP.	CALPER N: 7463370.993 - E: 648319.529	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
				(boca do furo)				
28/30				1	ARGILA SILTO ARENOSA DURA AMARELA		24	
21/30				2		18		
26/30				3		21		
26/30		-4.80		4		23		
23/30				5	AREIA MÉDIA SILTOSA COMPACTA CINZENTA AMARELADA COM MICA (SOLO RESIDUAL)		27	
25/30				6		28		
25/30				7		28		
30/30				8		32		
32/30		-9.00		9	AREIA MÉDIA E GROSSA MUITO COMPACTA CINZENTA AMARELADA COM MICA E PEDREGULHOS ALTERDOS (SOLO RESIDUAL)		34	
44/30		-10.50		10		37		
30/1				11	ROCHA MUITO ALTERADA (AREIA SILTOSA CINZENTA E BRANCA COM MICA), FRAGMENTADA. - RECUPERAÇÃO 0%	0.00% - RECUPERAÇÃO		
				12		0.00% - RECUPERAÇÃO		
				13		0.00% - RECUPERAÇÃO		
				14		0.00% - RECUPERAÇÃO		
				15		0.00% - RECUPERAÇÃO		
				16		0.00% - RECUPERAÇÃO		
				17		0.00% - RECUPERAÇÃO		
		-18.00		18	ROCHA Sã (GNAISSE0. SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICACEA. - RECUPERAÇÃO 80%	80.00% - RECUPERAÇÃO		
		-19.50		19				

Limite da perfuração

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN:	COTA DO N.A.
---	-----	--------------

 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 09/05/2014 DATA FINAL : 12/05/2014	PERFIL SM 110	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						——— 30 cm finais - - - - 30 cm iniciais		
+ 40.88 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
31/30				1	ARGILA SILTO ARENOSA DURA AMARELA			31
31/30				2				23
25/2	-3.15	37.73		3				41
30/6				4	AREIA MÉDIA MUITO COMPACTA CINZENTA AMARELADA COM MICA (SOLO RESIDUAL)	2.00% - RECUPERAÇÃO		
				5	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 2%	2.00% - RECUPERAÇÃO		
	-6.00	34.88		6	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 5%	5.00% - RECUPERAÇÃO		
	-7.50	33.38		7		5.00% - RECUPERAÇÃO		
				8	ROCHA POUCO ALTERADA (GNAISSE), MUITO FRATURADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 10%	10.00% - RECUPERAÇÃO		
	-9.00	31.88		9	ROCHA SÃ (GNAISSE), POUCO FRATURADA A SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 75%	75.00% - RECUPERAÇÃO		
	-10.50	30.38		10		75.00% - RECUPERAÇÃO		

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 17/04/2014 DATA FINAL : 28/04/2014	PERFIL SM 111	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER N: 7463329.213 - E: 648311.028	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{sp})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						——— 30 cm finais - - - 30 cm iniciais		
+ 37.86 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
34/30				1	ARGILA SILTO ARENOSA DURA AMARELADA			36
35/30				2				31
25/30		-3.30	34.56	3				21
33/30				4	AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA COMPACTA CINZENTA AMARELADA COM POUCA MICA E PEDREGULHOS (SOLO RESIDUAL)			28
30/5		-5.00	32.86	5				
30/5				6	AREIA MÉDIA SILTOSA MUITO COMPACTA CINZENTA AMARELADA COM MICA E PEDREGULHOS (SOLO RESIDUAL / ROCHA MUITO ALTERADA)			
		-6.70	31.16	7				
				8	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 5%	5.00% - RECUPERAÇÃO		
		-8.20	29.66	9				
				10	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 5%	5.00% - RECUPERAÇÃO		
		-9.70	28.16	11				
				12	ROCHA POUCA ALTERADA (GNAISSE), FRATURADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 10%	10.00% - RECUPERAÇÃO		
		-11.20	26.66					
					ROCHA Sã (GNAISSE), SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 85%	85.00% - RECUPERAÇÃO		
		-12.70	25.16					

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 15/05/2014 DATA FINAL : 19/05/2014	PERFIL SM 112	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER N: 7463316.083 - E: 648350.286	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						——— 30 cm finais - - - - 30 cm iniciais		
+ 49.24 (boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
29/30				1	ARGILA SILTOSA DURA VERMELHA			27
26/30				2				25
31/30				3				32
40/30		-3.65	45.59	4	AREIA MÉDIA SILTOSA COMPACTA A COMPACTA CINZENTA AMARELADA COM POUCA MICA (SOLO RESIDUAL)			40
30/30				5				31
35/30				6				30
26/30				7				20
38/30				8				34
30/10		-8.80	40.44	9	AREIA MÉDIA SILTOSA MUITO COMPACTA CINZENTA AMARELADA COM MICA (SOLO RESIDUAL / ROCHA MUITO ALTERADA)			
				10	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 5%	5.00% - RECUPERAÇÃO		
		-11.50	37.74	11		10.00% - RECUPERAÇÃO		
				12	ROCHA POUCO ALTERADA A SÃ (GNAISSE), FRATURADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 10%	10.00% - RECUPERAÇÃO		
		-13.00	36.24	13		75.00% - RECUPERAÇÃO		
				14	ROCHA SÃ (GNAISSE), POUCO FRATURADA A SEM FRATURA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 75%	75.00% - RECUPERAÇÃO		
		-14.50	34.74					

Limite da perfuração

Cota topográfica fornecida pelo cliente,

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN: Cota topográfica	COTA DO N.A.
 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 11/04/2014 DATA FINAL : 15/04/2014	PERFIL SM 113	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER N: 7463343.830 - E: 648368.739	

PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{spt})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações		
						——— 30 cm finais - - - 30 cm iniciais		
(boca do furo)						Nº de golpes / % de Recuperação		
						10	20	30
22/30				1	SILTE ARENOSO COMPACTO AMARELADO			24
31/30				2				35
28/30				3				35
31/30				4				27
25/3		-4.90		5	AREIA FINA E MÉDIA CINZA AMARELADA			
		-6.00		6	ROCHA MUITO ALTERADA, FRAGMENTADA. - RECUPERAÇÃO 2%	2.00%	RECUPERAÇÃO	
		-7.50		7		2.00%	RECUPERAÇÃO	
		-9.00		8	ROCHA MUITO ALTERADA, FRAGMENTADA. - RECUPERAÇÃO 0%	0.00%	RECUPERAÇÃO	
		-10.50		9	ROCHA MUITO ALTERADA, FRAGMENTADA. - RECUPERAÇÃO 0%	0.00%	RECUPERAÇÃO	
		-10.50		10		65.00%	RECUPERAÇÃO	
		-12.00		11	ROCHA POUCO ALTERADA (DIABÁSIO - PROVÁVEL DIQUE), MUITO FRATURADA, CINZENTA. - RECUPERAÇÃO 65%	65.00%	RECUPERAÇÃO	
		-12.00		12				


Limite da perfuração

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg		RN:	COTA DO N.A.	
<p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 22/05/2014 DATA FINAL : 24/05/2014	PERFIL SM 115	ESCALA 1:100	
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra		
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ		
	ENG. RESP.	CALPER		


PENETRAÇÃO No. de quedas dos 30 cm finais (N _{sp})	PROFUNDIDADE NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE DO SOLO (m)	COTA (m)	AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO	Diagrama das Penetrações					
						——— 30 cm finais - - - - 30 cm iniciais					
(boca do furo) ←						Nº de golpes / % de Recuperação					
						10	20	30			
20/30				1	SILTE ARGILOSO DURO VERMELHO		13				
25/30				2						27	
32/30		-3.00		3	SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO DURO AMARELADO					26	
40/30				4						31	
30/30		-5.40		5						28	
37/30				6	AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA COMPACTA CINZENTA AMARELADA COM MICA (SOLO RESIDUAL)					30	
30/5		-7.00		7	AREIA MÉDIA E GROSSA MUITO COMPACTA CINZENTA AMARELADA COM MICA E PEDREGULHOS ALTERADOS (SOLO RESIDUAL)						45
		-7.90		8	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 5%						
		-9.40		9							
				10	ROCHA ALTERADA (GNAISSE), FRAGMENTADA, CINZENTA E BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 5%						
		-10.90									
		-11.40		11	ROCHA SÃ (GNAISSE), POUCO FRATURADA A SEM FRATURA, CINZENTA BRANCA MICÁCEA. - RECUPERAÇÃO 75%						

Limite da perfuração

Sondagem com retiradas de amostras Diâmetro do revestimento: 2½" Altura de queda=75cm Amostrador padrão Diâmetro: 2" Peso do martelo= 65 Kg	RN:	COTA DO N.A.
---	-----	--------------

 <p>AV. RIO BRANCO, 156 - 18º. Andar - Grupo 1817-1820 TELS. : 2262.1117 . 2262.3738 . 2524.3326 FAX: 2262.5633 RIO DE JANEIRO - RJ</p>	DATA INICIAL: 27/05/2014 DATA FINAL : 29/05/2014	PERFIL SM 116	ESCALA 1:100
	DESENHO Gustavo	LOCAL Estrada da Cachamorra	
	SONDADOR Washington	Campo Grande - Rio de Janeiro - RJ	
	ENG. RESP.	CALPER	

APÊNDICE IV. ENSAIOS DE RECEBIMENTO

	Execução de ensaios		TEC100		Folha número:	Data:
					1 de 2	2/12/13
Cliente: Calper						
Ensaio de tirantes						
Endereço: Estrada da Cachamorra, 2011, Campo Grande.						
Cortina número	Tipo	C _t	C _{inc}	C _{ensai}	Ensaio realizado	
	G/D	(tf)	(tf)	(tf)	Tipo A	Tipo B
	Gewi	20,00	16,00	28,00		
					Fluência	Fluência
					Tipo A	Tipo B
						(A)

Ensaio de recebimento tipo (B) (na carga)

Estágio	Carga (tf)	Pressão (kgf/cm ²)	Leitura do êmbolo		Alongamento no estágio (mm)	Alongamento acumulado (mm)
			Inicial	Final		
F0	4,64	80,00	59,52	42,30		
0,30	6,26	100,00		43,04		
0,60	11,90	170,00		45,23		
0,80	15,93	220,00		46,62		
1,00	19,97	270,00		48,02		
1,20	24,00	320,00		49,42		
1,40	28,03	370,00		51,06		

Ensaio de recebimento tipo (B) (na descarga)

Estágio	Carga (tf)	Pressão (kgf/cm ²)	Leitura do êmbolo		Alongamento no estágio (mm)	Alongamento acumulado (mm)
			Inicial	Final		
1,40	28,03	370,00		51,06		
1,20	24,00	320,00		50,14		
1,00	19,97	270,00		49,23		
0,80	15,93	220,00		48,65		
0,60	11,90	170,00		47,90		
0,30	6,26	100,00		46,69		
F0	4,64	80,00		46,10		

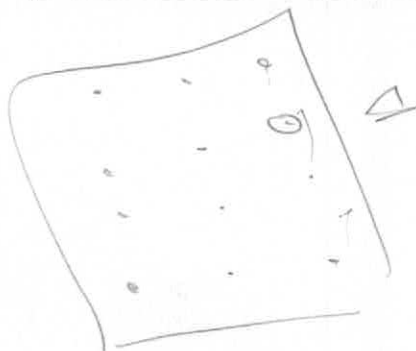
Tirante incorporado na leitura de manômetro de

220,00 kgf/cm².

40,46

44

44



SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA		Execução de ensaios		TEC100		Folha número: 1 de 2		Data: 29/10/13	
Cliente: Calper		Proposta:							
Ensaio de tirantes									
Cortina número		Endereço: Estrada da Cachamorra, 2011, Campo Grande.							
Tirante número	Tipo	C _t (tf)	C _{inc} (tf)	C _{ensai} (tf)	Ensaio realizado		Aprovado (A), Reprovado (R)		
Gewi	G/D	20,00	16,00	28,00	Tipo A	Tipo B	Fluência	Tipo A	Tipo B
						x			(A)

Ensaio de recebimento tipo (B) (na carga)

Estágio	Carga (tf)	Pressão (kgf/cm ²)	Leitura do êmbolo		Alongamento no estágio (mm)	Alongamento acumulado (mm)
			Inicial	Final		
F0	3,81	80,00	39,77	41,32		
0,30	6,21	110,00		42,18		
0,60	11,81	180,00		44,58		
0,80	15,81	230,00		45,28		
1,00	19,81	280,00		48,60		
1,20	23,81	330,00		50,54		
1,40	27,81	380,00		53,73		

Ensaio de recebimento tipo (B) (na descarga)

Estágio	Carga (tf)	Pressão (kgf/cm ²)	Leitura do êmbolo		Alongamento no estágio (mm)	Alongamento acumulado (mm)
			Inicial	Final		
1,40	27,81	380,00	53,73	55,73		
1,20	23,81	330,00		52,10		
1,00	19,81	280,00		52,70		
0,80	15,81	230,00		51,20		
0,60	11,81	180,00		50,26		
0,30	6,21	110,00		49,34		
F0	3,81	80,00		47,58		

Tirante incorporado na leitura de manômetro de

230,00 kgf/cm².

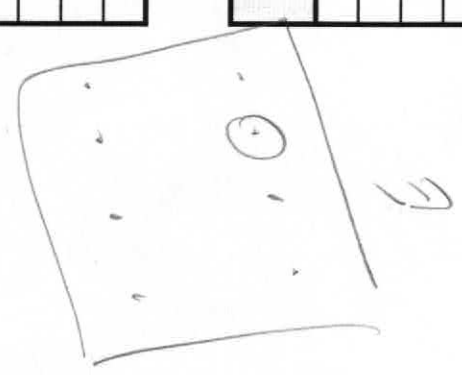
50,83

digitado
ensaio central 2.

58

58

c2



late 01

SOLOTESTE ENGENHARIA LTDA		Execução de ensaios		TEC100		Folha número: 1 de 2		Data: 29/10/13	
Cliente: Calper		Proposta:							
Ensaio de tirantes									
Cortina número		Endereço: Estrada da Cachamorra, 2011, Campo Grande.							
Tirante número	Tipo	G/D	C _t (tf)	C _{inc} (tf)	C _{ens} (tf)	Ensaio realizado		Aprovado (A), Reprovado (R)	
						Fluência	Tipo B	Fluência	Tipo A
Gewi			20,00	16,00	28,00		x		(A)

Ensaio de recebimento tipo (B) (na carga)

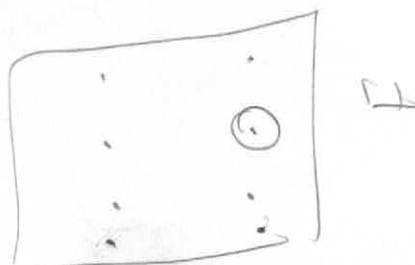
Estágio	Carga (tf)	Pressão (kgf/cm ²)	Leitura do êmbolo		Alongamento no estágio (mm)	Alongamento acumulado (mm)
			Inicial	Final		
F0	3,81	80,00	39,30	42,29		
0,30	6,21	110,00		43,61		
0,60	11,81	180,00		46,61		
0,80	15,81	230,00		47,92		
1,00	19,81	280,00		49,24		
1,20	23,81	330,00		51,77		
1,40	27,81	380,00		53,28		

Ensaio de recebimento tipo (B) (na descarga)

Estágio	Carga (tf)	Pressão (kgf/cm ²)	Leitura do êmbolo		Alongamento no estágio (mm)	Alongamento acumulado (mm)
			Inicial	Final		
1,40	27,81	380,00	55,26	55,16		
1,20	23,81	330,00		54,80		
1,00	19,81	280,00		54,46		
0,80	15,81	230,00		53,09		
0,60	11,81	180,00		52,24		
0,30	6,21	110,00		50,26		
F0	3,81	80,00		49,63		

Tirante incorporado na leitura de manômetro de

230,00 kgf/cm².



62

62

F

ensaios contínuos 2. 265

62

52,53