

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES

**ESTUDO DE COMPORTAMENTO MECÂNICO
DE UMA CORTINA DE ESTACAS ATIRANTADA**

Pedro Santana Moreira

Belo Horizonte

2016

Pedro Santana Moreira

ESTUDO DE COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UMA CORTINA DE ESTACAS ATIRANTADA

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia e Transportes.

Área de concentração: Geotecnia

Orientadora: Maria das Graças Gardoni Almeida

Coorientador: Lúcio Flávio de Souza Villar

Belo Horizonte
Escola de Engenharia da UFMG
2016

M838e

Moreira, Pedro Santana.

Estudo de comportamento mecânico de uma cortina de estacas atirantada [recurso eletrônico] / Pedro Santana Moreira. – 2016.
1 recurso online (xvi, 214 f. : il., color.) : pdf.

Orientadora: Maria das Graças Gardoni Almeida.

Coorientador: Lúcio Flávio de Souza Villar.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Anexos: f. 155 -214

Apêndices: f. 130-154

Bibliografia: f. 4-25.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Mecânica dos solos - Teses. 2. Muros - Teses. 3. Método dos elementos finitos – Teses. 4. Tensões e deformações – Teses.

I. Almeida, Maria das Graças Gardoni. II. Villar, Lúcio Flávio de Souza. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.

CDU: 624.13 (043)

Ficha catalográfica: Biblioteca Prof. Mário Werneck, Escola de Engenharia da UFMG



FOLHA DE APROVAÇÃO

Estudo do comportamento mecânico em condição estática de uma cortina de estacas atirantadas

PEDRO SANTANA MOREIRA

Dissertação submetida à Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOTECNIA E TRANSPORTES, como requisito para obtenção do grau de Mestre em GEOTECNIA E TRANSPORTES, área de concentração GEOTECNIA.

Aprovada em 29 de junho de 2016, pela banca constituída pelos membros:


Prof. Maria das Graças Guedes Almeida - Orientadora
Universidade Federal de Minas Gerais

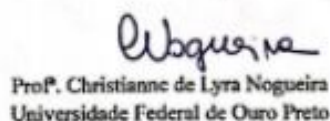

Prof. Lucio Flavio de Souza Villar
Departamento de Engenharia
de Transportes e Geotecnia e ESR
Escola de Engenharia de UFMG
Universidade Federal de Minas Gerais

ENIVALDO
MINETTE-471381907
78

Assinado de forma digital por
ENIVALDO MINETTE-471381907/78
Dados: 2021.03.02 18:25:23
0390



Prof. Enivaldo Minette
Universidade Federal de Viçosa


Prof. Christianne de Lyra Nogueira
Universidade Federal de Ouro Preto


Prof. Karla Pimentel Maia
Universidade Federal de Minas Gerais

Belo Horizonte, 10 de março de 2020.

AGRADECIMENTOS

Os meus agradecimentos são, primeiramente, à Deus por me proporcionar a vida e a grandeza de ser um homem com capacidade intelectual suficiente para acreditar no impossível, pois quem é capaz disso consegue coisas grandiosas.

Aos meus pais e irmão gostaria de homenageá-los com essa Dissertação que não é somente minha, mas de todos nós pelo esforço e dedicação ao acreditar em mim quando nem eu mesmo consegui fazer. Sou muito grato à família maravilhosa que tenho.

À minha Orientadora, professora e amiga, Maria das Graças Gardoni, por não desistir de mim quando eu mesmo já estava desistindo, por ser minha orientadora, dedicar seu tempo comigo durante minha dissertação, além de não poupar esforços para me ajudar. Fico muito feliz de ter você ao meu lado nessa difícil caminhada. Gardoni, se utilizasse toda minha dissertação para te agradecer, ainda seria pouco em relação a tudo que me proporcionou nesses dois anos de trabalho ao seu lado, enfim, os meus mais sinceros muito obrigado.

Ao meu Co-orientador Lúcio Flávio de Souza Villar, meu grande professor, eu tive a honra de ter aula com uma pessoa que admiro muito, pelos seus conhecimentos, sua contribuição nos meus conhecimentos de resistência ao cisalhamentos dos solos, estabilidade de taludes, ensaios geotécnicos, tudo isso logo quando cheguei à UFMG. Infelizmente, eu não conhecia na prática como é a realização de ensaios para entender as dificuldades e erros que poderiam influenciar nos parâmetros dos ensaios. Hoje, graças as aulas desse excelente professor pude terminar minha dissertação.

Gostaria de agradecer ao meu amigo, Professor Ernani que me ajudou a entender o que é engenharia, que é a arte de engenhar, se você olhar para ela e não sentir a beleza, exultação e satisfação, comece de novo, pois o projeto está ruim. Quem me ensinou os conceitos fundamentais da geotecnia com toda sua paciência e nunca poupou um único minuto do seu precioso tempo para me passar seus conhecimentos.

Ao professor Gustavo Ferreira Simões, pela dedicação em me ajudar a resolver problemas de modelagem numérica, não poupando esforços na contribuição dessa dissertação.

Agradeço aos colaboradores da Consulgeo e a empresa, pela oportunidade de me disponibilizar esta pesquisa, além de me fornecer um grande aprendizado ao longo dos 4 anos que estive; em

especial, às pessoas de Sergio Noronha, Gabriel Campos, David Solha, Daniela Fonseca, Dona Lúcia que contribuíram muito com essa dissertação e não pouparam esforços, quando solicitados para me ajudar.

Aos meus amigos por me ajudarem em momentos difíceis e sempre estarem ao meu lado em especial ao Allyson Mendes, Leandro Martins, Bruno Pereira e Luiza Nicolato, por contribuírem com a correção da dissertação, tornando o meu sonho uma realidade. Não tenho palavras suficientes para agradecer-vos; E a toda minha família, meus tios por sempre estarem ao meu lado nessa caminhada difícil.

Agradeço ao Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia (DETG), Terezinha Espósito, Maria das Graças Gardoni, Lúcio Villar, Gustavo Simões e Leandro Cardoso, pelas contribuições dadas enquanto o Mestrado; à funcionária e amiga Kátia de Souza e Marcus Torres, pelo convívio e por sempre estar disposta a ajudar em momentos difíceis e burocráticos na UFMG; aos amigos, Saulo Vilela, Raul, Evandro, Alexandre Ribeiro por disponibilizarem livros, artigos e planilhas que auxiliam no desenvolvimento do trabalho; e a todos os colegas que ingressaram e/ou cursaram alguma disciplina em comum. Ao aluno de graduação Rodrigo, pela realização de várias contribuições no âmbito desta pesquisa.

RESUMO

As contenções em cortina de estacas atirantadas são elementos bastante utilizados em obras de edificações residenciais, construções industriais e mineração, principalmente em função da topografia local e da construção de pavimentos subterrâneos. Em relação às soluções convencionais, tais como cortina atirantada convencional e parede diafragma, a cortina de estacas atirantadas destaca-se pelo baixo custo e prazo de execução. Este trabalho objetivou a retroanálise do comportamento mecânico de um trecho de uma contenção construída com estacas atirantadas através de modelagem numérica. Foram avaliados os parâmetros de resistência do solo e, por meio do método de elementos finitos, em uma análise tensão deformação 2D e 3D, realizou-se a retroanálise com base nos resultados obtidos na instrumentação do inclinômetro. Com isso, os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram testados dentro de uma faixa de variação estabelecida por uma análise estatística feita com os resultados dos ensaios de laboratório (compressão triaxial) e de campo (CPTu, DMT, PMT e SPT) executados para o projeto. Na fase inicial da análise numérica 2D foram estudados os limites superior e inferior bem como a média dos resultados dos parâmetros obtidos nos ensaios. Foi possível verificar quais valores de parâmetros de resistência e compressibilidade levaram o modelo a melhor representar as inclinações medidas, e assim, indicar se os ensaios obtiveram parâmetros capazes de reproduzir os deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros. Foram comparados os esforços da contenção (empuxo, momento e força cisalhante) nas análises numéricas 2D e 3D. Algumas divergências quanto aos modelos foram encontradas, sendo que, os deslocamentos horizontais da contenção na condição 3D, utilizando os mesmos parâmetros da análise 2D, foram menores. Com isso, os empuxos foram maiores na análise 3D, permitindo menores deslocamentos. Foi possível identificar a diferença de 66% no esforço cisalhante quando comparados os resultados da análise numérica 2D e 3D. Com relação ao momento essa diferença foi de 30%.

Palavras Chave: Cortina de estacas atirantada, inclinômetro, tensão deformação, modelagem numérica 2D e 3D, elementos finitos.

ABSTRACT

The contiguous piled wall with ground anchor are elements widely used in the construction of residential buildings, industrial buildings and mining, mainly due to the local topography and the construction of underground floors. In relation to conventional solutions, such as conventional anchored wall and diaphragm wall, the contiguous pile wall with ground anchor stands out for its low cost and deadline. This work aimed at the retroanalysis of the mechanical behavior of a sector of a retaining built with piled with ground anchor by numerical modeling. The soil resistance parameters were evaluated and, using the finite element method, in a 2D and 3D stress strain analysis, a retroanalysis was performed based on the results obtained in the inclinometer instrumentation. So, the shear strength parameters were tested within a range established by a statistical analysis made with the results of the laboratory tests (triaxial shear test) and field tests (CPTu, DMT, PMT and SPT) performed for the project. In the initial phase of 2D numerical analysis, the upper and lower limits were studied, as well as the average of the results of the parameters obtained in the tests. It was possible to verify which values of resistance and compressibility parameters led the model to better represent the measured horizontal displacements, indicating if the tests reach parameters capable of reproducing the horizontal displacements measured by the inclinometers. The efforts of the retaining (earth pressure, moment and shear force) in 2D and 3D modeling were compared. Some divergences between models were found, the horizontal displacements of the retaining in the 3D condition, using the same parameters of the 2D analysis, were smaller. Therefore, the earth pressure was greater in the 3D analysis, allowing smaller displacements. It was possible to identify the difference of 66% in shear stress when comparing the results of numerical analysis 2D and 3D. Regarding the moment, this difference was 30%.

Keywords: Contiguous piled wall with ground anchor, inclinometer, stress strain, numerical modeling 2D and 3D, finite elements.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	VII
LISTA DE TABELAS.....	XII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	XV
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 OBJETIVOS.....	2
1.2 JUSTIFICATIVA.....	2
2 REVISÃO DA LITERATURA.....	4
2.1 CORTINAS DE ESTACAS ATIRANTADAS.....	4
2.2 DEFORMAÇÕES EM CORTINAS.....	5
2.3 MODELAGENS NUMÉRICAS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	8
2.3.1 <i>Análises de Estruturas de Contenção</i>	9
2.3.2 <i>Método dos elementos finitos</i>	11
2.3.3 <i>Softwares Rocscience (RS2 e RS3)</i>	12
2.3.4 <i>Geometria da contenção</i>	14
2.3.5 <i>Etapas da modelagem numérica</i>	14
2.3.6 <i>Malha de elementos finitos</i>	15
2.3.7 <i>Condições iniciais da modelagem (In situ)</i>	17
2.3.8 <i>Condições de contorno</i>	17
2.3.9 <i>Etapas construtivas</i>	18
2.4 ELASTICIDADE E PLASTICIDADE.....	18
2.4.1 <i>Modelos constitutivos</i>	19
a) <i>Análise linear elástica</i>	19
b) <i>Análise Linear Elástica Perfeitamente Plástica</i>	20
c) <i>Modelo de Mohr-Coulomb</i>	22
2.5 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	23
2.5.1 <i>Ensaio de campo</i>	23
2.6 MEDIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA CORTINA.....	24
3 ESTUDO DE CASO.....	26
3.1 GEOLOGIA LOCAL.....	28
3.2 PROJETO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO.....	29
3.3 DETALHE DAS ESTACAS E TIRANTES.....	31
3.4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	33
3.5 DIMENSIONAMENTOS E PREMISSAS DA OBRA.....	34
4 METODOLOGIA.....	48
4.1 DEFINIÇÃO DE PARÂMETRO MECÂNICOS E FÍSICOS DO TERRENO.....	48
4.2 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	56
4.3 DEFINIÇÃO DO MODELO GEOTÉCNICO UTILIZADO.....	57
4.4 MODELAGEM UTILIZANDO O MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	59
5 RESULTADOS.....	71
5.1 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS.....	71
5.1.2 - <i>Resultados dos ensaios de campo</i>	71
5.1.3 - <i>Resultados dos ensaios de laboratório</i>	82
5.2 ANÁLISE NUMÉRICA 2D.....	83
5.2.1 - <i>Verificação da malha de elementos finitos</i>	86
5.2.2 - <i>Análise Numérica 2D</i>	87

5.2.4 - Análise considerando os parâmetros médios dos ensaios.....	89
5.2.5 - Análise considerando parâmetros conservadores (Limite Inferior)	92
5.2.6 - Análise considerando parâmetros otimistas (Limite Superior)	94
5.2.7 – Comparação dos esforços e deslocamentos das análises 2D	97
5.2.3 - Modelagem numérica (Retroanálise).....	100
5.3.1 - Modelagem 3D considerando as camadas com espessuras interpretadas dos resultados da vista com os furos de sondagem projetados.	111
6 CONCLUSÃO.....	118
6.1 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS.....	118
6.2 ESPESSURA DAS CAMADAS GEOTÉCNICAS.....	120
6.3 MODELAGEM NUMÉRICA.....	120
6.4 ESFORÇOS NA CONTENÇÃO E COMPARAÇÃO 2D E 3D.....	121
7 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS.....	123
REFERÊNCIAS	124
APÊNDICE A – PARÂMETROS DOS SOLOS.....	130
APÊNDICE B – PARÂMETROS RESULTADOS.....	133
APÊNDICE C – ENSAIO DE RECEBIMENTO DOS TIRANTES.....	153
ANEXO A - SONDAgens	155
ANEXO B - CPTU.....	191
ANEXO C - DMT	193
ANEXO D - PMT	195
ANEXO E – DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS INCLINÔMETROS	209
ANEXO F – BOLETIM DE PROTENSÃO.....	210

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Cortina de estacas rompida (CONSULTORIA E ANÁLISE, 2015).....	3
Figura 2.1 - Cortina atirantada e tirante (adaptado PASSOS et al, 2012).....	5
Figura 2.2 - a) Construção das estacas escavadas; b) Obra estudada neste trabalho (NAKAMURA, 2013).....	5
Figura 2.3 - Movimento horizontal máximo de cortinas para diferentes profundidades para escavações na argila de Londres (ST JOHN et al., 1992 apud SANTOS, 2013).	6
Figura 2.4 - Movimento horizontal máximo de cortinas para diferentes profundidades para escavações (adaptado de Moormann, 2002).....	7
Figura 2.5 - Movimento horizontal máximo de cortinas para diferentes profundidades para escavações (SOUZA, 2013).	8
Figura 2.6 - Elementos que devem ser evitados na modelagem (GESUALDO, 2010).....	15
Figura 2.7 - Elementos de comportamento linear e de alta ordem (GESUALDO, 2010).	15
Figura 2.8 - Elemento da modelagem 3D e quantidade de nó (PLAXIS, 2010 apud SILVA, 2015).	16
Figura 2.9 - Modelo de tensão deformação de um solo linear elástico perfeitamente plástico (adaptado de ROCSCIENCE, 2012).....	21
Figura 2.10 - Superfície de plastificação de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais, para $c'=0$ (PLAXIS 3D, 2007 apud MARTINS, 2008).....	22
Figura 3.1 - Local do empreendimento antes da execução da obra (GOOGLE MAPS, 2015)	26
Figura 3.2 - Localização do empreendimento em Belo Horizonte (GOOGLE MAPS, 2015).	27
Figura 3.3 - Imagem 3D da topografia local antes do empreendimento (AGRIMINAS TOPOGRAFIA, 2009).....	27
Figura 3.4 - Foto da obra em uma elevação próxima a El.840 m.....	28
Figura 3.5 - Mapa geológico de Belo Horizonte (BELO HORIZONTE, 1996).	29
Figura 3.6 - Planta geral das contenções (CONSULGEO, 2015).....	30
Figura 3.7 - Detalhe da estaca escavada utilizada na obra (CONSULGEO, 2015).....	31
Figura 3.8 - Vista da contenção do trecho A (modificada, CONSULGEO, 2015). Legenda - T- (Tirantes) Estacas com hachura de concreto e viga de travamento dos tirantes hachura linhas horizontais.	32
Figura 3.9 - Planta geral das sondagens e ensaios programados (CONSULGEO, 2015).....	33
Figura 3.10 - Modelo geotécnico e superfície de $F_s = 1,5$ da análise de estabilidade (CONSULGEO, 2015).....	34

Figura 3.11 - Gráfico de valores de q_s para areias e cascalhos (BUSTAMANTE, 1985 apud MENDES, 2010).....	36
Figura 3.12 - Gráfico de valores de q_s para argilas e siltes (BUSTAMANTE, 1985 apud MENDES, 2010).....	36
Figura 3.13 - Seção geométrica da contenção do trecho A (CONSULGEO, 2015).....	37
Figura 3.14 - Detalhe da viga metálica dos tirantes da 1º e 2º linha (LOCALIZA, 2015)	38
Figura 3.15 - Seção geométrica da contenção do trecho A (LOCALIZA, 2015).....	38
Figura 3.16 - Seção geométrica da contenção do trecho A (LOCALIZA, 2015).....	41
Figura 3.17 - 1º e 2º etapa construtiva da contenção do Trecho A (LOCALIZA, 2015)	43
Figura 3.18 - 1º e 2º etapa construtiva da contenção do Trecho A (LOCALIZA, 2015)	43
Figura 3.19 - 1º e 2º etapa construtiva da contenção do Trecho A (LOCALIZA, 2015)	44
Figura 3.20 - 1º e 2º etapa construtiva da contenção do Trecho A (LOCALIZA, 2015)	44
Figura 3.21 - 1º e 2º etapa construtiva da contenção do Trecho A (LOCALIZA, 2015)	45
Figura 3.22 - Escavações do acesso (LOCALIZA, 2015)	45
Figura 3.23 - Execução das Estacas da contenção (LOCALIZA, 2015)	46
Figura 3.24 - Execução da primeira linha de tirante contenção Máquina perfuratriz dos tirantes (LOCALIZA, 2015).....	46
Figura 3.25 - Colocação da viga metálica de travamento dos tirantes (LOCALIZA, 2015) ...	47
Figura 3.26 - 1º e 2º Linhas de tirantes construída executando a 3º Linha fechamento em concreto projetado.....	47
Figura 4.1 - Locação dos ensaios de campo e laboratório (CONSULGEO, 1991).....	49
Figura 4.2 - Ábaco para determinar o ângulo de atrito a partir do N SPT (modificado de DÉCOURT, 1991)	51
Figura 4.3 - Correlação entre PL^* e ϕ (FONTAINE <i>et al.</i> , 2004; BAGUELIN <i>et al.</i> ,1978)...	55
Figura 4.4 - Curva de distribuição normal	57
Figura 4.5 - Exemplo de definição de perfil geotécnico para análise (CONSULGEO, 2015). 58	
Figura 4.6 - Detalhe dos tirantes da modelagem numérica do Phase2.	62
Figura 4.7 - Região da contenção do trecho A analisada na modelagem 3D (CONSULGEO, 2015).	65
Figura 4.8 - Planta da contenção do trecho A onde se localiza o tanque de óleo e subestação (CONSULGEO, 2015).....	66
Figura 4.9 - Modelagem 3D seção responsável pela criação do perfil do terreno.....	66
Figura 4.10 - Os tirantes representados no modelo 3D dentro da camada de solo.....	67

Figura 4.11 - Região da subestação onde as estacas e as linhas de tirantes foram aumentadas.	68
Figura 4.12 - Condições de contorno dos limites da modelagem 3D.	69
Figura 4.13 - Elementos estruturais da contenção na modelagem 3D.	70
Figura 5.1 - Trajetórias de tensão do ensaio compressão triaxial do Furo 3.	83
Figura 5.2 - Modelo da análise numérica com etapas construtivas	84
Figura 5.3 - Representação das condições de contorno.	84
Figura 5.4 - Seção geotécnica idealizada levando em consideração o resultado das sondagens mais próximas do trecho analisado	85
Figura 5.5 - Deslocamentos horizontais fornecidas pelas análises numéricas utilizando diferentes malhas de elementos para o modelo da seção geotécnica.	87
Figura 5.6 - Malha com 15056 elementos.	87
Figura 5.7 - Representação da 2ª e 3ª etapas, mostrando a escavação e execução da estaca. ...	88
Figura 5.8 - Representação da 5ª e 6ª etapas, mostrando a execução do tirante da 1º linha. ...	89
Figura 5.9 - Foto das casas localizadas acima da contenção	89
Figura 5.10 - Zonas de plastificação obtidas pela modelagem (Parâmetros médios).	90
Figura 5.11 - Deslocamento horizontal da contenção aumentada 50 vezes e as isolinhas de deslocamentos horizontais (Parâmetros médios).	91
Figura 5.12 - Gráficos de comparação do deslocamento horizontal do inclinômetro com a modelagem numérica parâmetros médios.	92
Figura 5.13 - Zonas de plastificação obtidas pela modelagem parâmetros Limite Inferior	93
Figura 5.14 - Deslocamento horizontal da contenção aumentada 50 vezes e as isolinhas de deslocamentos horizontais (Parâmetros limite inferior).	93
Figura 5.15 - Gráficos de comparação do deslocamento horizontal do inclinômetro com a modelagem numérica (Parâmetros Limite Inferior).	94
Figura 5.16 - Zonas de plastificação obtidas pela modelagem parâmetros (Parâmetros limite Superior).	95
Figura 5.17 - Deslocamento horizontal da contenção aumentada 50 vezes e as isolinhas de deslocamentos horizontais (Parâmetros limite Superior).	96
Figura 5.18 - Gráfico comparação dos deslocamentos horizontais Parâmetros limite Superior.	96
Figura 5.19 - Posição dos esforços na estaca, sendo 0 o início da ficha e aproximadamente 18,9 a crista da estaca.	97
Figura 5.20 - Gráfico dos esforços cisalhantes na estaca.	98

Figura 5.21 - Gráfico dos Momentos na estaca.....	99
Figura 5.22 - Gráfico comparação dos deslocamentos horizontais das análises numéricas e medidas na instrumentação (Inclinômetro).....	100
Figura 5.23 - Tensão vertical total <i>in situ</i> (kPa).....	101
Figura 5.24 - Tensão horizontal total <i>in situ</i> (kPa).....	101
Figura 5.25 - Poropressão <i>in situ</i> (kPa).....	102
Figura 5.26 - Gráficos de comparação do deslocamento horizontal do inclinômetro com a modelagem numérica.....	103
Figura 5.27 - Gráficos indicando as trajetórias de tensão dos nós com os contornos de sigma 3 (tensão principal menor).....	104
Figura 5.28 - Elementos que atingiram 100% da resistência de pico - (x) elemento rompido por cisalhamento (o) e que romperam por esforços axiais, compressão ou tração.....	104
Figura 5.29 - Deslocamento horizontal da contenção em relação a X aumentada 50 vezes..	105
Figura 5.30 - Gráficos com as zonas de plastificação locais onde o material rompeu em função de um tipo de sollicitação.....	106
Figura 5.31 - Esforço de momento máximo positivo (Rotação sentido horário) e negativo (sentido anti-horário).....	107
Figura 5.32 - Gráficos esforço de momento máximo positivo (Rotação sentido horário) e negativo (sentido anti-horário).....	108
Figura 5.33 - Gráficos deslocamento axial do tirante.....	109
Figura 5.34 - Gráficos deslocamentos horizontais das etapas construtivas.....	109
Figura 5.35 - Vista do perfil geotécnico na região do trecho A da contenção, considerando a interpretação dos furos de sondagens.....	110
Figura 5.36 - Zonas de plastificação previstas pela a modelagem 3D considerando a vista geotécnica.....	112
Figura 5.37 - Legenda mínimo e máximo vista geotécnica. Nota: Tension failure (ruptura por tensão de cisalhamento ou compressão).....	112
Figura 5.38 - Deslocamento na direção Z ao da contenção obtido pela modelagem 3D - Vista Geotécnica.....	113
Figura 5.39 - Legenda dos deslocamentos em relação ao eixo z (perpendicular à contenção) – Unidade (m).....	113
Figura 5.40 - Comparação entre os deslocamentos em relação a Z (perpendicular à contenção -horizontal) obtidas pelos inclinômetro e pela modelagem 3D vista geotécnica.....	114
Figura 5.41 – Comparação dos momentos da análise 2D e 3D.....	116

Figura 5.42 – Comparação das forças cisalhantes na estaca obtidos da análise numérica 2D e 3D.....	116
Figura 5.43 – Comparação do deslocamento horizontal da análise 2D e 3D.....	117
Figura 5.44 - Gráfico de comparação dos empuxos obtidos na modelagem numérica 2D e 3D.	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Principais programas de engenharia geotécnica.....	12
Tabela 2.2 - Parâmetros do modelo linear elástico perfeitamente plástico.....	21
Tabela 3.1 - Parâmetros geotécnicos adotados pela empresa projetista	34
Tabela 3.2 - Valores de α para diferentes tipos de solo (MENDES, 2010)	35
Tabela 3.3 - Parâmetros dos tirantes T1003 e T1016 (CONSULGEO, 2015).....	37
Tabela 3.4 - Parâmetros dos tirantes T1040, T1066 e T1090 (CONSULGEO, 2015).....	37
Tabela 3.5 - Esforços máximos solicitantes na estaca (CONSULGEO, 2015).....	40
Tabela 3.6 - Quantidades da contenção do trecho A (CONSULGEO, 2015).....	42
Tabela 4.1 - Formulação dos parâmetros de ângulo de atrito do SPT	51
Tabela 4.2 - Formulação dos parâmetros de Su (resistência não drenada das argilas) do ensaio SPT.....	51
Tabela 4.3 - Formulação dos Parâmetros indiretos do ensaio DMT (JAMIOLKOWSKY,1985; MARCHETTI, 1980).....	53
Tabela 4.4 - Coeficiente de variação dos parâmetros encontrados na literatura	57
Tabela 4.5 - Parâmetros do elemento estrutural da estaca utilizados na modelagem numérica	61
Tabela 4.6 - Parâmetros dos tirantes T1003 e T1016	61
Tabela 4.7 - Parâmetros dos tirantes T1040, T1066 e T1090	62
Tabela 4.8 - Propriedades das vigas metálica.....	69
Tabela 5.1 - N_{spt} médio e peso específico obtidos nos ensaios SPT	71
Tabela 5.2 - Faixa de variação de valores do ângulo de atrito calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio SPT.....	72
Tabela 5.3 - Faixa de variação de valores do ângulo de atrito calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio SPT.....	72
Tabela 5.4 - Faixa de variação de valores do ângulo de atrito calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio SPT.....	73
Tabela 5.5 - Faixa de variação de valores do ângulo de atrito calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio SPT.....	73
Tabela 5.6 - Faixa de variação de valores da resistência não drenada calculados à partir dos resultados obtidos via ensaio SPT	74
Tabela 5.7 - Faixa de variação de valores da resistência não drenada calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio SPT	74

Tabela 5.8 - Faixa de variação de valores da resistência não drenada calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio SPT	75
Tabela 5.9 - Faixa de variação dos valores do módulo de elasticidade calculado a partir dos resultados do ensaio SPT.....	75
Tabela 5.10 - Faixa de variação dos valores do módulo de elasticidade calculado a partir dos resultados do ensaio SPT.....	76
Tabela 5.11 - Faixa de variação de valores do ângulo de atrito calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio CPTu	76
Tabela 5.12 - Faixa de variação de valores da resistência não drenada, calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio CPTu	77
Tabela 5.13 - Faixa de variação de valores do modulo de elasticidade, calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio CPTu	77
Tabela 5.14 - Faixa de variação de valores do coeficiente de empuxo em repouso, calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio CPTu	77
Tabela 5.15 - Média dos parâmetros retirado do ensaio CPTu	78
Tabela 5.16 - Faixa de variação dos valores do ângulo de atrito a partir dos resultados do ensaio PMT.....	78
Tabela 5.17 - Faixa de variação de valores do modulo de elasticidade a partir dos resultados do ensaio PMT.....	79
Tabela 5.18 - Faixa de variação de valores da resistência não drenada, calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio PMT.	79
Tabela 5.19 - Faixa de variação dos valores do ângulo de atrito a partir dos resultados do ensaio DMT.....	80
Tabela 5.20 - Faixa de variação de valores da resistência não drenada, calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio DMT.....	81
Tabela 5.21 - Faixa de variação de valores do modulo de elasticidade a partir dos resultados do ensaio DMT.	81
Tabela 5.22 - Faixa de variação de valores do coeficiente de empuxo no repouso a partir dos resultados do ensaio DMT.....	81
Tabela 5.23 - Valores médios dos parâmetros de cada camada obtidos via o ensaio DMT	82
Tabela 5.24 - Resultado dos ensaios triaxial CU.....	82
Tabela 5.25 - Valores dos parâmetros médios obtido nos ensaios.	90
Tabela 5.26 - Valores dos parâmetros utilizados na análise numérica (Limite Inferior).....	92
Tabela 5.27 - Valores dos parâmetros utilizados na análise numérica (Limite Superior).	95

Tabela 5.28 - Valores dos parâmetros necessários para a modelagem para ter as mesmas deslocamentos horizontais registrado pelo inclinômetro.	100
Tabela 5.29 - Valores dos parâmetros utilizados na modelagem 3D.....	111
Tabela 5.30 - Comparação dos esforços do modelo 3D e 2D.	115

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

2D – Duas dimensões
3D – Três dimensões
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
c – Intercepto coesivo
c' – Intercepto coesivo efetivo
cm – Centímetro
cm² – centímetros quadrados
CP – Concreto protendido
CPT – Ensaio de Cone
CPTu – Ensaio de Piezocone
CU – Consolidado não drenado
CV – Coeficiente de variação
De – Diâmetro médio adotado para o bulbo
DER – Departamento de Estradas de Rodagem
Dp – Diâmetro perfurado do trecho ancorado
DMT – Ensaio dilatométrico
E – Módulo de elasticidade
Em – módulo pressiométrico
Fck – Resistência Característica do Concreto
FEA – *Finite elements* (Elementos Finito)
El – elevação
fs – Atrito lateral no ensaio de cone
G – Módulo cisalhante
g – Grama
H – Altura máxima
h – Altura
IPEA – Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada
IRS – Injeção feita em estágio repetitivo
IGU – Injeção feita em estágio único
K₀ – Empuxo no repouso
Kg – Quilograma
kN – Quilonewton
kPa – Quilopascal

Lb – Comprimento do trecho ancorado
m – Metro
m³ – Metro cúbico
m² – metro quadrado
m⁴ – Unidade do momento de inercia
Mcd – módulo de carga e descarga
MEF – Método dos elementos finitos
mm – Milímetro
MPa – Megapascal
N – Número de golpes determinado diretamente no ensaio SPT sem correção
N₆₀ – Número de golpes corrigido para 60% da carga teórica
(N₁)₆₀ – N₆₀ valores normalizados para 1 atmosfera de tensão
NBR – Norma Brasileira
OCR – Razão de pré adensamento
PMT – Ensaio pressiométrico
RB – Relaxação baixa
RS3 – Softwares Phase2 análise 3D
SPT – Sondagem a percussão (*Standart penetration test*)
Su – Resistencia não drenada das argilas
T – Tirantes
Tmax – Resistência a tração máxima do bulbo.
Un –Unidade
σ₁ – Tensão principal maior
σ₂ – Tensão principal menor
σ₃ – Tensão principal menor
γ – Peso específico
v – Ângulo de dilatação do critério de plastificação de Mohr-Coulomb
v – Coeficiente de Poisson
Ø – Diâmetro da seção
φ' – Ângulo de atrito efetivo
φ – Ângulo de atrito
α – Coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo
qs – Resistência ao cisalhamento
μ – Média

1 INTRODUÇÃO

Os deslizamentos de encostas e rupturas de contenções têm aumentado consideravelmente nas últimas décadas, resultado da urbanização intensa aliada à falta de infraestrutura das cidades (IPEA, 2010). Esse fato demonstra a necessidade de dimensionar as contenções de maneira otimizada e segura. Para isso devem ser bem definidos os parâmetros do solo e da contenção, bem como as técnicas construtivas e os métodos de análise de cálculo. Novas abordagens e inovações tecnológicas de cálculo têm contribuído para a melhoria dos projetos de construção de estruturas de contenção, no que diz respeito ao atendimento das condições de dimensionamento e execução do empreendimento, reduzindo custos e prazos de obras (MENDES, 2010).

A construção de residências em encostas acentuadas é um fator agravante dos movimentos gravitacionais de massa. Neste caso, os deslizamentos provocam consequências graves como desmoronamentos e soterramentos de casas, obstrução de vias de circulação e, possivelmente, a ocorrência de fatalidades (FILHO e CORTEZ, 2008). Em locais com topografia mais íngreme, o risco de acidentes é elevado por isso, o projeto de construção nessas localidades deve ser elaborado de maneira a considerar as condicionantes geológicas, geotécnicas e os fatores de risco.

É de extrema importância atentar-se ao comportamento das estruturas e verificar se seu desempenho está sendo executado conforme planejado. Por isso, deve-se avaliar as tensões e deslocamentos de uma contenção durante sua vida útil. Essas verificações, além da indicação de que não há necessidade de intervenções, podem contribuir com a inovação para futuros projetos e até mesmo intervenções no projeto atual, podendo esse ser otimizado ou reforçado.

Conforme Santos (2013), a existência de estudos sobre um mesmo tipo de contenção é reduzida pelo fato de que também são escassos os registros sobre contenções instrumentadas no Brasil. Desse modo, a possibilidade de examinar o comportamento de uma cortina instrumentada com inclinômetros e marcos superficiais proporciona um maior e mais completo entendimento sobre o seu comportamento.

O foco deste trabalho é a modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos, em uma análise de tensão deformação 2D e 3D de cortina de estacas atirantadas. Os modelos respeitam uma faixa de variação dos parâmetros encontrados nos ensaios para determinar o modelo que represente os deslocamentos do inclinômetro da contenção do trecho A.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é analisar o comportamento mecânico de uma cortina de estacas atirantada utilizando modelagens numéricas bidimensionais e tridimensionais, através do método dos elementos finitos.

Esse trabalho tem como objetivos específicos:

- Interpretar os resultados dos ensaios de campo e laboratório;
- Determinar os parâmetros que fazem com que o comportamento da estrutura em uma análise 2D e 3D tenha o mesmo deslocamento horizontal dos que o apresentado pelos inclinômetros;
- Avaliar o método de cálculo do empuxo obtido por meio do método dos elementos finitos em um modelo 2D e 3D;
- Analisar os esforços e deformações obtidos por meio da modelagem numérica 2D e 3D ao considerando o muro de contenção, assim como o suporte descontínuo de estacas e tirantes.

1.2 JUSTIFICATIVA

Os profissionais de engenharia quando chamados a instalar uma obra em locais com taludes íngremes devem usar o recurso das contenções para aproveitamento de espaço, principalmente quando se trata de meio urbano. Entretanto, essas intervenções implicam em um dispêndio de recursos que podem inviabilizar a obra. Nesse cenário, a nova sede da empresa Localiza em Belo Horizonte, local do estudo de caso, necessitou de elementos de contenção para viabilizar o empreendimento, sem interferir nas construções vizinhas.

A encosta onde foi executada a contenção é uma área de ocupação desordenada, com casas pouco estruturadas e severas restrições. O comportamento de uma obra deste porte, pelos riscos inerentes a mesma, deve ser analisado continuamente. As previsões feitas na fase de projeto de contenções são sempre influenciadas pelas técnicas construtivas, o que justifica uma análise detalhada para avaliar o desempenho e entender a resposta dada pelos instrumentos de monitoramento instalados. Portanto, este trabalho se justifica pela contribuição ao entendimento do comportamento de uma obra complexa, que envolve muitas variáveis. Como resultado deste entendimento, pretende-se contribuir para a otimização de novos projetos, redução de custos e prazos de execução, além de auxiliar na seleção de parâmetros geotécnicos. Além disso, este trabalho visa auxiliar engenheiros quando se depararem com projetos

semelhantes, já que serão apontados pontos críticos que demandam mais atenção durante a etapa de dimensionamento.

Um exemplo do resultado de projeto inadequado de cortina de estacas é mostrado na Figura 1.1. Neste exemplo, ocorreu a ruptura de uma cortina de estacas situada em Curitiba – PR, onde a profundidade da escavação variava entre 8 m e 12 m. O objetivo era a criação de uma área de estacionamento de um centro comercial, no qual acabou se rompendo durante a construção. A auditoria do projeto original indicou a existência de vários vícios de projeto, tais como: cruzamento de tirantes; sub estimativa das forças de empuxo do solo; e sub-dimensionamento do paramento (CONSULTORIA E ANÁLISE, 2015).



Figura 1.1 - Cortina de estacas rompida (CONSULTORIA E ANÁLISE, 2015)

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 CORTINAS DE ESTACAS ATIRANTADAS

Segundo Ranzini & Negro (1998) *apud* Onodera (2005), “contenção é todo elemento ou estrutura destinados a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em um maciço cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro”. Existem inúmeras soluções para a contenção de terra e a escolha da solução é embasada em um estudo detalhado, considerando o porte da obra, a altura e a situação da encosta, o espaço disponível para sua implantação, dificuldade de acesso, sobrecargas, as características do solo, presença de lençol freático, clima, local, custo final, deformações permitidas das contenções, disponibilidade de mão de obra qualificada, dentre outros. A seguir, será detalhado o uso de cortinas para contenções.

Cortinas são contenções que apresentam menor deslocamento pelo fato de serem ancoradas ou acopladas a outras estruturas mais rígidas, ou por serem protendidas (ONODERA, 2005). As cortinas se comportam, geralmente, em regime elasto-plástico, gerando tensões maiores do que as calculadas pelo método de equilíbrio limite. Por isso, deve-se analisar o comportamento desse tipo de contenção através de outros métodos que considerem a interação solo-contenção (ABMS/ABEF, 1999).

Segundo o Manual de Taludes de Rodovias (DER/SP, 1991), a cortina atirantada convencional (Figura 2.1) é uma técnica que consiste em reforçar o maciço através de tirantes. Tirantes são barras ancoradas introduzidas no terreno em perfuração própria. Por meio de injeção de calda de cimento ou outro aglutinante na parte inferior dos elementos, forma-se o bulbo de ancoragem, que é ligado à parede estrutural por meio da cabeça do tirante, através do trecho não injetado do elemento resistente à tração. As cortinas atirantadas convencionais destacam-se como obras de contenção de maior eficácia, versatilidade e segurança.

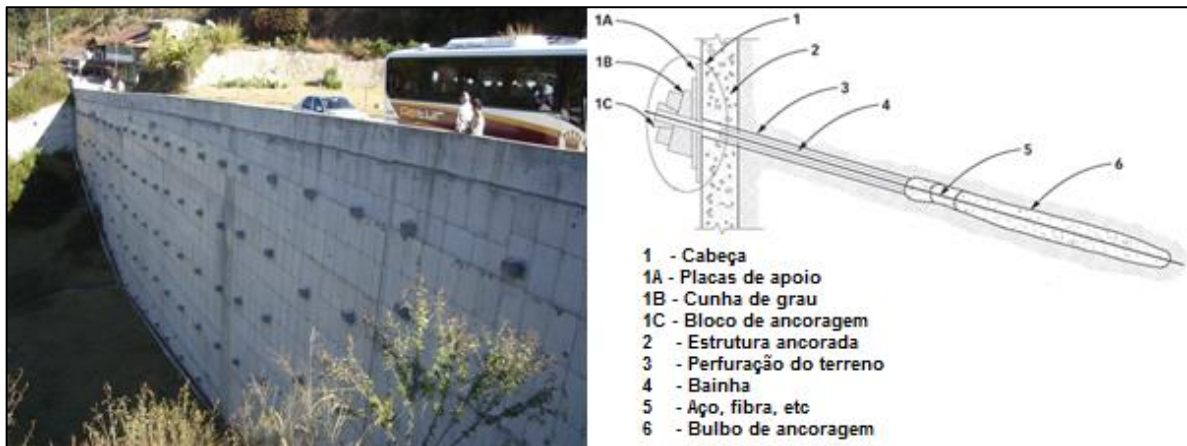


Figura 2.1 - Cortina atirantada e tirante (adaptado PASSOS et al, 2012)

Este tipo de contenção aplica-se a taludes com presença de horizontes suficientemente resistentes e estáveis para a ancoragem dos tirantes com profundidades compatíveis. As vantagens das cortinas atirantadas incluem: corte apenas onde é necessário e sucesso de aplicação em qualquer altura e situação. Entretanto, é um método complexo, e, portanto, possui execução demorada e alto custo em relações às outras soluções de contenção.

Uma variação da cortina atirantada convencional é a cortina de estacas atirantada, onde o paramento é feito por estacas espaçadas, tangentes ou secantes, ao invés da parede de concreto armado convencional. Uma das grandes vantagens deste método é o tempo de execução, sendo menor na maioria dos casos. A Figura 2.2(a) mostra um diagrama de execução de uma estaca escavada (estação) e a Figura 2.2(b) mostra a obra estudada neste trabalho.



Figura 2.2 - a) Construção das estacas escavadas; b) Obra estudada neste trabalho (NAKAMURA, 2013).

2.2 DEFORMAÇÕES EM CORTINAS

Santos (2013) mostrou que a previsão ou o cálculo de deslocamentos de estruturas de contenção é de difícil solução. Existem muitos fatores complexos que influenciam na ocorrência e magnitude desses deslocamentos, tais como: comportamento do solo contido, tipo de

contenção, rigidez do sistema de suporte, sequência construtiva, método de execução, drenagem, efeito do tempo, condições geométricas do contorno da escavação, além do tipo de modelo numérico utilizado.

Santos (2013) apresentou resultados obtidos por St John *et al.* (1992), na análise dos deslocamentos horizontais de cortinas construídas para suporte de escavações na argila de Londres. Estes resultados estão mostrados na Figura 2.3. Para cortinas executadas de cima para baixo (rigidez de suporte alta) foram observados valores de deslocamentos horizontais variando entre 0,15% H e 0,2% H, (em que H é a altura máxima da escavação). No caso de cortinas em balanço (rigidez de suporte baixa), os deslocamentos horizontais máximos foram 0,4% H.

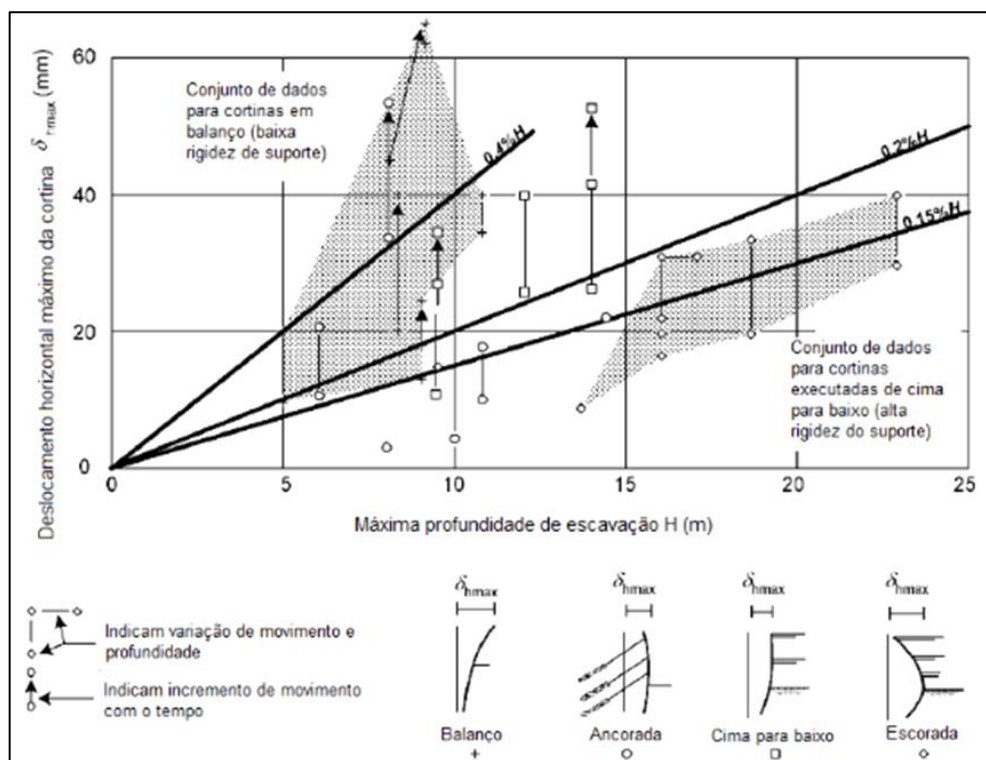
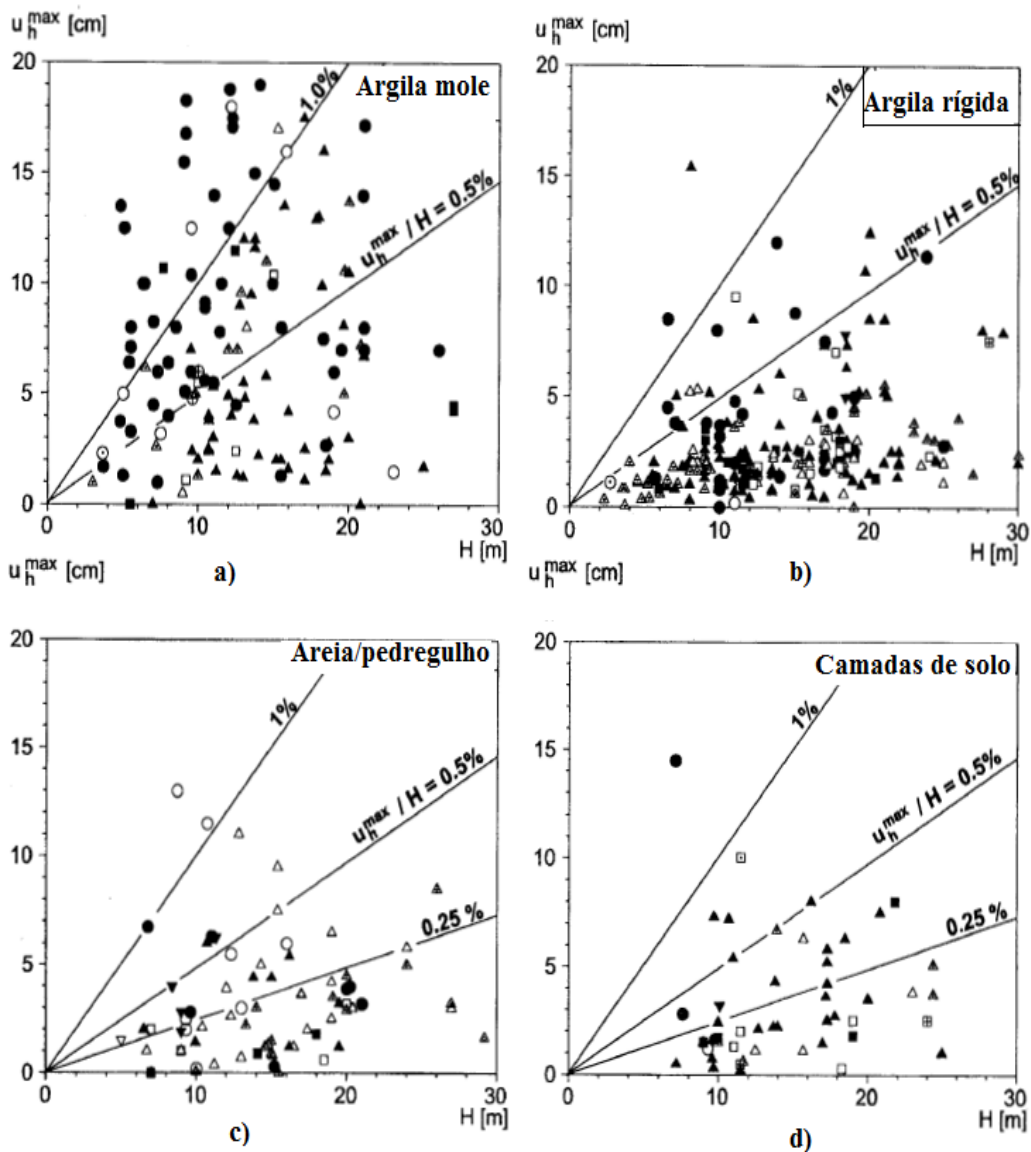


Figura 2.3 - Movimento horizontal máximo de cortinas para diferentes profundidades para escavações na argila de Londres (ST JOHN *et al.*, 1992 apud SANTOS, 2013).

Moormann (2002) estudou cerca de 530 casos históricos internacionais de deslocamentos em cortinas, separando-os pelo tipo de solo contido. Os resultados são apresentados na Figura 2.4, onde o formato dos símbolos representa os tipos de contenção e o preenchimento dos símbolos representa o tipo de suporte da contenção. Os gráficos são separados pelo tipo de solo, sendo eles: a) para solos de argila mole com $S_u < 75$ kPa, b) para solos de argila rígida com $S_u > 75$ kPa, c) solos arenosos e pedregulhos, e d) solo contido tem tanto uma parcela arenosa quanto uma parcela argilosa. As deformações horizontais máximas encontradas nos solos argilosos situam-se entre 0,5%H (altura da contenção), à 1,0%H, tendo maior variabilidade na argila

mole. Para os solos não coesivos essa variação foi de 0,25%H à 1%H. As deformações horizontais máximas, em média, foram as seguintes: argilas moles 1,07%H, argila rígida 0,18%H, solos arenosos 0,33%H e camadas de solo 0,25%H.



Legenda:

Formato dos símbolos	Tipos de contenção
	□ Parede de estacas soldada
	▽ Parede solo cimento
	○ Parede de estaca prancha
	△ Parede diafragma/ Parede de estacas secante
Preenchimento dos símbolos	Tipos de suporte
	□ Tirantes
	■ estrocas
	▤ construção de cima/baixo
	▥ suporte escorado circular
	▧ Parede cantiliver

Figura 2.4 - Movimento horizontal máximo de cortinas para diferentes profundidades para escavações (adaptado de Moormann, 2002).

Santos (2013) instrumentou uma contenção em areia de estacas atirantadas espaçadas em 40 cm, as quais apresentaram deformações entre 0,18% H a 0,66% H e comparou com os resultados de outros autores: Hsieh *et al.* (2003), Oliveira *et al.* (2009) e Clough & O'Rourke (1990). Esta comparação pode ser vista na Figura 2.5.

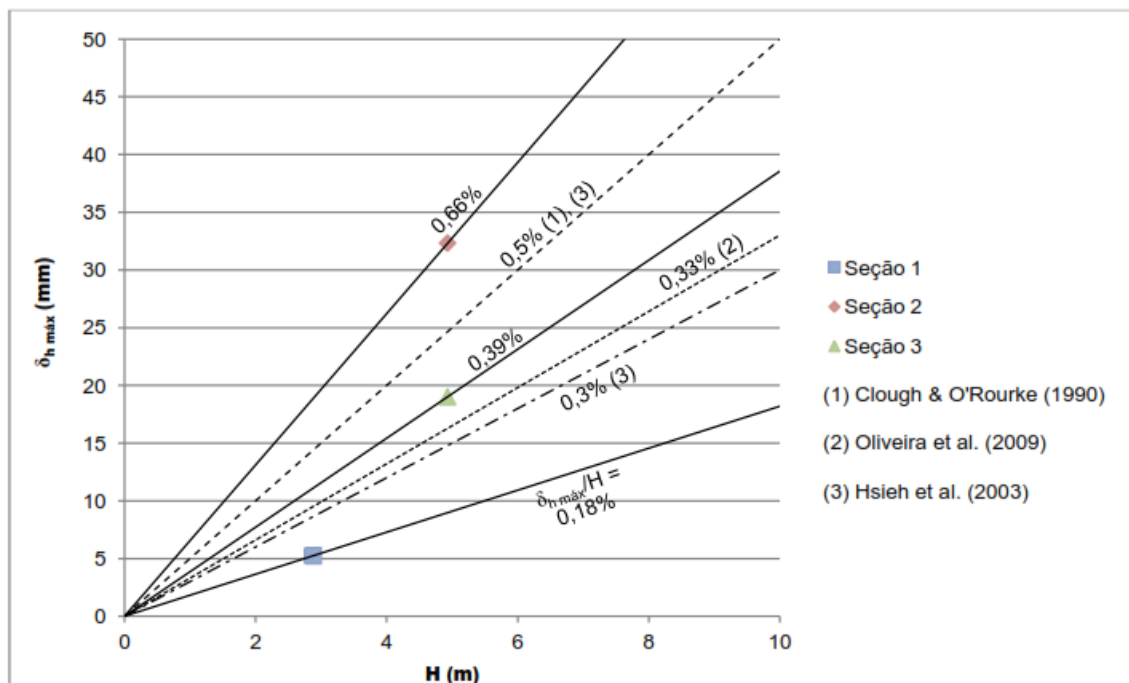


Figura 2.5 - Movimento horizontal máximo de cortinas para diferentes profundidades para escavações (SOUZA, 2013).

A magnitude dos deslocamentos horizontais em cortinas depende, quase totalmente, da eficácia do sistema de suporte. Long (2001) reporta que grandes deslocamentos (maiores que 0,3% H) em cortinas ancoradas em solos rígidos são causados, principalmente, pelos seguintes fatores: i) Movimentações ocorridas no estágio inicial do processo construtivo, quando a estrutura se desloca como uma cortina em balanço; ii) Sistemas de contenção excessivamente flexíveis; iii) Fluência de ancoragens; e iv) Escoamento estrutural.

2.3 MODELAGENS NUMÉRICAS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Ao longo dos últimos 20 anos, o desenvolvimento da análise numérica e sua aplicação para os problemas geotécnicos, tem se mostrado uma poderosa ferramenta de análise. Para que essa ferramenta demonstre o comportamento da obra, deve ser necessária a utilização das boas práticas e do conhecimento total da ferramenta computacional, de modo a permitir que seja atingido o maior potencial desta ferramenta de análise, partindo de uma perspectiva de segurança e economia (POTTS, 2003).

2.3.1 Análises de Estruturas de Contenção

As análises de tensão deformação de estruturas de contenção atirantadas é influenciado por vários fatores, tais como: propriedades do solo a ser contido, altura da escavação, espessura da parede de contenção, comprimento dos tirantes, inclinação dos tirantes, espaçamento horizontal e vertical entre os tirantes, tipo de parede de contenção, lençol freático, modelo constitutivo do solo adotado e etapas construtivas. Levando-se em consideração tal complexidade, é indicada a utilização de ferramentas numéricas para avaliar o comportamento destas estruturas (GURGEL, 2012). Neste subitem serão descritos alguns trabalhos que utilizaram ferramentas numéricas para a avaliação de estruturas de contenção.

Martins, Macedo e Pacheco (2002) realizaram simulações numéricas em estruturas de contenção atirantadas e compararam os resultados de tensões horizontais sobre a parede com os diagramas empíricos propostos por Terzaghi & Peck (1948, 1967) e Tschebotarioff (1951). Os autores evidenciaram que os referidos diagramas empíricos se mostram adequados para estimativas de empuxos em paredes com apoios múltiplos para fins de projeto, desde que as ancoragens não sejam indevidamente tracionadas em excesso.

More (2003) utilizou de dados de simulações numéricas bidimensionais baseadas no método dos elementos finitos para verificar a influência da definição de características da estrutura de contenção, tais como comprimento da ficha, espessura da parede, carga de protensão dos tirantes e inclinação deles sobre os deslocamentos horizontais sofridos pela parede de uma contenção atirantada. O autor constatou que o comprimento da ficha praticamente não influencia os deslocamentos horizontais sofridos pela parede. Além disso, verificou que o topo da contenção é o trecho cujos deslocamentos horizontais são mais influenciados pelas variações da espessura da parede, pelo fato de que nesta localidade a cortina está em balanço. De modo geral, de acordo com o estudo citado, quanto menor a espessura da parede, maiores os deslocamentos horizontais sofridos pela estrutura. Por último, More (2003) observou que os deslocamentos horizontais da parede são significativamente influenciados pela carga de protensão dos tirantes, de maneira que, quanto maior o valor dessa carga, menores são os deslocamentos.

Mendes (2010) utilizou o programa da GeoStudio 2007 módulo SIGMA/W para simulação de uma cortina atirantada fictícia. O autor avaliou a sensibilidade do comportamento mecânico do solo e da estrutura à parâmetros geométricos e geotécnicos. Mendes (2010) demonstrou que o

uso de ferramenta numérica na análise do comportamento e no dimensionamento de estruturas de contenção se mostrou bastante eficaz pelos seguintes motivos: utilização de modelos físicos mais elaborados, avaliação durante etapas distintas da vida da obra (processo executivo) e avaliação do comportamento do solo e da estrutura do conjunto. Os diagramas de tensões horizontais na contenção, quando comparados com os de Terzaghi & Peck (1948, 1967) e Tschebotarioff (1951), novamente mostraram valores próximos aos atribuídos por esses autores.

Santos Josefino *et al.* (2009) utilizaram o programa Plaxis 2D para analisar a influência do comprimento do trecho livre, do comprimento de ancoragem, da carga de protensão, da espessura do trecho ancorado e da rigidez do trecho livre sobre os deslocamentos da estrutura de contenção atirantada. Os autores verificaram que a espessura e o comprimento do trecho ancorado praticamente não influenciam os deslocamentos da cortina, enquanto a rigidez do trecho livre apresenta pequena influência sobre os deslocamentos da parede. No que diz respeito ao comprimento do trecho livre, os autores constataram que o aumento deste diminui os deslocamentos da contenção.

Gurgel (2012) utilizou o aplicativo computacional Plaxis 2D com o objetivo de verificar aspectos do comportamento de estruturas de contenção atirantadas em areia. As análises foram voltadas ao desenvolvimento dos deslocamentos horizontais, das tensões horizontais e dos esforços internos (esforço cortante e momento fletor) durante o processo construtivo da estrutura. Verificou-se que os deslocamentos do topo variam fortemente com a progressão dos estágios de construção, enquanto os deslocamentos ocorridos no trecho da parede embutido no solo (ficha) pouco variam. No que tange aos esforços internos atuantes na parede, verificou-se nos quatro casos estudados pelo autor, que onde ocorre variação da espessura da parede, o sistema mais rígido (maior espessura) apresenta valores maiores dos esforços cortantes e dos momentos fletores.

Nascimento (2012) estudou uma cortina atirantada para a verificação da influência da parede de concreto na análise de estabilidade, utilizando método de elementos finitos e estado plano de deformação, e realizou um estudo dos métodos estatísticos na análise de estabilidade. Foi utilizado o programa o Phase2 onde o autor definiu a malha e a refinou várias vezes. Posteriormente, foi possível plotar um gráfico, altura da deformação contra deformação da contenção, de modo a verificar a convergência das malhas e adotar a malha mais adequada. Foi demonstrado que para uma melhor determinação do fator de segurança é de extrema

importância a utilização de método de modelagem numérica, uma vez que este considera a rigidez da parede de contenção, as tensões e deformações da contenção em cada etapa, o que não ocorre no método de equilíbrio limite.

2.3.2 Método dos elementos finitos

A criação do método de elementos finitos (MEF), em 1943, pelo matemático Courant representou um grande avanço no que diz respeito à modelagem numérica. Courant apresentou a solução polinomial de um problema de torção, seguindo os procedimentos considerados hoje como MEF. A origem dessa formulação numérica está, portanto, ligada à área de engenharia estrutural, e seu crescente uso é atribuído ao desenvolvimento da computação.

Em 1950, a indústria aeronáutica iniciou o uso do MEF para avaliar as asas de aviões (Boeing). No ano de 1956 a utilização da técnica de elementos finitos foi amplamente difundida graças ao artigo de Turner *et al.* (1956). No ano de 1970, começaram a surgir os primeiros softwares para a aplicação do método de elementos finitos, como por exemplo: ANSYS, NASTRAN e ASKA. E finalmente, no ano de 1980, ocorreu a disseminação do método (GESUALDO, 2010).

O método de elementos finitos (MEF) é uma técnica na qual se obtém as soluções aproximadas de problemas físicos ou matemáticos expressos por equações diferenciais. O método baseia-se na divisão do domínio do problema em intervalos, os elementos finitos, e na substituição da solução do problema por soluções aproximadas dentro de cada elemento (BILGIN, 2010). As regiões não sobrepostas são conectadas entre si por meio de pontos chamados nós. É descrito o comportamento de cada elemento que satisfaz as condições de equilíbrio, compatibilidade, comportamento constitutivo do material e condições de contorno.

Os programas que fazem análises MEF dependem de modelos constitutivos para simular o material que represente a obra. Os métodos possuem aplicações e limitações que devem ser conhecidas pelo projetista.

A utilização de elementos finitos na engenharia geotécnica, para a previsão e retroanálise da tensão e deformação de contenção, se mostram eficientes, de acordo com os trabalhos dos autores More (2003), Mendes (2010), Teixeira (2011), Nascimento (2012) e Silva (2015). Porém, esta previsão depende da calibração do modelo, bem como da escolha correta do modelo constitutivo a ser utilizado. Essa calibração representa o comportamento dos solos, o qual necessita de ensaios geotécnicos, para a escolha dos parâmetros necessários para o modelo

constitutivo do material e para definição da malha de elementos finitos. Vale ressaltar que as condições de contorno dos limites do modelo devem ser distantes o suficiente de modo a não interferir nos resultados.

O MEF é o método mais popular para problemas de engenharia, contudo necessita de amplo poder de computação. Um grande conjunto de equações simultâneas (vários milhares) deve ser armazenado e resolvido para obter as soluções. Com o avanço dos *hardwares*¹ o seu desempenho melhorou e o seu custo reduziu. Atualmente, grande parte dos *softwares* tem seu valor de mercado maior do que dos equipamentos físicos do computador.

Os teoremas de método de elementos finitos (MEF) dependem principalmente do princípio de conservação de energia para solucionar as integrais. A respeito desta capacidade do método numérico, é necessário analisar algumas carências na modelagem numérica 2D. Este é o caso da simulação computacional do comportamento de cortinas ancoradas em solo através de programas computacionais que somente contemplam análises bidimensionais (estado plano de deformação) (MORE, 2003). Os principais *softwares* de análises numérica para solos e rochas são mostrados na Tabela 2.1. Um maior enfoque será dado nos *softwares* Phase2 (RS2) e RS3, utilizados no presente trabalho.

Tabela 2.1: Principais programas de engenharia geotécnica.

NOME DO PRODUTO	FABRICANTE	MÉTODO DA MODELAGEM
FLAC 2D e 3D	Itasca	2D/3D FDM
RS3	Rocscience	3D FEM
Plaxis 2D e 3D	Plaxis	2D/3D FEM
Phase2 (RS2)	Rocscience	2D FEM
2D/3D SOILVISION	Soilvision	2D/3D FEM
2D/ 3D SVSOLID	Soilvision	2D/3D FEM

2.3.3 *Softwares* Rocscience (RS2 e RS3)

Os *softwares* Phase2 (RS2) e RS3 são, respectivamente, ferramentas de análise 2D e 3D de estruturas geotécnicas, para aplicações civis e para mineração. Ambos os programas realizam análise de elementos finitos de uso geral, tais como escavações subterrâneas, projeto de túneis e suportes de escavação (tirantes, geogrelhas, solo grampeado e estacas, escavação de

¹ O hardware de um computador pode ser dividido basicamente em quatro categorias: processador, placa-mãe, memória e dispositivos de entrada e saída.

superfície, projeto de fundações, aterros, adensamento e infiltração de águas subterrâneas) (ROCSCIENCE, 2012).

O uso do RS3 é recomendado principalmente em casos de geometrias complexas ou para problemas que não são de deformação plana. Problemas de deformação plana são casos em que a geometria e o carregamento não variam significativamente na direção longitudinal. Neste último caso, o uso do Phase 2 (RS2) é recomendado, devido à simplicidade da modelagem numérica (ROCSCIENCE, 2012).

O Phase2 (RS2) e o RS3 são condicionados a realização de iterações para solucionar as equações de equilíbrio. As iterações ocorrem até quando o erro calculado atinja o critério de parada especificado pelo usuário do *software*.

Os *softwares* utilizam três tipos de critério de parada: energia absoluta, quadrado da energia absoluta e força e energia absolutas. Para uma determinada etapa de carregamento, são cessadas as iterações quando o desequilíbrio energético de um estado atual se torna uma pequena fração do desequilíbrio de energia na primeira iteração. Se esta condição não for satisfeita durante um número máximo de iterações, o processo de solução é considerado não convergente (ROCSCIENCE, 2012).

Em problemas de modelagem geotécnica, a determinação de tensões *in-situ* é de fundamental importância. Tensões *in-situ* permitem a definição das condições de tensão no local antes de escavações ou construções de aterro (carregamentos). Os *softwares* citados possuem dois tipos de determinação das tensões *in-situ*: constantes ou por gravidade (ROCSCIENCE, 2012).

Tensões *in-situ* constantes são as tensões que não variam com a posição ou profundidade do terreno. São normalmente utilizadas para escavações profundas (não próximas à superfície do solo). O usuário do *software* deve especificar sigma 1 (tensão principal ou maior), sigma 3 (tensão principal menor) e sigma Z (tensão fora do plano xy) como condição inicial da modelagem numérica para representar a situação anterior à escavação (ROCSCIENCE, 2012).

Tensões *in-situ* por gravidade são as tensões que variam linearmente com a geometria do terreno e a profundidade. São usadas para escavação ou carregamento próximos à superfície. Existem duas maneiras de se utilizar as tensões *in-situ* por gravidade: determinando no *software* uma superfície constante (útil se o perfil do terreno possuir uma elevação horizontal constante) ou determinando a superfície real do modelo (útil se o terreno possuir uma elevação variável) (ROCSCIENCE, 2012).

Ao empregar a superfície real do terreno para a determinação das tensões *in-situ*, os programas utilizam para o cálculo da tensão total vertical em um determinado ponto a profundidade abaixo da superfície do terreno multiplicado pelo peso específico do solo. Para o cálculo da tensão total horizontal utiliza-se o K_0 especificado pelo usuário multiplicado pela tensão vertical. Vale ressaltar que, para a determinação das tensões efetivas deve-se subtrair o valor da poropressão. As poropressões podem ser determinadas em função da simulação do modelo de água subterrânea utilizado pelos *softwares*. Para esta simulação são disponíveis os seguintes métodos: nível de água estático, análise de percolação de elementos finitos em estado estacionário e em estado transitório (ROCSCIENCE, 2012).

Para a modelagem numérica é necessário definir a geometria da contenção, condição de contorno, condição inicial, definição da malha de elementos finitos, etapas construtivas e posição do lençol freático. Estes elementos serão brevemente descritos a seguir.

2.3.4 Geometria da contenção

A geometria de entrada deve observar que a posição da cortina está a uma certa distância dos limites laterais e do fundo, em relação à ficha, para não influenciar as deformações e tensões na contenção. Nestas localidades serão inseridas condições de contorno que, ao interceptar estes elementos nesta posição, as deformações são impostas iguais a zero, podendo ser em relação aos eixos X, Y ou XY. Então, a contestação sobre o posicionamento da geometria pode ser avaliada em uma primeira análise, verificando a influência dos limites na contenção.

2.3.5 Etapas da modelagem numérica

Uma das grandes evoluções da modelagem numérica é a representação das etapas construtivas da obra, gerando modelos que representam as deformações em cada etapa. A modelagem numérica é, portanto, um método de cálculo evolutivo, por levar em conta os esforços e deformações que ocorrem em fases anteriores (ABMS/ABEF, 1999).

Com isso, durante a execução da contenção com uma instrumentação de qualidade, o projetista tem a possibilidade de calibrar o modelo, podendo confirmar o projeto ou otimizar a contenção, diminuindo reforços excessivos ou reforçando o projeto posicionando devidos reforços, a fim de garantir o nível de segurança estabelecido por norma.

2.3.6 Malha de elementos finitos

A escolha da malha de elementos finitos é uma importante etapa da análise. Deve-se procurar elementos com proporcionalidades de dimensões (regulares) evitando elementos distorcidos dos tipos mostrados na Figura 2.6, que atrapalham o cálculo das integrações dos elementos da malha.

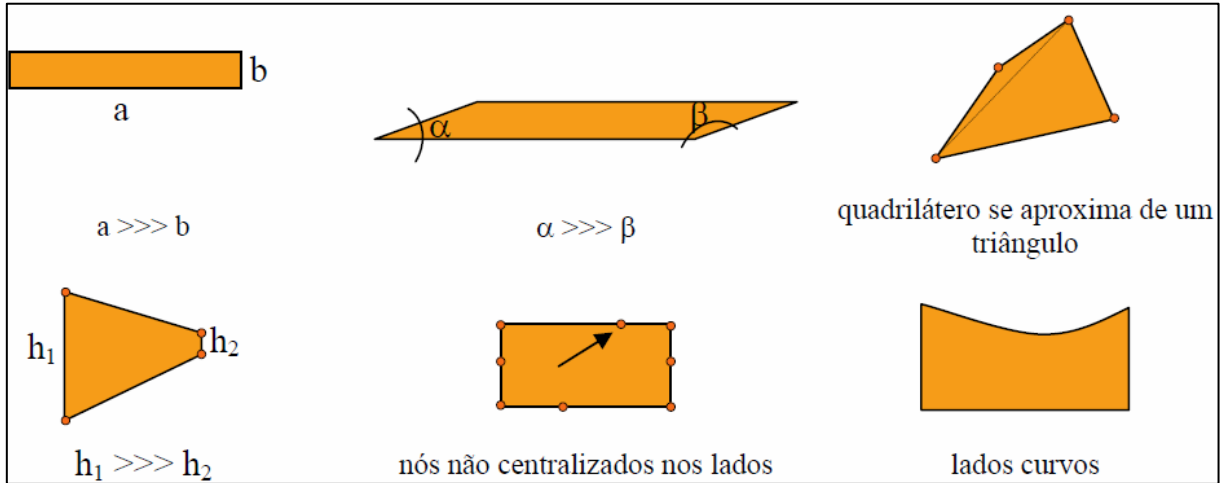


Figura 2.6 - Elementos que devem ser evitados na modelagem (GESUALDO, 2010).

Como o método dos elementos finitos é numérico, ou seja, o domínio é subdividido em partes não contínuas (discretizadas), então, quanto maior for o número de nós e, conseqüentemente, o número de elementos, haverá uma tendência de se obter maior precisão dos resultados (POTTS, ZDRAVKOVIC, 2001). Entretanto, não se deve preocupar somente com este aspecto, pois isto pode gerar um custo computacional relevante em termos de tempo de processamento.

Para o caso de modelos bidimensionais, basicamente, empregam-se elementos do tipo triangular e quadrangular. Estes devem ter no mínimo três e quatro nós, respectivamente, definidos para cada um dos seus vértices. Também é possível o uso de elementos com nós adicionais ao longo de suas arestas, tendo-se, então, os chamados elementos de alta ordem, mais complexos, conforme a Figura 2.7 (GESUALDO, 2010).

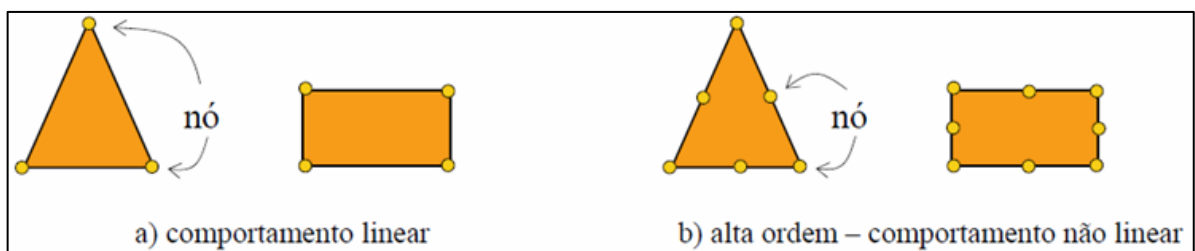


Figura 2.7 - Elementos de comportamento linear e de alta ordem (GESUALDO, 2010).

Na utilização de elementos com o comportamento linear é necessária uma melhor discretização e um maior refinamento da malha, exigindo maior tempo computacional. Pode-se, então, utilizar elementos mais precisos (de alta ordem) que são mais complexos do ponto de vista de sua formulação matemática, mas que não exigem tanto tempo para o computador solucionar as equações (NASCIMENTO, 2012).

No caso da malha 3D, ela pode ser formada por tetraédricos com quatro nós, que ficam nos vértices, ou 10 nós, que são os quatro na extremidade mais seis no meio de cada aresta, como pode ser visto na Figura 2.8. A formulação para soluções numéricas deste modelo é bastante complexa, porém, com o uso de ferramenta computacional, torna-se simples (SILVA, 2015).

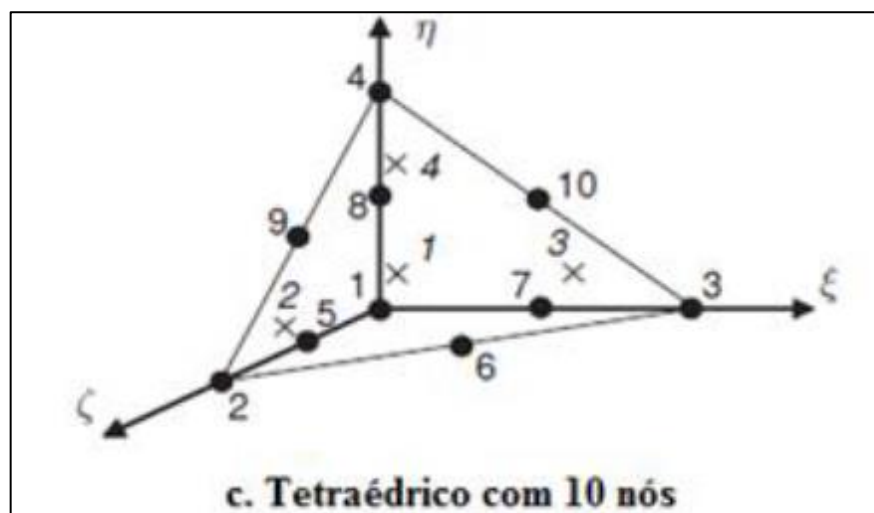


Figura 2.8 - Elemento da modelagem 3D e quantidade de nó (PLAXIS, 2010 apud SILVA, 2015).

Quanto menores os elementos da malha, mais refinados serão os resultados. Porém, há um custo em termos de tempo de computação e requisitos de *hardware*. Recomenda-se adotar uma malha progressivamente mais fina até que os resultados entre duas análises consecutivas não sejam significativamente diferentes (ROCSCIENCE, 2012). A experiência e o conhecimento do modelador também desempenharão um papel importante na busca de uma solução realista. O modelador precisa saber onde mudanças bruscas nas tensões podem ocorrer e, conseqüentemente, ajustar a malha para obter resultados razoáveis. Este conceito é bem explicado por Potts e Zdravkovic (2001) ao usar um exemplo de rodapé. É mostrado que uma malha bem classificada com 35 elementos é melhor na previsão dos resultados do que uma malha mal condicionada com 110 elementos.

2.3.7 Condições iniciais da modelagem (*In situ*)

Após a geração adequada da malha de elementos finitos e antes que os efeitos de atividades da obra como, por exemplo, escavações, carregamentos e suportes sejam incorporados na modelagem, devem ser analisadas as condições iniciais no terreno. Isso pode ser alcançado através da modelação do perfil natural do terreno, com suas respectivas camadas de solo e determinação dos parâmetros.

Comumente, o engenheiro não necessita entrar diretamente com as tensões verticais nem horizontais, serão necessários somente os parâmetros de resistência, compressibilidade, peso específico do solo e o K_0 (coeficiente de empuxo em repouso). Então o programa calculará as tensões iniciais do modelo. Dependendo dos modelos constitutivos a serem utilizados, também poderá ser necessário especificar o índice de vazios inicial e outros parâmetros necessários para modelar o comportamento do solo *in situ*. A próxima etapa envolve simular quaisquer atividades de construção anteriores que ocorreram no local, tais como demolição ou construção de imóveis, escavação subterrâneas profundas, construção de serviços, entre outros. Isto normalmente envolve vários incrementos de análises (POTTS; ZDRAVKOVIC, 2001).

2.3.8 Condições de contorno

“Condição de contorno” é o termo utilizado para se referir a todas as possíveis condições adicionais que podem ser necessárias ao descrever completamente um problema particular. Os tipos de condições de contorno podem ser classificados de acordo com sua influência sobre o sistema global.

A Equação 1 de equilíbrio global da modelagem numérica é obtida a partir de todos os elementos dos domínios.

$$K_G \{\Delta d\}_{nG} = \{\Delta R_G\} \quad (1)$$

Onde $[K_G]$ é a matriz de rigidez global, $\{\Delta d\}_{nG}$ é o vetor global do incremento dos deslocamentos e $\{\Delta R_G\}$ é o vetor da matriz global de forças.

O primeiro exemplo são os carregamentos pontuais e distribuídos, as forças do corpo (peso específico dos materiais), construção e escavações que interferem apenas no lado direito da equação no elemento ΔR_G .

O segundo exemplo são os limites de deformação, os quais restringem as deformações em relação a alguns ou todos os eixos (X, Y e Z). Esta condição interfere somente do lado esquerdo da equação pelo Δd_{ng} .

O último exemplo é mais complexo, uma vez que altera todo o sistema da equação sendo eles: eixos locais, que exigem uma transformação da matriz de rigidez e o vetor da matriz global de força; liberdades amarradas, que afetam a numeração dos graus de liberdade e a matriz de rigidez; e as molas, que afetam outra vez a matriz de rigidez.

Os limites de deslocamentos podem ser incorporados em qualquer nó da sua malha de elementos finitos, na qual podem ser fixadas deformações em relação X, Y e Z. Esses limites são incorporados na modelagem na região limite da sua análise. É válido ressaltar que esses limites devem ser distantes suficientes para que a condição de contorno não influencie a região de análise da sua modelagem numérica (POTTS; ZDRAVKOVIC, 2001).

2.3.9 Etapas construtivas

Os métodos de cálculo de contenções podem ser classificados em evolutivos e não-evolutivos, conforme consideração dos esforços e deslocamentos em cada fase construtiva da obra. Como citado anteriormente, o método de elementos finitos é considerado um método evolutivo, pois as etapas construtivas são levadas em consideração, o que representa melhor o comportamento do sistema de contenção (ABMS/ABEF, 1999).

As etapas construtivas devem tentar representar a situação real na qual a obra foi construída. Quando isso não for possível, tentar estabelecer uma sequência de escavação com incrementos constantes pode ser uma solução adequada, porém, é uma simplificação que pode influenciar nos resultados. É importante lembrar que o modelo de elementos finitos não aceita muito bem incrementos de carregamentos muito alto para redistribuir as tensões na malha. Então, caso isso ocorra, o mais adequado é dividir o carregamento em incrementos sucessivos (POTTS; ZDRAVKOVIC, 2001).

2.4 ELASTICIDADE E PLASTICIDADE

Em se tratando de modelagem numérica em estruturas de contenção é de extrema relevância o conhecimento do comportamento dos materiais que compõe o local da obra.

A complexidade envolvida no estudo da deformação de solos e rochas é um dos grandes desafios da engenharia geotécnica. No entanto, apesar da diversidade desse comportamento, observações experimentais de ensaios triaxiais apontam um aspecto singular onde dependendo da história de carregamento e tensões atuantes no solo, deformações elásticas (reversíveis) e plásticas (irreversíveis) podem coexistir, justificando então a aplicação de modelos elasto-plásticos em equações constitutivas. (GUILLEN, 2008)

O comportamento elástico de um determinado material é visto quando o material sofre uma deformação, quando é carregado e após a retirada do carregamento volta a seu estado inicial, não sendo absorvido nenhuma deformação plástica. Quando um material atinge o limite de elasticidade, o seu comportamento começa a apresentar plasticidade. Quando o material começa a apresentar deformações permanentes, que podem ser decorrentes de um carregamento máximo ou devido a um carregamento ao longo de um período, ocorrem as denominadas deformações lentas e fluência, respectivamente (AZEVEDO, 2007).

Devido à dificuldade de delinear o comportamento dos solos e rochas, busca-se a adequação de teorias já desenvolvidas para materiais de comportamento bem definido, como os metais, para que se possa determinar as suas variáveis de influência. Para definir de forma mais realística o comportamento dos solos e rochas, é necessário que se tenha conhecimento das teorias que representam as suas condições em determinado estado. Para isso, é necessário que se domine assuntos como a teoria da elasticidade e plasticidade. (GUILLEN, 2008)

2.4.1 Modelos constitutivos

a) Análise linear elástica

As equações constitutivas são aquelas que relacionam tensão, deformação, taxa de tensão (variação da tensão por unidade de tempo) e taxa de deformação. Para se obter as equações é necessário conhecer as propriedades do material. Os materiais sólidos elásticos lineares são a relação mais simples utilizada na engenharia. Para determinar as equações constitutivas, utiliza-se a lei de Hook generalizada, envolvendo somente tensão e deformação (não dependendo da taxa de tensão e da deformação) conforme descrito nas equações abaixo (AZEVEDO, 2007). As Equações 2, 3 e 4 apresentam a relação das tensões normais e deformações normais em relação aos eixos X, Y e Z:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (2)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (3)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (4)$$

As Equações 5, 6 e 7 mostram a relação das tensões cisalhantes e deformações cisalhantes em relação aos planos YZ, XY e XZ:

$$\gamma_{yz} = \frac{1}{G} \tau_{yz} \quad (5)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G} \tau_{xy} \quad (6)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{1}{G} \tau_{xz} \quad (7)$$

A limitação do método de análise linear elástica é a pequena quantidade de materiais que respeitam esse comportamento. Porém, em baixos níveis de tensões, alguns solos e outros materiais podem se comportar de acordo com este modelo. O modelo linear elástico é bem abordado no livro “Análise de Tensões e Deformações em Solos” (AZEVEDO, 2007).

b) Análise Linear Elástica Perfeitamente Plástica

Segundo Teixeira (2008), a análise linear elástica perfeitamente plástica é usualmente utilizada em meios acadêmicos. Na engenharia prática, esta análise é pouco difundida pela dificuldade de identificação dos parâmetros para se criar um modelo que represente a obra. A falta de investimento em uma investigação geotécnica de qualidade é um dos principais fatores para a aversão a este modelo (TEIXEIRA, 2008).

O modelo linear elástico perfeitamente plástico considerando o critério de ruptura proposto por Mohr-Coulomb representa uma aproximação de primeira ordem para o comportamento do solo (AZEVEDO, 2007). Para cada camada de solo é estimada uma rigidez média. Devido a rigidez constante, os cálculos no computador tendem a ser relativamente rápidos, obtendo-se, assim, uma primeira aproximação para as deformações. Os esforços horizontais iniciais são calculados através do coeficiente de empuxo no repouso (K_0). O modelo de comportamento tensão deformação pode ser melhor entendido pela Figura 2.10.

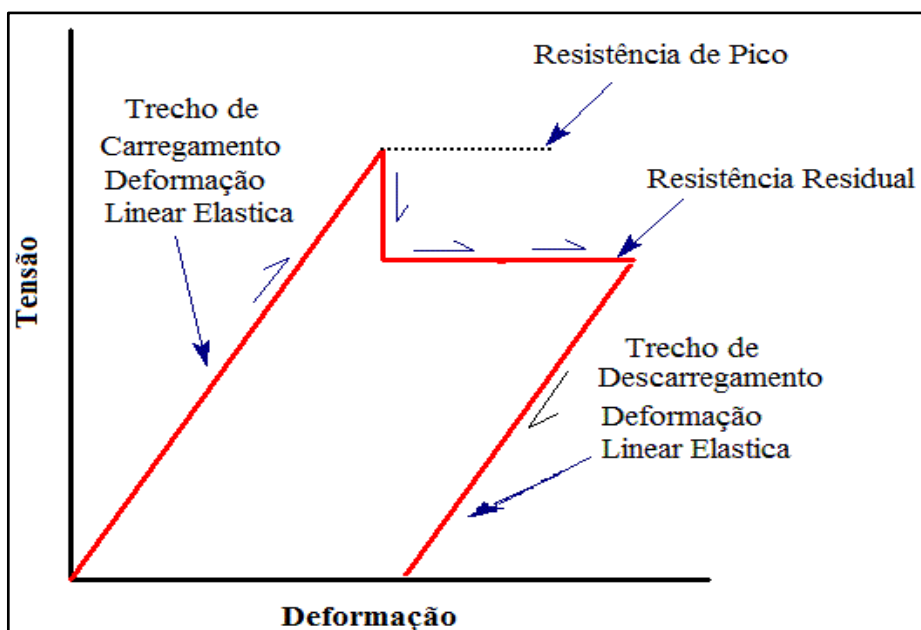


Figura 2.9 - Modelo de tensão deformação de um solo linear elástico perfeitamente plástico (adaptado de ROCSCIENCE, 2012)

No modelo elasto-plástico isotrópico as propriedades do material não variam com a direção dos esforços. As propriedades elásticas de um material isotrópico são definidas por um único valor de Módulo de Young e um único valor de Coeficiente de Poisson, além dos parâmetros de resistência à coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ). Os parâmetros necessários para esta análise são apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Parâmetros do modelo linear elástico perfeitamente plástico

Parâmetros	Descrição
E	Módulo de elasticidade
ν	Coeficiente de Poisson
Os parâmetros de resistência são definidos pelos valores de pico e residual	
c	Coesão
ϕ	Ângulo de atrito do solo
ψ	Dilatância
σ_t	Tensão máxima a tração

O modelo elasto-plástico anisotrópico é utilizado para simular o comportamento de rochas e solos estratificados, envolvendo camadas estratificadas em direções particulares. A plasticidade e ruptura podem ocorrer em diferentes direções de corte em função da região que apresentar maior relação em termos de resistência e carregamento. Cada camada tem os seus próprios parâmetros ϕ , c e parâmetros elásticos, com as propriedades variando em relação as estratificações para E e ν (BEJINHA, 2009).

c) Modelo de Mohr-Coulomb

O modelo de Mohr-Coulomb, proposto em 1773 é um dos critérios de ruptura mais utilizados na área geotécnica e pode ser definido como:

[...] um modelo denominado de elástico perfeitamente plástico, porque o material comporta-se como linear elástico até atingir a ruptura, não havendo a ocorrência de endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa. Neste modelo, o material apresenta um comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão de escoamento, mantendo-se então constante para acréscimos de deformações plásticas (MARTINS, 2008, p. 61).

Dessa forma, o modelo pode expressar-se como as seguintes equações:

$$|\sigma_1 - \sigma_2| - (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \phi = 0 \quad (8)$$

$$|\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi = 0 \quad (9)$$

$$|\sigma_2 - \sigma_3| - (\sigma_2 + \sigma_3) \sin \phi = 0 \quad (10)$$

Estas equações definem uma pirâmide hexagonal irregular cujo vértice se localiza na origem do espaço das tensões principais, como mostra a Figura 2.10, que representa a superfície de plastificação de modelo.

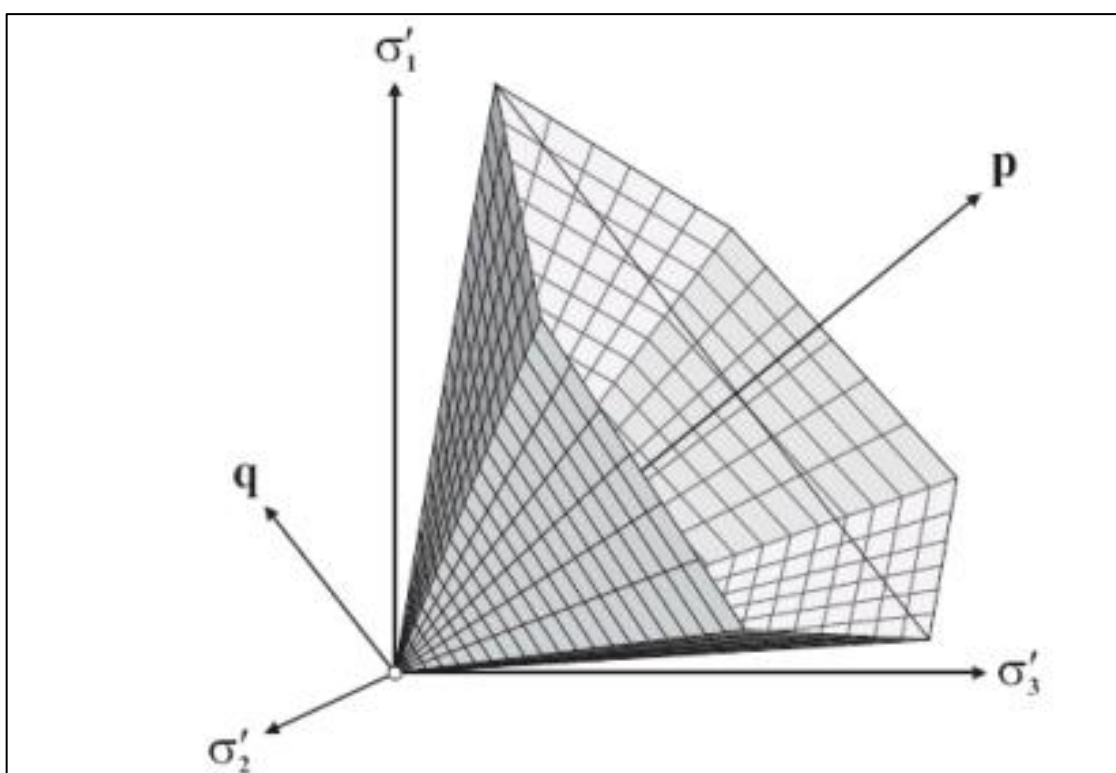


Figura 2.10 - Superfície de plastificação de Mohr-Coulomb no espaço das tensões principais, para $c'=0$ (PLAXIS 3D, 2007 *apud* MARTINS, 2008)

2.5 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A investigação geotécnica consiste na realização de ensaios, de campo e laboratório, tendo como objetivo o fornecimento de parâmetros para o dimensionamento de projetos e a previsão de seu desempenho. Sua boa utilização leva à otimização de prazos e custos. No Brasil, foi criada uma mentalidade de que o conhecimento geotécnico está apenas associado à chamada “experiência”, o que fez com que a investigação fosse deixada de lado. Este fato leva à criação de projetos geotécnicos com alto risco, altos custos e longos prazos de execução, devido aos imprevistos que poderiam ser detectados previamente com uma boa investigação (MARINHO, 2005).

Uma das justificativas para uma má investigação é que as amostras seriam pequenas em relação à escala da obra ou que estão em solos muito heterogêneos para determinação de parâmetros fixos. Todos os elementos que influenciam em um projeto geotécnico são incertos e imprevisíveis. Assim, mesmo para a aplicação das regras semi-empíricas, é importante determinar faixas de parâmetros adequadas para o seu material e não utilizar somente a experiência sobre solos, uma vez que estes podem não possuir qualquer semelhança com a geotecnia local (BISHOP & BJERRUN, 1960; DUCAN & WRIGHT, 2005). Serão descritas a seguir algumas características dos ensaios de campo realizados na obra objeto deste estudo.

2.5.1 Ensaios de campo

Os ensaios de campo de maior utilização na geotecnia são: DMT (ensaio dilatométrico), PMT (ensaio pressiométrico), CPTu (ensaio de cone e piezocone), SPT-T (sondagem a percussão e torque), ensaio de palheta, ensaio de placa, placa helicoidal, ensaio de permeabilidade in situ, ruptura hidráulica, penetrômetro dinâmico, penetrômetro mecânico, penetrômetro resistivo, penetrômetro sísmico e dilatômetro sísmico (SDMT). Serão brevemente detalhados os ensaios DMT, PMT, CPT e SPT, que foram realizados na obra em estudo.

O ensaio de SPT consiste em realizar uma perfuração vertical com diâmetro normalizado, a uma profundidade de 1 metro utilizando o trado espiral. É feita a cravação de um amostrador, através do impacto de um martelo de 65 kg caindo em queda livre de uma altura de 75 cm. O ensaio é dividido na cravação de 3 trechos de 15 cm, sendo desprezado o trecho inicial devido à perturbação ocasionada pela escavação do solo. O número N do SPT é igual ao número de golpes para penetrar os 30 cm finais do amostrador no solo. Após percorrer os 45 cm, a sondagem avança pelo trado espiral (helicoidal) enquanto não houver presença de água. Com a

identificação do nível de água, a sondagem passa a ser realizada com o trépano e com circulação de água (lavagem). Isso é feito até chegar à próxima camada a ser realizado novamente o SPT. Repete-se esse procedimento até a cota determinada pelo projeto ou até o atendimento a algum dos critérios de paralisação estabelecidos pela norma NBR 6484/2001 (ABNT, 2001).

O ensaio de CPTu consiste na cravação do piezocone a uma velocidade constante de 2 cm/s. A cravação é feita com o auxílio de penetrômetro hidráulico e hastes metálicas padronizadas. Durante a cravação, a cada centímetro o cone efetua três leituras: resistência de ponta, atrito lateral e poropressão, por meio de sensores.

Nos ensaios DMT e PMT é feita a inserção de sonda pressiométrica em um pré-furo (pode ser utilizado no furo de sondagem). Aplica-se pressão radial uniforme contra o solo por meio de inserção de gás nitrogênio. As medidas de deformação são feitas através do painel de controle, que mede variações de pressões e volumes ocorridos com a deformação do solo. Obtendo-se um gráfico de tensão *versus* deformação. O ensaio dilatômetro é uma adaptação do pressiômetro, feito para que sua aplicação em solos não sofra grandes influências da perturbação gerada pela escavação. Ambos os ensaios seguem os mesmos princípios, porém o nível de escala do ensaio DMT é bastante menor que o PMT, podendo sofrer influências de pedregulhos que não representam o comportamento do maciço como um todo.

Uma das grandes limitações dos ensaios de campo é que os parâmetros de resistência são retirados de forma empírica e semi-empírica, não levando em consideração condições das características do solo que são importantes para determinação desses parâmetros, tais como histórico de tensões, formato dos grãos e presença de argilo-mineral.

2.6 MEDIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA CORTINA

A medição dos deslocamentos horizontais de uma cortina é feita a partir da instrumentação. A instrumentação permite a determinação do comportamento da obra, a partir dos instrumentos de medição instalados em diferentes posições e zonas do empreendimento investigado. As análises anteriores à execução do projeto determinam os máximos deslocamentos, que podem levar a obra à ruptura, e determinam os deslocamentos esperados para a contenção. Estas análises podem ser utilizadas como valores limites no programa de monitoramento, de forma que possa ser feita a detecção imediata de possíveis anomalias, e possam ser tomadas providências de melhorias do dimensionamento da obra, tanto para otimizar quanto limitar uma possível ruptura. Assim, em condições adequadas, um programa de instrumentação tende a

garantir a eficiência do projeto, bem como fornece as deformações da cortina e a compatibilidade em relação às metodologias construtivas e às premissas de projeto (FONSECA, 2003).

Inclinômetros são instrumentos utilizados para medir deslocamentos horizontais. É composto por uma haste cilíndrica com um sensor de inclinação embutido no seu interior e duas ou quatro rodas distribuídas nas laterais. As rodas se encaixam nas ranhuras existentes em um tubo flexível enterrado no solo, fazendo com que o sensor acompanhe a direção do tubo. É medida a inclinação do tubo em intervalos constantes, e calculado, a partir do ângulo de inclinação, o deslocamento de cada segmento de tubo. O tubo normalmente é instalado no furo de sondagem, e são feitas medições de deslocamento ao longo do tempo para monitorar o deslocamento do solo.

O processo de instalação de inclinômetros ocorre da seguinte forma: primeiramente ocorre uma perfuração vertical revestida por um tubo guia no diâmetro mínimo de 125 mm. O instrumento é composto por um tubo especial de alumínio com \varnothing interno de 75 mm com segmentos de 1,50 a 3 m, ranhurados em forma de cruz, para a introdução posterior do torpedo de leitura. Sua extremidade inferior deve ser vedada com uma tampa de plástico. A emenda dos segmentos de tubos deverá ser feita com rebites e envolvida com fita isolante de modo a evitar a entrada de detritos da perfuração dentro o tubo. Após a execução da perfuração com revestimento, é feita uma lavagem do furo e, em seguida, inicia-se manualmente a introdução dos segmentos de tubo de alumínio. O espaço anelar entre o tubo de alumínio e o furo é usualmente preenchido com areia. Concluída a etapa de instalação, o técnico de instrumentação elabora um esquema da instalação indicando as medidas principais. Com base no esquema de instalação é emitido o boletim de instalação do instrumento.

Tendo em vista os conceitos apresentados neste capítulo de Revisão da Literatura será apresentado a seguir o estudo de caso contemplando a execução de uma cortina de estacas atirantadas.

3 ESTUDO DE CASO

O objeto deste estudo é uma contenção de um empreendimento de 30 pavimentos e um grande pátio de veículos, situado em uma área de 70.000 m² em Belo Horizonte, Minas Gerais. A Figura 3.1 mostra o local do empreendimento antes da execução da obra.



Figura 3.1 - Local do empreendimento antes da execução da obra (GOOGLE MAPS, 2015)

Com relação às vias de acesso, o empreendimento localiza-se próximo à avenida Antônio Carlos e à avenida Cristiano Machado, que são as principais vias de acesso para o centro de Belo Horizonte. Está localizado nas proximidades dos bairros Ipiranga, Vila Ipiranga, Nova Cachoeirinha, Palmares e Vila Maloca, conforme mostrado na Figura 3.2.

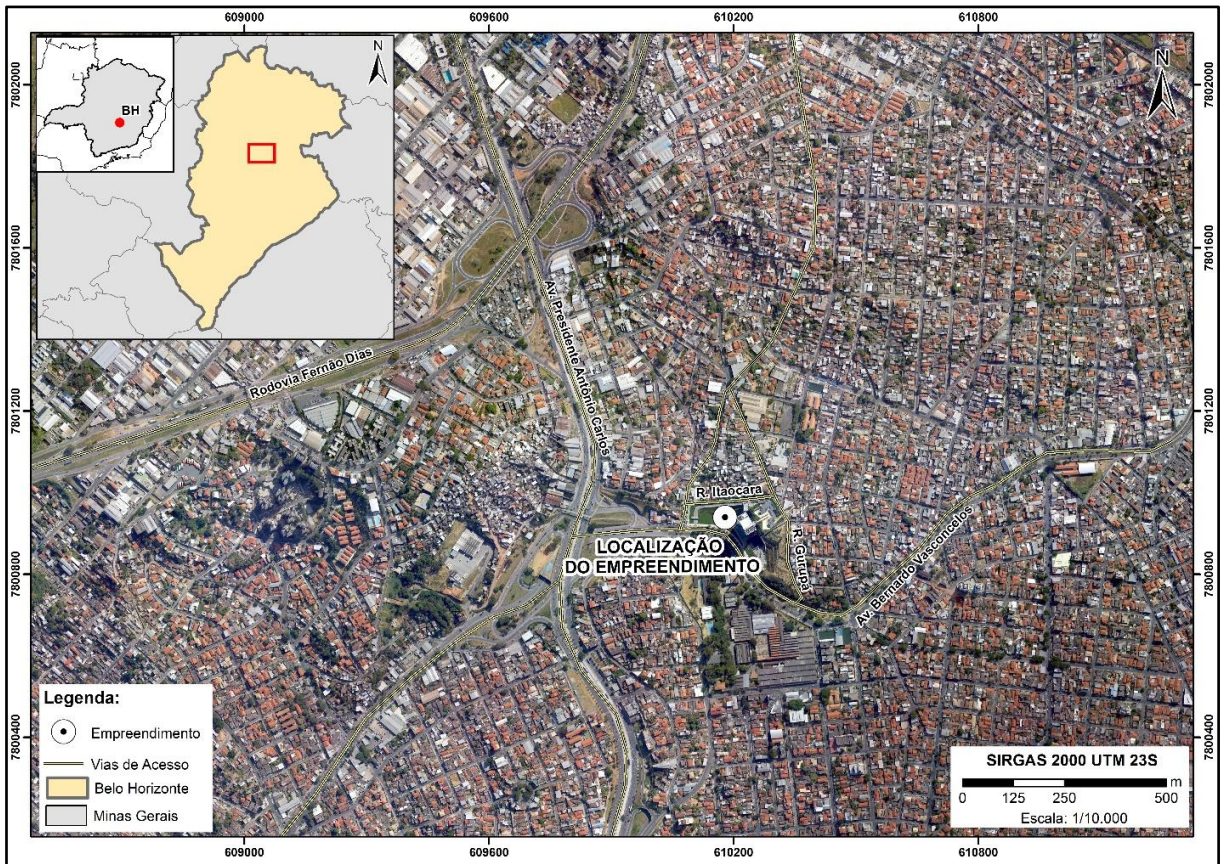


Figura 3.2 - Localização do empreendimento em Belo Horizonte (GOOGLE MAPS, 2015).

Situado na região nordeste de Belo Horizonte, o empreendimento se encontra em um relevo acidentado com uma variação de elevação de 35 m (0). Este fato levou à necessidade da construção de uma contenção para a implantação do edifício. A Figura 3.3 mostra a topografia local antes da escavação.

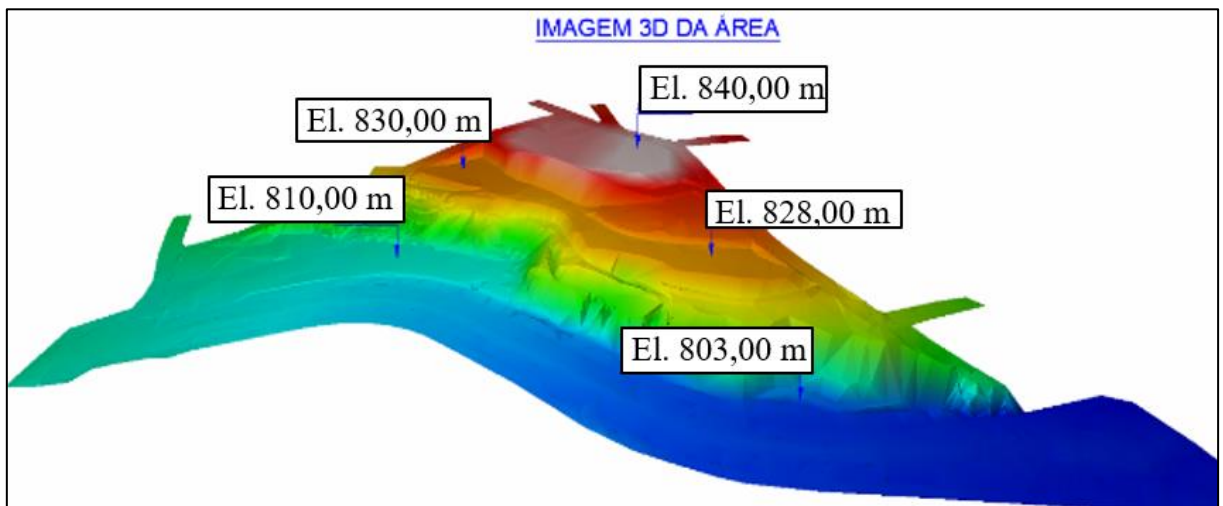


Figura 3.3 - Imagem 3D da topografia local antes do empreendimento (AGRIMINAS TOPOGRAFIA, 2009).

O empreendimento consiste em dois prédios: o primeiro localiza-se na parte inferior, mais próxima à Av. Bernardo Vasconcelos, onde a cota de implantação corresponde à elevação 808 m; e o segundo, denominado “edifício garagem”, situa-se na cota 823 m e apresenta as maiores contenções. A Figura 3.4 mostra as elevações da escavação, a topografia local antes da execução da obra, bem como um desnível de aproximadamente 40 m em relação ao nível da rua.



Figura 3.4 - Foto da obra em uma elevação próxima a El.840 m.

3.1 GEOLOGIA LOCAL

As formações geológicas encontradas em Belo Horizonte (Figura 3.5) pertencem aos grupos Sabará, Piracicaba e Itabira, que fazem parte do Supergrupo Minas. Este Supergrupo consiste em metassedimentos gerados a partir de ambientes plataformais do período paleoproterozóico (BRANDALISE & HEINECK, 1999). O Complexo Belo Horizonte consiste em um embasamento gnáissico-migmatítico, do período Arqueano, que engloba uma sucessão de camadas de rochas de composição variada, representada por itabiritos, dolomitos, quartzitos, filitos e xistos diversos (BRANDALISE & HEINECK, 1999).

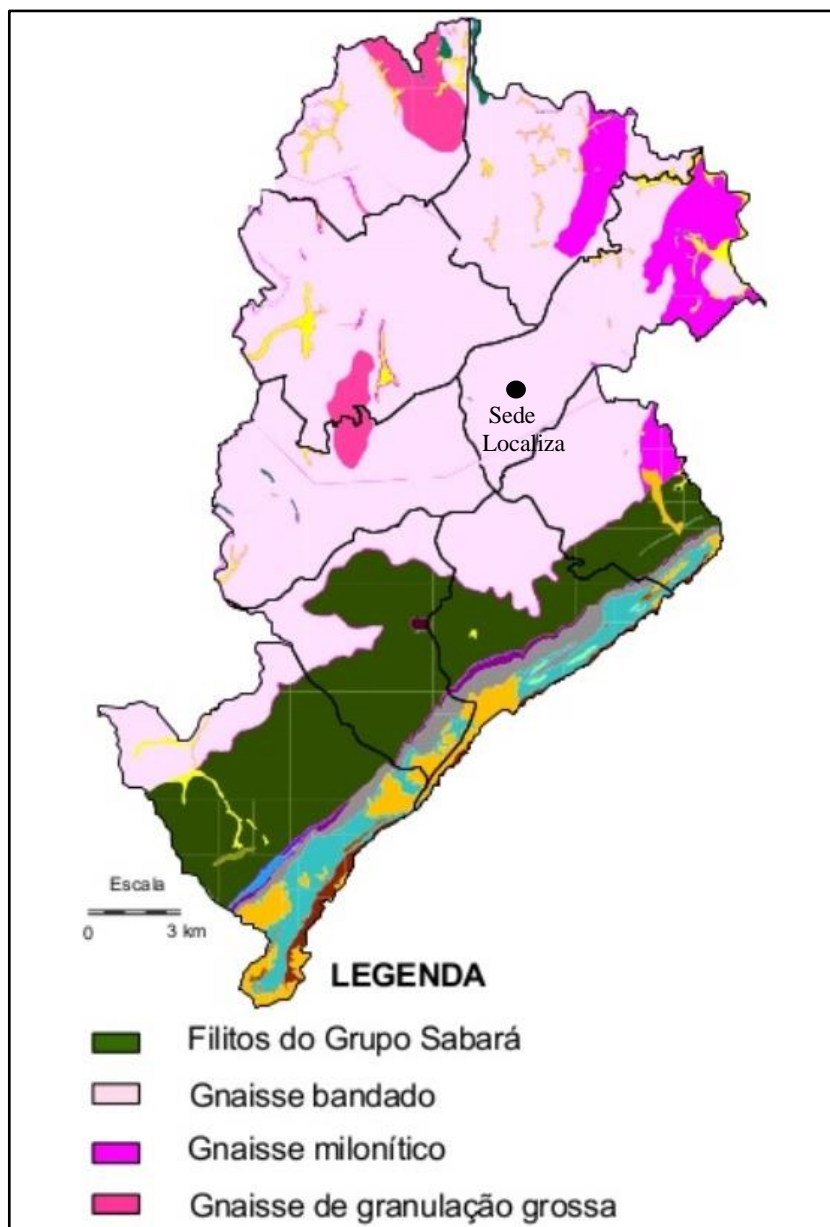


Figura 3.5 - Mapa geológico de Belo Horizonte (BELO HORIZONTE, 1996).

O solo do local estudado é proveniente da alteração de gnaiss, demonstrando coerência com a localização da obra e o mapa geológico, pois está inserido no complexo Belo Horizonte. Neste local, também existe uma camada superficial de aterro, que é denominado aterro antigo nas modelagens numéricas que serão mostradas a seguir, sendo desconhecida a maneira como foi executado este aterro.

3.2 PROJETO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

O projeto da estrutura de contenção do edifício possui as seguintes premissas, que são comuns em todo projeto de contenção: segurança na estabilidade da contenção e das casas vizinhas,

ganho de área arquitetônica com a eliminação de taludes, otimização dos elementos da contenção e diminuição do prazo de obra.

A empresa projetista optou pela construção de uma cortina em estaca escavada, com diâmetro de 80 cm e espaçamento de 2,5 m, atirantada na fase provisória e com travamento na estrutura na fase final. A Figura 3.6 mostra, em planta, as contenções principais da obra, que são os trechos A, B, C, D, L, J e K. O estudo de caso apresentado na presente pesquisa compreende somente trecho A, que representa a contenção de divisa com a rua Itaocara e vizinhança. O desnível encontrado na região do trecho A está entre 7 e 15 m de altura, sendo que a contenção apresenta mais 5 m de ficha.

O presente trabalho estuda o comportamento individualizado do trecho A em função das limitações do programa computacional 3D utilizado (RS3 Versão 1.0 da fabricante Rocscience). Neste *software* a simulação só pode ser feita por uma seção 2D, que será acrescida de uma espessura a ser inserida no programa. Além disso, por possuir o maior número de ensaios de campo, foi escolhida para o estudo a região do trecho A.

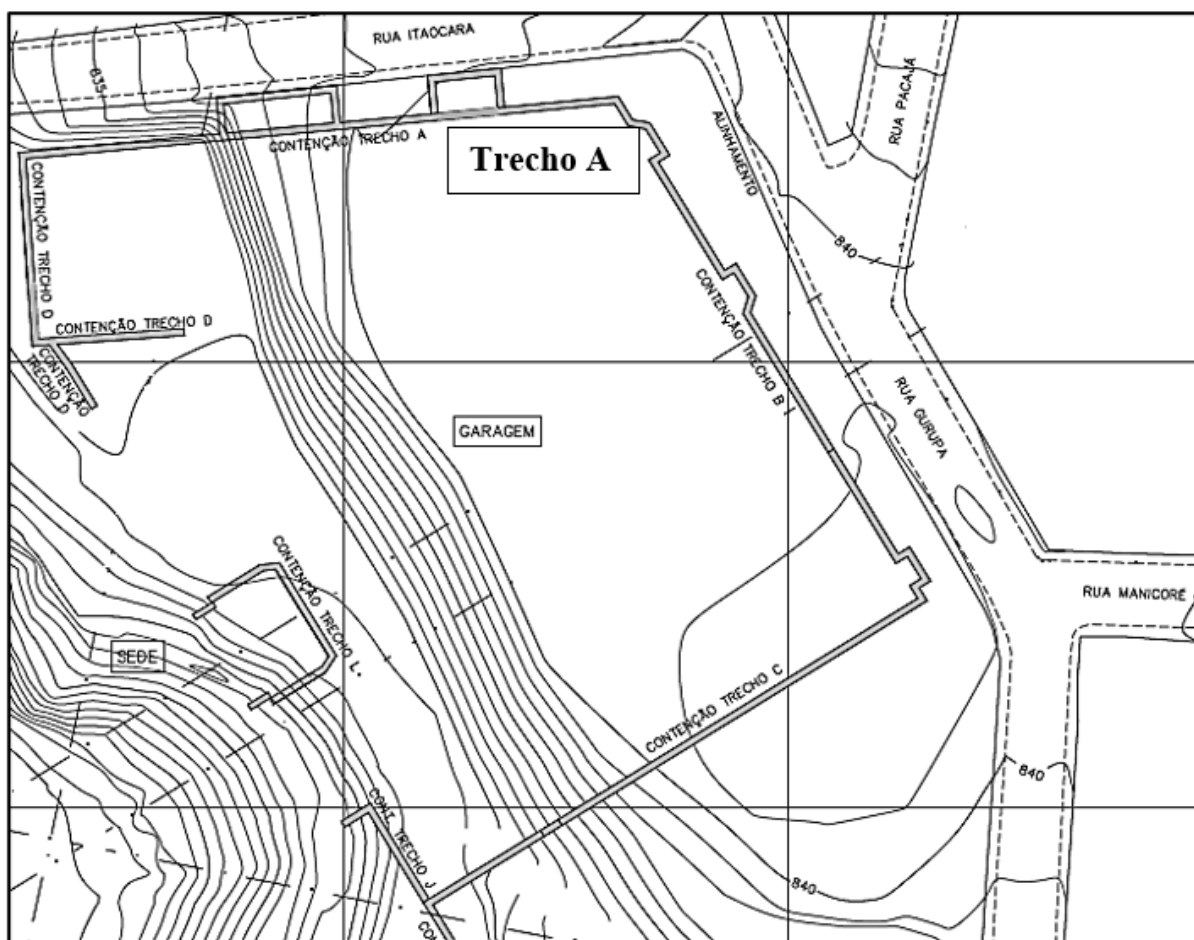


Figura 3.6 - Planta geral das contenções (CONSULGEO, 2015).

3.3 DETALHE DAS ESTACAS E TIRANTES

As estacas escavadas utilizadas na obra possuem um diâmetro de 80 cm (Figura 3.7) e foram construídas com concreto de $f_{ck}=30$ MPa, com abatimento mínimo de 12 ± 2 cm, quando lançado do orifício do furo, e mínimo de 12 cm quando for bombeado. Para os fechamentos entre estacas, utilizou-se concreto $f_{ck}=20$ MPa, com 8% de microssílica e duas telas L283. A estaca tem armação longitudinal com 16 ferros de 25 mm de diâmetro de CA-50 e estribos de 10 mm de diâmetro a cada 10 cm.

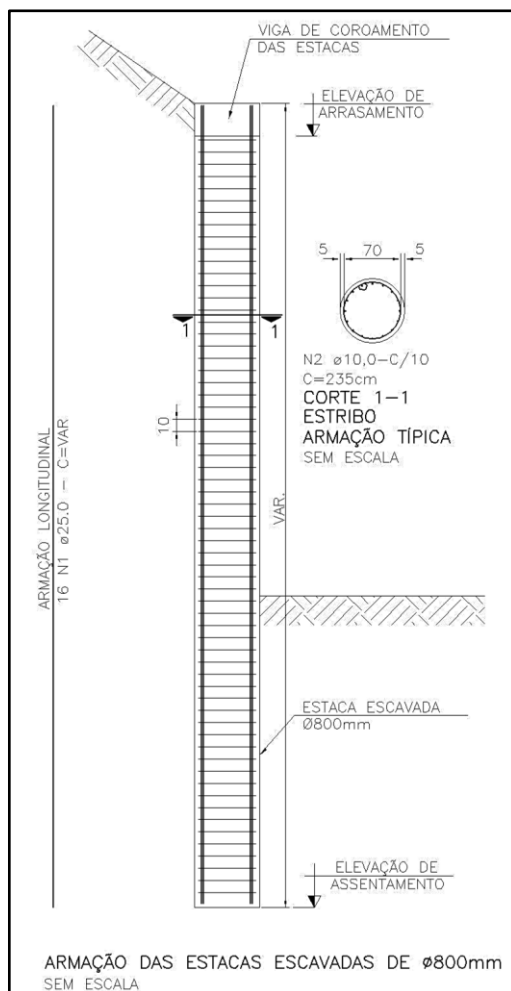


Figura 3.7 - Detalhe da estaca escavada utilizada na obra (CONSULGEO, 2015).

Espaçados 2,5 m de distância entre o centro das estacas e entre as estacas, foram executados os tirantes de cargas que variavam de 350 kPa a 800 kPa, presos por perfil metálico. A primeira e a segunda linha de tirantes foram utilizadas perfil duplo HP250x62(H)x2400, e, para as outras, perfil duplo HP310x79x2400. Entre as estacas foi feita uma camada de concreto projetado com tela eletro-soldada, para evitar o desprendimento de pequenas placas de solo devido ao desconfinamento ou saturação. A Figura 3.8 mostra a vista da contenção no trecho A, contemplando as estacas e cabeça dos tirantes, bem como o nível de escavação.

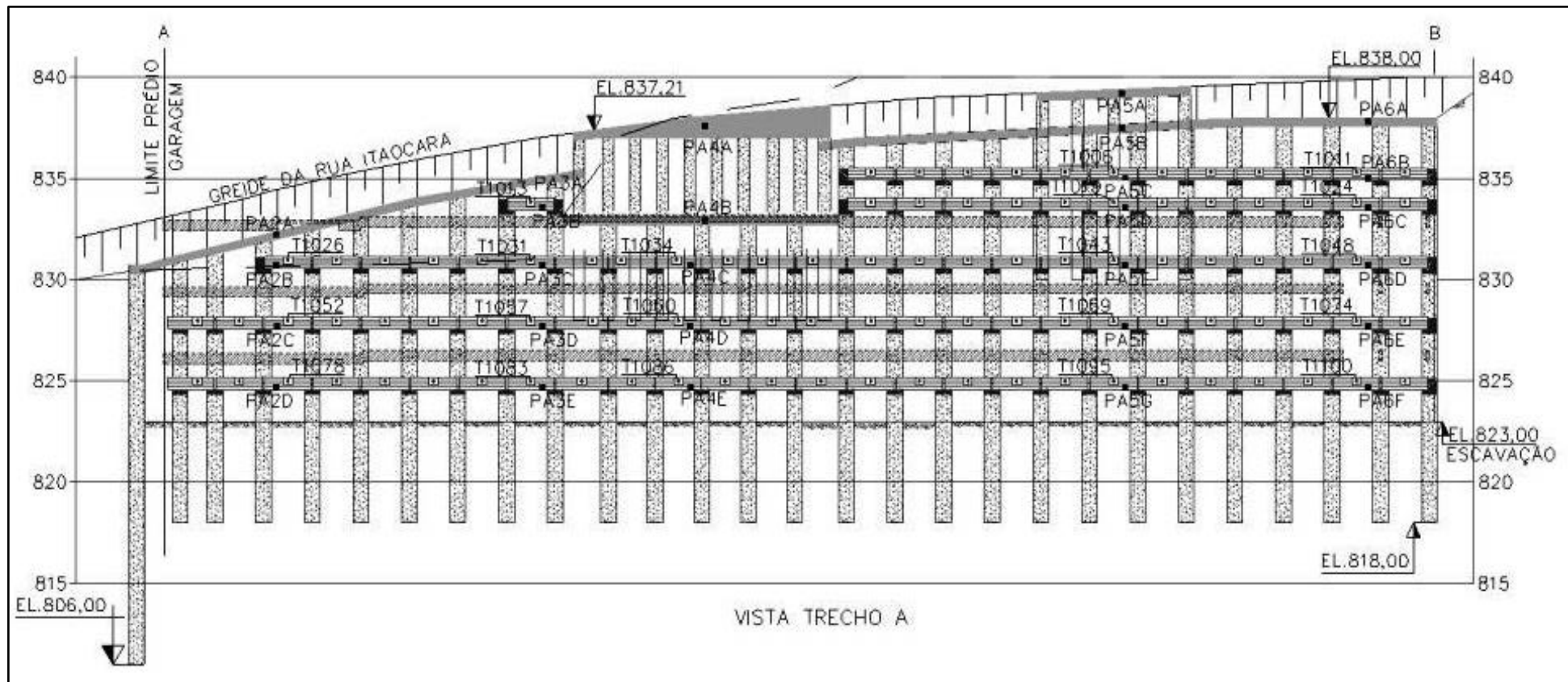


Figura 3.8 - Vista da contenção do trecho A (modificada, CONSULGEO, 2015). Legenda - T- (Tirantes) Estacas com hachura de concreto e viga de travamento dos tirantes hachura linhas horizontais.

3.4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Inicialmente, a empresa responsável pelo projeto criou um plano de investigação geotécnica para o dimensionamento da contenção e verificação das sondagens já executadas. A Figura 3.9 mostra a planta geral de localização das sondagens e ensaios realizados. As sondagens da cor verde, que apresentaram inconsistência, foram descartadas. As sondagens do tipo SPT realizadas dos ensaios PMT, DMT e CPTu, correspondem aos círculos preto e branco. Os cinco blocos de amostra indeformada utilizados nos ensaios triaxiais estão representados pelos círculos pretos grandes.

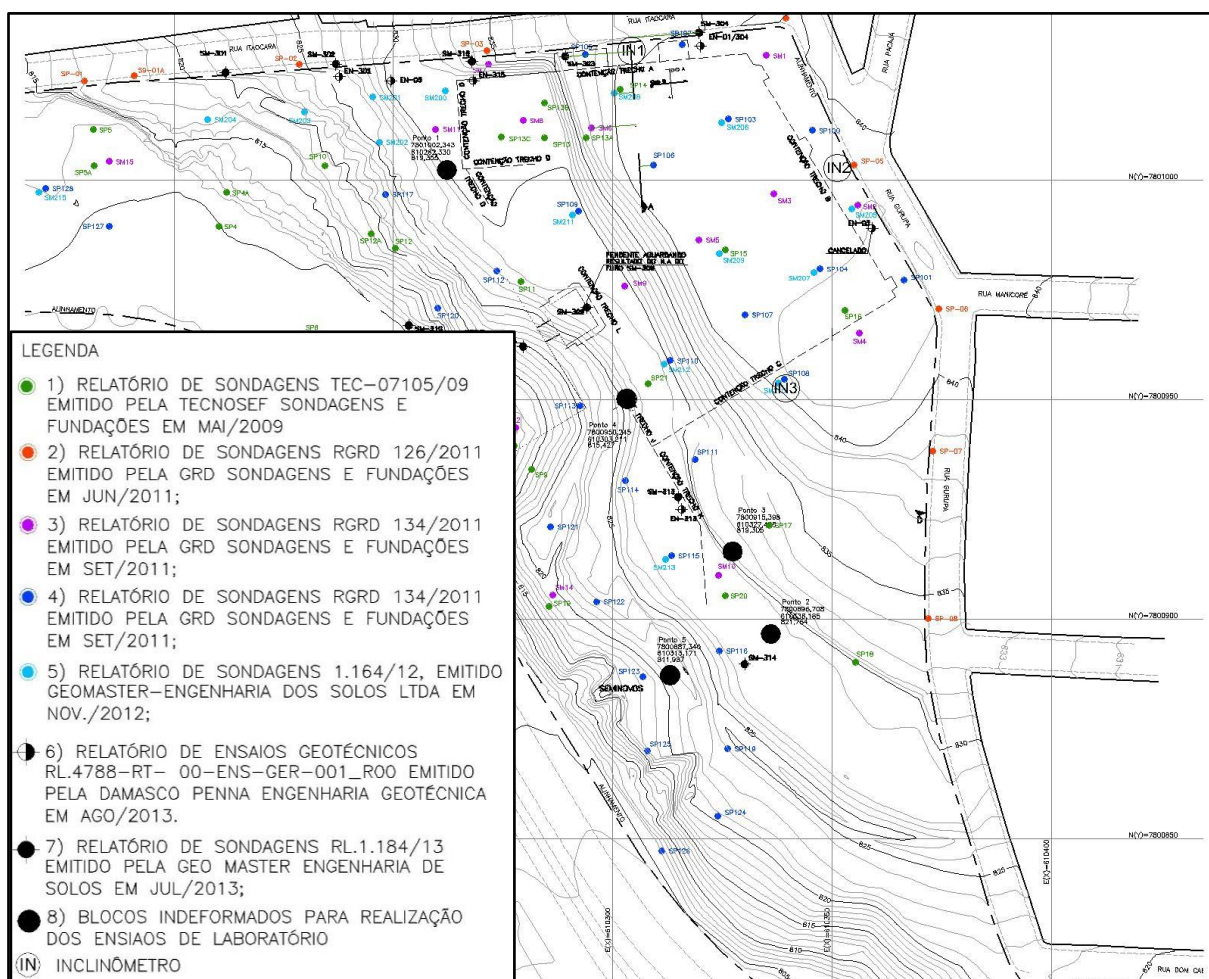


Figura 3.9 - Planta geral das sondagens e ensaios programados (CONSULGEO, 2015).

A Tabela 3.1 mostra os parâmetros geotécnicos dos solos das diferentes camadas, os quais foram estimados pela empresa projetista por meio de um banco de dados que inclui dados de outros empreendimentos da mesma empresa, correlações com N SPT, além de informações com baseadas na sua experiência em dimensionamento de contenções.

Tabela 3.1 - Parâmetros geotécnicos adotados pela empresa projetista

MATERIAL	Nº	γ (kN/m ³)	C' (kN/m ²)	Φ' (°)
DESCRIÇÃO				
Silte argilo arenoso SPT<10 (Aterro antigo)	1	16	20	24
Silte argilo arenoso 10<SPT<25	2	19	30	30
Silte argilo arenoso 25<SPT<50	3	20	50	32
Alteração de rocha (SPT>50)	4	21	80	35

3.5 DIMENSIONAMENTOS E PREMISSAS DA OBRA

A partir dos dados das novas sondagens, ensaios de campo e de laboratório, a empresa projetista definiu o modelo geológico-geotécnico no trecho A. Este trecho é composto por 4 camadas de solo, conforme apresentado na Figura 3.10. Na mesma figura, também se observa a superfície de fator de segurança 1,5, obtida sem levar em consideração as cargas dos tirantes. Essa superfície foi utilizada para estabelecer a posição do centro do bulbo, que deve estar posicionado, no mínimo, em cima da mesma. Este procedimento é estabelecido na norma de tirantes NBR 5629:2006 (ABNT, 2006).

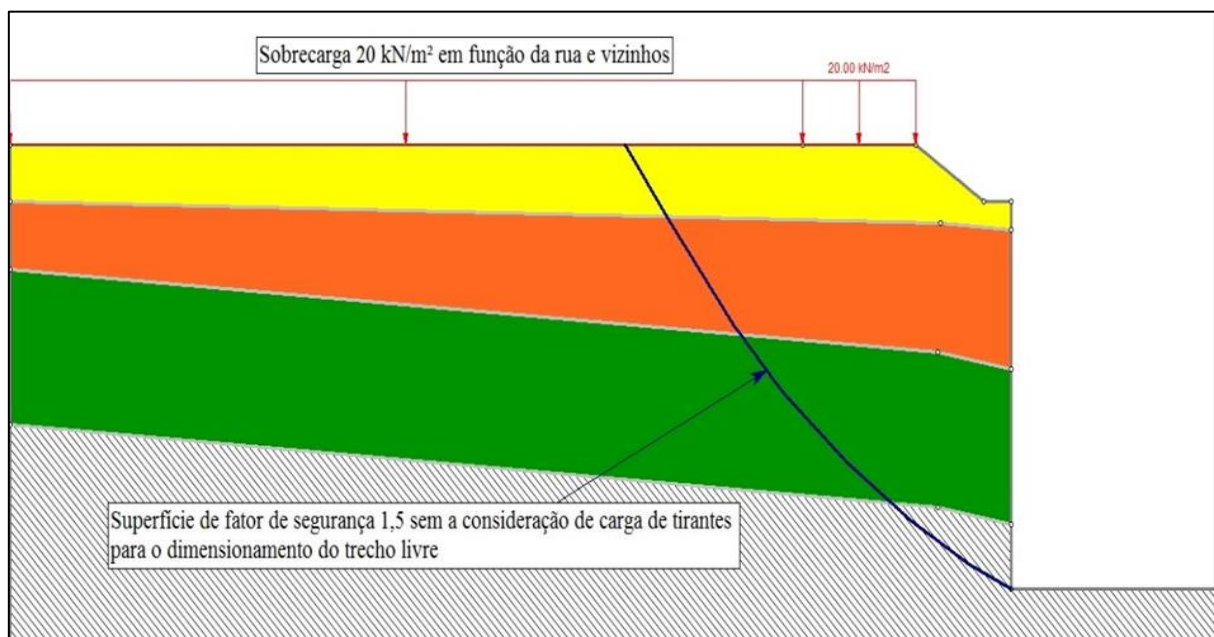


Figura 3.10 - Modelo geotécnico e superfície de $F_s = 1,5$ da análise de estabilidade (CONSULGEO, 2015).

3.5.1- Dimensionamento dos tirantes

Os critérios de dimensionamento dos tirantes seguiram os procedimentos das normas NBR 11682/2009 (ABNT, 2009) e NBR 5629:2006 (ABNT, 2006). Primeiramente, foi determinada

a superfície de fator de segurança 1,5 por meio do método de Bishop Simplificado, para o posicionamento do centro dos bulbos dos tirantes nesta superfície, como preconiza o item 4.5 (Estabilidade Global) da norma NBR 5629:2006 (ABNT, 2006). O bulbo dos tirantes foi definido pela metodologia de Bustamante (1985), que é uma formulação semi-empírica correlacionada com a aderência do bulbo e com as pressões limites do ensaio pressiométrico (P1), para vários tipos de materiais. As Equações 11 e 12 mostram as formulações propostas por Bustamante para determinar a aderência do bulbo (T_{max}):

$$T_{max} = \pi \times D_e \times L_b \times q_s \quad (11)$$

$$D_e = \alpha \times D_p \quad (12)$$

Onde:

T_{max} – Resistência a tração máxima do bulbo

D_e – Diâmetro médio adotado para o bulbo

D_p – Diâmetro perfurado do trecho ancorado

L_b – Comprimento do trecho ancorado

q_s – Resistência ao cisalhamento

α – Coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção. Os valores para determinação deste coeficiente são mostrados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Valores de α para diferentes tipos de solo (MENDES, 2010)

Tipos de solo	Coeficiente α	
	com reinjeção	sem reinjeção
Cascalho	1.8	1.3 - 1.4
Cascalho arenoso	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Areia com cascalho	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Areia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Areia média	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Areia fina	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Areia siltosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Silte	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argila	1.8 - 2.0	1.2

Os valores de q_s da Equação 11 podem ser determinados através dos ábacos das Figuras 3.11 e 3.12, para solos onde predominam areias/cascalho e argilas/siltos, respectivamente. O valor N

é o número de golpes do ensaio SPT e P1 é a pressão limite do ensaio pressiométrico. Estes ábacos também levam em consideração o tipo de metodologia responsável pela injeção da calda de cimento para criar o elemento de ancoragem (bulbo do tirante): IRS é o símbolo para quando a injeção é feita em estágio repetitivo e IGU para quando a injeção é feita em estágio único. No caso do projeto em estudo foi definida a injeção em múltiplos estágios (IRS), para se aumentar a resistência do bulbo e diminuir seu comprimento.

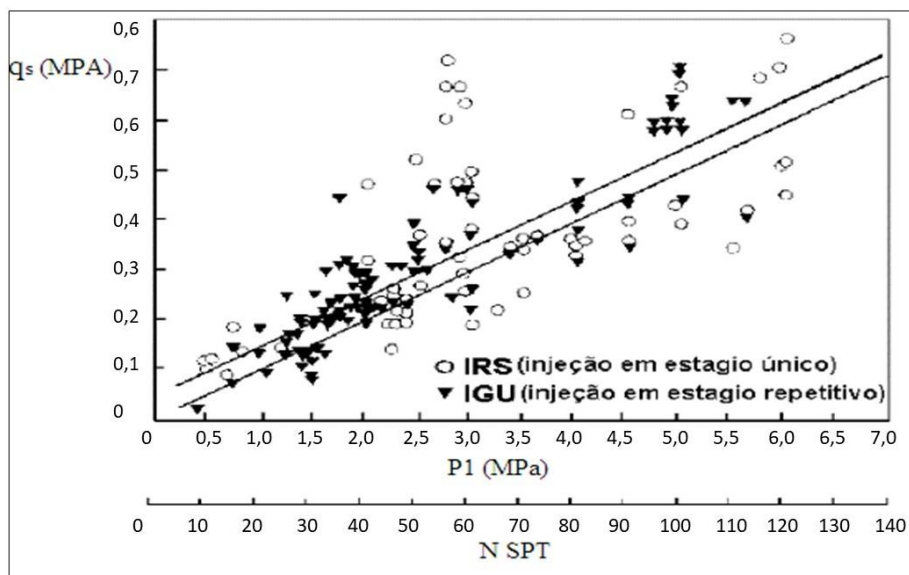


Figura 3.11 - Gráfico de valores de q_s para areias e cascalhos (BUSTAMANTE, 1985 apud MENDES, 2010)

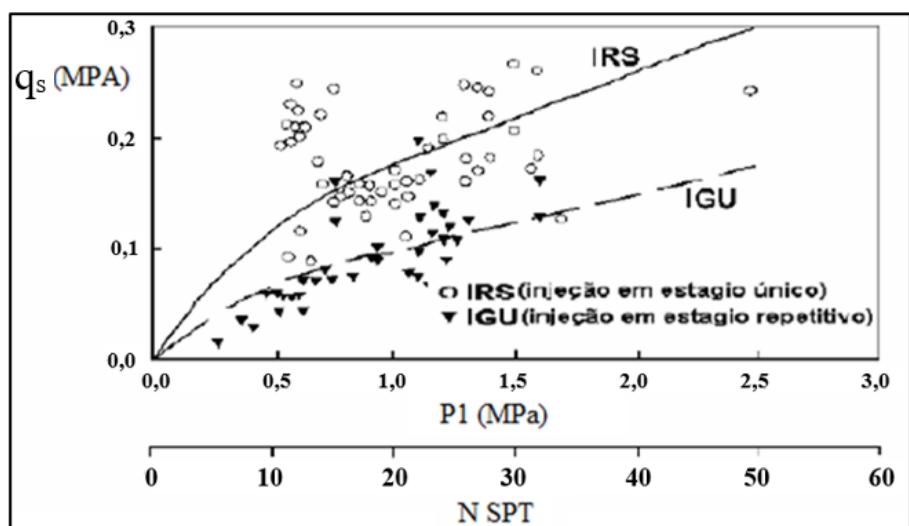


Figura 3.12 - Gráfico de valores de q_s para argilas e siltes (BUSTAMANTE, 1985 apud MENDES, 2010)

Para determinação das cargas dos tirantes, foi utilizado o programa Slide 6.0 de equilíbrio limite. Foi utilizado o método de Bishop simplificado para obter um fator de segurança de 1,5 de ruptura global, considerando a carga dos tirantes, e foi verificado em todas as etapas construtivas a necessidade de carga em cada tirante. Os tirantes utilizados são de cordoalha tipo

CP 190 RB Ø 12,7 sendo que, a diferença entre eles é o número de cordoalha que varia em função da carga do tirante e a carga de protensão. As propriedades dos tirantes são apresentadas nas Tabelas 3.3 e 3.4e na Figura 3.13 sua geometria.

Tabela 3.3 - Parâmetros dos tirantes T1003 e T1016 (CONSULGEO, 2015).

Propriedades e unidades	1º linha – 350kN	2º linha - 500 kN
Quantidade de cordoalhas (mm)	4	5
Espaçamento horizontal entre tirantes (m)	2,5	2,5
Resistencia do bulbo (kN/m)	62	99
Diâmetro do furo (mm)	100	125
Comprimento do bulbo (m)	7	7
Protensão (força) (kN)	320	450

Tabela 3.4 - Parâmetros dos tirantes T1040, T1066 e T1090 (CONSULGEO, 2015).

Propriedades e unidades	3º linha- 700 kN	4º e 5º linha 800 kN
Quantidade de cordoalhas (un)	7	8
Espaçamento horizontal entre tirantes (m)	2,5	2,5
Resistencia do bulbo (kN/m)	132	154
Diâmetro do furo (mm)	150	150
Comprimento do bulbo (m)	8	8
Pretensão (força) (kN)	630	720

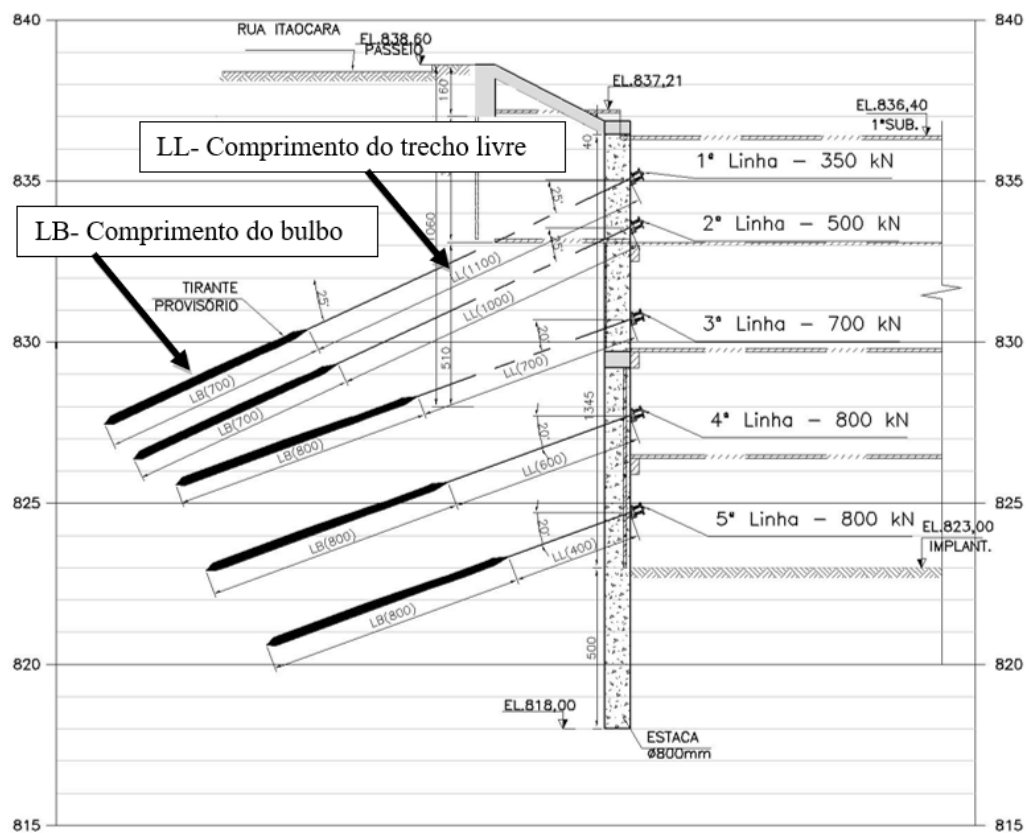


Figura 3.13 - Seção geométrica da contenção do trecho A (CONSULGEO, 2015)

Os tirantes mostrados na Figura 3.13 estão posicionados entre as estacas e estão presos por vigas metálicas, as quais são responsáveis por descarregar as cargas dos tirantes na estaca. A Figura 3.14 mostra os detalhes das vigas dos tirantes, que são constituídas de um perfil duplo metálico HP250x62(H) para a primeira e segunda linha. A Figura 3.15 mostra que para as outras três linhas inferiores, as vigas dos tirantes são constituídas de perfil duplo HP310x79 (H). O perfil duplo tem a função de aumentar a área de contato entre a estaca e a viga, além de enrijecê-la.

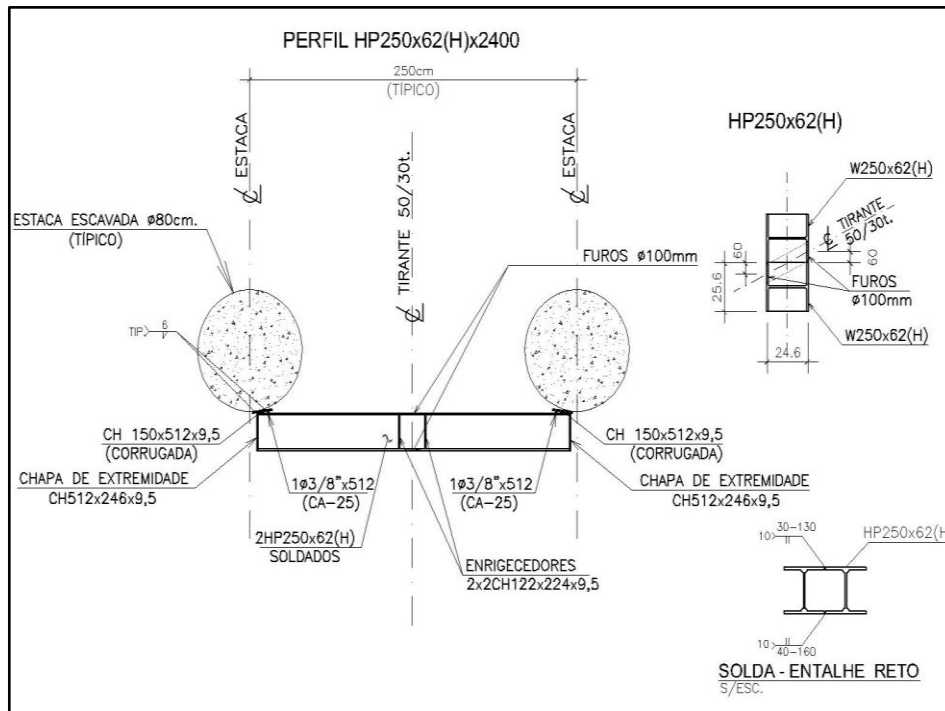


Figura 3.14 - Detalhe da viga metálica dos tirantes da 1ª e 2ª linha (LOCALIZA, 2015)

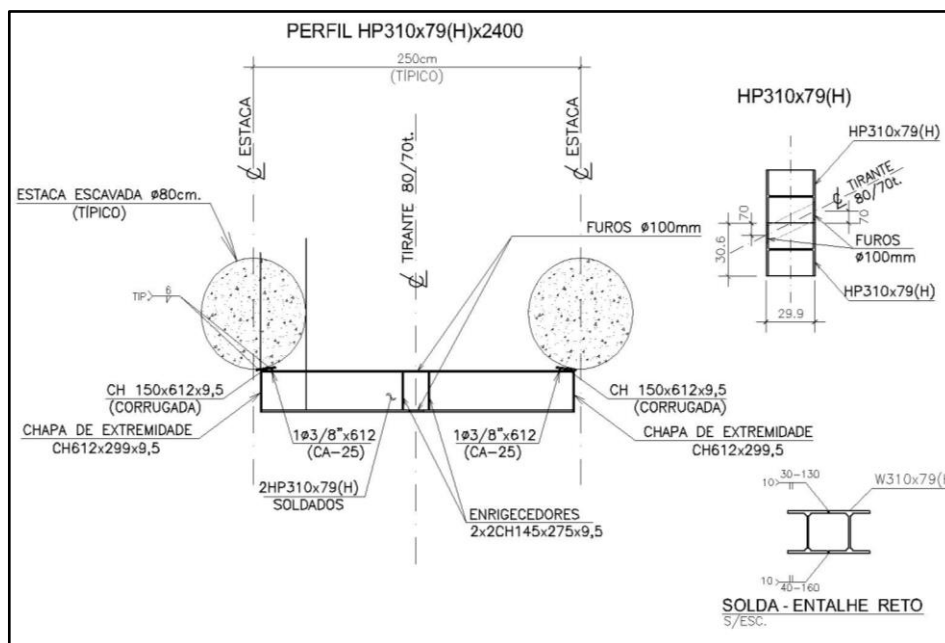


Figura 3.15 - Seção geométrica da contenção do trecho A (LOCALIZA, 2015)

3.5.2 - Dimensionamento das estacas

Para determinação dos esforços nas estacas foi definida como metodologia do cálculo dos esforços na contenção, pela empresa projetista, a troca dos tirantes por estroncas. Considerando um cálculo de parede com vários níveis de estronca, esta metodologia pode ser mais conservadora, por não levar em conta as cargas de protensão dos tirantes. Todavia, os tirantes da obra são provisórios uma vez que muitos invadiram a rua, e na cidade de Belo Horizonte isso só é permitido como uma fase provisória. Então, após o final da construção do edifício, a contenção será descarregada no prédio e os tirantes serão desprendidos e desativados não tendo mais influência na contenção.

Para a escolha do método de dimensionamento de parede estroncada, primeiramente definimos se o comportamento da contenção é rígido ou flexível. No caso da obra, por ter elementos de contenção espaçados a 2,5 m, quando for ligado à edificação as deformações da construção já terão ocorrido, o que permite considerar que a contenção possua um comportamento flexível.

Os métodos de dimensionamento de paredes flexíveis são: Empírico e o de Viga Contínua (ABMS/ABEF, 1999). O Método Empírico, em geral, é mais conservador, e é conhecido como o Método de Envoltória Aparente de Tensões. Este recurso se fundamenta em observações experimentais, onde a envoltória mais utilizada é a de Terzaghi & Peck (1948, 1967) e Tschebotarioff (1951). Este último, apresenta um diagrama de tensões na estaca em função do tipo de solo e de suas propriedades.

O Método de Viga Contínua consiste em representar a contenção como uma viga, com apoios não deslocáveis. Neste caso, seria a posição dos tirantes e o solo na região da ficha, representados por um vínculo fictício (articulação ou engastes). O carregamento é representado pelo diagrama de empuxo ativo retificado (exceto na primeira fase em balanço). Para a determinação do empuxo ativo ao longo da contenção, foi utilizado a teoria de Rankine (ABMS/ABEF, 1999). Este modelo hiperestático pode ser facilmente calculado em programas de estruturas, como por exemplo o Ftool (PUC-Rio). Este *software* utiliza a teoria das estruturas hiperestáticas para determinar os esforços solicitantes que são cortantes e os momentos nas estacas para determinar a armadura longitudinal e os estribos da armadura transversal.

Este modelo de cálculo de Viga contínua, são limitados por não considerarem as deformações da contenção, que podem influenciar no valor dos esforços solicitantes. Além disso, não

consideram o efeito da protensão dos tirantes, que também podem alterar os esforços nas estacas.

O método utilizado pelo projetista na obra em estudo foi o de viga contínua e os esforços máximos na estaca estão apresentados na Tabela 3.5. Foram justificados os esforços em seis etapas construtivas, sendo elas:

- 1º etapa: escavação até um metro abaixo da primeira linha de tirante, sendo uma estrutura em balanço;
- 2º etapa: escavação até um metro abaixo da segunda linha de tirante com a colocação de um apoio na posição da primeira linha do tirante;
- 3º, 4º e 5º etapas: a metodologia consiste em colocar o apoio que foi escavado na etapa anterior e escavar um metro abaixo do tirante da próxima etapa;
- 6º etapa: colocação do último apoio e escavação até a implantação.

Os maiores esforços encontrados nesta análise foram responsáveis por determinar a armação da estaca mostradas no item 6.

Tabela 3.5 - Esforços máximos solicitantes na estaca (CONSULGEO, 2015).

Etapas	Momento máximo negativo (kN x m)	Momento máximo positivo (kN x m)	Cortante máximo positivo (kN)	Cortante máximo negativo (kN)
1	-	149	-	88
2	49	75	88	70
3	70	103	115	98
4	107	163	168	148
5	100	155	178	160
6	65	85	145	153

3.5.3 - Inclinômetro da Contenção do Trecho A

O inclinômetro instalado está localizado entre duas contenções laterais do trecho A, correspondentes à subestação e ao tanque de óleo, conforme é mostrado na Figura 3.16. Essas duas estruturas farão parte da contenção do trecho A e serão apoiadas em uma laje, nas elevações 833,2 m e 835,4 m, sendo suas fundações as estacas da própria contenção. As leituras dos inclinômetros foram realizadas no período de 13 de março de 2014 até 30 de setembro de 2015. A partir desta data os instrumentos não apresentaram leitura, uma vez que, até a data

citada anteriormente, a contenção estava apoiada na estrutura. O relatório dessa leitura se encontra no Anexo F.

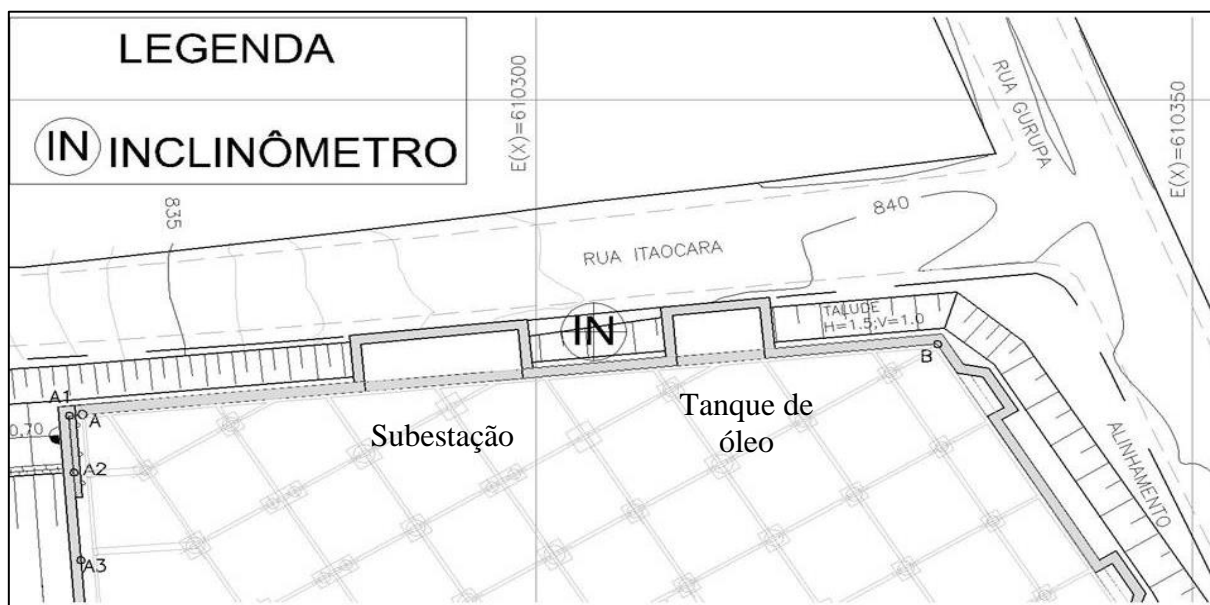


Figura 3.16 - Seção geométrica da contenção do trecho A (LOCALIZA, 2015)

Os deslocamentos máximos da contenção ocorreram no topo da cortina de estaca, correspondendo ao valor de 37,28 mm. No local de instalação dos inclinômetros, a contenção possui 14,1 metros de altura em relação à cota de implantação (823 metros) e cinco metros de ficha. Fazendo a relação da altura de escavação da contenção com o deslocamento máximo encontrado nos inclinômetros o valor obtido foi de 0,26% H . Os deslocamentos da contenção na última etapa construtiva foram todos positivos, o que significa que a cortina está se deslocando para dentro da obra.

A obra possui, além do inclinômetro instalado na contenção do trecho A, mais quatro inclinômetros, sendo dois deles instalados para medir deslocamentos de taludes e os outros dois instalados na contenção dos trechos B e C. Os valores da relação de deslocamento máximo com a altura de escavação das contenções B e C foram de 0,18% H e 0,19% H , respectivamente.

3.5.4 – Quantitativos do Projeto

Ao final do dimensionamento e geração do projeto foi possível definir as quantidades dos elementos construtivos da contenção que podem ser vistos na Tabela 3.6. Estão descritos os elementos principais Estacas escavadas, Viga de coroamento no topo das estacas, viga de travamento dos tirantes, elementos dos tirantes, fechamento em concreto projetado e a drenagem do tipo barbacã para drenagem superficial da face da contenção.

Tabela 3.6 - Quantidades da contenção do trecho A (CONSULGEO, 2015).

DESCRIÇÃO DAS ATIVIDADES	UNIDADE	QUANTIDADE
ESTACAS ESCAVADAS		
Perfuração estacas escavadas a trado mecanizado \varnothing 800 mm	m	625,00
Perfuração estacas escavadas a trado mecanizado \varnothing 400 mm	m	53,00
Concreto Fck = 30,0 Mpa, abatimento mínimo de 15 cm.	m ³	321,00
Aço CA-50, corte, dobra e aplicação	kg	51.108,00
VIGA DE COROAMENTO		
Escavação	m ³	35,00
Concreto Fck = 30,0 Mpa, abatimento mínimo de 15 cm.	m ³	35,00
Aço CA-50, corte, dobra e aplicação	kg	3.378,00
VIGA DE TRAVAMENTO TIRANTES PROVISÓRIOS		
Perfil metálico W360x44,0	kg	21.450,00
Console - Concreto Fck = 30,0 MPa	m ³	10,10
Console - Aço CA-50, corte, dobra e aplicação	kg	2.717,00
TIRANTES		
Perfuração em solo	m	1.577,00
Fornecimento, preparo, instalação e injeção de tirante tipo cordoalha CP190RB para cargas até 35t	m	224,00
Fornecimento, preparo, instalação e injeção de tirante tipo cordoalha CP190RB para cargas até 50t	m	272,00
Fornecimento, preparo, instalação e injeção de tirante tipo cordoalha CP190RB para cargas até 70t	m	512,00
Fornecimento, preparo, instalação e injeção de tirante tipo cordoalha CP190RB para cargas até 80t	m	585,00
Fornecimento e Instalação de sistemas para ancoragem, inclusive protensão	Un.	98
FECHAMENTO ENTRE ESTACAS		
Fornecimento e aplicação de concreto fck => 20,0 MPa.	m ²	741,00
Fornecimento e aplicação de tela L283	kg	5.725,00
DRENAGEM		
Dreno tipo Barbacã em tubo de PVC \varnothing 50mm	Un.	310

3.5.5 – Execução da Obra

A fim de ilustrar o processo executivo da contenção este item vem descrever de forma simplificada as Etapas construtivas da cortina de estacas atirantada.

A obra começou no ano de 2013, inicialmente foi realizado escavações no local, supressão vegetal e criação de acessos para o maquinário das estacas, em alguns pontos para a regularização do acesso foram necessários aterros conforme Figura 3.17. A segunda etapa foi a construção de estacas de 40 cm para fundação do acesso, estabilidade das maquinas.

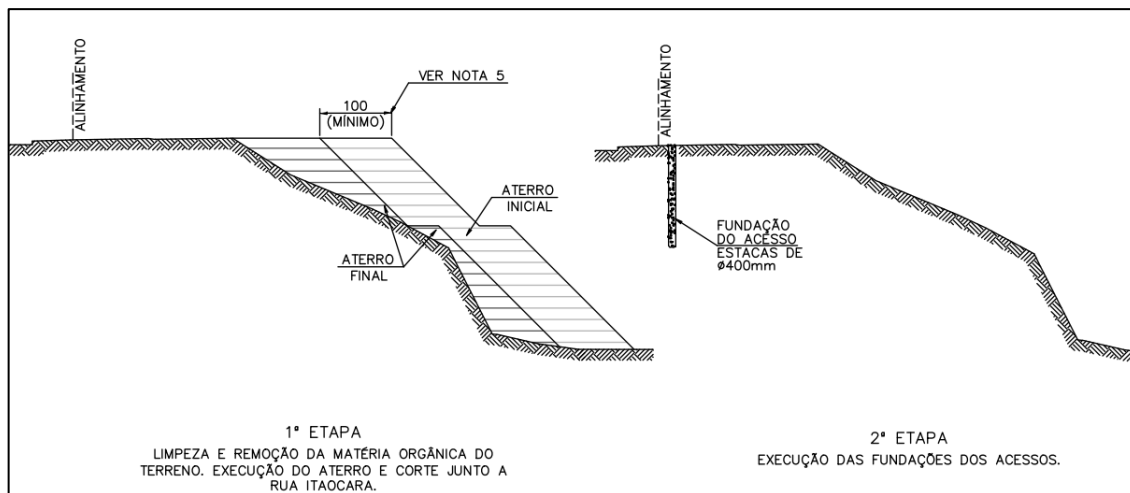


Figura 3.17 - 1º e 2º etapa construtiva da contenção do Trecho A (LOCALIZA, 2015)

Após a realização do acesso a obra começa a construir seu primeiro elemento estrutural da contenção que são as estacas de 80 cm, foi realizado pelo método estaca escavada sem uso de elemento estabilizador da perfuração. Após a execução das estacas foi então construído acima da estaca a viga de coroamento para ligação das estacas. A Figura 3.18 mostra uma seção com as Etapas 3 e 4.

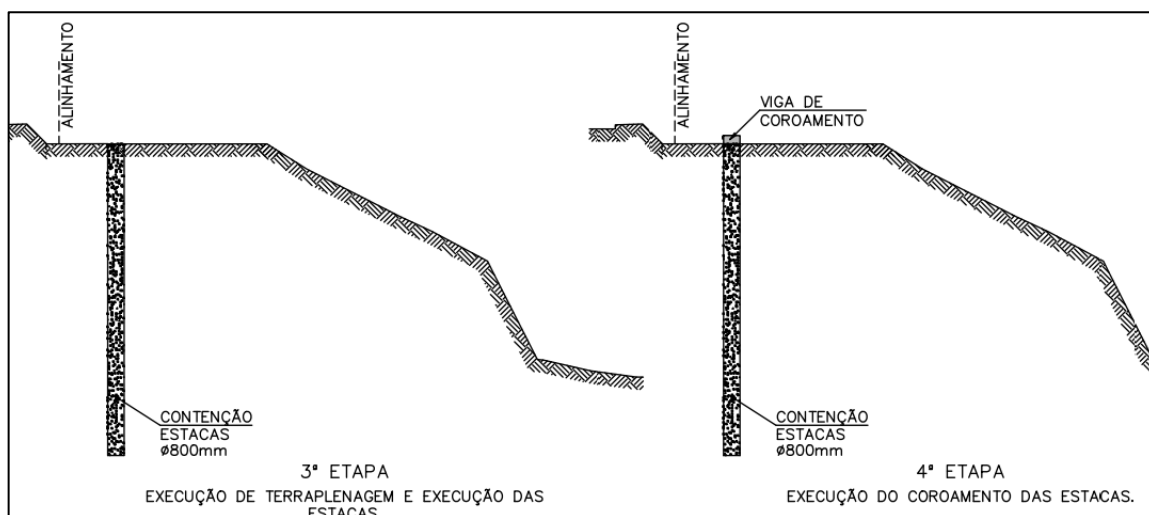


Figura 3.18 - 1º e 2º etapa construtiva da contenção do Trecho A (LOCALIZA, 2015)

Com as estacas já construídas e a viga de coroamento já finalizada começa a escavação até 50 cm abaixo da 1ª Linha de tirantes e em seguida é colocado a viga de travamento dos tirantes, e depois é construído o tirante e se aplica sua carga de protensão conforme projeto. O processo

se repete até a escavação chegar na elevação de implantação do edifício. As Figuras 3.19 e 3.20 mostram as etapas 5 e 6 da escavação e construção dos tirantes.

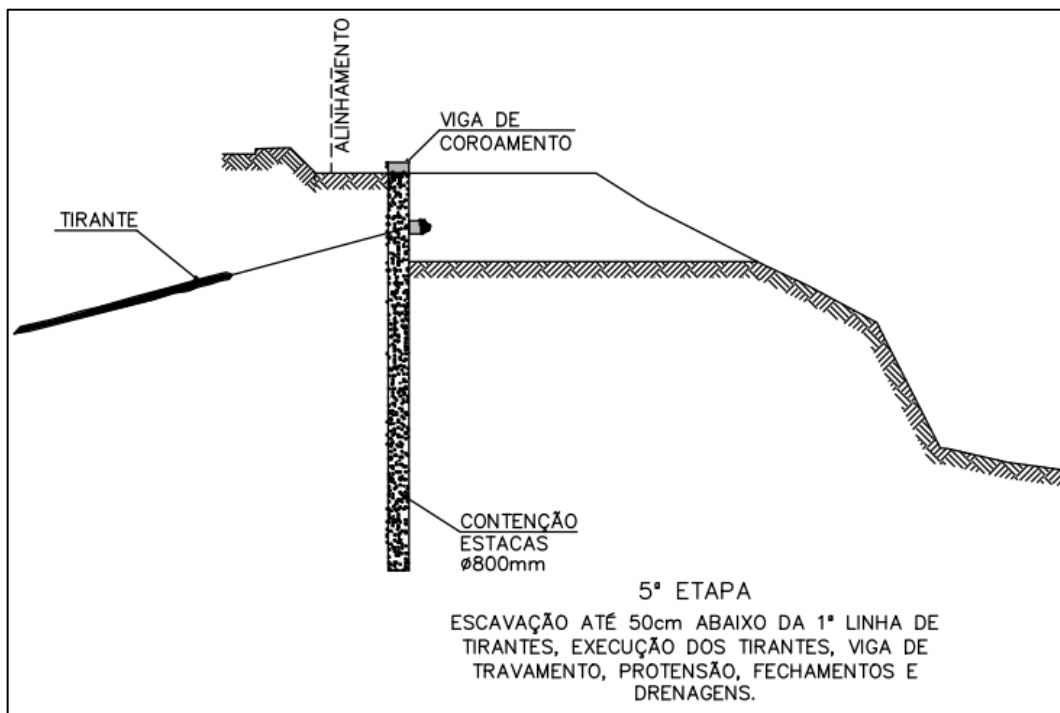


Figura 3.19 - 1º e 2º etapa construtiva da contenção do Trecho A (LOCALIZA, 2015)

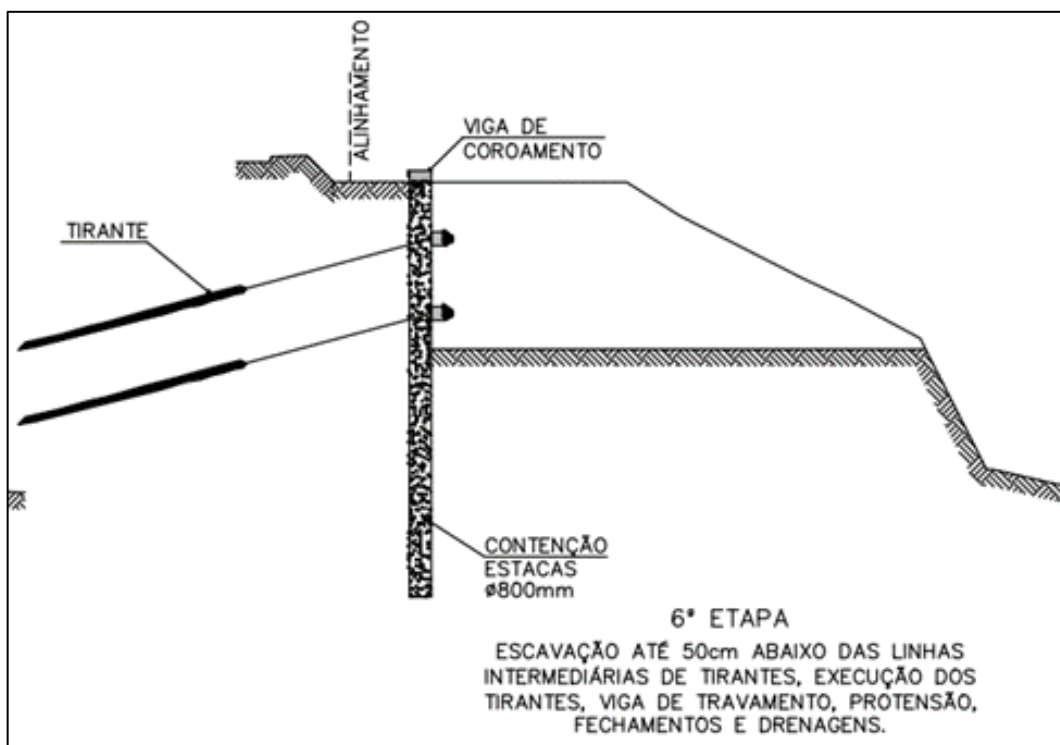


Figura 3.20 - 1º e 2º etapa construtiva da contenção do Trecho A (LOCALIZA, 2015)

Ao final da construção da contenção o edifício irá começar a se elevar e assim a estrutura da contenção foi projetada para suportar as cargas da contenção sem a utilização dos tirantes sendo assim mostrada na Figura 3.21 a travessão das lajes do edifício na cortina de estacas.

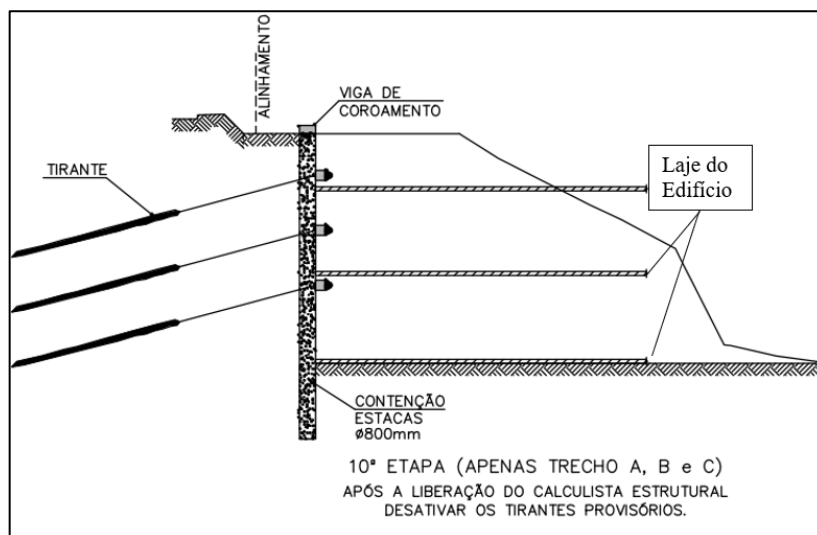


Figura 3.21 - 1º e 2º etapa construtiva da contenção do Trecho A (LOCALIZA, 2015)

Nas Figuras 3.22 a 3.26 são mostradas fotos da obra para melhor visualização das fases construtivas descritas anteriormente. A Figura 3.22 mostra as escavações do acesso com máquina retroescavadeira e caminhões para retirada de terra, foi colocado lona nos taludes para evitar erosões em função de agentes atmosféricos.



Figura 3.22 - Escavações do acesso (LOCALIZA, 2015)

A Figura 3.23 mostra a máquina de perfuração da estaca escavada para fundação do acesso para a construção da contenção. A Figura 3.24 mostra a perfuratriz dos tirantes executando a primeira linha deles.



Figura 3.23 - Execução das Estacas da contenção (LOCALIZA, 2015)



Figura 3.24 - Execução da primeira linha de tirante contenção Máquina perfuratriz dos tirantes (LOCALIZA, 2015)

A Figura 3.25 mostra a colocação da viga de travamento dos tirantes com auxílio de guindaste para a sua fixação. A Figura 3.26 apresenta já finalizado a execução das duas primeiras linhas de tirante e com as cordoalhas da 3º linha já inseridas dentro do solo faltando sua fixação no

paramento da contenção.



Figura 3.25 - Colocação da viga metálica de travamento dos tirantes (LOCALIZA, 2015)



Figura 3.26 - 1º e 2º Linhas de tirantes construída executando a 3º Linha fechamento em concreto projetado.

4 METODOLOGIA

A metodologia empregada neste trabalho foi composta por quatro etapas:

- **Primeira etapa** - Escolha das correlações a serem utilizadas para a determinação dos parâmetros de resistência e compressibilidade, com base nos resultados dos ensaios de campo e de laboratório;
- **Segunda etapa** - Análise estatística dos parâmetros geotécnicos obtidos nos ensaios para determinação da faixa de variação dos parâmetros, bem como a média, o desvio padrão e coeficiente de variância;
- **Terceira etapa** - Identificação da espessura das camadas de solo para definir o modelo geológico-geotécnico, considerando as sondagens mais próximas do trecho analisado (Trecho A), e posterior definição da seção perpendicular à contenção para análise 2D e da vista geológica paralela à contenção para análise 3D;
- **Quarta etapa** - Modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos em uma análise de tensão deformação 2D e 3D, considerando as camadas de solo encontradas na 3.^a etapa e respeitando os parâmetros da 2.^a etapa, para determinar o modelo que representa os deslocamentos horizontais obtidos nos resultados das medidas do inclinômetro da contenção do trecho A.

4.1 DEFINIÇÃO DE PARÂMETRO MECÂNICOS E FÍSICOS DO TERRENO

Os ensaios de campo utilizados neste trabalho para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, permeabilidade e compressibilidade foram o SPT, o DMT, o PMT e o CPTU. Os ensaios de laboratório realizados foram: Ensaios de compressão triaxial e de caracterização, que são limite de Atterberg; e peneiramento sem sedimentação, nas amostras do triaxial. Na Figura 4.1 encontra-se a locação dos ensaios de campo analisados, bem como o local da retirada do bloco para os ensaios de laboratório (círculo preto maior).

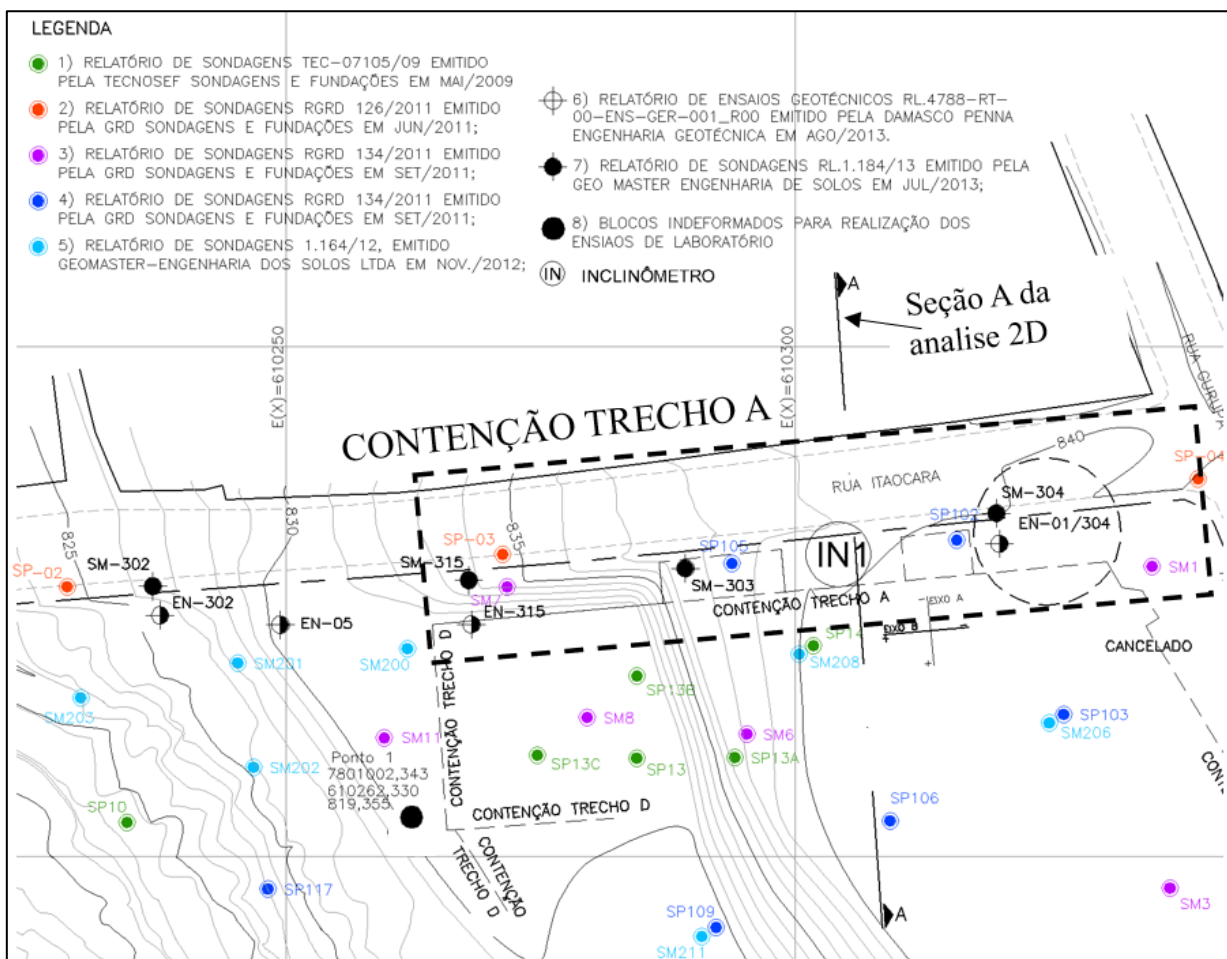


Figura 4.1 - Localização dos ensaios de campo e laboratório (CONSULGEO, 1991)

O presente trabalho utilizou correlações que são comumente empregadas no Brasil, de acordo com Schnaid & Odebrecht (2012), para determinação de parâmetros efetivos e totais de resistência e compressibilidade para uso em modelagem numérica. Os ensaios realizados foram interpretados considerando parâmetros diretos e os indiretos, em função de correlações. A seguir será descrita a maneira com que cada um dos ensaios foi interpretado.

4.1.2 - Ensaios SPT

O ensaio SPT é um dos ensaios mais corriqueiros utilizados em obras de engenharia devido à facilidade de execução e ao baixo custo. Através do NSPT (número de golpes para penetrar os últimos 30 cm do ensaio), obtido diretamente do ensaio, são utilizadas correlações para obtenção de parâmetros como os de resistência e compressibilidade dos solos. Dentre as diversas correlações apresentadas na bibliografia, as utilizadas neste trabalho foram: Décourt (1989), Hatanaka & Uchida (1996), Ohsaki(1962), Teixeira & Godoy, Stroud (1989), Godoy (1983), Ruver & Consolli (2006)

As correlações são de grande utilidade, porém é importante observar as peculiaridades do solo em estudo, uma vez que as correlações abrangem vários tipos de solo e os diferencia somente no aspecto de granulometria, não levando em consideração outros aspectos que influenciam no comportamento dos solos, tais como o tipo de mineral, os formatos dos grãos, a quantidade de argilomineral, a densidade relativa e o histórico de tensões (DUNCAN & WRIGHT, 2005).

O ensaio SPT é aplicado em vários locais do mundo, utilizando diferentes materiais e procedimentos. É sempre importante verificar a eficiência do ensaio, para que o seu resultado possa ser aplicado em correlações.

Para um mesmo local, um mesmo material e uma mesma profundidade, resultados diferentes podem ser obtidos em função dos equipamentos e procedimentos utilizados, os quais influenciam na energia aplicada no ensaio. Um modelo ideal de ensaio SPT ocorre quando não há nenhuma perda de energia no sistema e, nesta situação, o resultado do NSPT é N100. Como não é possível não haver perda de energia no ensaio, bem como padronizar equipamentos e procedimentos para todos os locais onde são realizados este tipo de ensaio, é proposta uma correção do resultado em função da energia do ensaio.

De acordo com Quaresma et al. (2016), os ensaios SPT manuais realizados no Brasil, quando são rigorosamente executados de acordo com a Norma Brasileira NBR 6484:2001, obtém como energia uma média de 72% do valor teórico da energia de queda livre sem perda de energia (modelo ideal). Para se fazer a correção do N72 para um N60 (padrão de energia americano) faz-se simplesmente a divisão da porcentagem de energia do ensaio (72%) pela energia de 60% e aplica-se sobre o valor de N72, como apresentado na equação abaixo:

$$N_{60} = \frac{72\%}{60\%} \times N_{72} \quad (113)$$

A maioria das correlações que utilizam o N_{SPT} adotam a correção com N_{60} ou o $(N_1)_{60}$, sendo este normalizado pela tensão vertical efetiva a uma atmosfera (1 atm.), conforme Equação 14.

$$(N_1)_{60} = N_{60} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (12)$$

n: coeficiente em função do tipo de solo

P_a : Pressão atmosférica

σ'_{v0} : Tensão vertical efetiva em campo durante o ensaio

Neste estudo, o ângulo de atrito interno do solo, o módulo de elasticidade, a resistência não drenada das argilas e o peso específico foram definidos por correlações empíricas. Para as areias foi determinado somente o ângulo de atrito e para as argilas somente a resistência não drenada. Para análise estatística dos parâmetros, considerou-se as seguintes correlações:

a) Ângulo de atrito do solo (Tabela 4.1):

Fórmula	Equação	Referência
$\phi = \sqrt{(N_{SPT} \times 20)} + 15^\circ$	(4.1)	Ohsaki(1962)
$\phi = 20^\circ + \sqrt{(15,4 \times (N_1)_{60})}$	(4.2)	Hatanaka & Uchida (1996) <i>apud</i> Schnaid & Odebrecht (2012)
$\phi = 28 + 0,4 \times N_{72}$	(4.3)	Godoy (1983)

Décourt (1989) apresenta um ábaco que, neste trabalho, através do Excel, foi transformado em equação. Determinou-se então o ângulo de atrito por meio da Equação 15. Os valores da equação e do ábaco foram comparados, conforme Figura 4.2, que mostra uma aproximação bastante coerente entre os valores.

$$\phi \sim 6,5805 \times \ln(N_{60}) + 17,553 \quad (15)$$

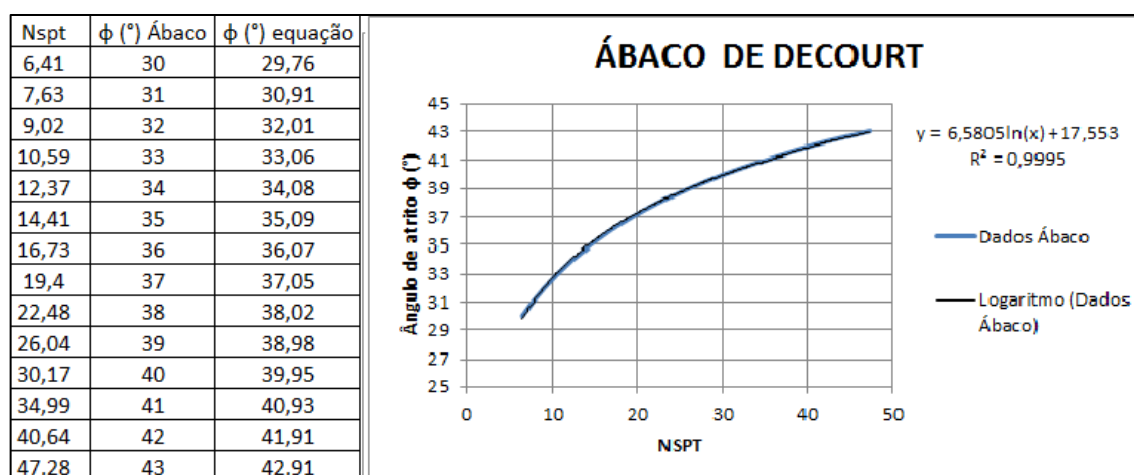


Figura 4.2 - Ábaco para determinar o ângulo de atrito a partir do N SPT (modificado de DÉCOURT, 1991)

b) Resistência não drenada das argilas (Tabela 4.2):

Tabela 4.2 - Formulação dos parâmetros de Su (resistência não drenada das argilas) do ensaio SPT

Fórmula	Equação	Referência
$S_u = 4 \times N_{60}$	(4.4)	Stroud (1989) <i>apud</i> Schnaid & Odebrecht (2012)
$S_u = 12,5 \times N_{72}$	(4.5)	Décourt (1989)
$S_u = 10 \times N_{72}$	(4.6)	Teixeira e Godoy (1996)

c) Módulo de Elasticidade:

Décourt (1989) apresentou a Equação 16:

$$E = 30 \times N_{72} \quad (16)$$

Ruver & Consolli (2006) *apud* Schnaid & Odebrecht (2012) apresentaram a relação entre $N_{SPT,60}$ e o módulo de elasticidade (E), conforme Equação 15. As Equações 17 e 18 representam os limites superior e inferior de 99% de probabilidade de ocorrência dos valores de E.

$$E = 2,01 \times N_{60} \quad (17)$$

$$E = 2,01 \times N_{60} + 0,611 \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,79N_{SPT,60} + 184,63} \quad (\text{Mpa}) \text{ limite superior} \quad (18)$$

$$E = 2,01 \times N_{60} - 0,611 \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,79N_{SPT,60} + 184,63} \quad (\text{Mpa}) \text{ limite inferior} \quad (19)$$

A Equação 20 apresenta as correlações para areia siltosa de Bowles (1997).

$$E = 300 \times N_{55} + 6 \quad (20)$$

Para cada N SPT, através das correlações descritas acima, encontra-se os parâmetros de resistência e compressibilidade. Com esses valores é possível calcular o valor médio dos parâmetros analisados para cada camada, os valores máximos e mínimos e o desvio padrão, o que será descrito a seguir.

4.1.3 - Ensaio DMT

O princípio de funcionamento do Dilatômetro de Marchetti (DMT) consiste em aplicar pressão ao solo através de uma membrana metálica de 6,0 cm de diâmetro. A localização dos cinco ensaios DMT realizados pode ser vista na Figura 4.1. Os ensaios foram realizados seguindo os critérios das normas ASTM D6635-01 (ASTM, 2001) e da Eurocode 7 (1997).

Os resultados fornecidos por este ensaio são: índice do material (Id), que permite a identificação do comportamento granulométrico do solo (argilas, siltes, areias); o módulo dilatométrico (Ed), que permite a quantificação da compressibilidade do solo; e o índice de tensão horizontal (Kd), que permite a avaliação do histórico de tensões já aplicadas ao solo.

O módulo dilatométrico está relacionado com o módulo de elasticidade, determinado em ensaios triaxiais, como a tangente no trecho inicial da curva “tensão versus deformação” ou, também, como secante a 25% da resistência máxima “E25”.

Para determinar os outros parâmetros foram utilizadas as correlações estabelecidas por Marchetti (1980) e Jamiolkowski (1985). A Tabela 4.3 apresenta as formulações para obter o coeficiente de empuxo no repouso (K0), a razão de pré-adensamento (OCR), o módulo de elasticidade, o ângulo de atrito efetivo para solos granulares e o intercepto de coesão dos solos finos em condições não drenadas.

Tabela 4.3 - Formulação dos Parâmetros indiretos do ensaio DMT (JAMIOLKOWSKY, 1985; MARCHETTI, 1980)

Propriedade	Formula	Formulação	Referência
K0 (argila)	$K_0 = \left(\frac{Kd}{1,5}\right)^{0,47} - 0,60$	Semi-empírica	Jamiolkowski et al. (1985) e Marchetti (1980)
ϕ' (areia)	$\phi' = (28^\circ) + (14,6 \times \text{Log } Kd) - (2,1^\circ \times \log^2 Kd)$	Teórica	Jamiolkowski et al. (1985) e Marchetti (1980)
Su (argila)	$S_u = 0,22 \times \sigma'_{vo} \times (0,5 \times Kd)^{1,25}$	Empírica	Marchetti (1980)
OCR	$OCR = (0,50 \times Kd)^{1,56}$	Empírica	Marchetti (1980)
E25 (areia NA)	$E_{25} = Ed$	Semi-empírica	Jamiolkowski et al. (1985)
E25 (areia AS)	$E_{25} = 3,5 \times Ed$	Semi-empírica	Jamiolkowski et al. (1985)
Ei (argila)	$E_i = 10 \times Ed$	Semi-empírica	Marchetti (1980)
Ei (areia NA)	$E_i = 2 \times Ed$	Semi-empírica	Jamiolkowski et al. (1985)

4.1.4 - Ensaios PMT

O ensaio pressiométrico fornece a leitura das deformações referentes a variação de volume de uma sonda pressiométrica aplicada no solo e é capaz de fornecer o comportamento do gráfico, "tensão versus deformação do local ensaiado". Foram realizados cinco ensaios segundo a norma ASTM D4719-07 (ASTM, 2007). A localização dos furos do ensaio foi apresentada na Figura 4.1. O tipo de pressiômetro utilizado foi o Ménard, feito em um pré furo de sondagem.

Os parâmetros obtidos neste ensaio se fundamentam na teoria de expansão de cavidades, que consiste na aplicação de carregamento isotrópico em uma cavidade cilíndrica onde as deformações são puramente radiais. Assim, se estabelece um estado plano de deformação com deslocamentos nulos na direção vertical capaz de relacionar tensão e deformação dos solos.

Os resultados do ensaio são o módulo pressiométrico (E_m), que permite a quantificação da compressibilidade do solo, e o módulo de carga e descarga (M_{cd}), que permite a quantificação da fluidez do carregamento. Para determinar os outros parâmetros, são utilizadas correlações empíricas definidas nas Equações 19 a 22. Segundo Baguelin *et al.* (1978) *apud* Fontaine (2004), recomenda-se para o cálculo do módulo de cisalhamento a Equação 21.

$$G_{pr} = (V_c + V_m) \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad (21)$$

V_c : volume inicial da célula de medida conforme a Equação 20.

$$V_m = \frac{V_o + V_f}{2} \quad (22)$$

V_o : volume da célula de medida no início do trecho reto da curva pressiométrica.

V_f : volume da célula ao final do trecho reto da curva pressiométrica.

G_{pr} : módulo de cisalhamento obtido do ensaio pressiométrico.

$\Delta p/\Delta V$: inclinação da parte retilínea da curva pressiométrica.

Assim, o módulo de elasticidade pode ser determinado usando a equação da teoria da elasticidade, conforme Equação 23.

$$E = 2G (1 + \nu) \quad (23)$$

A resistência não drenada (S_u) pode ser obtida usando a expressão proposta por Briaud (1992) *apud* Fontaine (2004), conforme a Equação 24:

$$\frac{S_u}{P_a} = 0,21 \left(\frac{Pl^*}{P_a} \right)^{0,75} \quad (24)$$

Sendo que:

P_a = Pressão atmosférica

Pl^* = Resistência do solo, determinada pela pressão limite do ensaio menos tensão total horizontal em repouso.

A Figura 4.3 apresenta uma correlação empírica, proposta por Briaud (1992) apud Fontaine (2004), em que com o valor de PL* é possível obter o valor de ϕ .

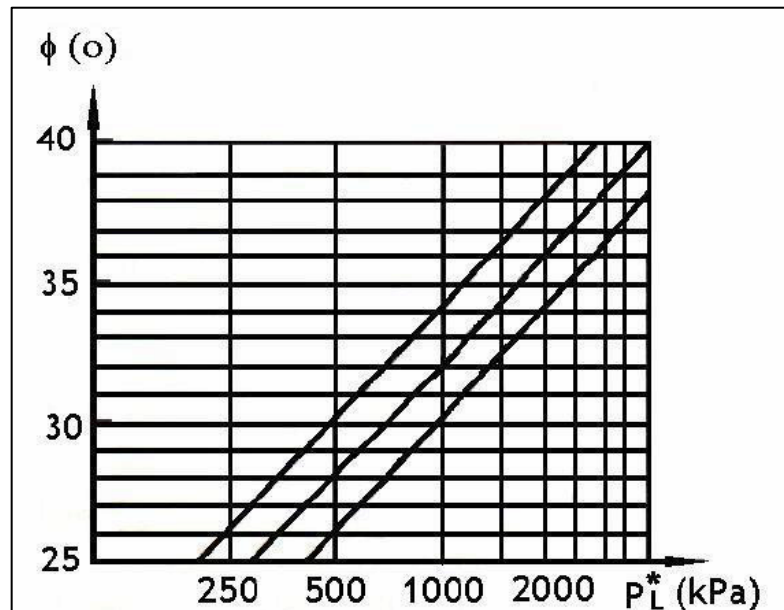


Figura 4.3 - Correlação entre PL* e ϕ (FONTAINE *et al.*, 2004; BAGUELIN *et al.*, 1978)

4.1.5 - Ensaios CPTu

O ensaio compreende a penetração de um cone de aço de 10 cm² de área de ponta. O cone é forçado de maneira estática no terreno a uma velocidade de penetração constante de 2 cm/s. Leituras simultâneas são feitas a cada centímetro e sendo normatizado pela ASTM D-5778-95 (ASTM, 1995) e pela NBR 12069/91 (ABNT, 1991).

Os resultados deste ensaio são resistência de ponta “qc”, resistência ao atrito lateral “fs” e poropressão (Pa). Com base nas correlações estabelecidas por Robertson & Cabal (2010) e Robertson (2009), foram obtidos os parâmetros ângulo de atrito efetivo (Φ'), resistência não drenada (Su), módulo de elasticidade (E) e coeficiente de empuxo em repouso (K0). As correlações utilizadas para a determinação desses parâmetros são mostradas nas Equações 25 a 31.

N spt equivalente:

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{P_a}\right) \times \frac{1}{10^{1,1268 - 0,2817 \times I_c}} \quad (25)$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \times \frac{1}{10^{1,1268 - 0,2817 \times I_c}} \quad (26)$$

Módulo de Elasticidade (Es):

$$Es = (q_t - \sigma_v) \times 0,015 \times 10^{0,55 \times Ic + 1,68} \quad (\text{MPa}) \quad (27)$$

Ângulo de atrito efetivo Φ' (°):

$$\phi = 17,60 + 11 \times \text{Log}(Q_{tn}) \quad (28)$$

Coefficiente de empuxo em repouso (K_0):

$$K_0 = 0,1 \times \left(\frac{q_t - \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (29)$$

Resistencia não drenada (S_u):

$$N_{kt} = 10,50 + 7 \times \text{Log}(F_t) \quad (30)$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}} \quad (31)$$

4.2 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Os parâmetros geotécnicos analisados estatisticamente foram: a) o módulo de elasticidade (módulo de Young) e coeficiente de Poisson; b) resistência não drenada (S_u), no caso dos solos finos e ângulo de atrito interno efetivo, no caso dos solos arenosos; c) razão de pré-adensamento (OCR); e d) o coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

Foram selecionados os resultados dos ensaios da região da contenção do trecho A para a definição dos parâmetros geotécnicos. Para cada metro de solo, em que foram realizados os ensaios mencionados anteriormente, foram definidos os parâmetros geotécnicos utilizando as correlações descritas. Para cada ensaio foi definida a espessura das camadas para a determinação dos valores máximo, mínimo, média e desvio padrão de cada parâmetro.

A faixa de variação dos parâmetros adotada foi de 2σ (desvio padrão), abordando assim 95,44% dos dados, considerando que o material tenha seus dados representados por uma curva de distribuição normal. Os valores distantes de 2σ foram retirados, em função de que eles podem ser devidos a alguns problemas locais (presença de pedregulho ou solo orgânico) que originam valores altos ou baixos, não representativos na estrutura global do solo. A Figura 4.4 mostra o gráfico de distribuição normal, sendo μ a média.

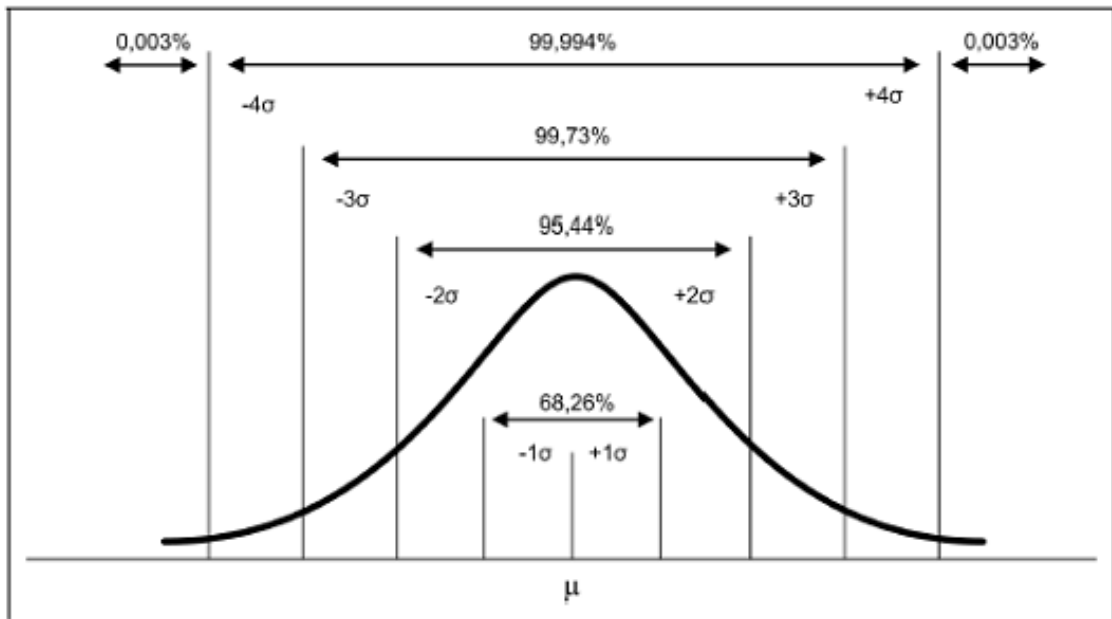


Figura 4.4 - Curva de distribuição normal

O coeficiente de variação dos parâmetros é um bom indicativo para verificação da qualidade dos ensaios. A Tabela 4.4 apresenta coeficientes de variação encontrados na literatura para comparar com os resultados encontrados nos ensaios de campo do trabalho.

Tabela 4.4 - Coeficiente de variação dos parâmetros encontrados na literatura

Parâmetro	Faixa do Coeficiente de Variação (%)	Fonte
Ângulo de Atrito Efetivo	05 a 15	Lee <i>et al.</i> (1983), USACE (2006)
Coesão (argila)	20 a 80	Assis <i>et al.</i> (2004)
Coesão Não Drenada (argila)	20 a 50	Lee <i>et al.</i> (1983), Harr (1987)
Módulo de Elasticidade	02 a 42	Lee <i>et al.</i> (1983)
Peso Específico	01 a 10	Lee <i>et al.</i> (1983), Harr (1987)
Resistência à Tração	15 a 29	Harr (1987)

4.3 DEFINIÇÃO DO MODELO GEOTÉCNICO UTILIZADO

As espessuras das camadas foram definidas a partir das sondagens próximas à contenção do trecho A. Buscou-se analisar a influência da definição destas espessuras na análise de tensão *versus* deformação (2D e 3D).

Como o ensaio SPT foi o mais utilizado na obra e por ter grande relevância na definição das camadas em função da retirada de amostra e sua avaliação, somente este ensaio foi utilizado para definição das camadas e suas espessuras.

4.3.1 - Definição das camadas e suas espessuras para análise 2D

Após analisar todos os 30 ensaios do tipo SPT localizados próximos ao trecho estudado, constatou-se que quatro tipos de solo representam o perfil do solo contido pela contenção. Para definir a espessura dessas quatro camadas, que variam em cada ensaio, foi realizada uma seção perpendicular à contenção, na posição do inclinômetro, para análise 2D e outra no eixo da contenção para análise 3D.

A metodologia utilizada para definir as espessuras das camadas consistiu em traçar uma seção geotécnica a partir dos furos de sondagens mais próximos da seção escolhida. A Figura 4.5 mostra uma seção geotécnica a fim de exemplificar esta metodologia.

Na modelagem numérica foi traçada a seção escolhida para análise na posição do inclinômetro, perpendicular à contenção. Isto foi feito de modo a comparar os deslocamentos medidos pela instrumentação com os obtidos na modelagem numérica.

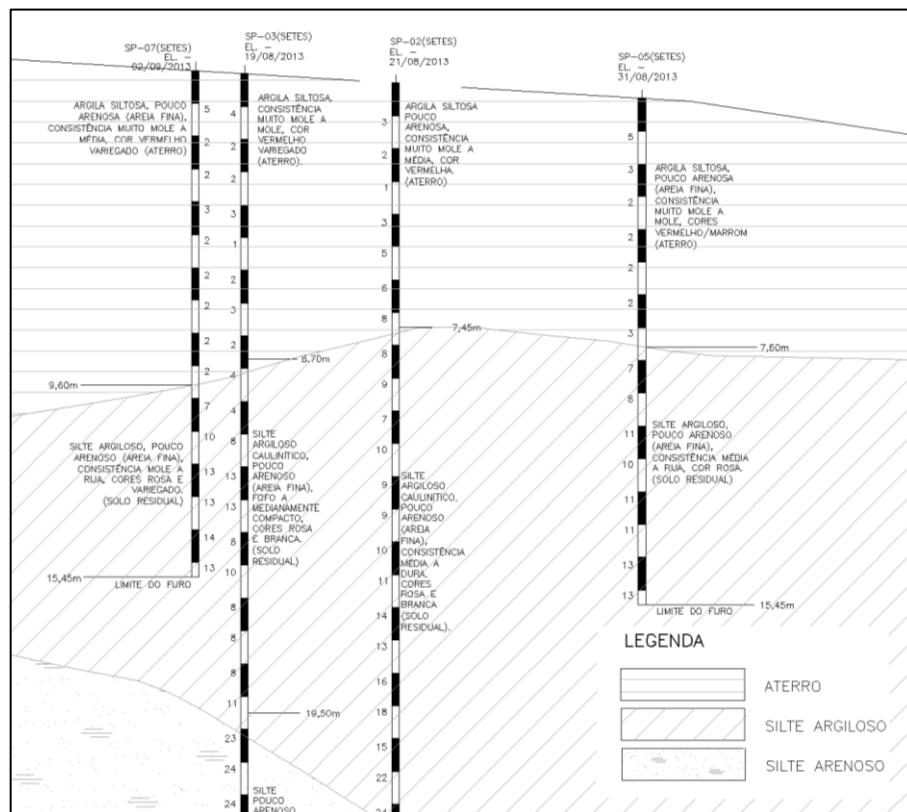


Figura 4.5 - Exemplo de definição de perfil geotécnico para análise (CONSULGEO, 2015).

4.3.2 - Espessura das camadas para análise 3D

Para a análise 3D foi utilizada uma vista geotécnica para a determinação das camadas. A partir dela foram traçadas as camadas de solo ao longo da contenção. O intuito desta análise foi avaliar os parâmetros necessários para representar os deslocamentos dos inclinômetros.

O modelo obtido é limitado em função da modelagem numérica possuir limitações de importação de geometrias, sendo a geometria dessa vista extrudada. Extrusão é a geração de uma geometria de plano 2D em um objeto 3D, com o acréscimo de um comprimento para gerar o modelo 3D da contenção.

4.4 MODELAGEM UTILIZANDO O MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

O *software* utilizado para a modelagem numérica 3D foi o RS3 (versão 1.0) e para a modelagem 2D utilizou-se o Phase (versão 8.0), ambos elaborados pela Rocscience. Os programas utilizam o método dos elementos finitos, sendo disponíveis os seguintes critérios de ruptura: Mohr-Coulomb, Generalized Hoek-Brown, Cam Clay e modelos de força Drucker-Prager. Os modelos elásticos disponíveis são: isotrópico, transversalmente isotrópico, ortotrópico, e Duncan Chang (hiperbólica) (ROCSCIENCE, 2012).

O modelo utilizado neste trabalho, conforme citado anteriormente, compreende a análise linear elástica perfeitamente plástica (modelo isotrópico), utilizando as leis constitutivas de Mohr-Coulomb. O *software* utilizado na modelagem 2D realiza análises planas de deformação e análises axissimétricas de tensão deformação em estruturas de solo, sendo possível a definição dos elementos estruturais da contenção na modelagem, assim como dos elementos de suporte. As análises neste programa são realizadas por metro linear e são de planos de deformação.

Uma melhor eficiência da análise numérica depende da experiência do usuário na utilização do programa, além de conhecimentos geotécnicos, seleção da malha de elementos finitos, condições de contorno pertinentes com a modelagem, seleção dos parâmetros de entrada e análise crítica dos resultados (MENDES, 2010).

4.4.1 - Análise Numérica 2D

A modelagem da cortina de estacas atirantadas prevê a utilização de um modelo 3D, porém foi elaborada uma estrutura de contenção equivalente para análise 2D. Essa estrutura refere-se à divisão dos parâmetros da contenção e dos tirantes pelo seu respectivo espaçamento

longitudinal, conforme as Equações 30 e 31. Assim, embora seja possível aproximar o comportamento da parede de estacas e dos tirantes em um modelo 2D, deve-se fazer muitas aproximações dos elementos que estão envolvidos com a modelagem de ambas as estacas e tirantes de contenção. Isto se justifica porque estes elementos estruturais não são contínuos em relação à seção (MENDES, 2010).

$$M' = M/L \quad (32)$$

$$A' = A/L \quad (33)$$

Onde:

M' = momento de inércia equivalente

A' = área equivalente (não se aplica para a ficha)

E = módulo de elasticidade;

A = área da seção solicitada;

M = momento de inércia da seção solicitada;

L = distância entre as estruturas.

O programa necessita a colocação de somente um material (concreto, aço, geogrelha etc) como elemento de suporte. No caso da estaca, tem-se uma estrutura de concreto armado composta por aço e concreto. Então foi calculada uma área de aço equivalente para que o único material representado seja o concreto. Para isso, é feita um cálculo substituindo aço por concreto, como pode ser mostrado nas equações 34 a 36.

$$E_{eq.} = E_{aço.} / E_{conc.} \quad (34)$$

$$A = A_{aço} \times E_{eq.} + A_{conc.} \quad (35)$$

$$M = M_{aço} \times E_{eq.} + M_{conc.} \quad (36)$$

$E_{eq.}$ = Razão entre o módulo de elasticidade de dois materiais distintos;

$E_{aço.}$ = módulo de elasticidade do aço;

$E_{conc.}$ = módulo de elasticidade do concreto;

A = área;

$A_{aço.}$ = área da seção solicitada de aço;

$A_{conc.}$ = área da seção solicitada de concreto;

M = momento de inércia;

M aço. = momento de inércia da seção solicitada do aço;

M conc. = momento de inércia da seção solicitada do concreto.

Os parâmetros da estaca utilizados para a modelagem numérica são mostrados na Tabela 4.5. O módulo de elasticidade do concreto e do aço foram determinados de acordo com a norma NBR 6118/2014 (ABNT, 2014).

Tabela 4.5 - Parâmetros do elemento estrutural da estaca utilizados na modelagem numérica

Propriedades	Concreto	Aço	Elemento equivalente totalmente de concreto	Elemento dividido por 2,5 m
Área (m ²)	0,38	0,0032	0,406	0,203
Momento de inercia (m ⁴)	0,012	0,0005	0,016	0,006
Modulo de elasticidade secante (MPa)	26072	210000	26072	26072
E eq secante (MPa)	8,055			

O elemento utilizado na simulação numérica, é o de viga, sendo constituído por uma série de de "elementos de viga" que correspondem às arestas dos elementos finitos. Para um elemento do tipo viga as formulações para o cálculo da resistência dos materiais são as de Timoshenko (1921). Essas formulações foram utilizadas e geraram no modelo os efeitos da deformação devido ao cisalhamento transversal na estrutura.

Para a modelagem dos tirantes foram necessários os dados presentes nas Tabelas 4.6 e 4.7. As definições desses parâmetros foram feitas em função da especificação de projeto e dos ensaios de recebimento. Estes ensaios foram utilizados para a determinação da rigidez do bulbo de ancoragem, que é feita de acordo com o método proposto por Bustamante (1985), conforme foram apresentados previamente

Tabela 4.6 - Parâmetros dos tirantes T1003 e T1016

Propriedades	T1003	T1016
Diâmetro das cordoalhas (mm)	22	25
Módulo de elasticidade da cordoalha (kPa)	202000000	202000000
Resistência a tração (kN)	350	500
Resistência residual a tração	0	0
Espaçamento horizontal entre tirantes (m)	2,5	2,5
Rigidez do bulbo ao cisalhamento (kN/m/m)	6060	7732
Resistência do bulbo de ancoragem (kN/m)	62	99
Diâmetro do furo (mm)	100	125
Comprimento do bulbo (m)	7	7
Pré-tensão força (kN)	320	450

Tabela 4.7 - Parâmetros dos tirantes T1040, T1066 e T1090

Propriedades	T1040	T1066 e T1090
Diâmetro das cordoalhas (mm)	30	32
Módulo de elasticidade da cordoalha (kPa)	202000000	202000000
Resistência a tração (kN)	700	800
Resistência residual a tração	0	0
Espaçamento horizontal entre tirantes (m)	2,5	2,5
Rigidez do bulbo ao cisalhamento (kN/m/m)	13487	23116
Resistência do bulbo de ancoragem (kN/m)	132	154
Diâmetro do furo (mm)	150	150
Comprimento do bulbo (m)	8	8
Pré-tensão força (kN)	630	720

A geometria dos tirantes (comprimento total e inclinação) foi inserida na modelagem numérica e seus valores são mostrados na Figura 4.6.

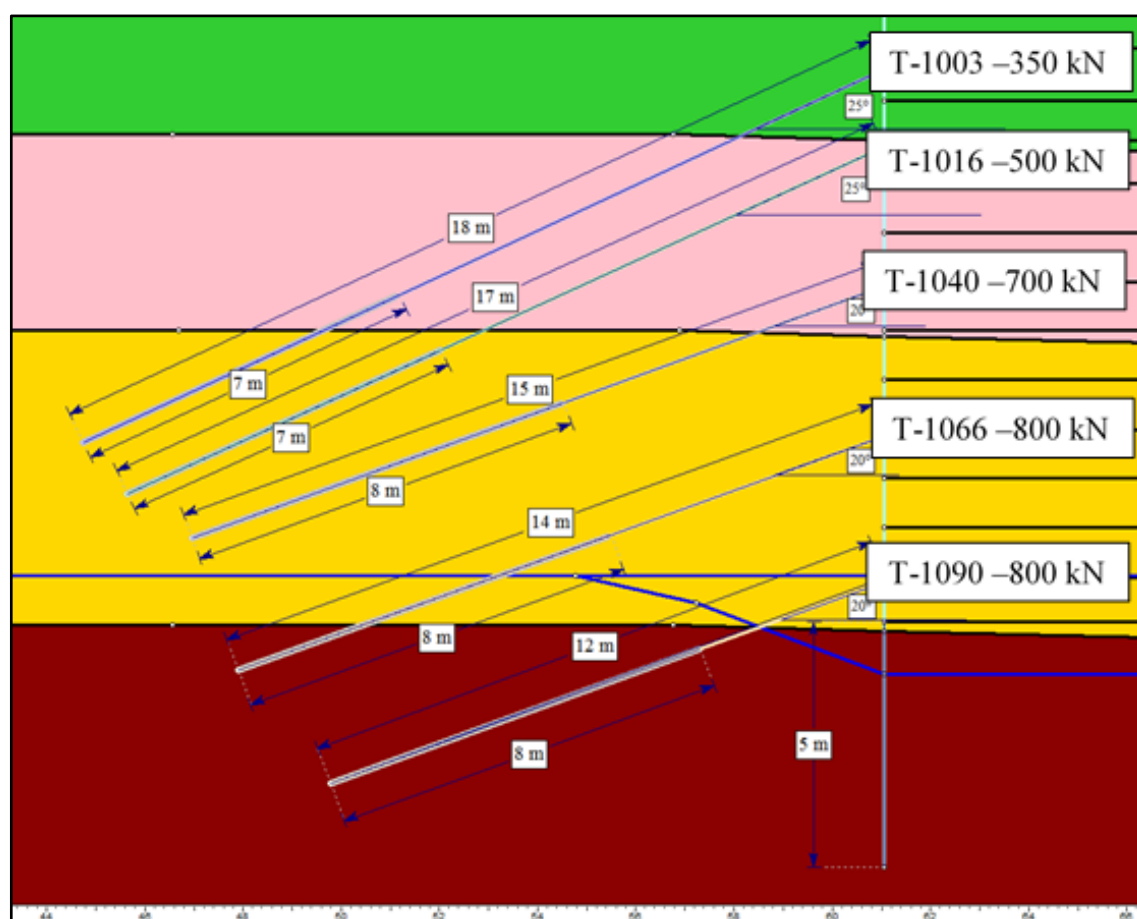


Figura 4.6 - Detalhe dos tirantes da modelagem numérica do Phase2.

A modelagem numérica 2D não considera a viga dos tirantes, pois a viga dos tirantes está localizada no mesmo local da estaca, não sendo possível inserir elementos estruturais sobrepostos nessa região, foram consideradas somente as propriedades das estacas.

Uma das configurações do modelo que diverge da situação real é a simulação que os tirantes irão descarregar sua carga de protensão diretamente nas estacas. Isto é uma simplificação de uma condição que seria tridimensional para uma representação bidimensional.

Os parâmetros geométricos da estaca, conforme mostrados na Tabela 4.5, foram ajustados pelo espaçamento entre estacas, que é de 2,5 m, de modo a transformar uma contenção descontínua em contínua por faixa de 1 metro. Este artifício é utilizado para transformar a contenção 3D em um modelo 2D, que possa ter um comportamento mais próximo do modelo tridimensional. A modelagem também considerou uma sobrecarga de 20 kN/m², acima da contenção, para simular os possíveis esforços da rua e das casas acima da contenção. O valor é sugerido pela norma NBR 11682/2009 (ABNT, 2009) como valor mínimo a se considerar como carga acidental.

No modelo 2D, o critério de ruptura ao cisalhamento adotado para o solo foi o de Mohr-Coulomb, o protótipo constitutivo e utilizado nos solos foi o elástico perfeitamente plástico e os parâmetros de resistência utilizados estavam dentro da faixa de variação obtidos das análises realizadas. É válido ressaltar que quando o material atingir o critério de ruptura, ocorre a plastificação do solo.

Foram feitas quatro variações dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, sendo que na primeira análise foi considerado os parâmetros médios encontrados nos ensaios. Foi definido pelo autor qual a correlação a ser utilizada para cada parâmetro de forma independente, não foi utilizada uma média global de todas as correlações e ensaios, pois assim não se mistura interpretações diferentes dos mesmos materiais. Posteriormente, foram avaliados os limites superior e inferior. Estas primeiras análises foram necessárias para verificar como os parâmetros influenciavam os deslocamentos horizontais e esforços na contenção.

Estas primeiras análises tiveram como objetivo entender o comportamento da estrutura em função dos parâmetros dos materiais que são contidos pela contenção. Os resultados obtidos nessas análises foram os deslocamentos horizontais, os esforços na contenção e a zona de plastificação. Estes resultados auxiliaram a criação da análise numérica (retroanálise), utilizando os parâmetros que o autor considerou que representassem a modelagem numérica da contenção na última análise 2D.

A identificação da zona de plastificação ou zona de ruptura do solo nas análises foi importante para definir os parâmetros, pois a obra foi construída sem nenhum incidente de ruptura de elementos estruturais (estacas, tirantes e concreto projetado). Sendo assim, considerou-se que

essas regiões na modelagem numérica não podem envolver totalmente os elementos estruturais. Esse critério criado em função de não ter ocorrido relatos de ruptura de estacas e perda de carga de tirantes durante o período de monitoramento.

O parâmetro de coesão do solo é uma incógnita extremamente difícil de ser definida em ensaios de campo. O projeto teve poucos ensaios de laboratório e o ensaio triaxial realizado é do tipo CU (consolidado não drenado). Isso dificultou ainda mais a determinação da coesão, pois o material em todas as fases da obra estava em condições drenadas e não saturadas, sendo assim o resultado obtido no ensaio pode não representar a coesão dos materiais em função de sucção ou até mesmo uma coesão verdadeira estrutural do material.

Nas análises foram definidos interceptos de coesão estimados em função das primeiras análises, para que não ocorressem rupturas no talude acima da contenção e ao longo da estaca. Isso poderia representar rupturas localizadas do tipo casca que não foram observadas em campo.

Por fim, foi feita a retroanálise de forma a representar a coerência dos deslocamentos horizontais obtidos nas leituras dos inclinômetros. Os parâmetros das camadas de solo encontrados nessa análise numérica serão os mesmos utilizados na modelagem 3D.

4.4.3 - Análise numérica em 3D

A análise numérica em uma modelagem 3D foi realizada pelo programa RS3 da empresa Rocscience. Inicialmente, pretendia-se modelar totalmente o trecho A, porém, em função da sua extensão e do número de elementos de modelagem, que são as camadas de solo, vigas dos tirantes, estacas e etapas construtivas, não foi possível gerar a malha no programa. Foi realizada então uma simplificação, determinando uma área na qual a influência da zona de contorno ficava o mais distante possível da seção analisada 2D que possui a mesma posição do inclinômetro, de modo que fosse viável gerar a malha. A Figura 4.7 mostra o trecho analisado e a posição do inclinômetro na região analisada.

Os parâmetros dos materiais utilizados foram os mesmos encontrados na retroanálise da modelagem 2D. Esses resultados foram comparados para entender a diferença de uma modelagem 2D e 3D de uma contenção a qual os elementos estruturais são descontínuos (estacas e tirantes espaçados a cada 2,5 m).

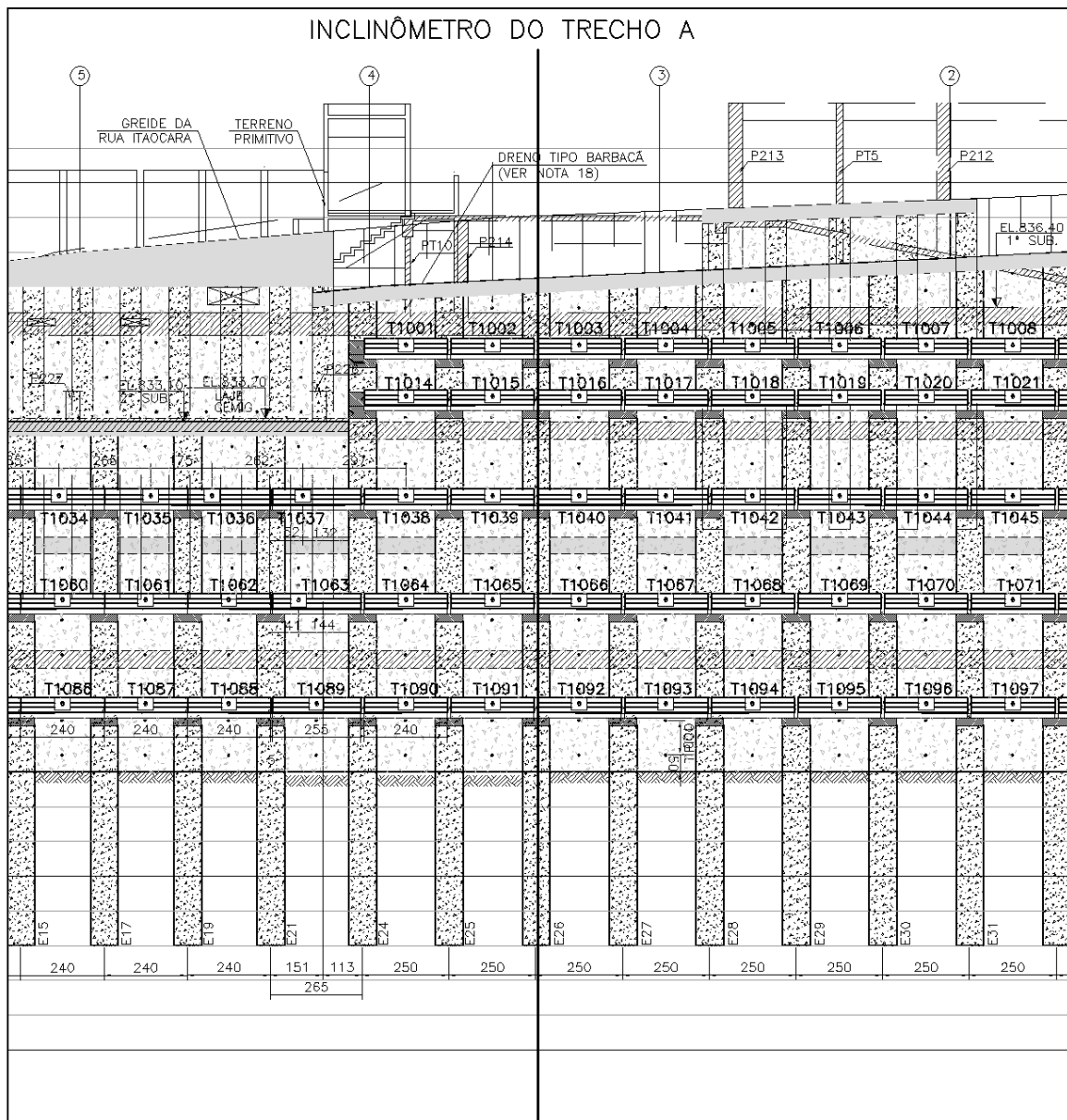


Figura 4.7 - Região da contenção do trecho A analisada na modelagem 3D (CONSULGEO, 2015).

A modelagem não considerou as escavações dos locais de construção do tanque de óleo e de uma subestação da Cemig. Estas estruturas farão parte da contenção do trecho A e serão apoiados em uma laje, nas elevações 833,2 m e 835,4 m, respectivamente, sendo suas fundações as estacas da própria contenção. Essas estruturas não possuirão tirantes e serão feitas de estaca escavada de 60 cm de diâmetro, tendo um balanço com cerca de 4 m. Durante o período de monitoramento, nenhuma das duas estruturas haviam sido instaladas, porém, já estavam escavadas. A Figura 4.8 mostra em planta às duas estruturas.

Além do que foi citado, o outro motivo da não consideração dessas escavações é a impossibilidade de inserir as contenções dessas estruturas no programa RS3, pois o programa

utiliza uma seção 2D para gerar seu modelo 3D, não sendo possível alterar a geometria ao longo da seção.

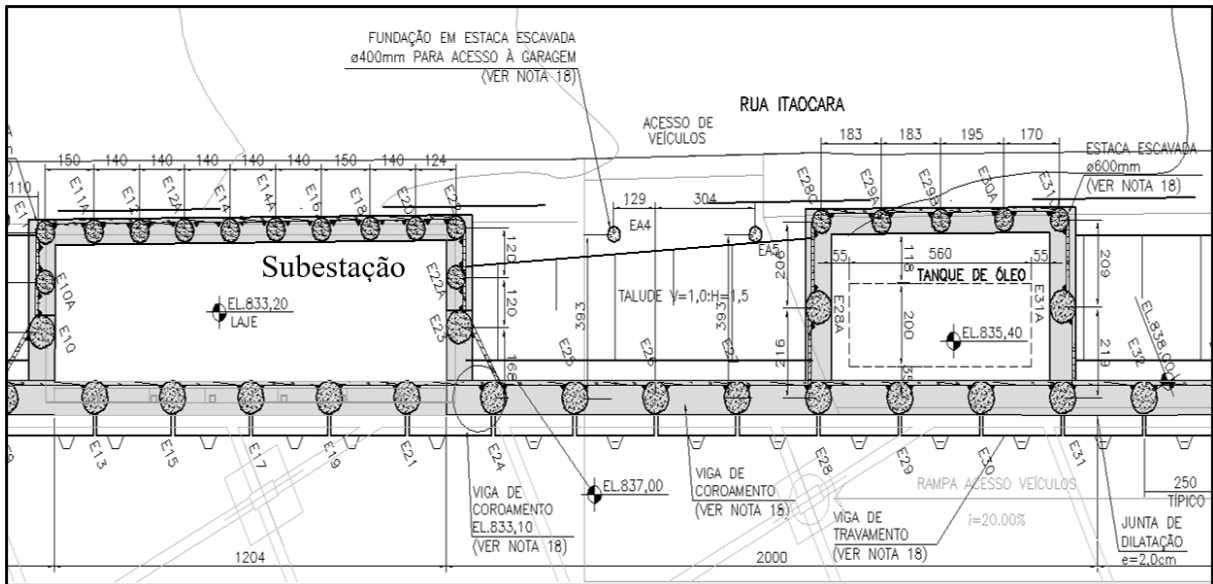


Figura 4.8 - Planta da contenção do trecho A onde se localiza o tanque de óleo e subestação (CONSULGEO, 2015).

O modelo geotécnico adotado, assumindo as camadas com suas espessuras médias e utilizando os parâmetros escolhidos a partir dos resultados da análise 2D, é apresentado na Figura 4.9. Pode-se notar que, em alguns pontos, as camadas foram ajustadas para não gerarem elementos muito pequenos, o que poderia causar problemas para a criação da malha. Também é possível ver na Figura 4.9 a malha de elementos finitos obtida na modelagem e a seção 2D que gerou o modelo 3D.

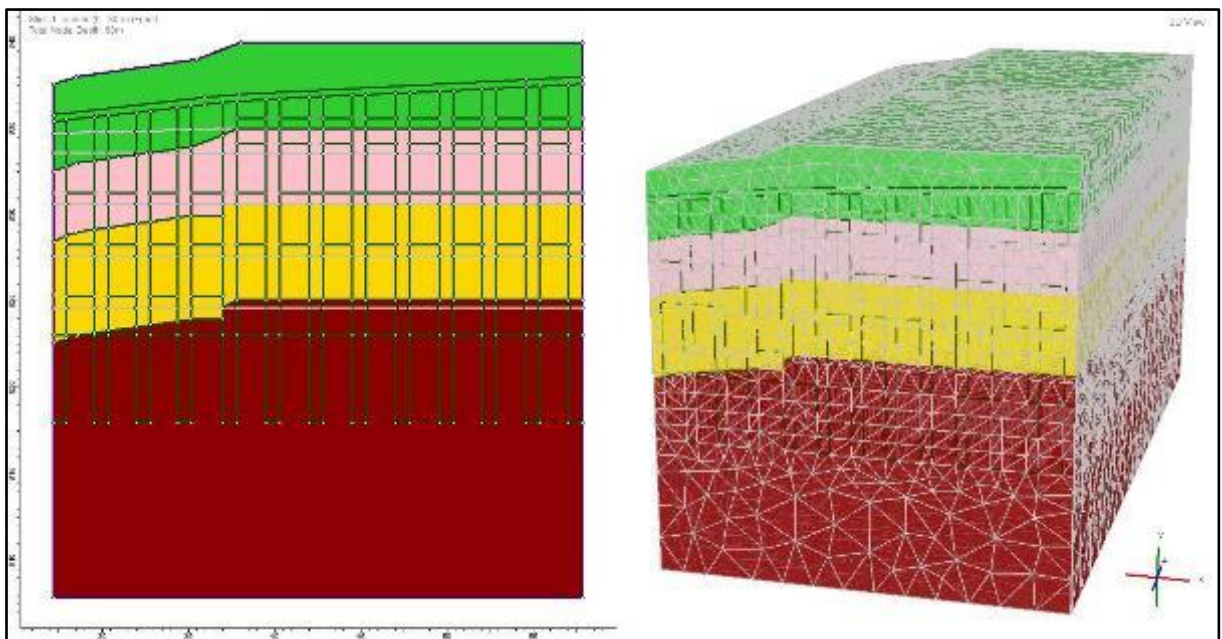


Figura 4.9 - Modelagem 3D seção responsável pela criação do perfil do terreno.

A malha 3D foi criada no formato de tetraedros com 225.358 elementos definidos pelo programa RS3. A malha foi determinada com o dobro da quantidade mínima de nós estabelecidos pelo programa (o modelo é mostrado na Figura 4.9) o que não gerou nenhum mal elemento (geometrias que geram problemas de interpolação numérica).

Os tirantes foram introduzidos com os mesmos parâmetros utilizados na modelagem 2D. Entretanto, na análise 3D não é necessário fazer o ajuste relativo ao espaçamento horizontal entre eles, pois os tirantes já apresentam suas posições reais representadas no modelo. A Figura 4.10 demonstra a disposição dos tirantes na análise 3D.

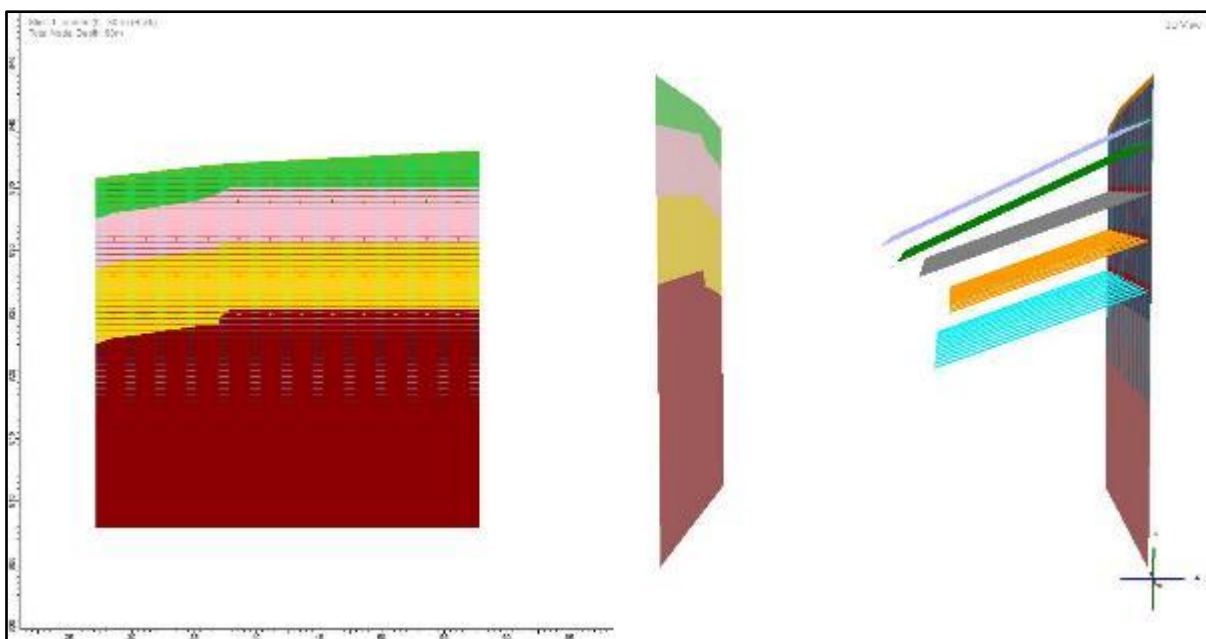


Figura 4.10 - Os tirantes representados no modelo 3D dentro da camada de solo.

Alguns tirantes no projeto foram deslocados na região da caixa de óleo e subestação da Cemig para não interceptam as estacas dessas contenções. Como já citado acima, não foi possível representar a região das escavações laterais das contenções da subestação e do tanque de óleo. Por isso, os deslocamentos dos tirantes também não foram considerados, de modo a facilitar a modelagem. Desta maneira, foi adotado um espaçamento constante de 2,5 m entre os tirantes. Outra observação é que na região da contenção da subestação foi considerado contínua, sendo as estacas aumentadas até o topo da contenção e as linhas dos primeiro e segundo tirantes aumentadas como proposta de modelagem, conforme mostrado na Figura 4.11, sabendo que isso é uma simplificação pela não possibilidade de inserção da estrutura de contenção.

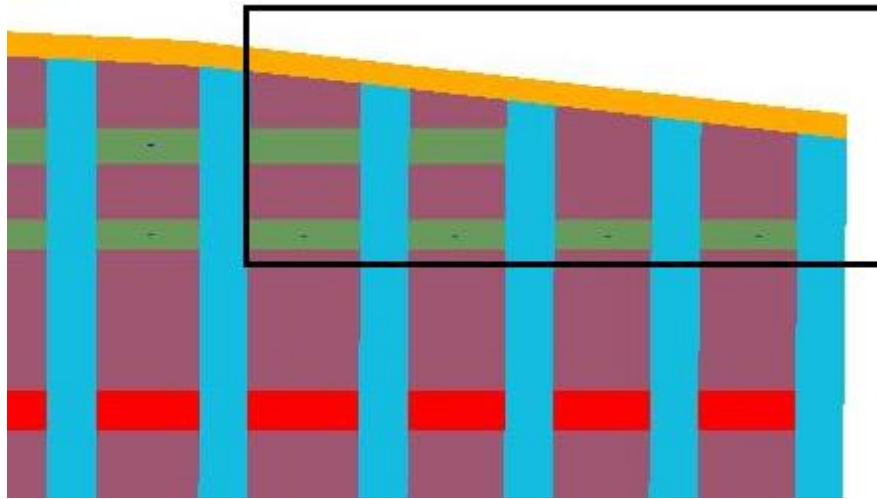


Figura 4.11 - Região da subestação onde as estacas e as linhas de tirantes foram aumentadas.

As etapas construtivas foram reduzidas na modelagem 3D em função de que, ao se colocar uma etapa, deve-se acrescentar linhas de escavações no modelo. Ao gerar estas linhas, ocorre o acréscimo de nós e elementos, fazendo com que a malha do modelo fique muito carregada e não consiga gerar a malha de elementos finitos. Então, foram definidas oito etapas, que representam a escavação até o topo da contenção, seguida pela escavação abaixo das cinco linhas dos tirantes e a escavação final na cota de projeto (823 m). Os tirantes foram ligados no modelo na etapa seguinte, após a escavação da linha do tirante abaixo dele.

Foram gerados dois modelos de perfil geotécnico: um baseado na vista geotécnica, que são as plotagens das sondagens ao longo da contenção; e outro que considerou as camadas com suas espessuras médias, acompanhando o perfil do terreno. Com o modelo que considerou o perfil geotécnico foram feitas análises para retro-analisar os deslocamentos horizontais dos inclinômetros e limitar as zonas de plastificação ao longo da cortina e dos tirantes. Com o modelo de camada com espessura média, foi realizada uma análise com os parâmetros definidos na modelagem 2D, para comparar os esforços no elemento estrutural.

As condições de contorno consideradas na modelagem 3D foram as seguintes: a lateral mostrada em azul-claro, foi definida, sendo os deslocamentos em relação ao eixo X, restringidos. A frente do modelo que está representado pela cor verde, está sendo restringida em relação a X e Z. A representada em cinza na Figura 4.12 e na parte de baixo do modelo 3D, foi restringida todas as deformações, sendo elas, X, Y e Z, considerando que essa região é de um maciço rochoso que não tenha mais influência no modelo.

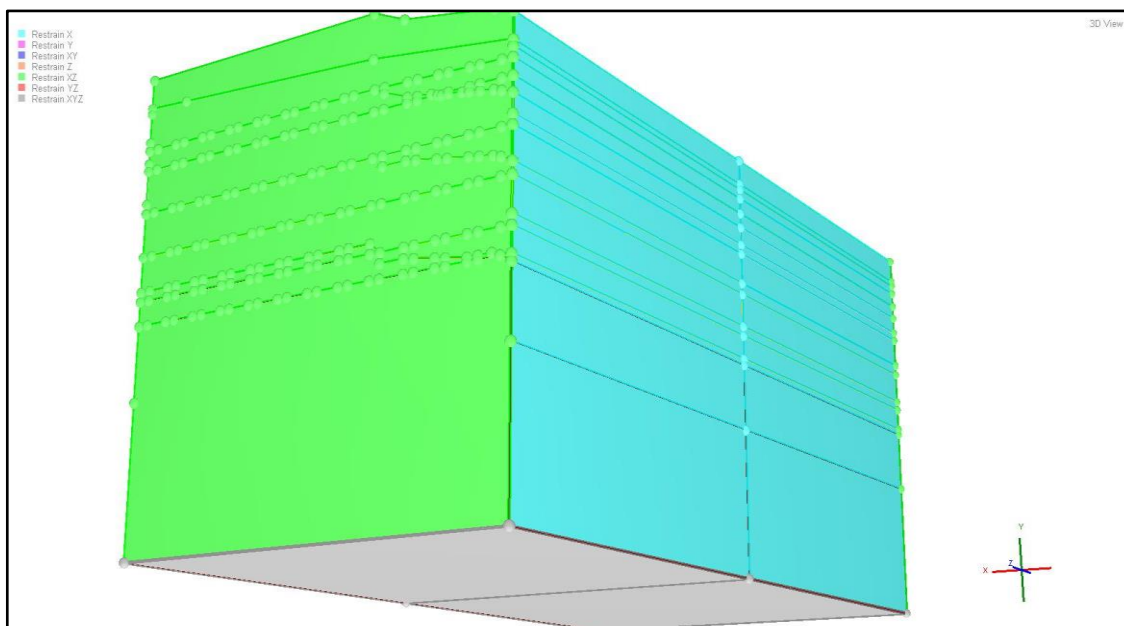


Figura 4.12 - Condições de contorno dos limites da modelagem 3D.

Na modelagem 3D foi colocado um elemento estrutural com as propriedades do concreto projetado, com espessura de 9 cm e módulo de elasticidade de 21.287 MPa, não tendo sido considerado as armações. Isso ocorreu, pois, entre as estacas o programa gerou deformações elevadas na malha, não conseguindo resultados para distribuir as tensões na face. Entre as estacas, conforme projeto, perfis metálicos também foram necessários, sendo então calculado o momento de inércia e área da seção transversal dos dois perfis. Suas propriedades podem ser vistas na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Propriedades das vigas metálica

Propriedades	PERFIL HP 310x79(H)x2400	PERFIL HP 250x62(H)x2400
Momento de inércia em relação a X (m ⁴)	0,000360615	0,000171591
Momento de inércia em relação a Y (m ⁴)	0,001111586	0,000316675
Área m ²	0,025239	0,0156734
Módulo de elasticidade (kPa)	220000000	220000000

A Figura 4.13 mostra os elementos de contenção representados na modelagem numérica. Os elementos lineares em azul representam as estacas, em verde estão representadas as vigas de coroamento do primeiro e segundo tirantes, em vermelho estão as outras linhas de tirantes e em roxo está o concreto projetado. Os comprimentos da análise são 30,6 m em relação a X, 32 m de altura em relação a Y e uma profundidade de 60 m em relação a Z, sendo a contenção incorporada na metade deste intervalo.

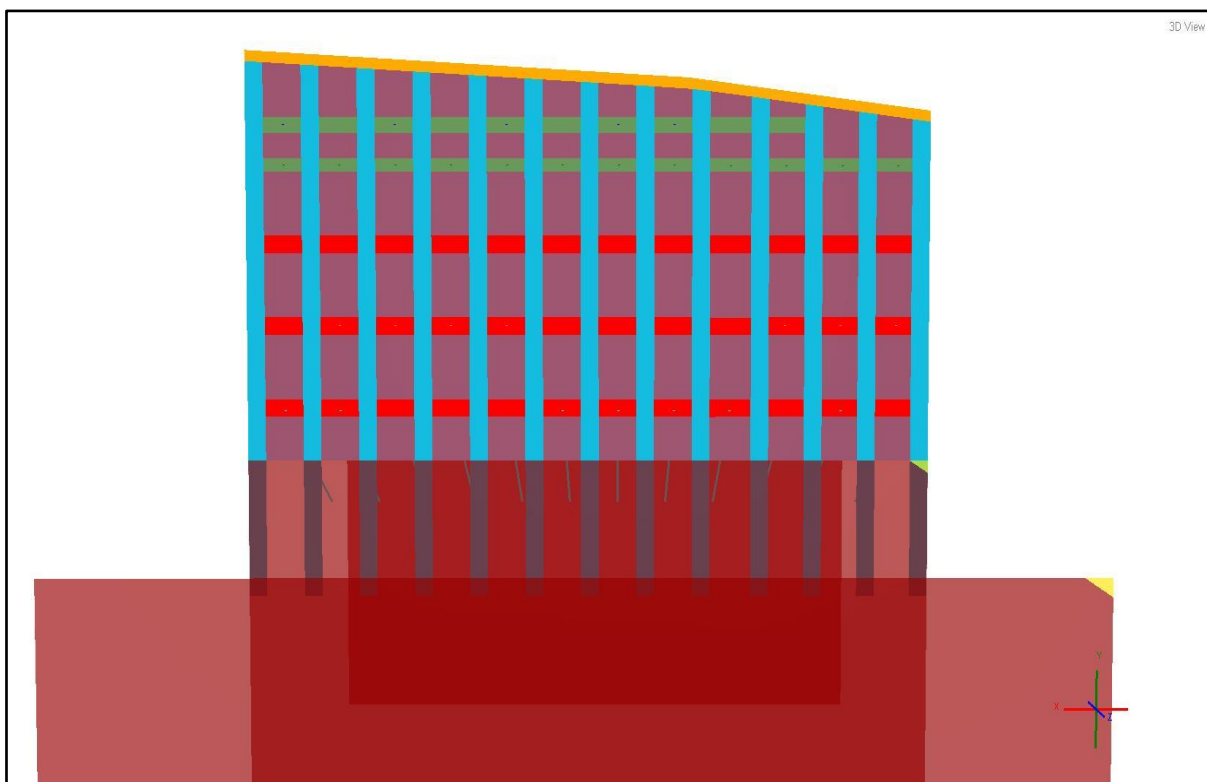


Figura 4.13 - Elementos estruturais da contenção na modelagem 3D.

O nível da água foi considerado na elevação 815 m, conforme foi mostrado por piezômetros instalados na região nas leituras de julho e agosto de 2013. Foi encontrado nas sondagens níveis de água mais elevados, mas em épocas diferentes do ano. Além disso, deve ser lembrado que o ensaio SPT não é um ensaio confiável para determinação do nível do lençol freático. A perfuração por lavagem injeta água no furo, podendo causar na leitura do lençol freático uma aparente elevação, em função dessa água não ter se dissipado no período de 24 horas. Durante a escavação da contenção, não foi observada água até a elevação 823 m. A obra foi realizada entre novembro de 2013 e novembro de 2014, que é a cota de implantação do projeto, mostrando que as leituras encontradas nas sondagens podem não ser o ideal a se considerar.

5 RESULTADOS

Este capítulo apresenta as correlações utilizadas para a determinação dos parâmetros de resistência e compressibilidade do solo estudado, as análises estatísticas dos resultados dos ensaios de campo e de laboratório, bem como os resultados das análises de tensão deformação 2D e 3D. Buscou-se determinar o modelo que representasse os deslocamentos encontrados no inclinômetro da contenção do trecho A.

5.1 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS

5.1.2 - Resultados dos ensaios de campo

Os resultados da análise estática serão demonstrados neste item. É válido ressaltar que os ensaios de campo são uma grande ferramenta para o conhecimento do comportamento in situ da obra, porém não substituem os ensaios de laboratório.

Foram analisados 40 furos de sondagens do tipo SPT, sendo possível determinar, por meio dos dados obtidos, o peso específico, ângulo de atrito, módulo de elasticidade e resistência não drenada das argilas. Os valores de N_{spt} médio e peso específico estão apresentados na Tabela 5.1, de acordo com os solos encontrados na região do trecho A.

Tabela 5.1 - N_{spt} médio e peso específico obtidos nos ensaios SPT

Camadas de solo	SPT	Godoy (1972)
	médio	peso esp.
Silte-argiloso (aterro antigo)	10	17
Silte arenoso	20	19
Silte areno argiloso (solo residual)	32	20
Silte arenoso (saprolito de Gnaisse)	52	21

Os valores de ângulo de atrito (ϕ) obtidos nas correlações apresentadas na metodologia estão apresentados nas Tabelas 5.2 a 5.5 (valores máximos, mínimos, média, desvio padrão e coeficiente de variação).

Os valores de ângulo de atrito efetivo apresentados na Tabela 5.2 são determinados pela correlação de Ohsaki (1962). Esta correlação não apresenta a referência de energia utilizada nos ensaios realizados para sua determinação. Foi utilizado, portanto, o N_{60} (padrão americano) para a aplicação desta correlação no presente trabalho.

Tabela 5.2 - Faixa de variação de valores do ângulo de atrito calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio SPT

Camadas do solo	Ângulo de Atrito ϕ' ($^{\circ}$), Ohsaki (1962)				
	Mínimo (- 2σ)	Máximo (+ 2σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	26	38	2,79	32	9,6
Silte arenoso	30	48	4,75	36	12,2
Silte areno argiloso (solo residual)	30	58	6,82	44	15,5
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	38	63	6,13	50	12,2

Nota: ϕ' = ângulo de atrito efetivo; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Os valores de ângulo de atrito efetivo apresentado na Tabela 5.3. são determinados pela correlação de Hatanaka & Uchida (1996). A formulação foi determinada por ensaios SPT e de laboratório realizado em amostras de solos arenosos japoneses, com a retirada de amostras indeformadas de alta qualidade através de congelamento *in situ*. O valor de correção do N_{spt} é o $(N1)60$, corrigido para uma tensão de referência de 1 atm e 60% da carga teórica (MAYNE, 2001).

Tabela 5.3 - Faixa de variação de valores do ângulo de atrito calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio SPT

Camadas do solo	Ângulo de Atrito ϕ' ($^{\circ}$), Hatanaka & Uchida (1996)				
	Mínimo (- 2σ)	Máximo (+ 2σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	28	45	4,24	36	11,7
Silte arenoso	32	43	2,78	37	7,5
Silte areno argiloso (solo residual)	33	45	3,15	39	8,1
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	34	47	3,08	41	7,6

Nota: ϕ' = ângulo de atrito efetivo; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Os valores de ângulo de atrito efetivos apresentados na Tabela 5.4 são determinados pela correlação de Godoy (1983). O valor de correção do N_{spt} não é apresentado no trabalho de Godoy, uma vez que, como o SPT foi realizado no Brasil, se adotou o N_{72} .

Tabela 5.4 - Faixa de variação de valores do ângulo de atrito calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio SPT

Camadas do solo	Ângulo de Atrito ϕ' ($^{\circ}$), Godoy (1983)				
	Mínimo (-2σ)	Máximo ($+2\sigma$)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	29	36	1,4	33	5,3
Silte arenoso	30	46	3,3	38	10,5
Silte areno argiloso (solo residual)	28	57	5,2	43	16,6
Silte arenoso (Saprolito de Gnaïsse)	32	66	4,1	49	17,2

Nota: ϕ' = ângulo de atrito efetivo; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Os valores de ângulo de atrito efetivo apresentados na Tabela 5.5 são determinados pela correlação de Décourt (1989). O valor de correção do N_{spt} é o $(N_1)_{60}$, não necessitando de correção.

Tabela 5.5 - Faixa de variação de valores do ângulo de atrito calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio SPT

Camadas do solo	Ângulo de Atrito ϕ' ($^{\circ}$), Décourt (1989)				
	Mínimo (-2σ)	Máximo ($+2\sigma$)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	29	42	3,20	36	8,94
Silte arenoso	33	41	1,99	37	5,4
Silte areno argiloso (solo residual)	34	42	2,13	38	5,6
Silte arenoso (Saprolito de Gnaïsse)	35	43	1,88	39	4,8

Nota: ϕ' = ângulo de atrito efetivo; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Foi possível notar, em relação ao valor do ângulo de atrito, que a correlação de Décourt (1989) é a mais conservadora para os materiais mais profundos, em função da correção do N_{spt} . A correlação de Ohsaki (1962) forneceu os menores valores dos solos mais próximos à superfície, porém, se mostrou pouco conservadora para os solos profundos, pois os seus resultados foram maiores que Hatanaka & Uchida (1996) e Décourt (1989). Essa diferença dos valores de ângulo de atrito é em média cinco unidades, tendo influência o tipo de correlação em função do nível de tensão do material. Foi observado a importância de utilização de correção no N_{spt} para solos profundos com alto nível de tensão vertical (acima de 50 a 70 kPa).

Pôde-se perceber que os coeficientes de variação (CV) dos ângulos de atrito se encontram dentro da faixa de 5 a 15%, encontrada na bibliografia. As correlações de Godoy (1983) e

Ohsaki (1962), apresentaram uma faixa de variação um pouco maior, de 17,2 e 15,5%, respectivamente, em dois diferentes tipos de materiais. Após análise dos dados, constatou-se que a correlação de Décourt (1989) apresentou os menores valores de CV, sendo essa a correlação adotada para definição dos parâmetros e sua faixa de variação.

Notou-se um desvio padrão muito elevado nos valores de S_u , pelo fato que as correlações da resistência não drenada das argilas sofrem muita variação em função do tipo de argila. Além disso, o que pode ter contribuído para os altos desvios são que as correlações sofrem alta variação em função do N SPT.

Os valores máximos, mínimos, médios, os desvios padrões e coeficientes de variação de S_u (resistência não drenada) retirados das correlações apresentadas na metodologia estão apresentados nas Tabelas 5.6 e 5.7.

Tabela 5.6 - Faixa de variação de valores da resistência não drenada calculados à partir dos resultados obtidos via ensaio SPT

Camadas do solo	Su (kPa), Stroud (1989)				
	Mínimo (-2 σ)	Máximo (+2 σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	9	78	17,1	43	39,77
Silte arenoso	15	175	40,0	95	42,11
Silte areno argiloso (solo residual)	17	268	62,8	143	43,92
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	106	305	50	206	24,27

Nota: S_u = resistência não drenada das argilas; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Tabela 5.7 - Faixa de variação de valores da resistência não drenada calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio SPT

Camadas do solo	Su (kPa), Décourt (1989)				
	Mínimo (-2 σ)	Máximo (+2 σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	23	202	44,6	113	39,47
Silte arenoso	39	456	104,1	247	42,15
Silte areno argiloso (solo residual)	44	699	163,6	371	44,10
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	276	795	130	536	24,25

Nota: S_u = resistência não drenada das argilas; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Ao comparar os valores fornecidos pelas correlações, observou-se uma alta discrepância entre os valores das correlações de Stroud (1989) e Décourt (1989). As duas formulações foram criadas com base em resultados de ensaios triaxiais não drenados e, apesar terem utilizado argila pré-adensada, não se tratava da mesma argila, o que pode ter feito com que as correlações apresentassem essa variação.

Os valores de resistência não drenadas calculados com base nas correlações de Teixeira e Godoy (1996) estão apresentados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 - Faixa de variação de valores da resistência não drenada calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio SPT

Camadas do solo	Su (kPa), Teixeira e Godoy (1996)				
	Mínimo (-2 σ)	Máximo (+2 σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	19	162	35,7	90	39,67
Silte arenoso	31	364	83,3	198	42,07
Silte areno argiloso (solo residual)	35	559	130,9	297	44,07
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	221	636	104	429	24,24

Nota: Su = resistência não drenada das argilas; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

A partir dos valores de desvio padrão de Su obtidos notou-se que os dados não são precisos, em função de uma gama de fatores que influenciam na resistência não drenada das argilas. Além disso, obteve-se uma faixa de variação muito grande, na qual os valores das extremidades inferiores poderiam gerar rupturas e plastificações na modelagem, e os valores da parte superior poderiam gerar uma análise numérica na qual o maciço de solo nem gerasse empuxo na contenção. Isto mostra como é importante uma boa determinação deste parâmetro para uma análise mais confiável do comportamento desta espécie de obra.

Com relação ao módulo de elasticidade, apesar do desvio padrão ter apresentado valores altos, as duas correlações analisadas variaram muito pouco entre si, o que evidenciou que essa variação ocorreu em função do N SPT desta camada (Tabelas 5.9 e 5.10). Logo, os desvios altos dos resultados se devem à variação do N SPT da camada. Nas Tabelas a seguir encontram-se as faixas de variação dos valores do módulo de elasticidade calculados utilizando-se as correlações de Ruver & Consolli (2006) e Décourt (1989).

Tabela 5.9 - Faixa de variação dos valores do módulo de elasticidade calculado a partir dos resultados do ensaio SPT

Camadas do solo	Módulo de Elasticidade E (MPa), Ruver & Consolli (2006)				
	Mínimo (-2 σ)	Máximo (+2 σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	5	39	8,6	22	39,09
Silte arenoso	8	88	20,1	48	41,88
Silte areno argiloso (solo residual)	9	135	31,6	72	43,89
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	53	153	25	103	24,27

Nota: E = módulo de elasticidade; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Tabela 5.10 - Faixa de variação dos valores do módulo de elasticidade calculado a partir dos resultados do ensaio SPT

Camadas do solo	Módulo de Elasticidade E (MPa), Décourt (1989)				
	Mínimo (-2σ)	Máximo (+2σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	6	48	10,7	27	39,63
Silte arenoso	9	109	25,0	59	42,37
Silte areno argiloso (solo residual)	11	168	39,3	89	44,16
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	66	191	31	129	24,03

Nota: E = módulo de elasticidade; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Foram determinados, a partir do ensaio CPTu, os seguintes parâmetros geotécnicos: módulo cisalhante (G_0), resistência ao cisalhamento não drenado (S_u), razão de pré-adensamento (OCR), coeficiente de empuxo em repouso (K_0) e o N SPT60 (que é a equivalência do valor NSPT com 60% da carga teórica do ensaio). Para esses parâmetros também foram determinados os valores mínimo e máximo, a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação (Tabelas 5.11 a 5.14).

Os resultados obtidos neste estudo demonstram uma variação muito alta com relação ao valor de S_u e uma variação menor com relação ao ângulo de atrito, com exceção da segunda camada de solo, que apresentou uma variação de 27 graus no ângulo de atrito, que representa um valor alto e que tem bastante influência na resistência ao cisalhamento. Nas outras camadas, essa variação foi de apenas de três a oito graus, que são faixas menores e facilitam na definição desse parâmetro.

Tabela 5.11 - Faixa de variação de valores do ângulo de atrito calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio CPTu

Camadas do solo	Ângulo de Atrito ϕ' (°), Robertson (2009)				
	Mínimo (-2σ)	Máximo (+2σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	32	44	3,1	38	8,16
Silte arenoso	36	39	0,8	37	2,16
Silte areno argiloso (solo residual)	35	39	1,0	37	2,70
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	34	38	1	36	2,78

Nota: ϕ' = ângulo de atrito efetivo; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Tabela 5.12 - Faixa de variação de valores da resistência não drenada, calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio CPTu

Camadas do solo	Su (kPa), Robertson (2009)				
	Mínimo (-2σ)	Máximo (+2σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	0	817	271,8	273	99,56
Silte arenoso	139	506	92,0	323	28,48
Silte areno argiloso (solo residual)	78	683	151,1	381	39,66
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	333	765	108	549	19,67

Nota: φ' = ângulo de atrito efetivo; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Tabela 5.13 - Faixa de variação de valores do módulo de elasticidade, calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio CPTu

Camadas do solo	Módulo de Elasticidade, E (MPa), Robertson (2009)				
	Mínimo (-2σ)	Máximo (+2σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	21,60	81,54	15,0	51,57	29,08
Silte arenoso	32,78	134,44	25,4	83,61	30,38
Silte areno argiloso (solo residual)	36,81	188,88	38,0	112,85	33,67
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	116,84	280,48	41,0	198,66	20,64

Nota: E = módulo de elasticidade; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Tabela 5.14 - Faixa de variação de valores do coeficiente de empuxo em repouso, calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio CPTu

Camadas do solo	K0, Robertson (2009)				
	Mínimo (-2σ)	Máximo (+2σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	0,04	3,11	0,77	1,58	48,73
Silte arenoso	1,10	1,90	0,20	1,50	13,33
Silte areno argiloso (solo residual)	1,36	1,59	0,06	1,47	4,08
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	-	-	-	-	-

Nota: K0 = coeficiente de empuxo em repouso; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

As médias de todos os parâmetros estão apresentadas na Tabela 5.15. Pode-se notar que os valores de ângulo de atrito obtido da interpretação do CPTu são menores que os do SPT, porém, os valores são bastante próximos, já que a variação ficou em torno de dois a cinco graus. É interessante notar também que a média dos valores de Su apresentada nas correlações de Teixeira (1996) e Décourt (1989) estão com valores próximos.

O desvio padrão foi novamente elevado em relação aos valores de Su. Para o caso do ângulo de atrito, foi possível perceber uma coerência em função da faixa de variação ser bastante pequena e possuir um desvio considerável somente nos valores da segunda camada de solo. O módulo de elasticidade variou um pouco mais em relação ao SPT.

Tabela 5.15 - Média dos parâmetros retirado do ensaio CPTu

Camadas do solo	SPT N60	ϕ' (°)	E (MPa)	G (MPa)	Su (kPa)	OCR	Ko
Silte-argiloso (aterro antigo)	15	38	62,85	67,13	273,13	23	1,58
Silte arenoso	22	35	83,61	108,93	322,56	12	1,50
Silte areno argiloso (solo residual)	28	37	112,85	139,70	380,53	11	1,47
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	36	36	198,66	548,96	548,96	1	-

Nota: SPT N60 = corresponde ao valor do Nspt com 60% da carga teórica do ensaio; ϕ' = ângulo de atrito efetivo; E = módulo de elasticidade; G = módulo cisalhante; Su = Resistencia ao cisalhamento não drenado das argilas; OCR = razão de pré-adensamento; Ko = coeficiente de empuxo em repouso.

Os parâmetros interpretados a partir dos resultados do ensaio PMT foram: módulo de elasticidade, ângulo de atrito efetivo e Su (resistência ao cisalhamento não drenado das argilas). As Tabelas 5.16 a 5.18 apresentam a faixa de variação dos valores de cada camada.

Tabela 5.16 - Faixa de variação dos valores do ângulo de atrito a partir dos resultados do ensaio PMT

Camadas do solo	Ângulo de Atrito efetivo ϕ' (°), Briaud (1992)				
	Mínimo (-2 σ)	Máximo (+2 σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	29,18	36,49	1,83	32,84	5,56
Silte arenoso	31,54	37,09	1,39	34,32	4,05
Silte areno argiloso (solo residual)	31,57	39,14	1,89	35,36	5,35
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	34,88	38,37	1,00	36,63	2,73

Nota: ϕ' = ângulo de atrito efetivo; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Tabela 5.17 - Faixa de variação de valores do módulo de elasticidade a partir dos resultados do ensaio PMT.

Camadas do solo	Módulo de Elasticidade, E (MPa)				
	Mínimo (-2σ)	Máximo (+2σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	0	1239,47	614,43	10,62	5785,59
Silte arenoso	0	2275,90	1129,02	17,86	6321,50
Silte areno argiloso (solo residual)	0	3178,46	1572,68	33,09	4752,73
Silte arenoso (Saprolito de Gnaïsse)	0	3366,69	1662,03	42,63	3898,73

Nota: E = módulo de elasticidade; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Tabela 5.18 - Faixa de variação de valores da resistência não drenada, calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio PMT.

Camadas do solo	Su, resistência não drenada (kPa), Briaud (1992)				
	Mínimo (-2σ)	Máximo (+2σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	61,15	74,53	3,34	67,84	4,92
Silte arenoso	88,11	101,49	3,35	94,80	3,53
Silte areno argiloso (solo residual)	118,86	141,31	5,61	130,09	4,31
Silte arenoso (Saprolito de Gnaïsse)	158,85	176,41	4,39	167,63	2,62

Nota: Su = resistência não drenada das argilas; σ = desvio padrão; μ = média; CV = coeficiente de variação.

Foram registrados valores baixos do módulo de elasticidade, que podem ser explicados em função da categoria de ensaio PMT que foi executado, que utiliza um pré-furo de sondagem. Dessa maneira, ocorre efeitos de variações no estado de tensões e amolgamento durante a escavação, alterando as condições *in situ* do solo, reduzindo o valor de módulo de elasticidade. As Tabelas 5.16 e 5.17 apresentaram os valores da média e desvio padrão.

O desvio padrão dos valores do módulo de elasticidade demonstrou grande variação, como pode ser visto na Tabela 5.16. Por causa disso, o módulo de elasticidade obtido neste ensaio não foi considerado na faixa de variação e na média dos parâmetros utilizados nas análises. Os outros parâmetros apresentaram variações bastante coerentes com os outros ensaios.

O desvio padrão dos valores dos parâmetros obtidos via ensaio PMT demonstrou que as condições impostas pelo tipo de escavação utilizado em sua execução (pré-furo de sondagem) podem ter gerado perturbação no solo, portanto, não foi representado o comportamento do solo *in situ*. Também pode ser que o ensaio não tenha sido realizado da maneira correta ou que a

variabilidade do terreno seja muito alta. Os modelos de PMT auto-perfurantes, apesar de serem mais caros, apresentam resultados bem mais precisos, em função do tipo de execução do ensaio, pois a escavação causa menor perturbação do solo, fazendo com que os parâmetros encontrados no ensaio estejam mais próximos do real. Isto pode levar à redução de custos ou até mesmo melhorar a segurança do empreendimento (Schnaid & Odebrecht, 2012).

A análise estatística dos parâmetros obtidos via interpretação do ensaio DMT são apresentadas nas Tabelas 5.19 a 5.22. Foram determinados o peso específico, o ângulo de atrito (Φ) total ou efetivo, o módulo de elasticidade, a resistência ao cisalhamento não drenado (S_u) e o coeficiente de empuxo em repouso (K_0). O principal parâmetro desse ensaio é exatamente o K_0 , pois as condições de contorno são ideais em função do pequeno distúrbio no solo durante a penetração do ensaio (Schnaid & Odebrecht, 2012). Marchetti (1980) cita como esta perturbação é pequena:

A penetração da lâmina do dilatômetro causa um deslocamento horizontal das partículas do solo, no eixo vertical, de 7mm (metade da espessura do dilatômetro), um deslocamento consideravelmente abaixo, comparando com o que é induzido pelo ensaio CPTU (18mm para Cone Penetration Test, CPT), frequentemente usado. (Marchetti, 1980)

A escala do elemento deformável é muito pequena, podendo sofrer influência de pequenos pedregulhos no solo ou xistosidades. Deve-se atentar para a necessidade de execução de mais ensaios para comprovação, bem como interpretação dos valores obtidos em função dessa peculiaridade.

Tabela 5.19 - Faixa de variação dos valores do ângulo de atrito a partir dos resultados do ensaio DMT.

Camadas do solo	Ângulo de Atrito efetivo ϕ' ($^\circ$), Jamiolkosky (1985), Marchetti (1980)				
	Mínimo (-2σ)	Máximo ($+2\sigma$)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	31	48	4	40	10
Silte arenoso	27	41	3	34	8,82
Silte areno argiloso (solo residual)	35	35	0	35	0
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	-	-	-	-	-

Nota: ϕ' = ângulo de atrito efetivo; σ = desvio padrão; μ = média; CV= coeficiente de variação.

Tabela 5.20 - Faixa de variação de valores da resistência não drenada, calculados a partir dos resultados obtidos via ensaio DMT.

Camadas do solo	Su, resistência não drenada (kPa), Jamiolkosky (1985), Marchetti (1980)				
	Mínimo (-2σ)	Máximo (+2σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	0	129,31	34,87	59,57	58,54
Silte arenoso	21,83	52,74	7,73	37,28	20,73
Silte areno argiloso (solo residual)	1,07	103,00	25,48	52,04	48,96
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	-	-	-	-	-

Nota: Su = resistência não drenada das argilas; σ = desvio padrão; μ = média; CV= coeficiente de variação.

Tabela 5.21 - Faixa de variação de valores do módulo de elasticidade a partir dos resultados do ensaio DMT.

Camadas do solo	Módulo de Elasticidade inicial, E (MPa), Jamiolkosky (1985), Marchetti (1980)				
	Mínimo (-2σ)	Máximo (+2σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	23,61	91,09	16,87	57,35	29,42
Silte arenoso	60,03	138,22	19,55	99,12	19,72
Silte areno argiloso (solo residual)	1,52	255,23	63,43	128,37	49,41
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	70,61	140,73	17,53	105,67	16,59

Nota: E = módulo de elasticidade; σ = desvio padrão; μ = média; CV= coeficiente de variação.

Tabela 5.22 - Faixa de variação de valores do coeficiente de empuxo no repouso a partir dos resultados do ensaio DMT.

Camadas do solo	K0, Coeficiente de empuxo em repouso, Jamiolkosky (1985), Marchetti (1980)				
	Mínimo (-2σ)	Máximo (+2σ)	Desvio padrão (σ)	Média (μ)	CV (%)
Silte-argiloso (aterro antigo)	0,00	2,73	0,7	1,33	52,63
Silte arenoso	0,00	1,99	0,5	0,91	54,95
Silte areno argiloso (solo residual)	0,43	1,11	0,2	0,77	25,97
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	0,63	0,73	0,03	0,68	4,41

Nota: K0 = coeficiente de empuxo em repouso; σ = desvio padrão; μ = média; CV= coeficiente de variação

As médias dos valores determinados a partir do ensaio DMT se mostraram baixas com relação ao Su e apresentaram valores próximos dos outros ensaios, sem discrepâncias relacionado aos

outros parâmetros. Os resultados podem ser vistos na Tabela 5.23.

Tabela 5.23 - Valores médios dos parâmetros de cada camada obtidos via o ensaio DMT

Camadas de solo	Peso específico (kN/m ³)	ϕ' (°)	E (MPa)	Su (kPa)	Ko
Silte-argiloso (aterro antigo)	18,36	40	80,666	54,375	1,27
Silte arenoso	17,77	34	130,802	42,104	0,96
Silte areno argiloso (solo residual)	17,77	35	128,373	52,036	0,77
Silte arenoso (Saprolito de Gnaisse)	19,10	-	105,671	-	0,68

Nota: ϕ' = ângulo de atrito efetivo; E = módulo de elasticidade; Su = resistência ao cisalhamento não drenado; Ko = coeficiente de empuxo em repouso.

O desvio padrão do parâmetro Su foi o menor registrado em relação aos outros ensaios apesar de ainda ser alto. O módulo de elasticidade também teve um desvio padrão elevado, o que define uma faixa de variação dos parâmetros dentro desta camada.

5.1.3 - Resultados dos ensaios de laboratório

Com o ensaio triaxial do tipo Cu, foi possível determinar parâmetros totais e efetivos (ângulo de atrito e coesão dos solos), que são mostrados na Tabela 5.24.

Conforme citado anteriormente, apesar da retirada de 5 amostras em locais diferentes, todas representavam a mesma camada de solo, que é o silte arenoso. Isso ocorreu em função de que este ensaio não era para o dimensionamento da cortina de estacas atirantada, e sim para a

estabilidade de dois taludes da região. O material apresentou massa específica real com valor de 2,645 g/cm³. Os relatórios do ensaio podem ser vistos no Anexo E - Ensaio Triaxial.

As tensões aplicadas foram de 50, 100, 150, 200 e 300 kPa. As tensões horizontais esperadas para esta camada de solo são de 80 a 300 kPa, compatíveis com as tensões aplicadas no ensaio. O material apresentou um comportamento normalmente adensado para estes níveis de tensão.

Tabela 5.24 - Resultado dos ensaios triaxial CU

Tipo de envoltória	Parâmetros de resistência	Furo 1	Furo 2	Furo 3	Furo 4	Furo 5
Tensões efetivas	C' (kPa)	2	4	4	4	5
	ϕ' (°)	35,1	36	35,5	35,2	34,5
Tensões totais	C (kPa)	42	45	33	33	44
	ϕ (°)	11,9	7,6	19,5	19,3	6,4

Nota: φ' = ângulo de atrito efetivo; φ = ângulo de atrito total; C' = intercepto coesivo efetivo; C = intercepto coesivo total.

A Figura 5.1 mostra as trajetórias de tensão total e efetiva, e que a geração de poro-pressão é positiva a partir do carregamento de 100 kPa, demonstrando um comportamento de solo normalmente adensado. Pode-se concluir que a tensão de pré-adensamento deste material está em torno de 50 kPa, porém, seria necessário um ensaio de adensamento para determinar com exatidão este valor.

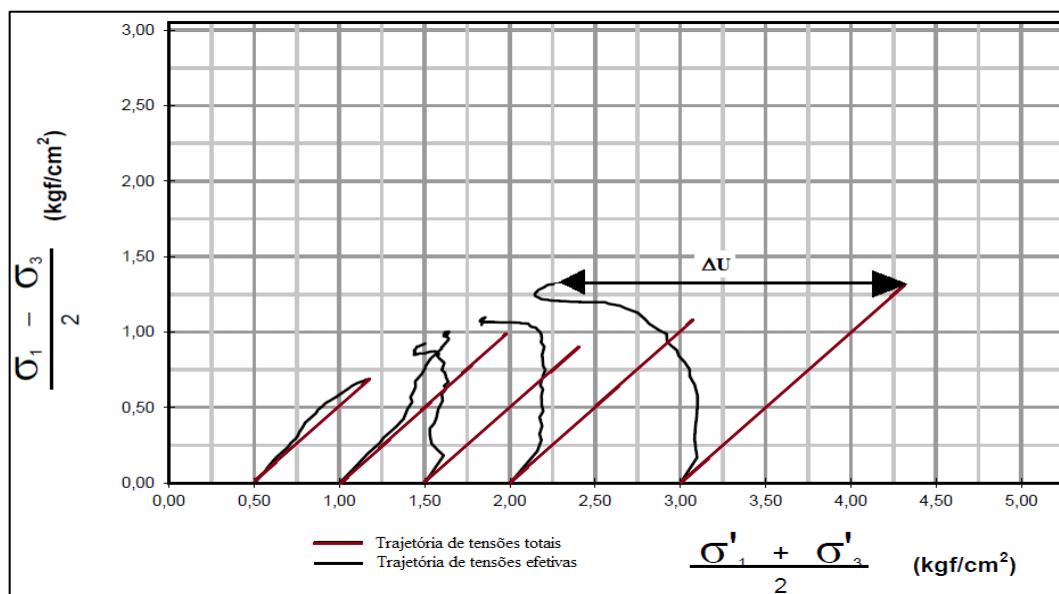


Figura 5.1 - Trajetórias de tensão do ensaio compressão triaxial do Furo 3.

5.2 ANÁLISE NUMÉRICA 2D

Na análise numérica, conforme mencionado na metodologia, foi utilizado o programa Phase2 da Rocscience, considerando um modelo de estado plano de deformação, solo homogêneo e isotrópico. A obra não apresentou um controle das escavações e, por esta razão, a modelagem não pôde reproduzir as etapas construtivas da obra. Foram propostas etapas de escavação, visando a melhor distribuição de tensões na malha de elementos finitos. Partindo desse princípio, foram então definidas 17 etapas construtivas com avanços de 1 m em relação à estaca, conforme Figura 5.2.

As dimensões do modelo são: 109 metros em relação a X (horizontal) e 36 metros em relação a Y (vertical). Inicialmente foi verificado se essas dimensões seriam grandes o suficiente para que as condições de contorno dos limites não interferissem nas deformações da contenção

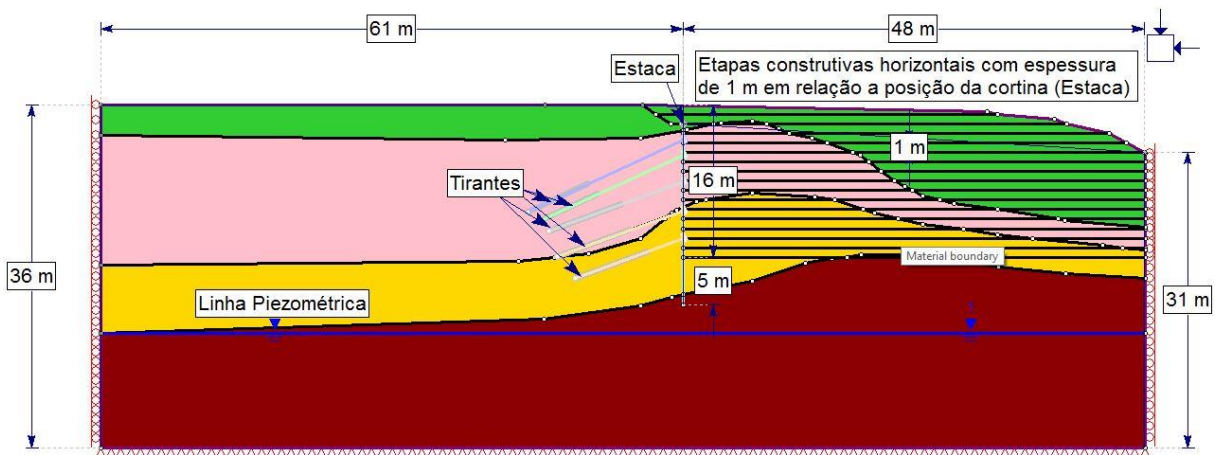


Figura 5.2 - Modelo da análise numérica com etapas construtivas

As condições de contorno dos limites laterais visam impedir deslocamentos em relação a X e as condições de contorno no fundo do modelo visam impedir deformação em relação a X e Y. A Figura 5.3 ilustra esta questão e mostra a parte esquerda do modelo da análise numérica.

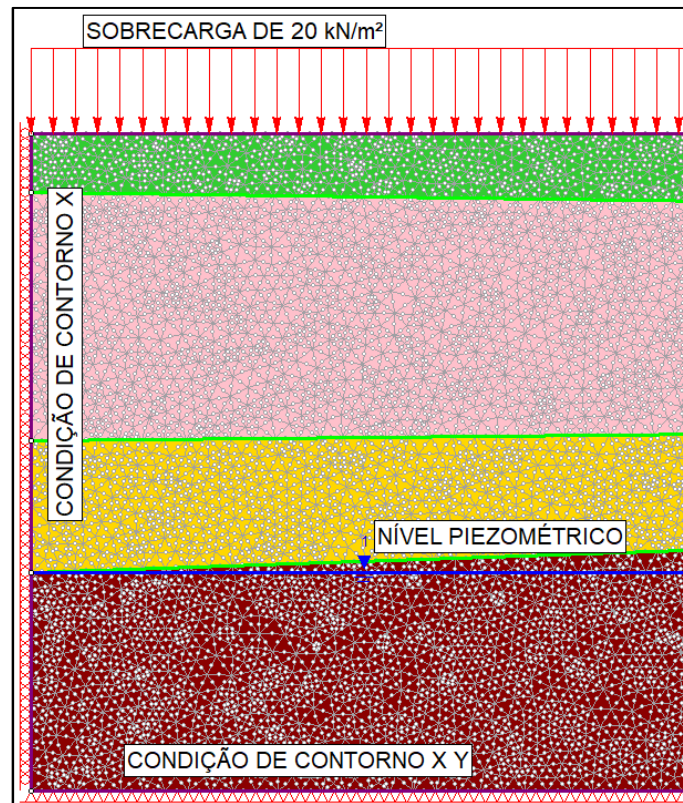


Figura 5.3 - Representação das condições de contorno.

Como explicado anteriormente, foi obtida uma seção geotécnica, considerando a com maior quantidade de furos de sondagens próximos (Figura 5.4). Os furos de sondagem foram posicionados perpendicularmente à seção, preservando sua cota de boca. Sendo assim, os furos ficaram com elevações acima da topografia. Com as sondagens, obteve-se também a cota do nível d'água e pelos piezômetros instalados no local.

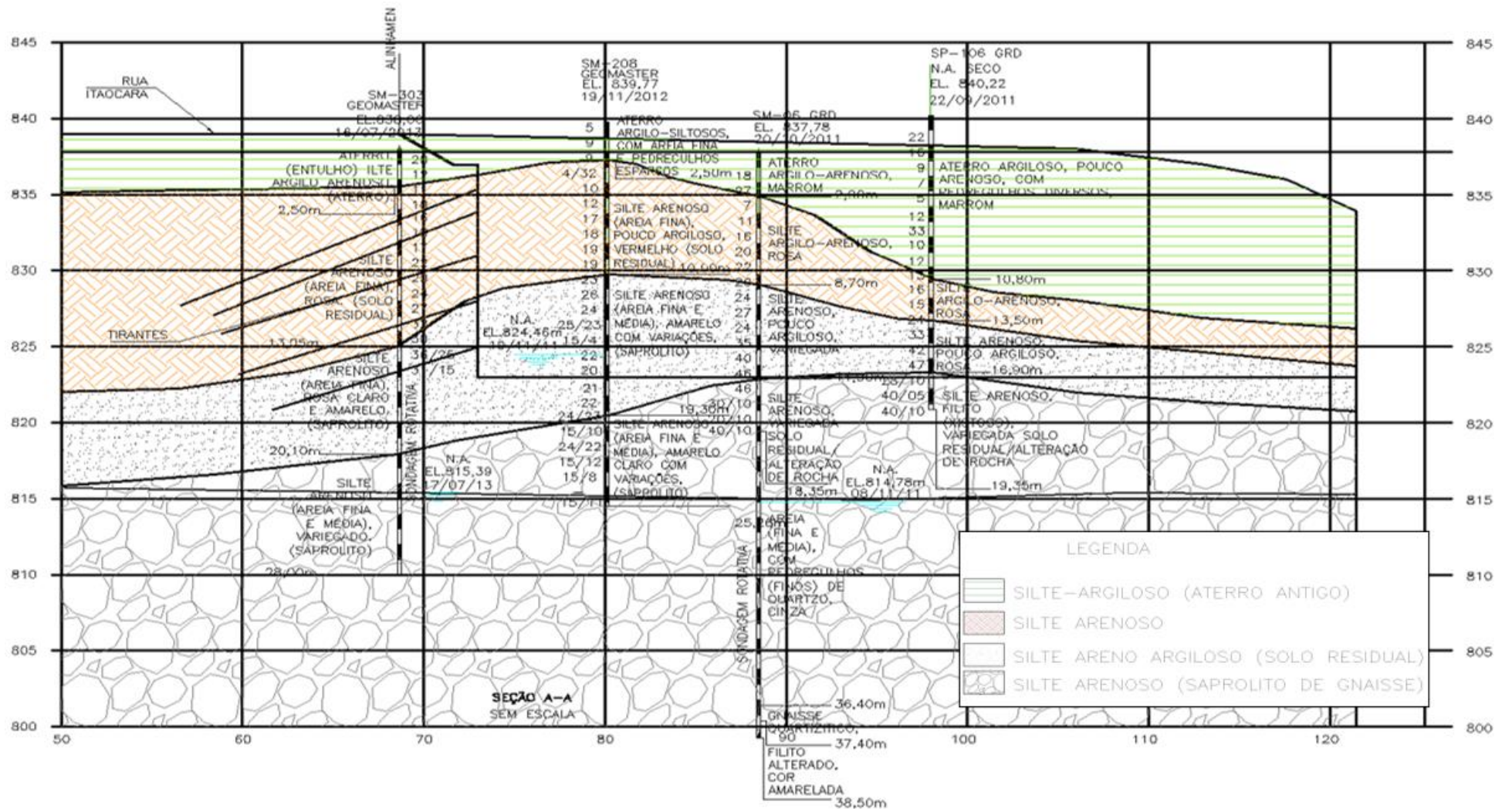


Figura 5.4 - Seção geotécnica idealizada levando em consideração o resultado das sondagens mais próximas do trecho analisado

Pelas sondagens foi possível identificar quatro camadas de solos distintos, sendo eles: silte-argiloso (um aterro antigo), silte arenoso, silte areno argiloso (solo residual) e silte arenoso (saprolito de Gnaisse). O modelo de ruptura adotado foi o de Mohr-Columb e assumiu-se o comportamento dos solos era elástico perfeitamente plástico.

5.2.1 - Verificação da malha de elementos finitos

Foram feitos seis modelos numéricos considerando a malha do tipo uniforme e elementos triangulares com seis nós, variando o número de elementos entre 2832 a 21719. O programa Phase2, responsável pela criação da malha, necessita como dado de entrada um valor aproximado de elementos, por isso, o número de elementos é composto por valores quebrados. Essa variação foi escolhida partindo-se de uma malha com poucos elementos até uma malha bastante refinada. O ideal seria aumentar o número de elementos da malha gradativamente, porém isso não é possível no Phase2.

Os parâmetros adotados na primeira análise, feita para a verificação da malha, foram as médias gerais demonstradas anteriormente. Considerando como resistência somente o ângulo de atrito interno efetivo, mas com a necessidade de estabilização do talude acima da contenção, foi necessário a consideração de um valor de intercepto de coesão no aterro antigo no valor de 10 kPa. Os resultados dos deslocamentos horizontais da contenção obtidas desta modelagem foram plotados em um gráfico de deslocamento horizontal *versus* altura da contenção. Foi verificado então se as malhas apresentavam o mesmo valor e se havia convergência dos resultados da modelagem numérica, para então, adotar a malha ideal. A malha ideal é a que consegue convergir seus resultados com as malhas mais refinadas em um tempo computacional aceitável.

Como pode ser visto na Figura 5.5, o modelo com 2832 elementos teve pequenas divergências de resultados em relação às malhas mais refinadas. Com isso, a malha escolhida foi a que possuía 15056 elementos, visto que o gasto computacional era aceitável (22 minutos). Vale ressaltar que o número de elementos do modelo geotécnico é grande, pois as linhas que representam as camadas possuem muitos pontos, o que faz com que o programa crie elementos em todos os pontos da sua modelagem. Assim, em função do número de análises realizadas, utilizou-se o modelo de 15056 com o tempo computacional de 22 minutos.

Além disso, utilizou-se esta malha por ser mais refinada, já que o principal intuito deste trabalho era comparar deslocamentos horizontais. A Figura 5.6 apresenta a malha na região da escavação e da contenção do Trecho A (seção A-A).

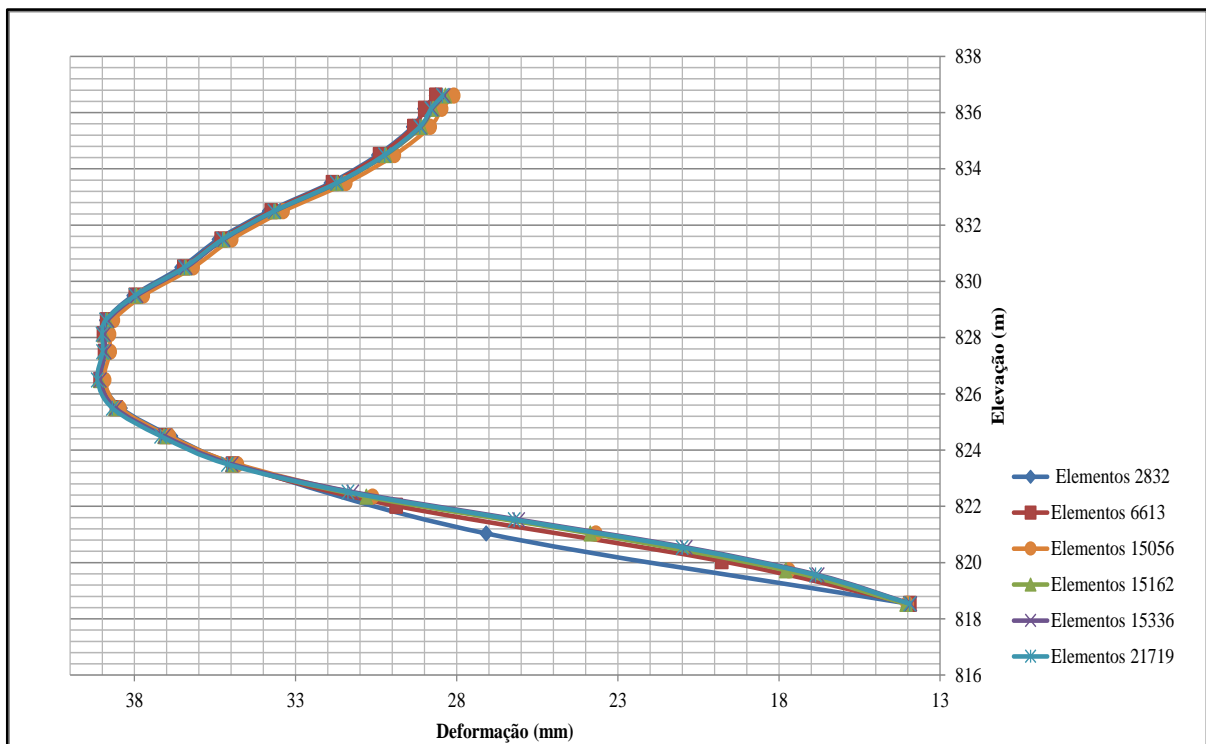


Figura 5.5 - Deslocamentos horizontais fornecidas pelas análises numéricas utilizando diferentes malhas de elementos para o modelo da seção geotécnica.

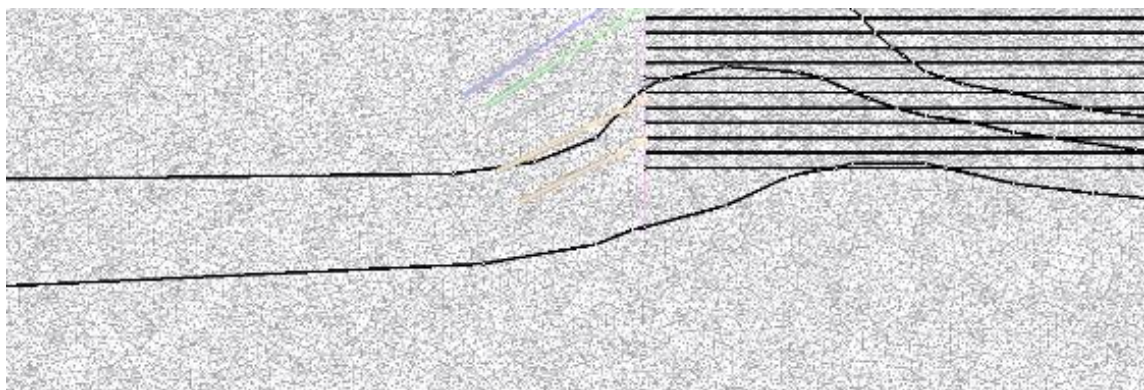


Figura 5.6 - Malha com 15056 elementos.

5.2.2 - Análise Numérica 2D

A análise numérica 2D foi feita com o objetivo de reproduzir os deslocamentos horizontais registradas pelos inclinômetros na fase final de execução da contenção. Os parâmetros adotados estavam dentro das faixas de variação citadas anteriormente. O modelo constitutivo adotado foi o linear elástico perfeitamente plástico. Esta plastificação ocorre quando os parâmetros de resistência são solicitados até o limite de ruptura de Mohr-Colomb. Mesmo sabendo que o solo ao plastificar possa não romper, conseguindo se manter resistente com os seus parâmetros de pós-pico e residuais, este critério foi criado a interessar-se em diminuir a variabilidade de parâmetros de resistência, uma vez que diversos parâmetros poderiam representar a deslocamento horizontal do inclinômetro na modelagem numérica.

Com relação à elevação do nível de água, a modelagem numérica considerou o valor medido pelos piezômetros (a elevação mais alta encontrada foi a de 815 m). Com as sondagens, obteve-se uma elevação média de 826 m. Durante a escavação da cortina não foi verificada a presença de água, o que era de se esperar, uma vez que a escavação para execução da contenção foi realizada durante o período seco de Belo Horizonte.

A seguir, estão descritas as etapas construtivas utilizadas na modelagem numérica:

- 1ª Etapa (*In situ*): situação antes da execução da obra. Nesta análise foram desconsideradas quaisquer deformações causadas pela geometria do local, pois elas encontravam-se estabilizadas no momento da execução da obra.
- 2ª Etapa (1ª escavação): escavação do primeiro metro de solo.
- 3ª Etapa (2ª escavação): escavação do segundo metro de solo e implementação do elemento estaca, conforme representado na Figura 5.7.
- 4ª e 5ª Etapa (3ª e 4ª escavação): escavação do terceiro e quarto metro de solo.
- 6ª Etapa (5ª escavação): escavação do quinto metro de solo e execução do tirante (Figura 5.8).
- 7ª a 17ª Etapa: as demais etapas seguiram o mesmo critério – escavação de 1 m de solo e implementação de tirantes nas etapas 8, 11, 14 e 17, sendo que antes dessas etapas se escavou, aproximadamente, 1 m abaixo dos tirantes.

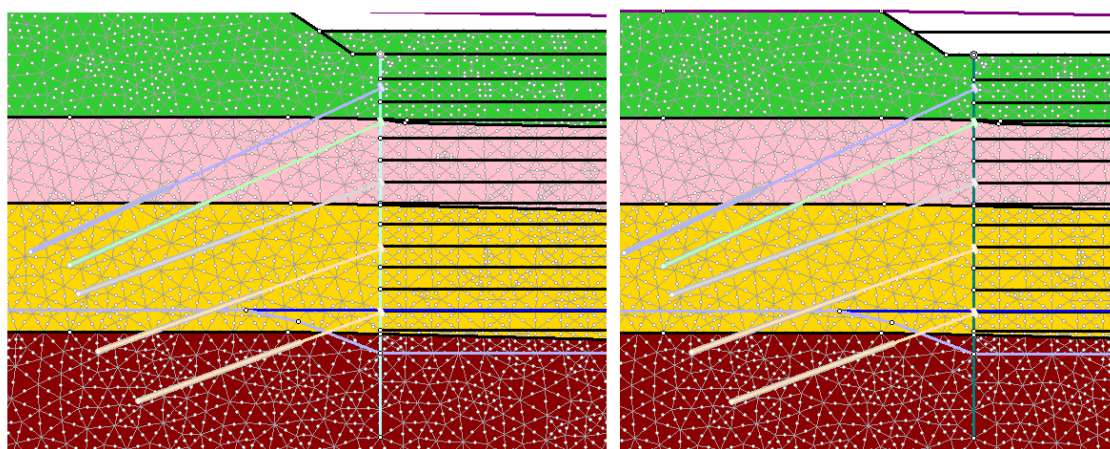


Figura 5.7 - Representação da 2ª e 3ª etapas, mostrando a escavação e execução da estaca.

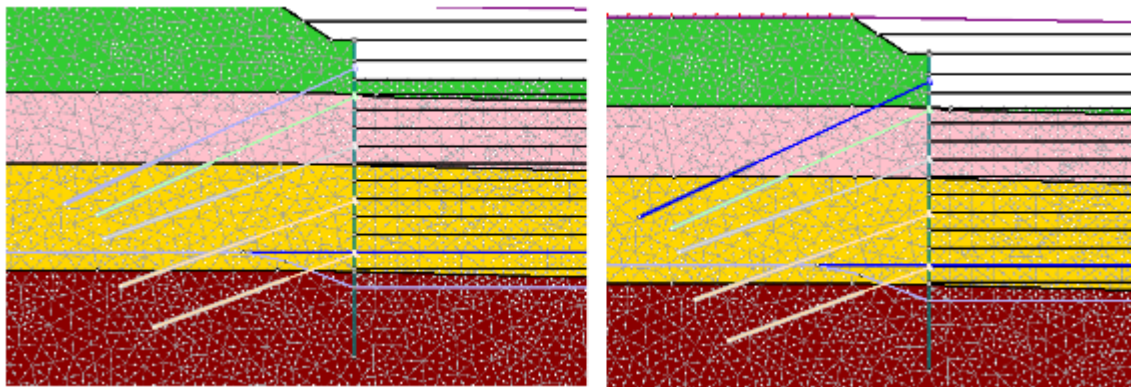


Figura 5.8 - Representação da 5ª e 6ª etapas, mostrando a execução do tirante da 1ª linha.

Em todas as etapas foram considerada uma sobrecarga de 20 kPa para considerar a rua acima da contenção (Rua Itaocara). Nesta rua trafegam veículos leves e há sobrecargas da fundação das casas, que são de, no máximo, 3 pavimentos (Figura 5.9). Essas estruturas provavelmente não apresentam este nível de carregamento, porém, como proposto na NBR-11682/2009 (ABNT, 2009), deve-se considerar este valor como sobrecarga mínima. Além disso, por não terem sido obtidas informações sobre os projetos das fundações vizinhas, adotou-se esse valor, conforme a NBR citada.



Figura 5.9 - Foto das casas localizadas acima da contenção

5.2.4 - Análise considerando os parâmetros médios dos ensaios

A análise da modelagem com parâmetros médios, obtidos nos ensaios, foram realizados conforme a metodologia desenvolvida durante este trabalho. Após observar os resultados dos ensaios, adotou - se como parâmetro médio os valores do ângulo de atrito efetivo (ϕ'), obtido pela correlação de Décourt (1989) e do ensaio SPT, por ser a correlação que apresenta os menores coeficientes de variação e se encontram em valores próximos à bibliografia, representado na Tabela 5.25. O valor médio utilizado para o módulo de elasticidade e coeficiente de empuxo em repouso, foi determinado através dos resultados do CPTu e DMT,

por acreditar que esses ensaios apresentam maior confiabilidade e os de coesão continuam a serem arbitrários e apresentarem os mesmos valores das retroanálises.

Tabela 5.25 - Valores dos parâmetros médios obtido nos ensaios.

	γ (kN/m ³)	Φ' (°)	C' (kPa)	E (kPa)	μ	Ko
Silte-argiloso (aterro antigo)	17	36	10	52.000	0,35	1,33
Silte arenoso	19	37	15	84.000	0,334	0,91
Silte areno argiloso (solo residual)	20	38	20	128.000	0,30	0,77
Silte arenoso (saprolito de Gnaise)	21	39	30	200.000	0,25	0,68

Nota: ϕ' = ângulo de atrito efetivo; E = módulo de elasticidade; S_u = resistência ao cisalhamento não drenado das argilas; C' = coesão efetiva; K_0 = coeficiente de empuxo em repouso; ν = coeficiente de Poisson.

As tensões in situ apresentam o mesmo valor das tensões verticais se comparadas com a retroanálise já que não foram alteradas as geometrias e peso específico durante o estudo, porem a tensão horizontal mudou em função da alteração do coeficiente de empuxo em repouso (K_0).

O enfoque dessa análise foi verificar se a utilização dos parâmetros médios conseguiria apresentar os deslocamentos da contenção e verificar quais seriam as zonas de plastificação desse modelo. Essa análise apresentou uma zona de plastificação menor do que a da retroanálise e não mostrou uma região plastificada próxima ao bulbo das duas linhas de tirante (próximas ao final da escavação). A Figura 5.10 apresenta o resultado da plastificação da contenção.

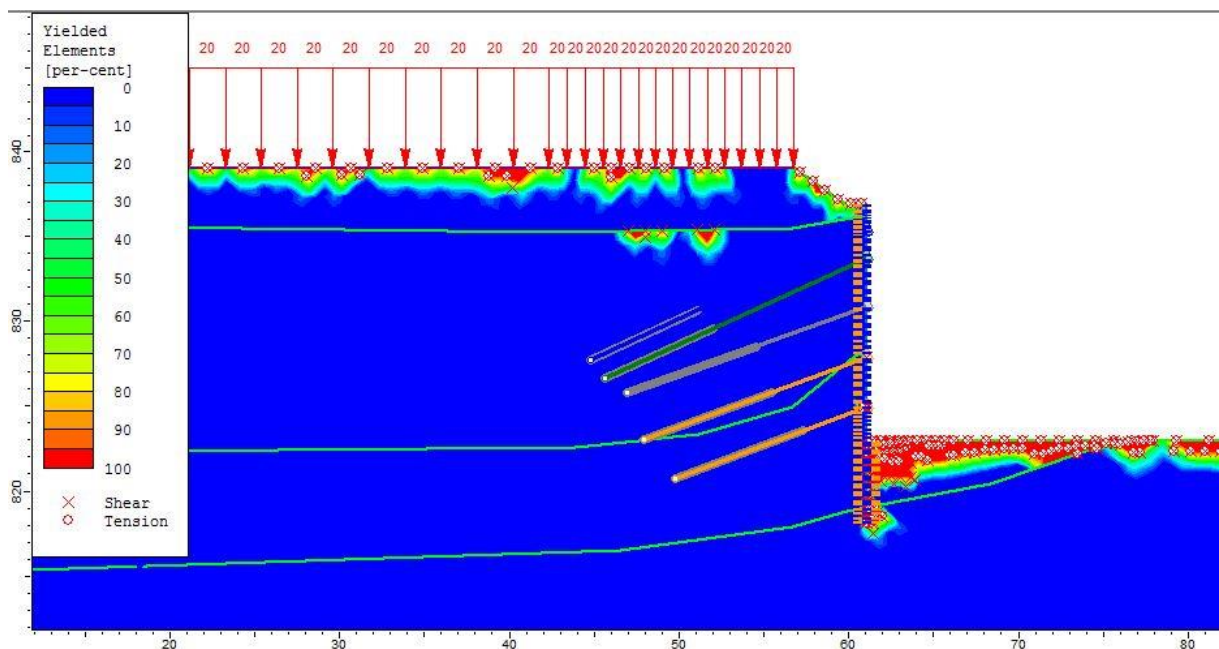


Figura 5.10 - Zonas de plastificação obtidas pela modelagem (Parâmetros médios).

A Figura 5.11 representa a deformação da malha de elementos finitos (obtida via modelagem numérica) aumentada 50 vezes, para melhor visualização dos deslocamentos horizontais da contenção. Além disso, podem ser vistos os contornos das regiões que possuem os mesmos deslocamentos horizontais, delimitando a área de influência causada pela construção da contenção, onde ocorrem deslocamentos horizontais em relação ao eixo X. Por fim, nota-se a ocorrência dos deslocamentos na ficha, mostrando que ela também opera para manter a contenção estável.

A região laranja escura indica um deslocamento horizontal de 2,6 cm, já os valores em laranja claro são de 2,33 cm chegando no valor mínimo na localização da contenção representado pela cor azul claro com os valores de 0,44 cm. A ficha é o local que possui menor deslocamento, pois nesta situação parte das cargas são recebidas pelos tirantes, e assim podendo instabilizar a contenção.

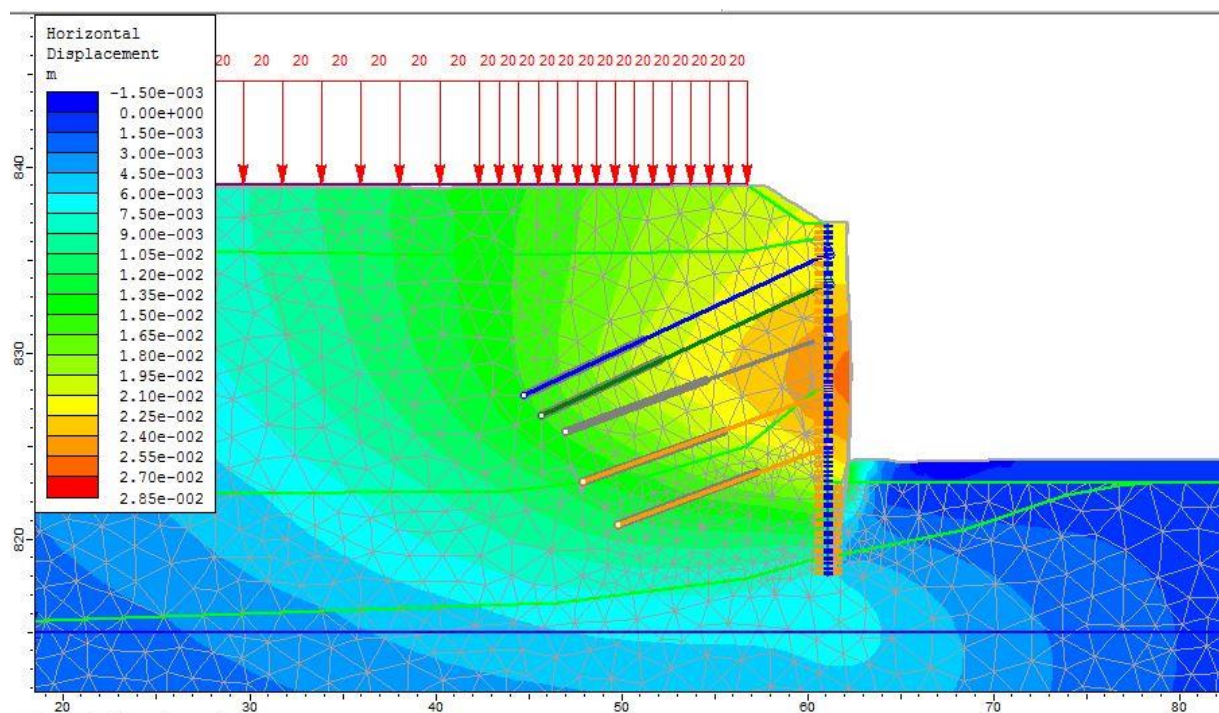


Figura 5.11 - Deslocamento horizontal da contenção aumentada 50 vezes e as isolinhas de deslocamentos horizontais (Parâmetros médios).

A comparação dos deslocamentos horizontais calculados pela seção geotécnica com as medidas dos inclinômetros pode ser vista na Figura 5.12. Pode se perceber nessa análise maior divergência tanto na base quanto no topo da contenção em comparação a retroanálise.

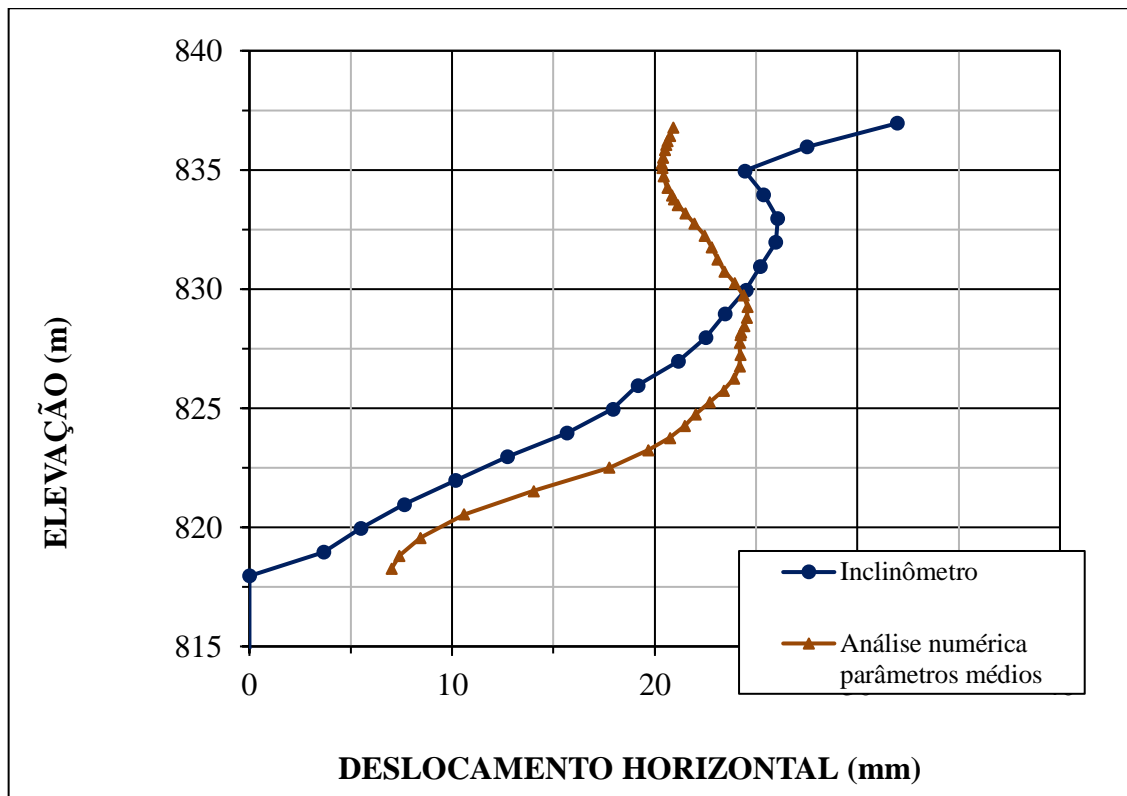


Figura 5.12 - Gráficos de comparação do deslocamento horizontal do inclinômetro com a modelagem numérica parâmetros médios.

5.2.5 - Análise considerando parâmetros conservadores (Limite Inferior)

A análise conservadora, **Limite Inferior**, adotou os valores conforme mostrados na Tabela 5.26. A tomada de decisão para se escolher os valores do ângulo de atrito para as diferentes camadas, foram feitos com base nos resultados dos ensaios DMT, CPTu e SPT. Os parâmetros módulos de elasticidade (E) e coeficiente de empuxo em repouso (K_0), foram utilizados os dados do CPTu e DMT.

Tabela 5.26 - Valores dos parâmetros utilizados na análise numérica (Limite Inferior).

	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	C (kPa)	E (kPa)	μ	K_0
Silte-argiloso (aterro antigo)	17	29	10	23.000	0,35	2
Silte arenoso	20	32	15	33.000	0,334	2
Silte areno argiloso (solo residual)	20	34	20	37.000	0,30	1
Silte arenoso (saprolito de Gnaiss)	21	35	30	70.000	0,25	0,70

A análise dos parâmetros inferiores apresentou os deslocamentos da contenção mais elevados em relação ao medido pelos inclinômetros da obra. As zonas de plastificação desse modelo também não representam bem a estrutura, pois como pode ser observado na Figura 5.13, a

última linha de tirantes de 80 toneladas está praticamente rompida, pois toda a zona ao entorno dele está com 100% da sua resistência (Plastificação).

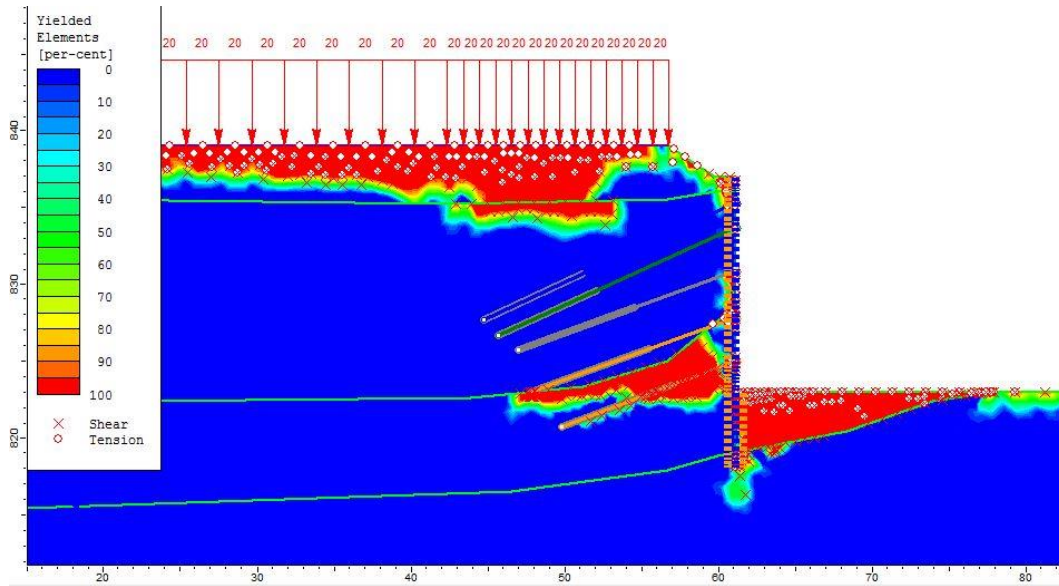


Figura 5.13 - Zonas de plastificação obtidas pela modelagem parâmetros **Limite Inferior**.

Nesta análise pode se perceber maior deslocamento da estrutura em função da escolha de parâmetros próximos ao limite inferior da faixa de variação dos parâmetros. Ao verificar os esforços na estaca percebe-se que ocorreu pouco acréscimo de carga conforme será mostrado ao final das análises 2D. A Figura 5.14 representa os deslocamentos dessa análise aumentado 50 vezes e o contorno dos deslocamentos horizontais.

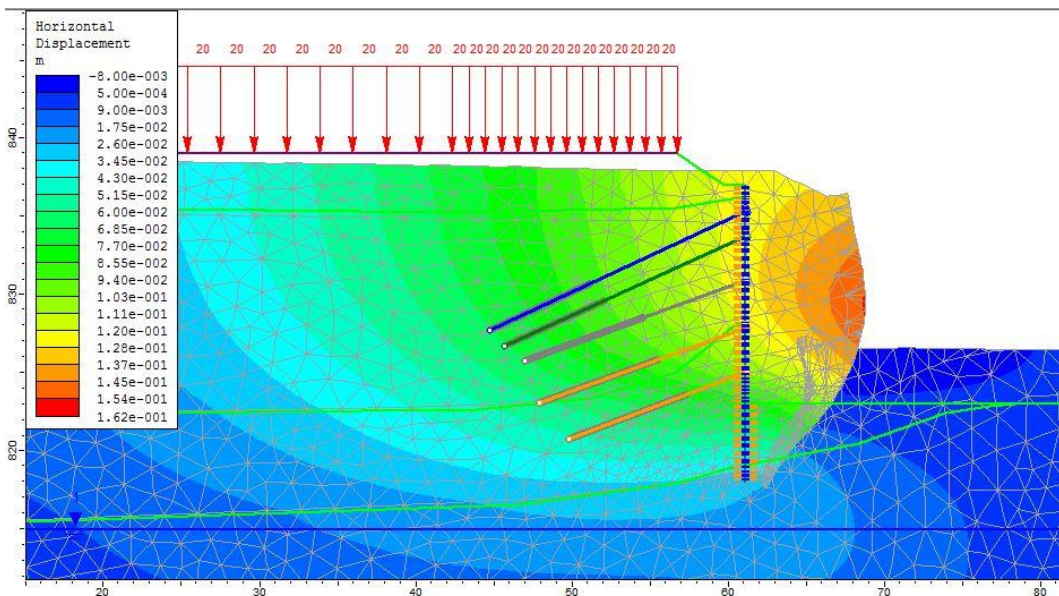


Figura 5.14 - Deslocamento horizontal da contenção aumentada 50 vezes e as isolinhas de deslocamentos horizontais (Parâmetros limite inferior).

Os deslocamentos dessa análise foram as que tiveram uma maior diferença dos dados da instrumentação, mas, mesmo que durante essa parte do estudo, tenhamos trabalhado com os parâmetros efetivos. A Figura 5.15 indica os deslocamentos nesse cenário da análise, comparada com os resultados dos deslocamentos, confirmando o que se falou ao longo do capítulo 5.

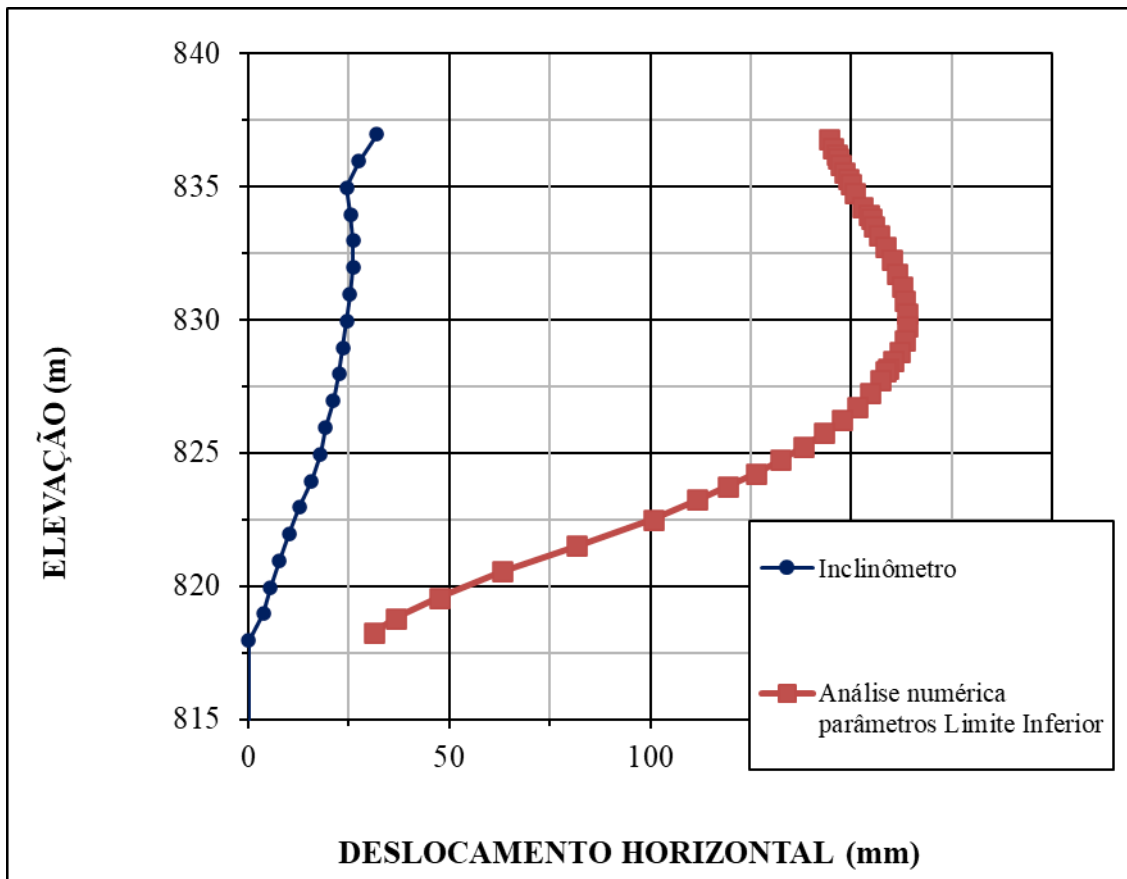


Figura 5.15 - Gráficos de comparação do deslocamento horizontal do inclinômetro com a modelagem numérica (Parâmetros Limite Inferior).

Essa análise foi muito importante pois, conhecendo os limites dos parâmetros e no caso de medir os deslocamentos, percebe-se que devemos fazer uma intervenção, nesse momento já saberíamos do comportamento da obra para tomar a decisão sobre a intervenção ou evacuação da população local.

5.2.6 - Análise considerando parâmetros otimistas (Limite Superior)

Então como uma verificação final da análise 2D, foi realizado a análise utilizando os parâmetros do Limite Superior, essa análise tende a ser otimista nos parâmetros, mas a adoção da correlação e o tipo de ensaio que foi retirado os máximos dos parâmetros dos materiais, foi utilizado uma combinação dos resultados dos ensaios chegando aos valores descritos na Tabela 5.27.

Tabela 5.27 - Valores dos parâmetros utilizados na análise numérica (Limite Superior).

	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	C (kPa)	E (kPa)	μ	K_0
Silte-argiloso (aterro antigo)	17	38	10	91.000	0,35	1
Silte arenoso	20	41	15	138.000	0,334	0,5
Silte areno argiloso (solo residual)	20	42	20	255.000	0,30	0,43
Silte arenoso (saprolito de Gnaiss)	21	47	30	280.000	0,25	0,68

A análise dos parâmetros superiores conseguiu apresentar os deslocamentos horizontais da contenção bem próximos ao obtidos na instrumentação. O modelo apresentou uma zona de plastificação menor do que a de todas outras análises, mas na região da ficha, continuou ocorrendo plastificação. O modelo não mostrou uma ruptura global em nenhuma das linhas de tirante. A Figura 5.16 apresenta o resultado da plastificação da contenção para esses parâmetros.

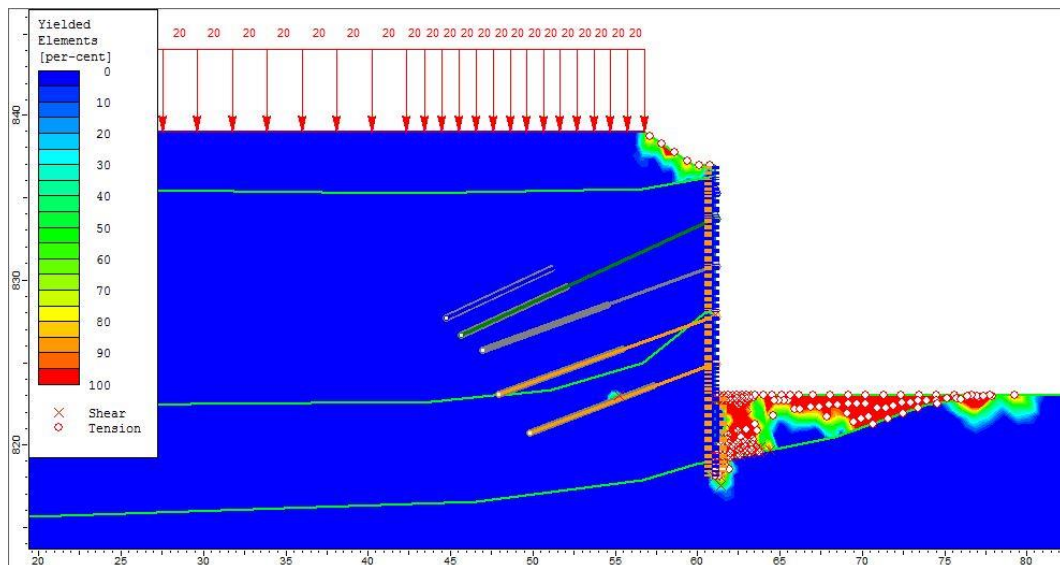


Figura 5.16 - Zonas de plastificação obtidas pela modelagem parâmetros (Parâmetros limite Superior).

A Figura 5.17 representa a deformação da malha de elementos finitos (obtida via modelagem numérica) aumentada 50 vezes, para melhor visualização dos deslocamentos horizontais da contenção. Além disso, podem ser vistos os contornos das regiões que possuem os mesmos deslocamentos horizontais, delimitando a área de influência causada pela construção da contenção onde ocorrem deslocamentos horizontais em relação ao eixo X. Por fim, nota-se a ocorrência dos deslocamentos na ficha, mostrando que ela também opera para manter a contenção estável.

A região laranja escura indica um deslocamento horizontal de 2,6 cm, já os valores em laranja claro são de 2,33 cm chegando no valor mínimo na localização da contenção representado pela

cor azul claro com os valores de 0,44 cm. A ficha é o local que possui menor deslocamento, pois nesta situação parte das cargas são recebidas pelos tirantes, e assim podendo instabilizar a contenção.

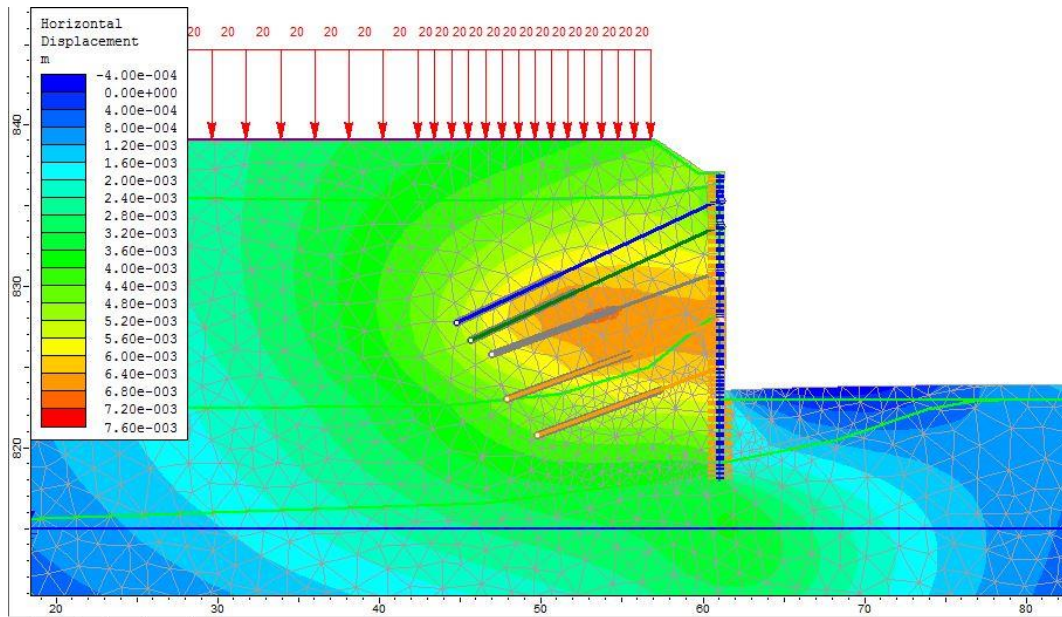


Figura 5.17 - Deslocamento horizontal da contenção aumentada 50 vezes e as isolinhas de deslocamentos horizontais (Parâmetros limite Superior).

A seguir, os resultados obtidos na modelagem numérica com os parâmetros do limite superior em comparação aos deslocamentos horizontais medidos no inclinômetro do Trecho A (Figura 5.18).

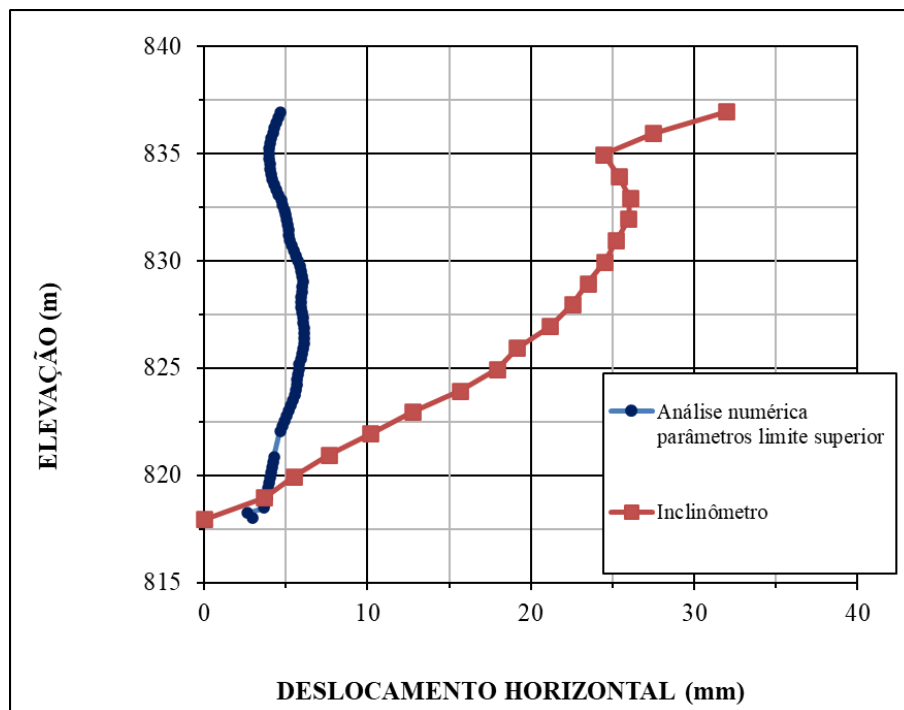


Figura 5.18 - Gráfico comparação dos deslocamentos horizontais Parâmetros limite Superior.

5.2.7 – Comparação dos esforços e deslocamentos das análises 2D

Foram comparados os esforços obtidos nas análises numéricas utilizando-se as condições dos parâmetros médios, limites superior e inferior. A Figura 5.19 está representando a posição em que são obtidos os esforços na estaca.

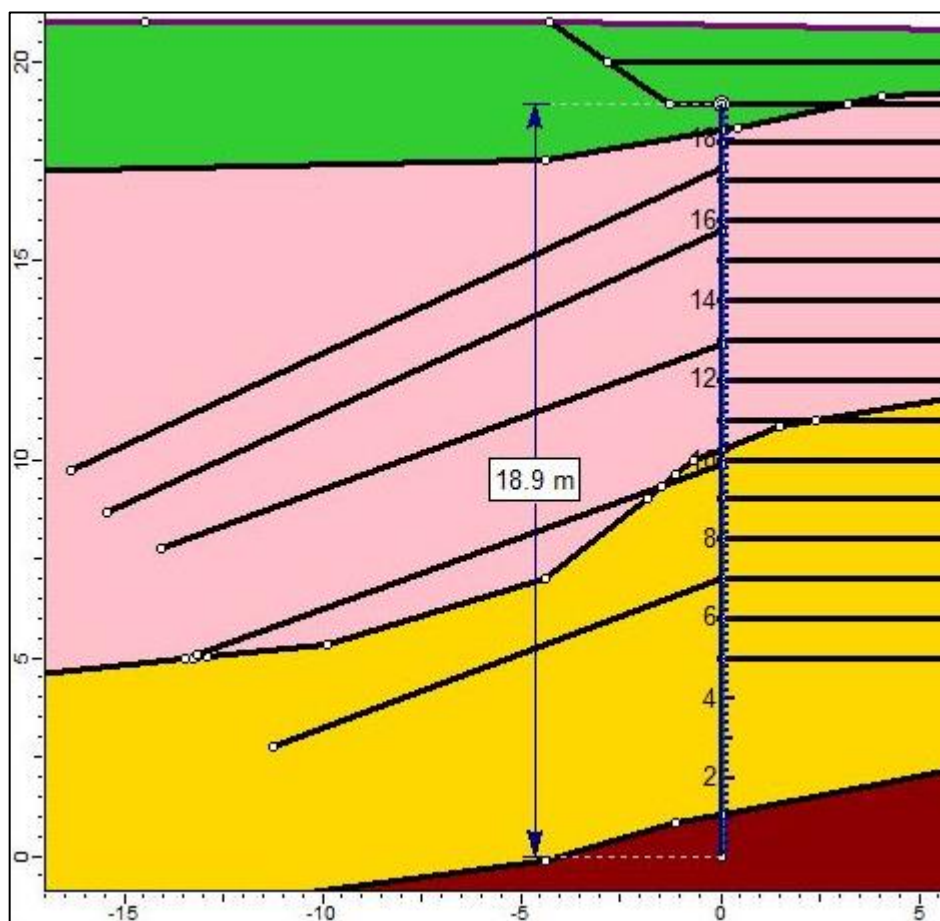


Figura 5.19 - Posição dos esforços na estaca, sendo 0 o início da ficha e aproximadamente 18,9 a crista da estaca.

O primeiro gráfico de comparação das análises numéricas apresenta os esforços cortantes na estaca, que produzem esforço em função da carga dos tirantes e da reação do solo, tendendo a cisalhar a estaca. Sendo assim, o estribo da estaca tem que combater esse esforço para que a estrutura permaneça em equilíbrio. A Figura 5.20 mostra que ao considerar os parâmetros inferiores, os esforços na crista são ligeiramente maiores mostrando que a influência dos parâmetros para essa situação é bem insignificante. A maior influência do esforço é em função da carga dos tirantes, o que não varia nas análises. Os esforços cisalhantes máximos encontrados foram de -135 kN/m e 153 kN/m que são das análises de parâmetros inferiores.

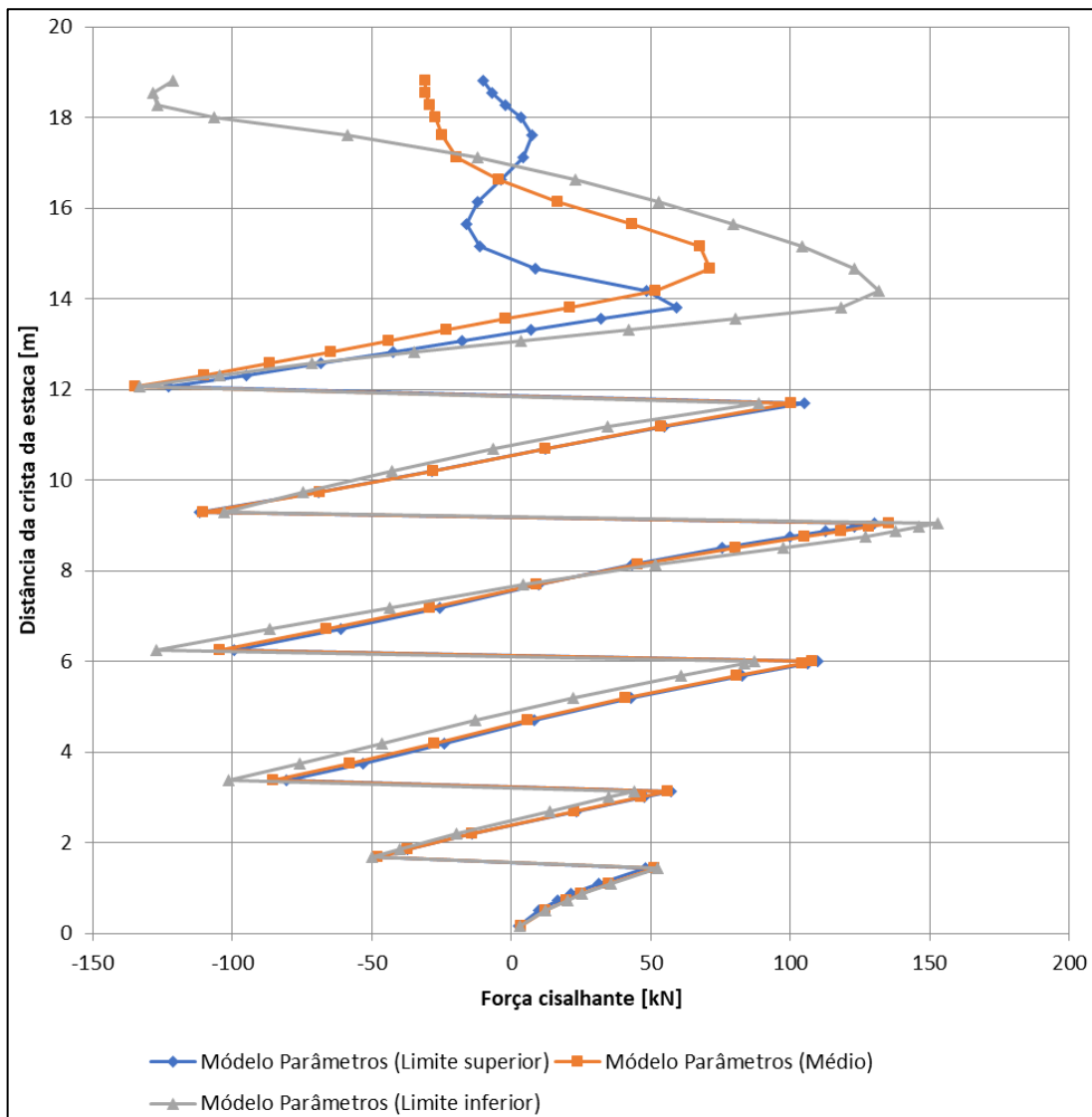


Figura 5.20 - Gráfico dos esforços cisalhantes na estaca.

A comparação dos momentos na estaca, ao qual será solicitado as barras longitudinais da estaca é apresentada na Figura 5.21. Pode-se perceber uma grande variação em função dos parâmetros dos materiais. Ao se comparar o limite inferior com os parâmetros médios, temos uma diferença do esforço máximo negativo de 105 kN.m/m, que é uma diferença 1,89 vezes a análise dos parâmetros médios. A diferença da média e do limite superior é de 1 kN.m/m mas a posição delas são diferentes, pois a média está próxima da crista e o limite superior está entre a 4ª e 5ª linha de tirantes. O momento máximo positivo foi maior também na análise de parâmetros com limite inferior, sendo seu valor de 149 kN.m/m, enquanto na análise de parâmetros médios esse valor chegou a 72 kN.m/m, tendo uma diferença de 77 kN.m/m, o que corresponde a diferença absoluta 1,07 da média.

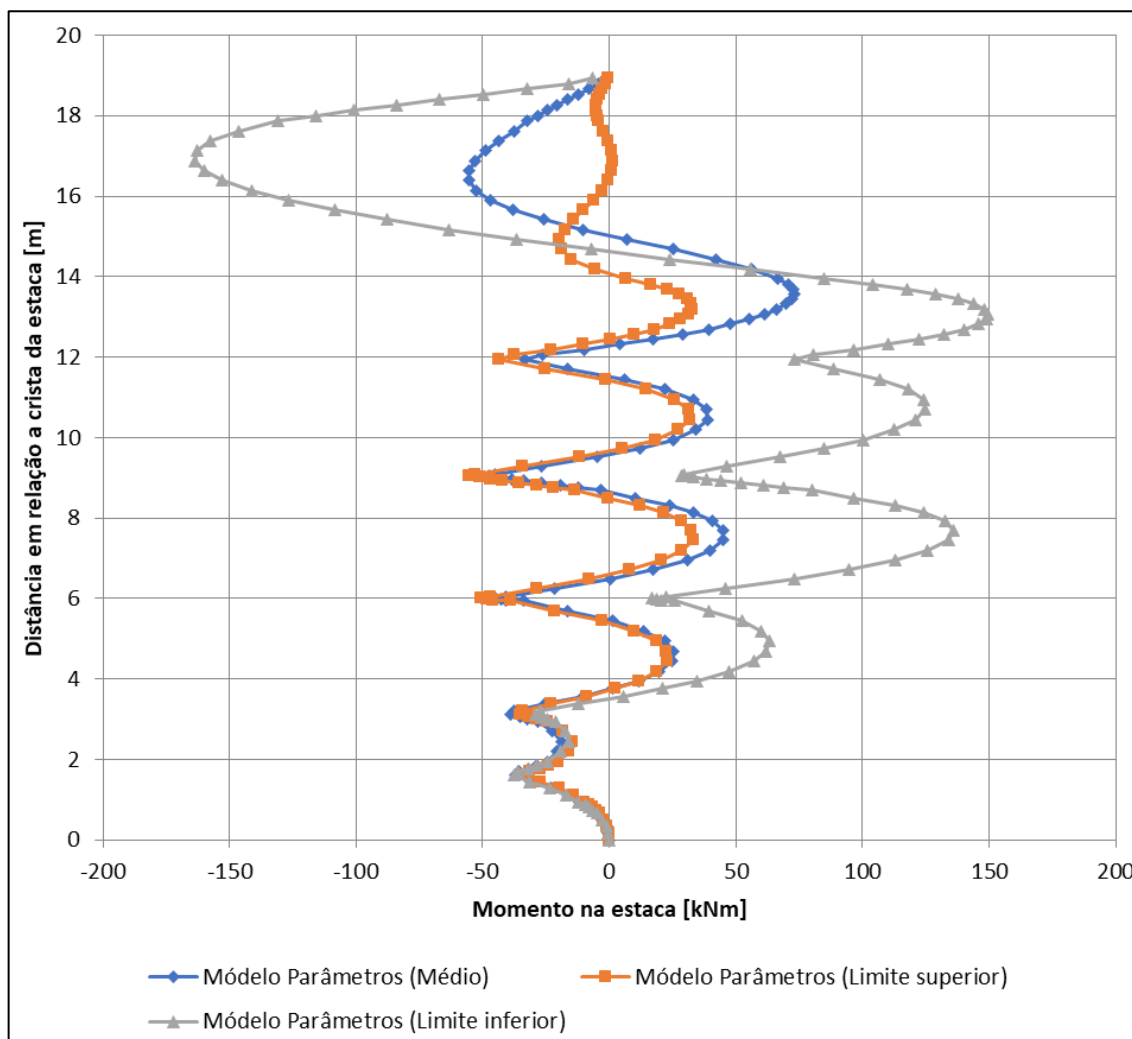


Figura 5.21 - Gráfico dos Momentos na estaca.

Portanto, ao avaliar as situações limites dos parâmetros da modelagem numérica e a média, pôde ser observado que os esforços na estaca possuem variações significativas no momento da estaca, em função da rigidez dos materiais contidos pela contenção. No esforço cisalhante essa variação foi ínfima. O próximo capítulo demonstrará os parâmetros que o autor considera representativos para descrever os deslocamentos e comportamento da obra.

A comparação dos deslocamentos horizontais obtidos nas modelagens numéricas pode ser vista na Figura 5.22. A contenção apresenta o maior deslocamento na análise de limite inferior e foi onde o modelo mais divergiu dos deslocamentos obtidos na instrumentação. Na modelagem numérica com os parâmetros do limite superior ocorreu um menor deslocamento. A diferença do deslocamento máximo dos inclinômetros comparado com a modelagem do limite superior é de 26 mm, enquanto para o limite inferior essa variação foi de 132 mm. Os deslocamentos horizontais da leitura do inclinômetro apresentaram uma boa convergência com a análise dos parâmetros médios.

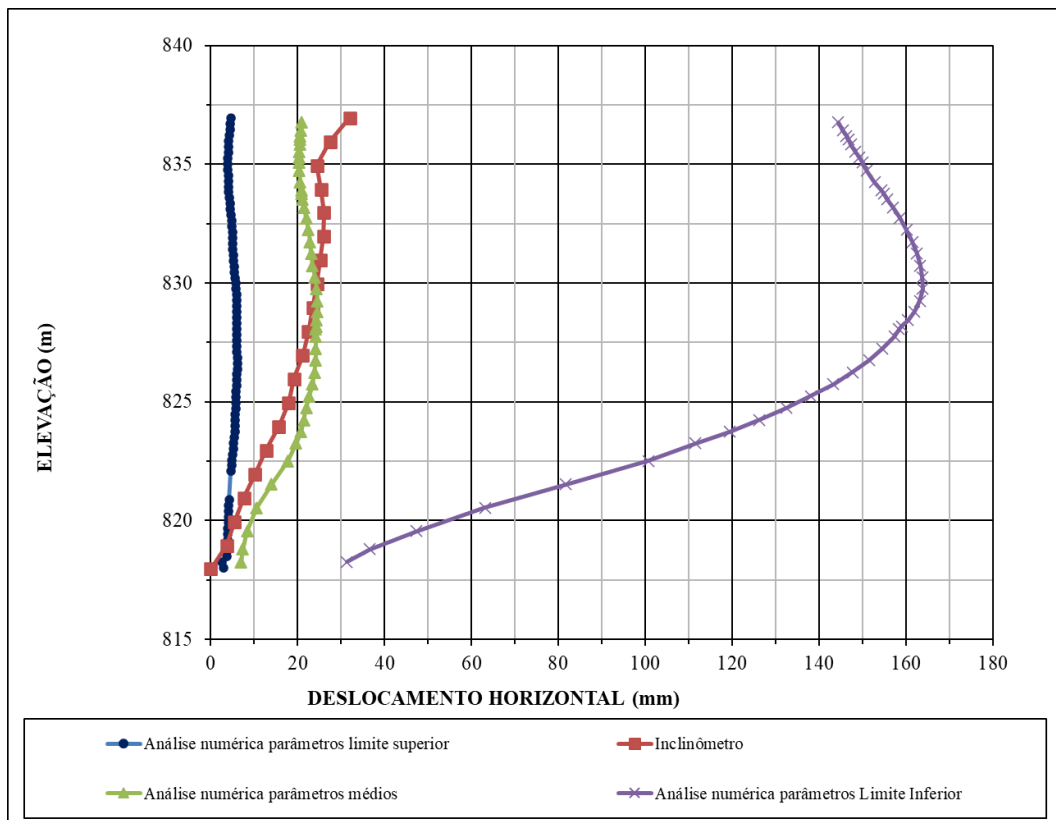


Figura 5.22 - Gráfico comparação dos deslocamentos horizontais das análises numéricas e medidas na instrumentação (Inclinômetro).

5.2.3 - Modelagem numérica (Retroanálise).

A análise numérica inicial utilizou como premissa os parâmetros apresentados na Tabela 5.28. Nesta análise foi considerado um intercepto de coesão inferido com base nos ensaios de campo e laboratório e de acordo com a necessidade de impossibilitar convergência numérica no cálculo. O módulo de elasticidade e K_0 dos materiais foram sendo alterados e calculados, até que fossem atingidos os deslocamentos dos inclinômetros (Retroanálise), mas verificando se ainda se encontravam dentro da faixa de variação dos parâmetros.

Tabela 5.28 - Valores dos parâmetros necessários para a modelagem para ter as mesmas deslocamentos horizontais registrado pelo inclinômetro.

Camadas de solo	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	E (kPa)	ν	K_0
Silte-argiloso (aterro antigo)	17	30	10	23.000	0,35	1,33
Silte arenoso	19	35	15	55.000	0,334	0,85
Silte areno argiloso (solo residual)	20	40	20	200.000	0,30	0,77
Silte arenoso (saprolito de Gnaïsse)	21	45	30	250.000	0,25	0,68

Nota: ϕ' = ângulo de atrito efetivo; E = módulo de elasticidade; S_u = resistência ao cisalhamento não drenado das argilas; C' = coesão efetiva; K_0 = coeficiente de empuxo em repouso; ν = coeficiente de Poisson.

Em problemas de modelagem geotécnica, a determinação de tensões *in situ* é de importância fundamental. Para a análise numérica, as tensões verticais são determinadas pelo peso específico (γ) multiplicado pela altura (h) sobre o nó, caso acima dele existam diferentes tipos de materiais, é feito a somatória de todos os $\gamma \times h$. Enquanto as tensões horizontais são muito mais difíceis de estabelecer. Para determinação se utiliza a tensão vertical vezes o K_0 do material. Nas Figuras 5.23 a 5.25 são apresentadas as tensões verticais totais, tensões horizontais totais e poropressão *in situ*.

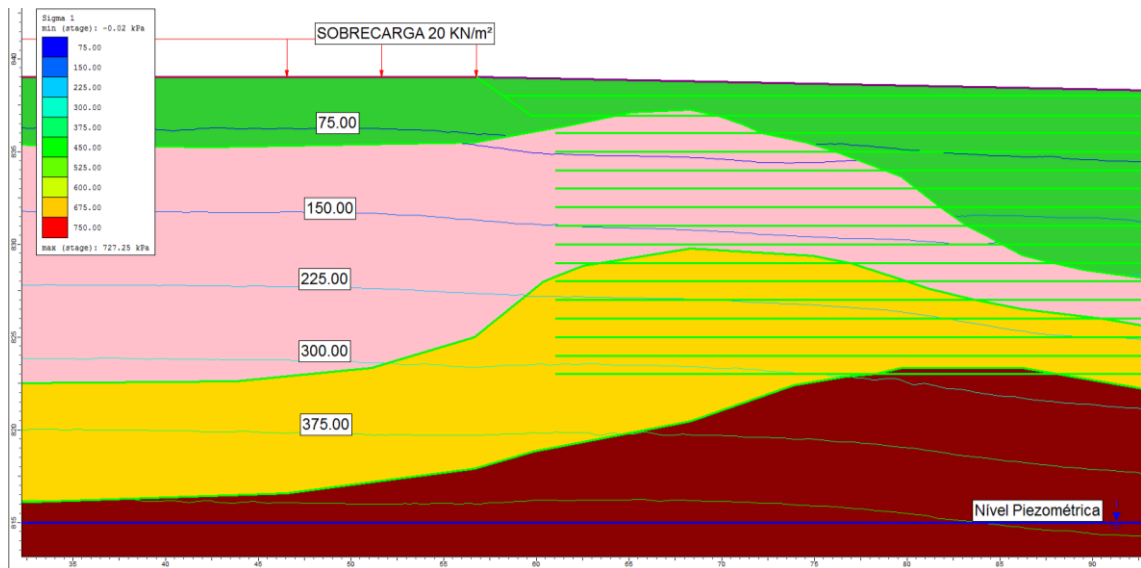


Figura 5.23 - Tensão vertical total *in situ* (kPa)

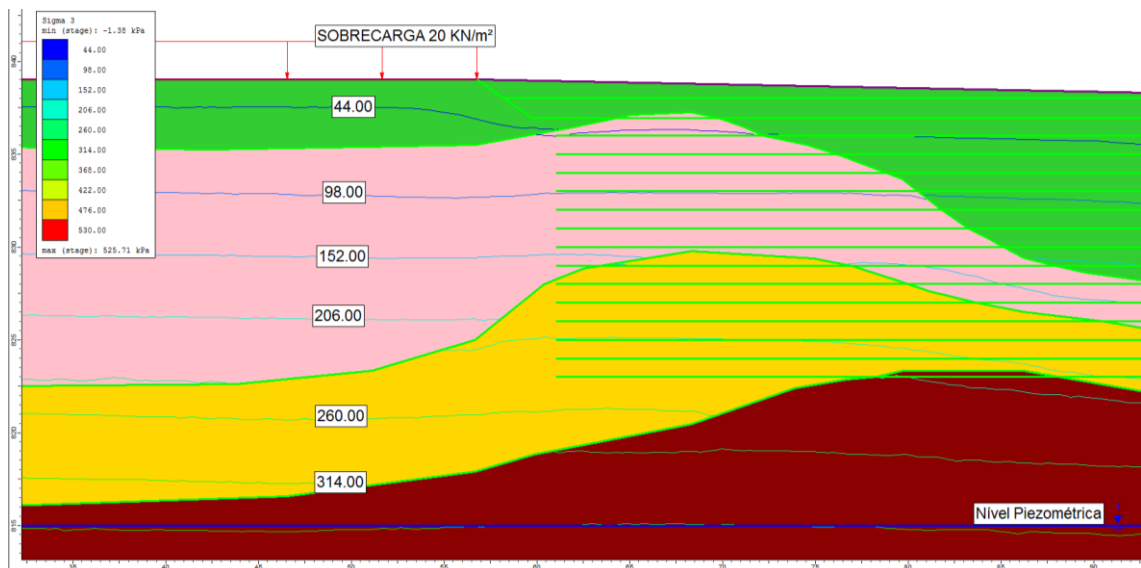


Figura 5.24 - Tensão horizontal total *in situ* (kPa)

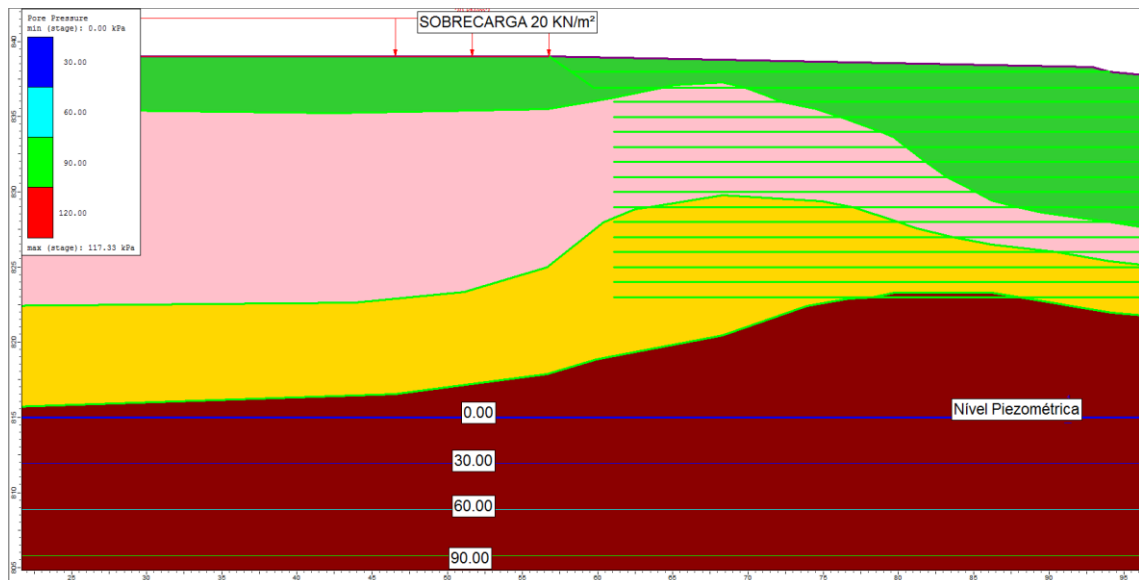


Figura 5.25 - Poropressão *in situ* (kPa)

Ocorreu uma pequena plastificação próximo aos dois últimos tirantes, demonstrando que pode haver uma divergência na modelagem com a situação da obra, pois não ocorreu nenhum relato de perda de carga dos tirantes e também não ocorreu relato de ruptura de bulbo na obra, além disso, em todos os tirantes foram realizados ensaios de recebimento, que estão apresentados no Anexo C.

A comparação com as medidas dos inclinômetros pode ser vista na Figura 5.26. As dificuldades encontradas para alcançar os valores dos deslocamentos dos inclinômetros ocorreram em função de que a leitura do topo da contenção, o material é composto de aterro, sendo que neste local pode ter sido uma região com aterro de baixa resistência e alta deformabilidade, mas que não foi possível determinar esses parâmetros, dentro da faixa de variações encontradas nos ensaios geotécnicos.

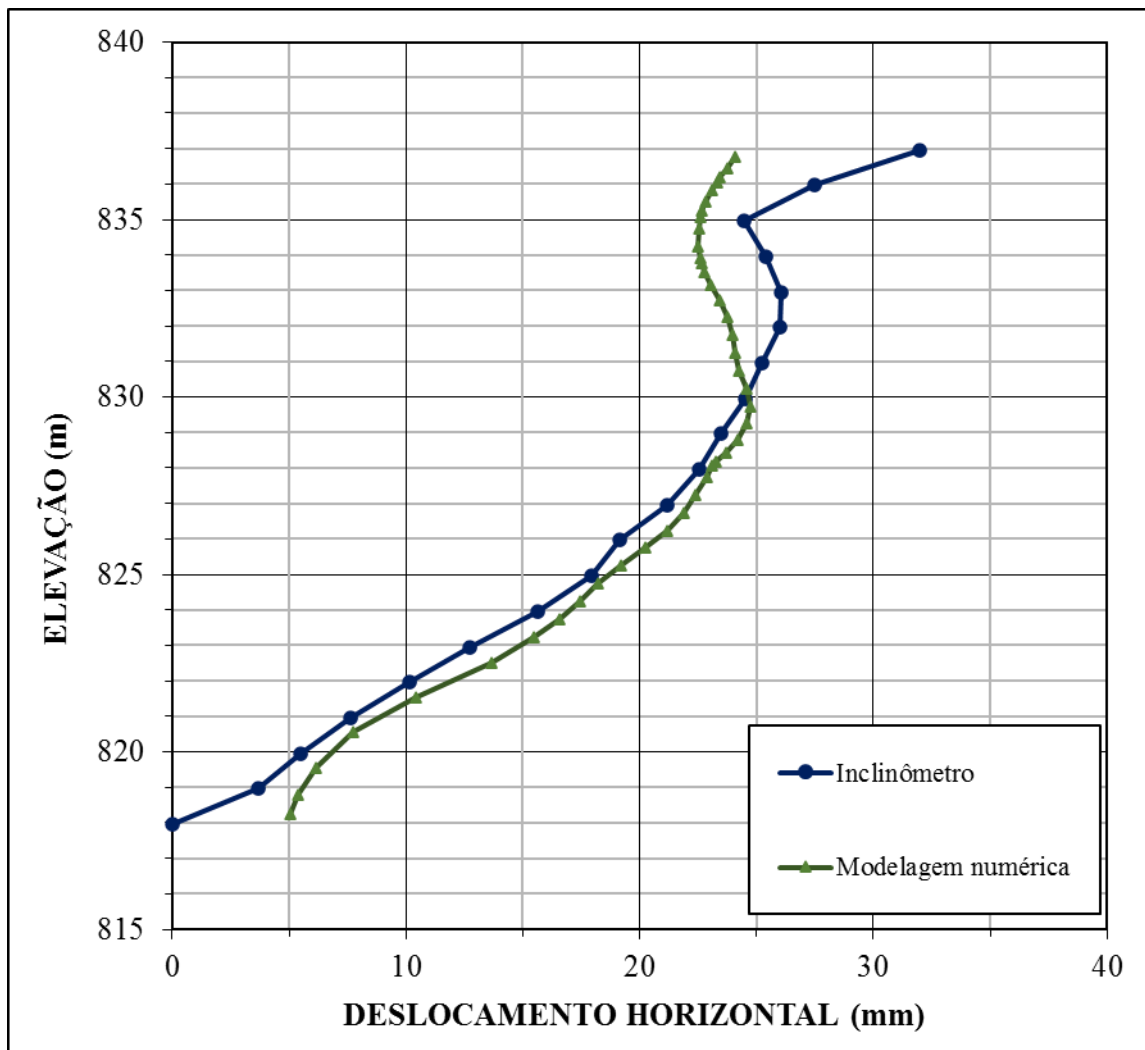


Figura 5.26 - Gráficos de comparação do deslocamento horizontal do inclinômetro com a modelagem numérica.

Pode-se perceber na análise que poderia existir outras combinações de parâmetros de resistência e compressibilidade, dentro da faixa de variação mostrada anteriormente, para representar os deslocamentos horizontais dos inclinômetros pelo modelo de espessura média. Então, a combinação escolhida é apenas uma das possíveis combinações. No ensaio de compressão triaxial da segunda camada de solo, por exemplo, foram obtidos valores em torno de 35 graus, os mesmos encontrados na análise, mas os valores que mais influenciam a retroanálise são K_0 e E (módulo de elasticidade).

As trajetórias de tensão são mostradas em laranja na Figura 5.27, pode se perceber que no contato estaca/tirantes, identifica que σ_1 é quase igual a σ_3 em função da carga dos tirantes. O gráfico no local onde estão os materiais indicam o valor de σ_3 (tensões principais menores). De acordo com as escalas das trajetórias é possível visualizar se a tensão desviadora é alta ou baixa.

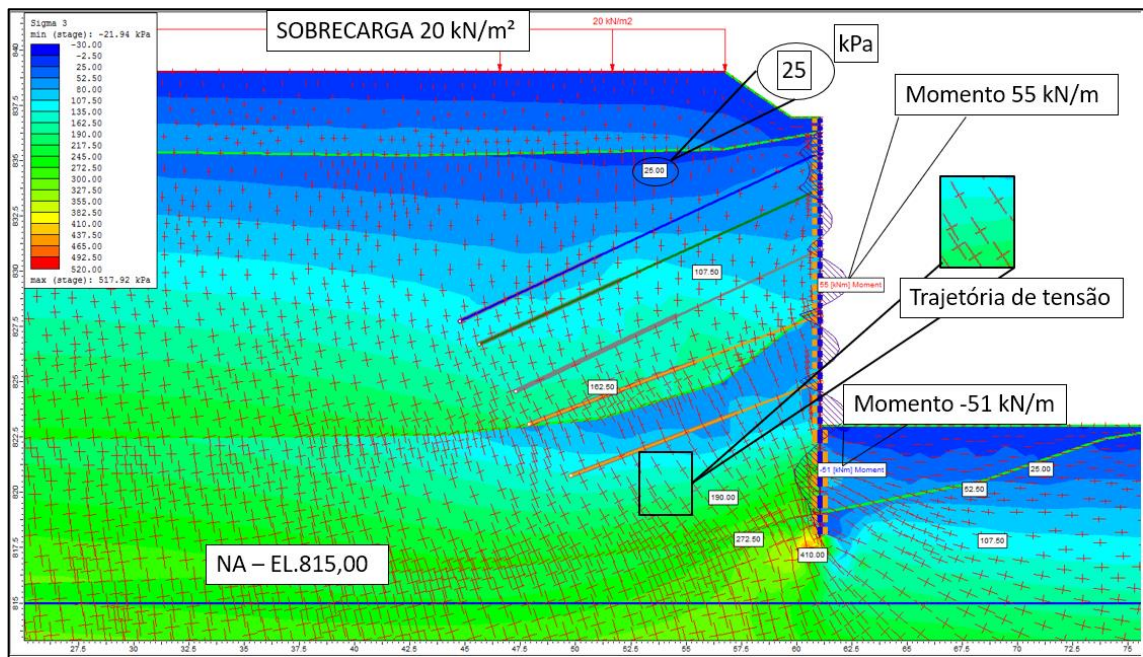


Figura 5.27 - Gráficos indicando as trajectórias de tensão dos nós com os contornos de sigma 3 (tensão principal menor).

É possível perceber que no local onde está posicionado o prédio da empresa, sigma 1 é muito maior que sigma 3, quase não dá para ver na imagem, isso ocorre em função da escavação do solo onde a retirada da tensão vertical faz com que o local se torne mais propício à rupturas com extensão lateral. Como observado na Figura 5.28, os elementos com ruptura por tensões axiais (compressão ou tração) são indicados com um elemento vermelho circular (o), os que romperão por cisalhamento são mostrados na cor vermelha em um formato de (x). Onde se encontram os dois símbolos no mesmo local, representa a ruptura dos materiais nos dois tipos de sollicitação, cisalhamento e de esforços axiais.

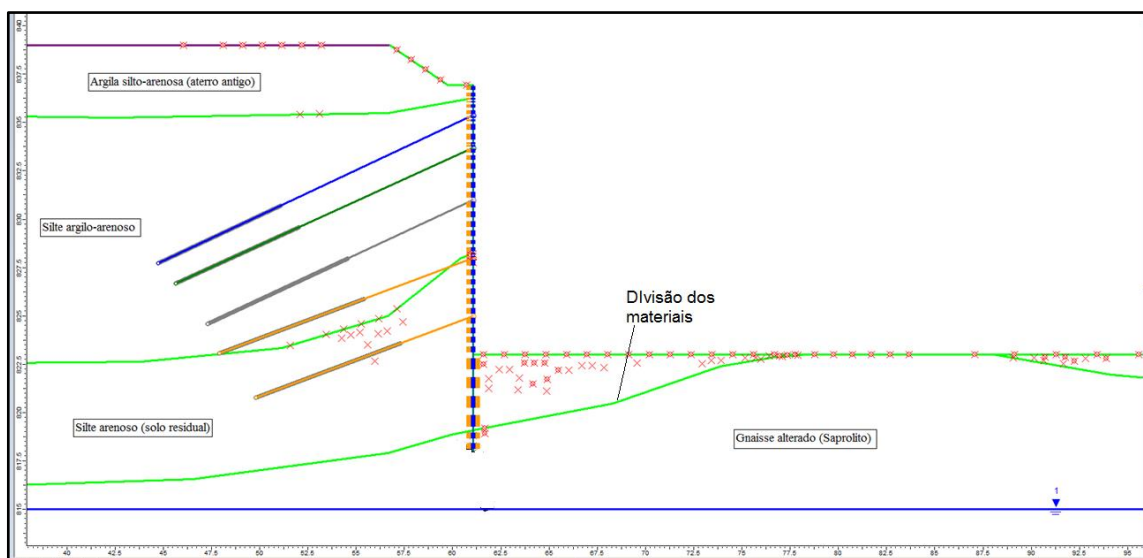


Figura 5.28 - Elementos que atingiram 100% da resistência de pico - (x) elemento rompido por cisalhamento (o) e que romperam por esforços axiais, compressão ou tração.

A Figura 5.29 representa a deformação da malha de elementos finitos (obtida via modelagem numérica) aumentada 50 vezes, para melhor visualização dos deslocamentos horizontais da contenção. Por fim, nota-se a ocorrência dos deslocamentos na ficha, mostrando que ela também opera para manter a contenção estável.

A região laranja escura indica um deslocamento horizontal de 2,6 cm, já os valores em laranja claro são de 2,33 cm chegando no valor mínimo na localização da contenção representado pela cor azul claro com os valores de 0,44 cm. A ficha é o local que possui menor deslocamento, pois nesta situação parte das cargas são recebidas pelos tirantes, e assim podendo instabilizar a contenção.

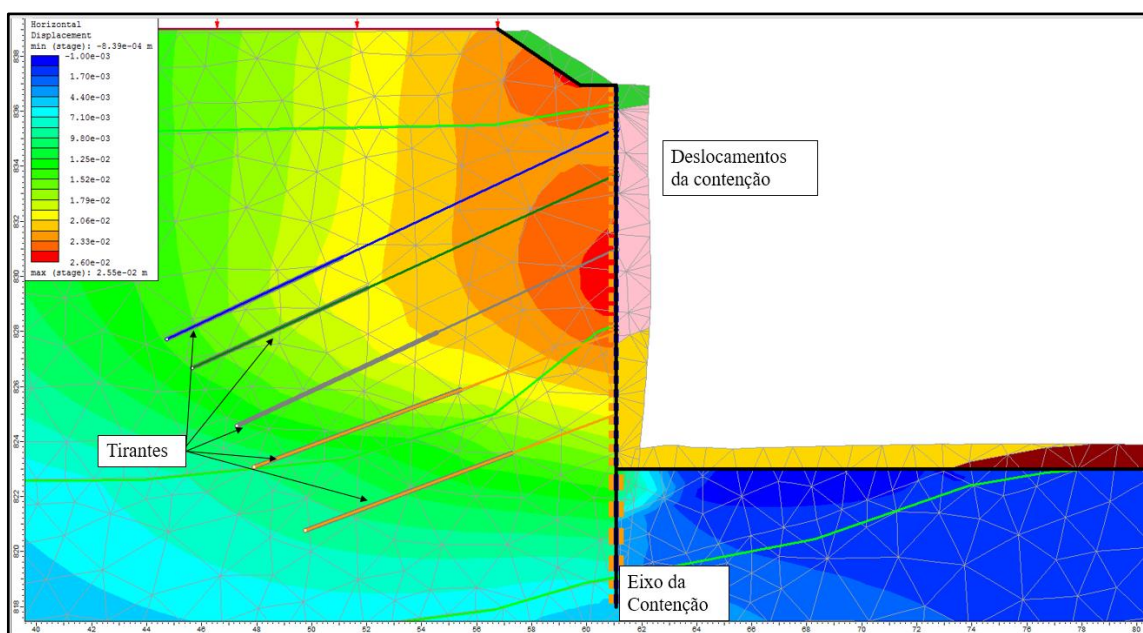


Figura 5.29 - Deslocamento horizontal da contenção em relação a X aumentada 50 vezes.

A Figura 5.30 representam as zonas de plastificação, as regiões em vermelho são os locais onde o solo atingiu 100% da sua resistência. Os materiais na análise romperão por cisalhamento no local dos dois tirantes próximos ao fundo da escavação, em função da carga de protensão dos tirantes. Nos locais próximos da ficha da cortina, a região onde ocorreu a escavação, o rompimento foi devido a extensão axial, ocorrendo redução do carregamento vertical e a tensão horizontal permanecendo quase constante.

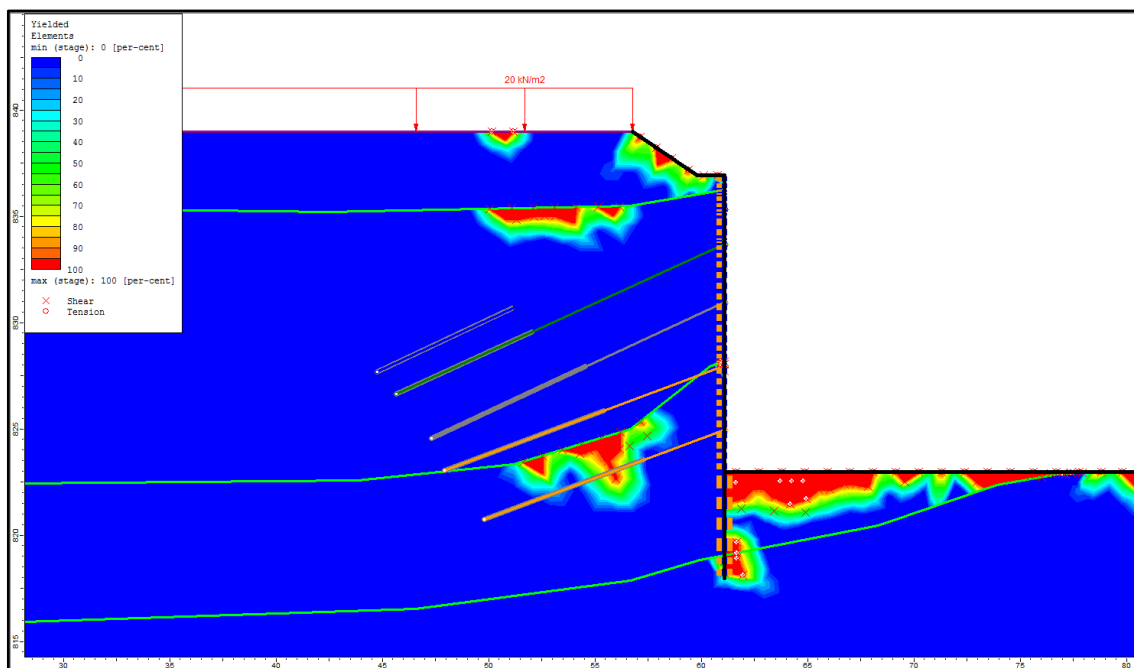


Figura 5.30 - Gráficos com as zonas de plastificação locais onde o material rompeu em função de um tipo de sollicitação.

A falta de ensaios de laboratório em todas as camadas de materiais, dificultaram na determinação dos parâmetros de resistência. O presente trabalho não pôde definir os parâmetros de resistência com melhor dados de ensaios de laboratório para uma avaliação mais estatística. Os valores utilizados nas análises numéricas obtiveram valores bons para mostrar os deslocamentos horizontais da contenção, na última etapa da construção. Uma vez que os dados de comportamento da contenção foi a instrumentação do inclinômetro que nos deu o deslocamento horizontal e vertical da contenção e também os dados das cargas de recebimento dos tirantes que nos mostraram a curva de tensão deformação dos tirantes, que foram de fundamental ajuda para determinar parâmetros de resistência ao cisalhamento, pois ao realizar as tentativas para encontrar os parâmetros que iríamos mostrar nessa análise isso foi de fundamental importância.

Os esforços nos elementos estruturais, tirantes e estaca também foram avaliados e serão mostrados na Figura 5.31 a 5.33 demonstrando o resultado das tensões cisalhantes do tirante, momento na estaca e força cisalhante na estaca. Com esta análise, podemos reconhecer como os esforços foram obtidos com somente 2 etapas da modelagem numérica antes da construção do empreendimento (In situ) e a segunda situação final com a construção do último tirante e com a escavação até a cota de projeto El 823,00 m.

A variação dos esforços de momento positivos e negativos vistos precedentemente, mostra a influência dos tirantes e dos locais em que o empuxo é menor que a carga de protensão momento

negativo. Os esforços positivos máximos encontrados na análise foi de 55 (kNm) e o esforço negativo máximo encontrado foi de -51 (kNm) no local da ficha, na região da terceira camada de solo (Amarelo), material mais resistente que os materiais das primeiras camadas e que possui então uma resistência e Elasticidade maior que possibilitou um empuxo passivo alto.

Nesta avaliação foi considerado que a obra já estava recebendo uma sobrecarga de 20 (kN/m²), nos itens a frente vamos avaliar também essa carga distribuída no topo da contenção. Os deslocamentos sofrem influência dessa sobrecarga, mas são valores que neste caso não mudam a ordem de grandeza dos deslocamentos se comparado com os parâmetros de elasticidade, K₀ e modelagem em etapas que já é um assunto pouco estudado na geotecnia por já se consolidado que sua influência é essencial para determinar esforços nas contenções e cargas nos tirantes.

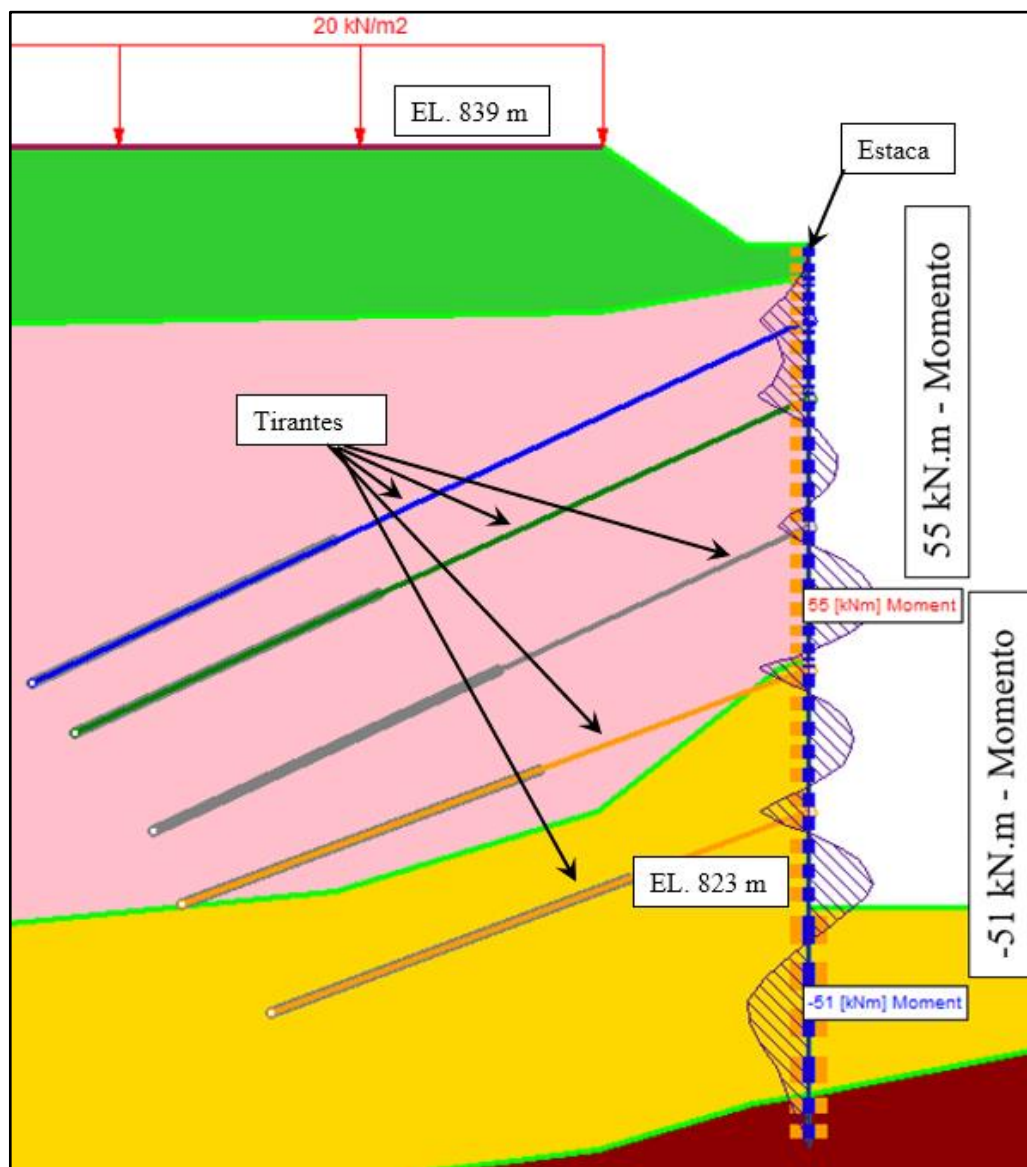


Figura 5.31 - Esforço de momento máximo positivo (Rotação sentido horário) e negativo (sentido anti-horário).

Outra solicitação importante para determinar a armação da estaca de contenção são os esforços cisalhantes. O esforço máximo positivo foi encontrado entre o 3º e 4º tirante, local no qual a diferença de carga de proteção dos tirantes é a maior. O valor máximo negativo foi encontrado entre o último tirante e o final da escavação, local no qual o tirante tem uma diferença de carga do empuxo, mas depende da solicitação do mesmo em função dos deslocamentos.

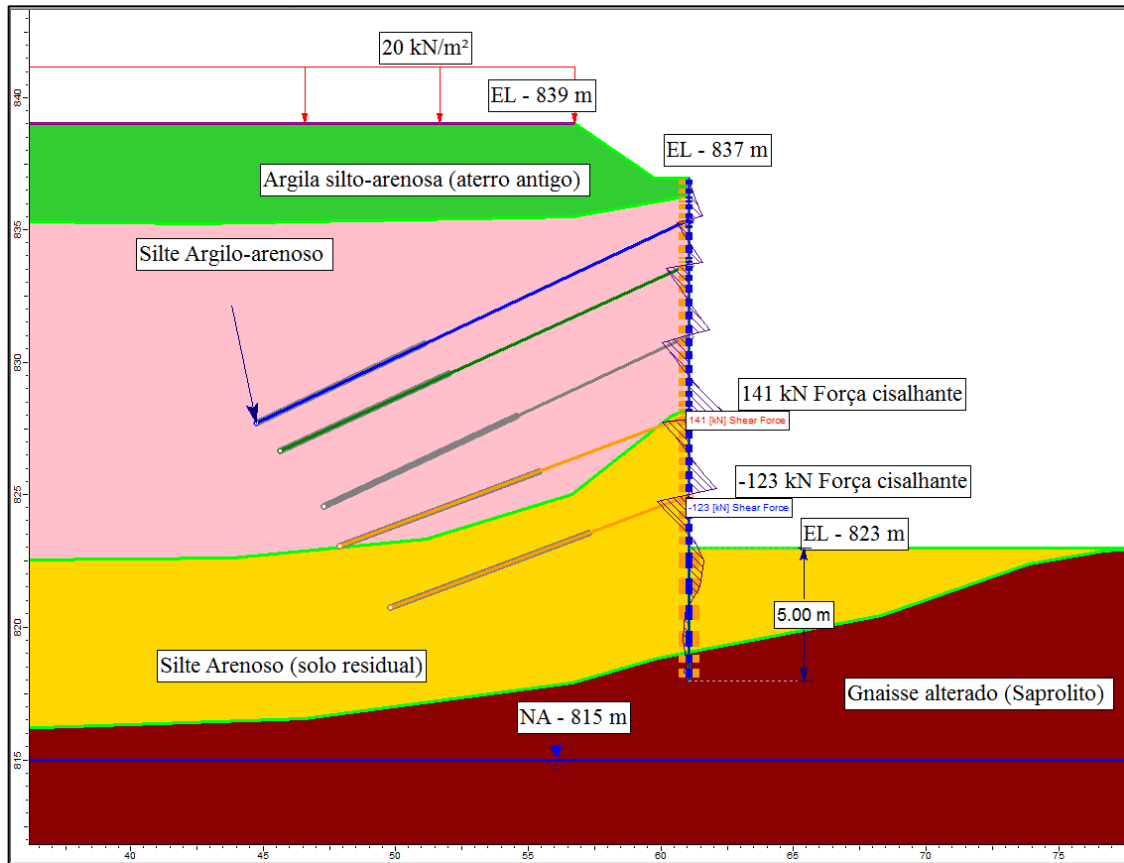


Figura 5.32 - Gráficos esforço de momento máximo positivo (Rotação sentido horário) e negativo (sentido anti-horário).

Como nesta modelagem numérica não ocorreram rupturas de tirante, os deslocamentos encontrados são lineares elásticos que dependem do material dos tirantes e do solo, representadas de forma detalhada como apresentado nestas análises.

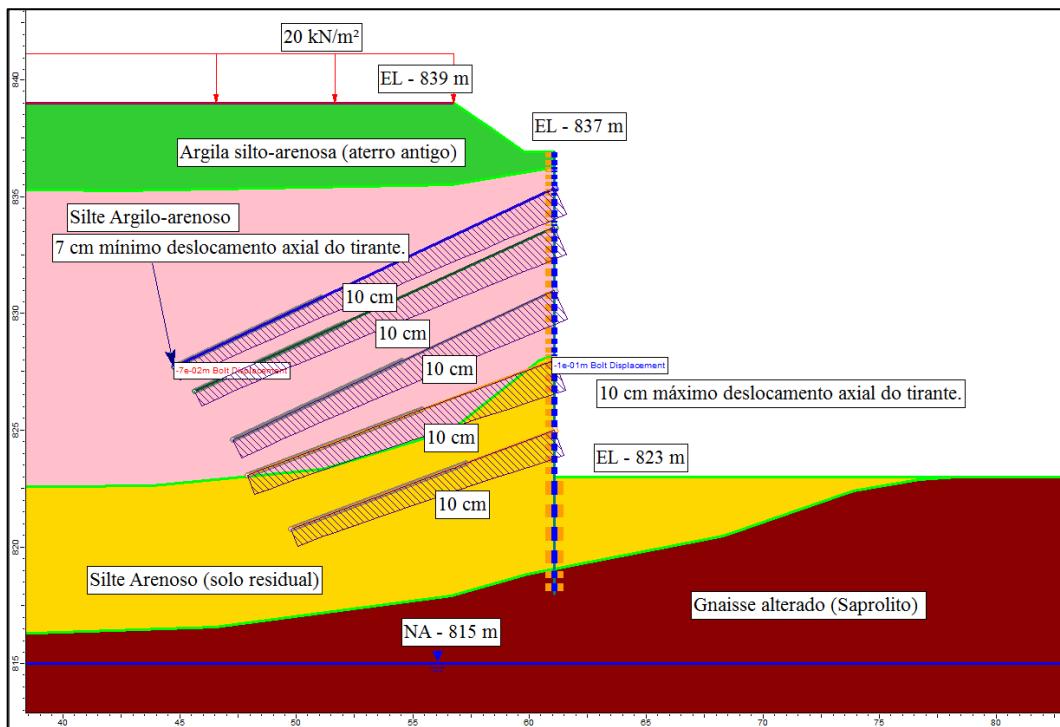


Figura 5.33 - Gráficos deslocamento axial do tirante.

O resultado dos deslocamentos horizontais das etapas construtivas, podem ser vistos na Figura 5.34. Os deslocamentos horizontais são mais críticos nas etapas da modelagem 8, 10, 13 e 16, pois ocorre a escavação abaixo do tirante para sua construção. Assim, os tirantes já construídos ficam recebendo toda a carga da escavação. É interessante observar que a ficha sofreu pequenos deslocamentos em todas as etapas. Observamos também que ela está trabalhando na estrutura com a solicitação do empuxo passivo.

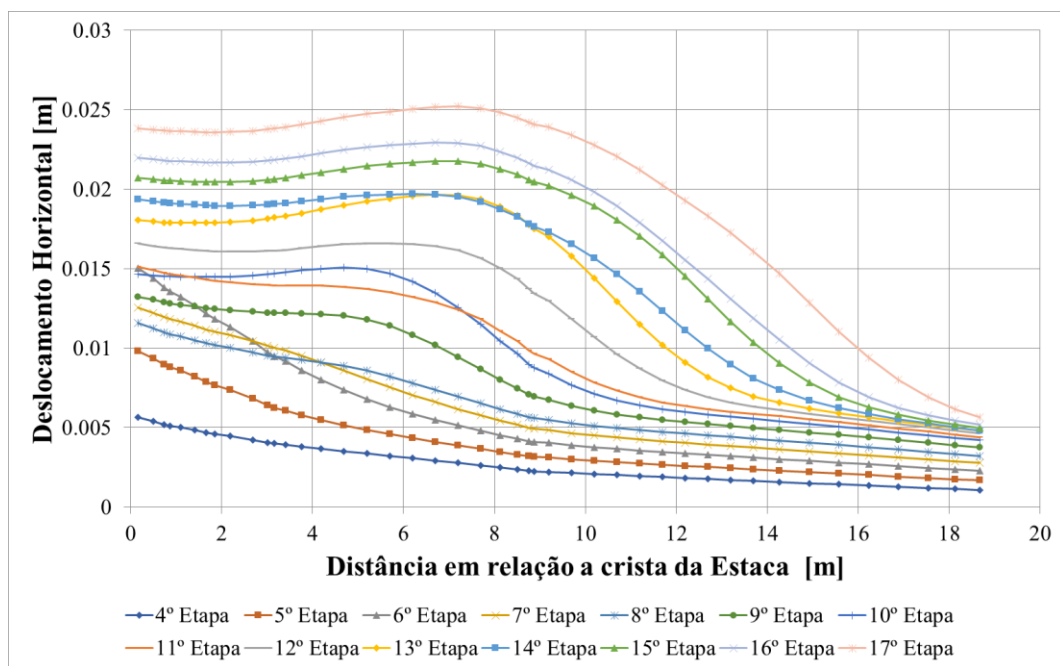


Figura 5.34 - Gráficos deslocamentos horizontais das etapas construtivas

5.3 ANÁLISE NUMÉRICA 3D

Para a análise 3D foram obtidas uma vista geotécnica considerando a espessura das camadas pela interpretação de um corte paralelo à fundação e com os furos de sondagem mais próximos, conforme mostrada na Figura 5.35. Os furos de sondagem foram posicionados perpendicularmente à seção geotécnica, preservando sua cota de boca. Sendo assim, os furos ficaram com elevações acima da topografia. Também foi representado nas sondagens a cota do nível de água medida durante o ensaio.

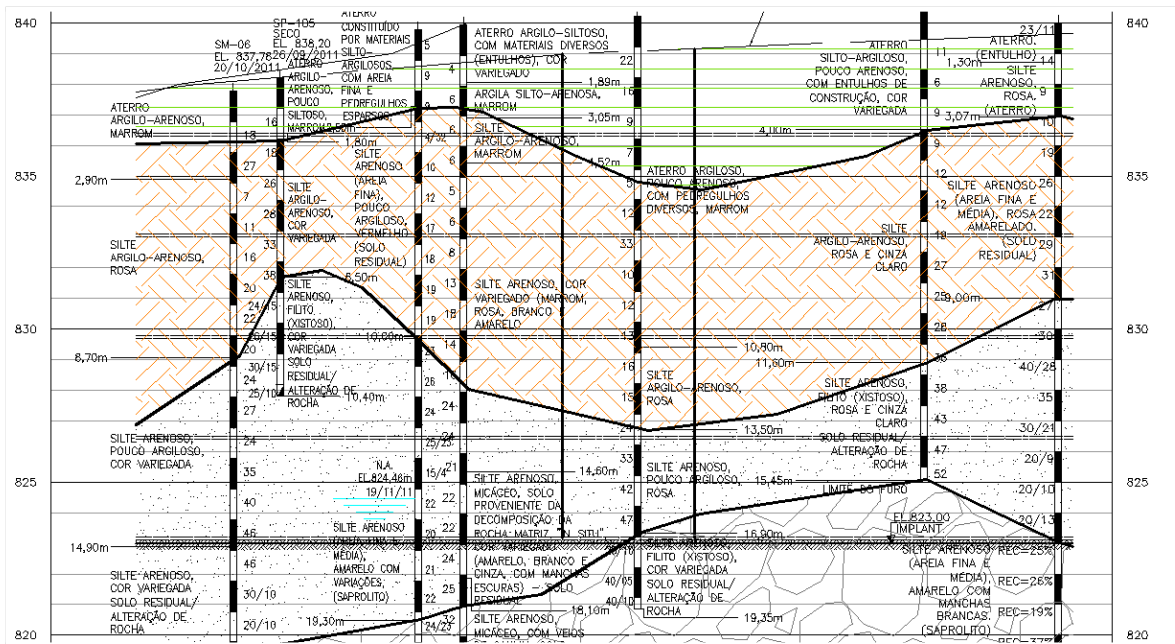


Figura 5.35 - Vista do perfil geotécnico na região do trecho A da contenção, considerando a interpretação dos furos de sondagens.

A análise numérica 3D com espessura de camada média, foi estabelecida para ser comparada com a análise 2D, de modo a verificar os esforços na contenção descontínua e verificar se as simplificações realizadas no elemento fizeram com que o estudo bidimensional tivesse um comportamento semelhante ao estudo tridimensional.

A modelagem numérica considerou o nível d'água na elevação 815 m, conforme a leitura dos piezômetros. A seguir serão descritas as etapas da modelagem numérica 3D e a forma que ela foi comparada com a 2D. Os únicos parâmetros utilizados na modelagem 3D, foram os do Item 22.2, pois para o autor esses parâmetros foram os que mais conseguiram reproduzir os deslocamentos da contensão e utilizar as cargas dos tirantes apresentando uma plastificação aceitável, pois a obra não apresentou ruptura em nenhum elemento estrutural.

5.3.1 - Modelagem 3D considerando as camadas com espessuras interpretadas dos resultados da vista com os furos de sondagem projetados.

Esta modelagem 3D teve o intuito comparar os resultados obtidos na modelagem 2D. A Tabela 5.29 mostra os parâmetros utilizados nessa modelagem numérica.

Tabela 5.29 - Valores dos parâmetros utilizados na modelagem 3D.

Camadas de solo	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	C' (kPa)	E (kPa)	ν	Ko
Silte-argiloso (aterro antigo)	17	30	10	23.000	0,35	1,33
Silte arenoso	19	35	15	55.000	0,334	0,85
Silte areno argiloso (solo residual)	20	40	20	200.000	0,30	0,77
Silte arenoso (saprolito de Gnaïsse)	21	45	30	250.000	0,25	0,68

Nesta modelagem numérica, a contenção apresentou-se como sendo mais rígida e deformou-se menos do que na análise 2D, o que se deve ao fato de que com a modelagem 3D, são consideradas forças e elementos não representados na análise 2D e pode ser também influencia da linearidade dos elementos de contenção mostrados na modelagem 2D sendo a 3D as dos elementos descontínuos. A Figura 5.36 mostra a zona de plastificação obtida pela modelagem 3D e a Figura 5.37 mostra a legenda dos resultados da modelagem numérica. Em amarelo observa-se a zona de plastificação onde o material rompeu por cisalhamento. Além disso, observam-se as regiões com elementos quadrados em cor rosa onde os materiais romperam por tensão de compressão. O que pode ser percebido é que a região plastificada na seção geotécnica também ocorreu na vista.

Os deslocamentos horizontais da contenção obtidas nesta modelagem podem ser vistas na Figura 5.38, se observa as isolinhas de igual deslocamento horizontal da contenção, mostrando que a contenção tem um comportamento praticamente uniforme ao longo da região analisada, acompanhando exatamente a variação das camadas de solo contidas. A Figura 5.39 mostra a legenda dos resultados da modelagem numérica com os deslocamentos horizontais em relação ao eixo z.

Os valores de deslocamentos horizontais obtidos pela modelagem se mostram bastante coerentes com os resultados obtidos a partir dos inclinômetros (Figura 5.40). Considera-se que a modelagem reproduziu bem o comportamento da obra. Mesmo assim, vale ressaltar que os parâmetros obtidos não podem ser encarados como os parâmetros reais da obra, pois realizando

muitos ensaios, poderia diminuir a faixa de variação para que valores mais precisos fossem encontrados.

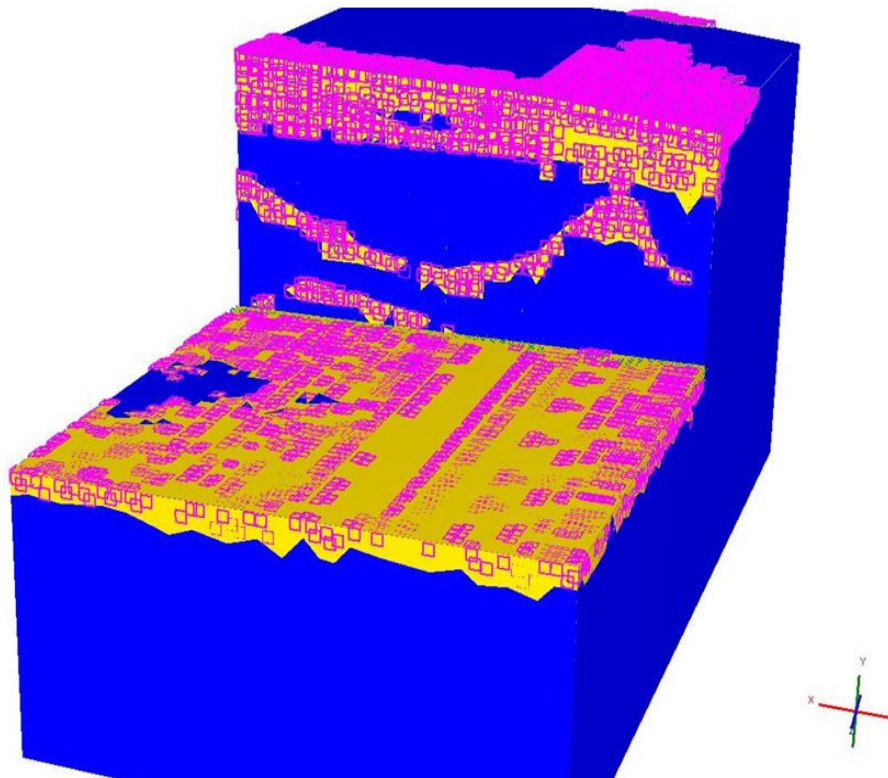


Figura 5.36 - Zonas de plastificação previstas pela a modelagem 3D considerando a vista geotécnica.

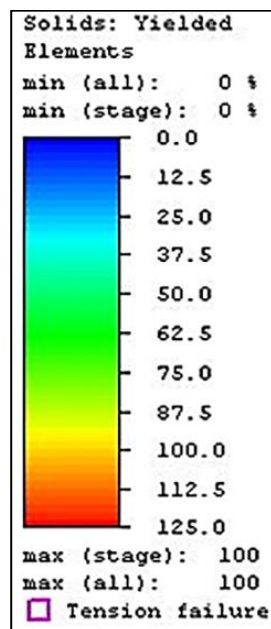


Figura 5.37 - Legenda mínimo e máximo vista geotécnica. Nota: Tension failure (ruptura por tensão de cisalhamento ou compressão)

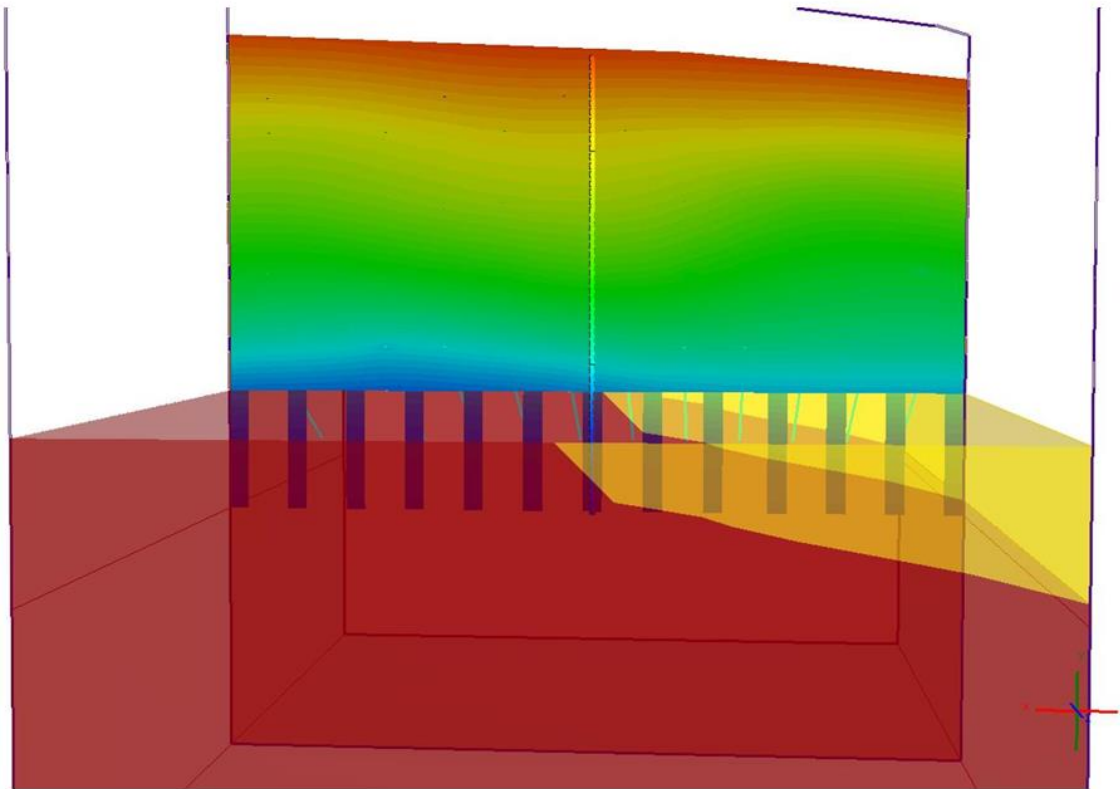


Figura 5.38 - Deslocamento na direção Z ao da contenção obtido pela modelagem 3D - Vista Geotécnica.

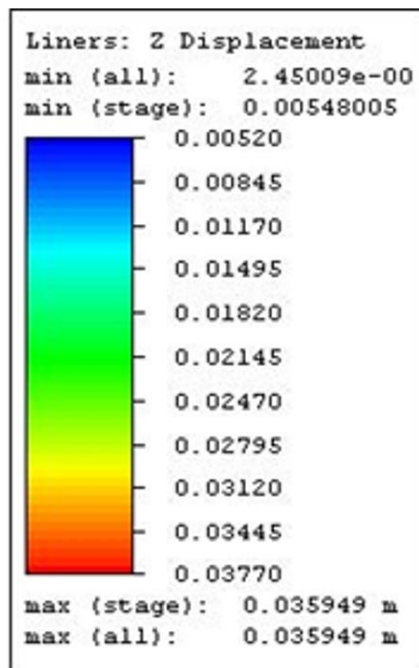


Figura 5.39 - Legenda dos deslocamentos em relação ao eixo z (perpendicular à contenção) – Unidade (m).

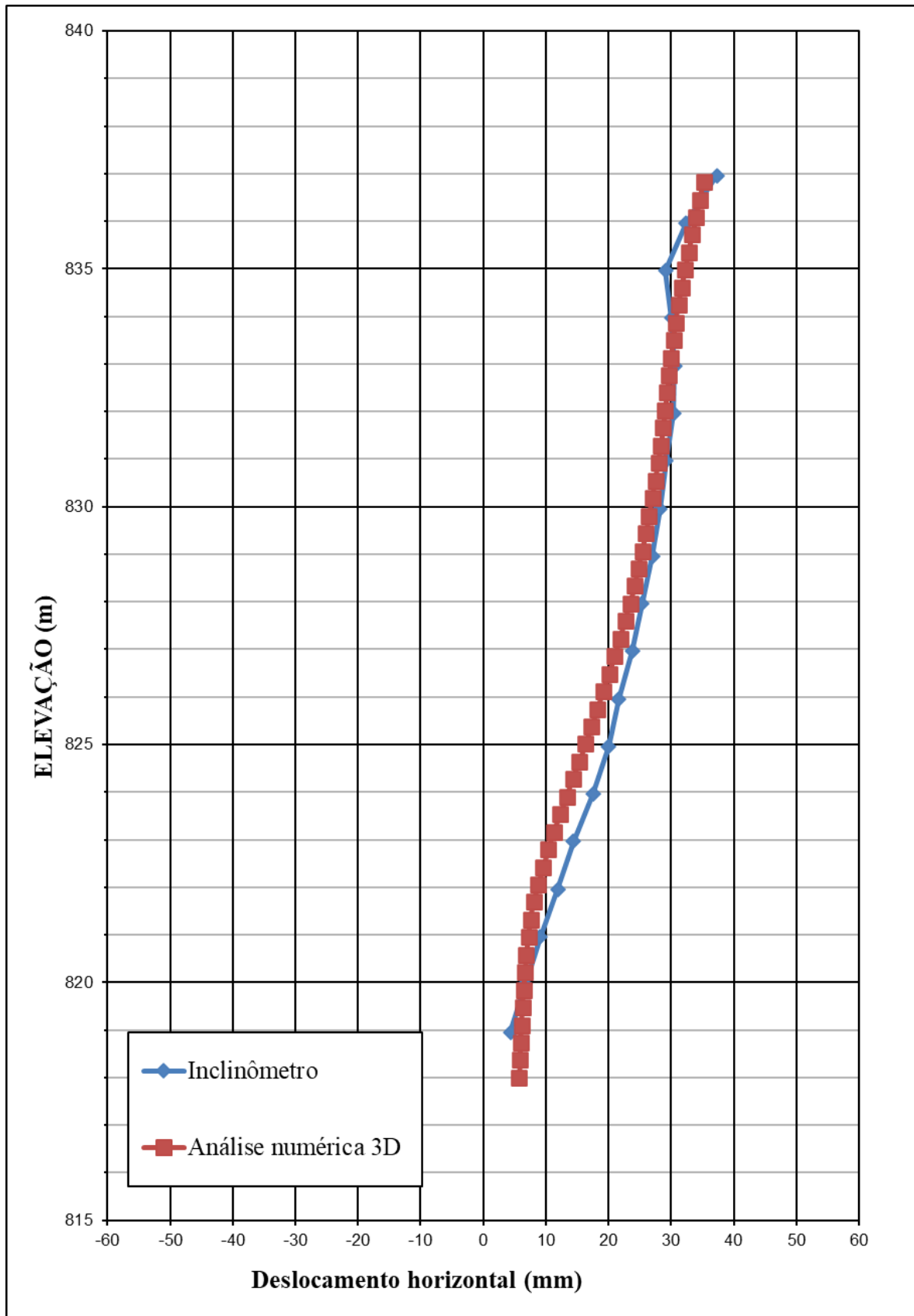


Figura 5.40 - Comparação entre os deslocamentos em relação a Z (perpendicular à contenção - horizontal) obtidas pelos inclinômetro e pela modelagem 3D vista geotécnica.

Como foi apresentado na metodologia, não foi possível realizar as contenções laterais ao longo do trecho A. Isto gerou uma zona plastificada que não interfere na região analisada. Foi realizada uma modelagem para verificar como seria se continuássemos a primeira e a segunda linha dos tirantes neste local. Verificou-se que não há diferenças na região analisada e a zona de plastificação.

Os valores dos esforços cisalhantes nas estacas da cortina calculados pelas modelagens 3D e 2D apresentaram valores condizentes. Houve um aumento de 30% nos momentos máximos, mas essa diferença pode ter ocorrido em função do comportamento mais rígido da deformação da contenção na análise 3D. A Tabela 5.30 mostra a comparação dos esforços ao longo da contenção nos modelos 2D e 3D. A Figura 5.41 apresenta a comparação dos momentos da análise 2D e 3D.

Tabela 5.30 - Comparação dos esforços do modelo 3D e 2D.

	Momento máximo negativo (kN x m)	Momento máximo positivo (kN x m)	Cortante máximo positivo (kN)	Cortante máximo negativo (kN)
Modelo 2D	-51	55	141	-123
Modelo 3D	-73	59	96	-74
Diferença absoluta	22	4	45	49
Diferença em relação a 3D	30%	7%	47%	66%

As Figuras 5.41 a 5.43 exibem a comparação dos resultados obtidos na modelagem numérica 2D e 3D, são apresentados, respectivamente, o resultado do momento na estaca, força cisalhante e deslocamento horizontal. Os valores possuem divergências na posição dos esforços o que pode ser devido ao fato de que na modelagem 3D a estrutura da contenção possui os elementos de viga e concreto projetado, o que pode atrair mais a carga para esses locais em função da rigidez da estrutura nestes pontos serem maiores do que na análise 2D, onde não é possível inserir esses elementos estruturais. O deslocamento horizontal máximo encontrado na análise 2D foi de 25 mm na posição entre a segunda e terceira linha de tirantes com elevação de 830 m. Já na análise numérica 3D, o valor de deslocamento horizontal máximo obtido foi de 35 mm na crista da contenção. Na mesma posição onde obteve-se o máximo deslocamento horizontal da análise 2D, o valor obtido na análise 3D foi de 27 mm, e ao se aproximar da ficha a modelagem 3D apresenta menores deslocamentos horizontais em relação a 2D.

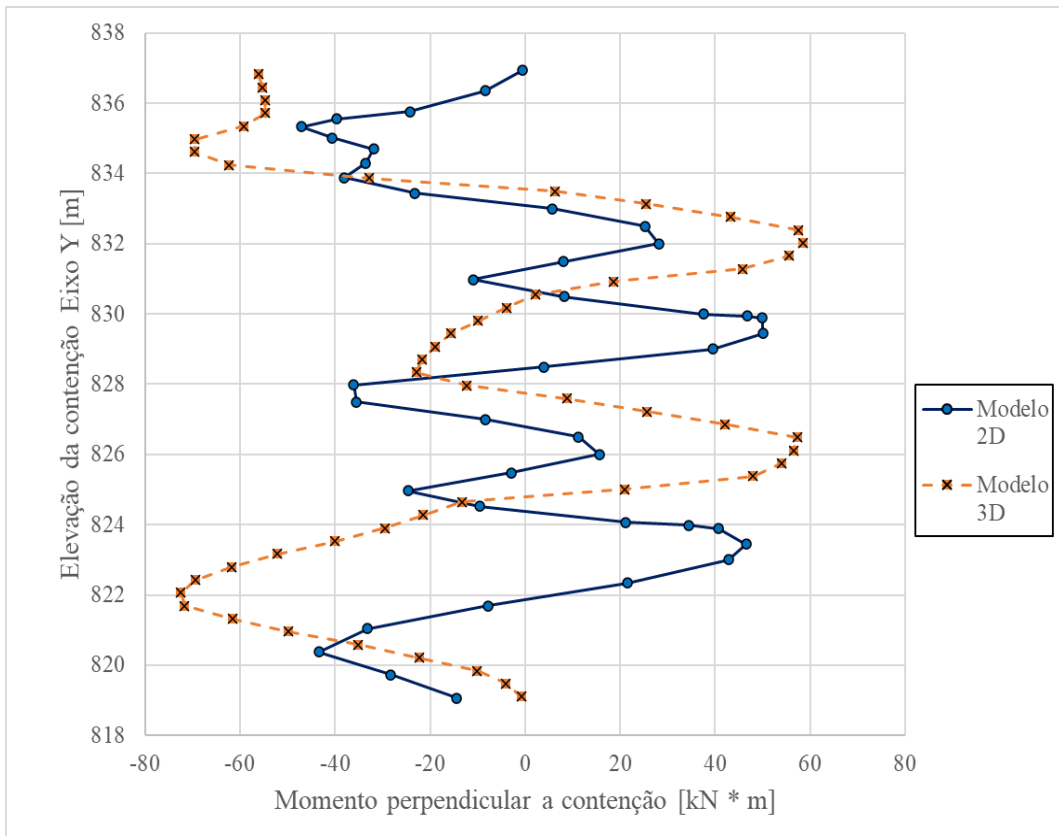


Figura 5.41 – Comparação dos momentos da análise 2D e 3D.

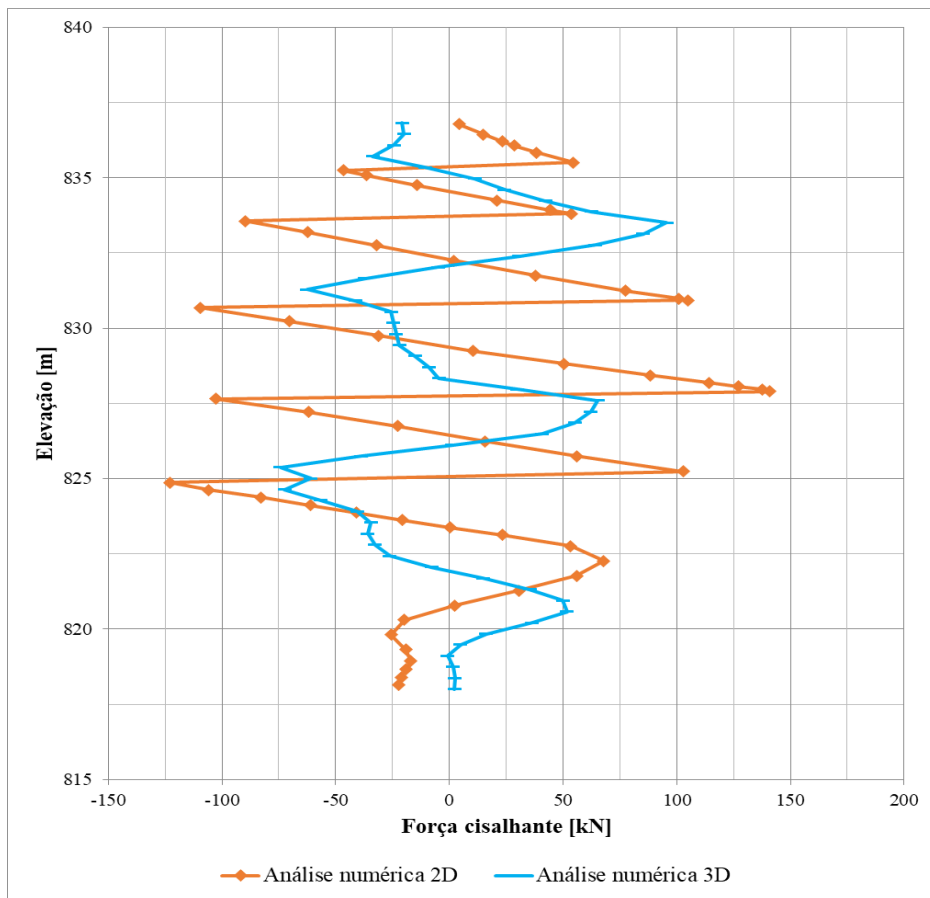


Figura 5.42 – Comparação das forças cisalhantes na estaca obtidos da análise numérica 2D e 3D.

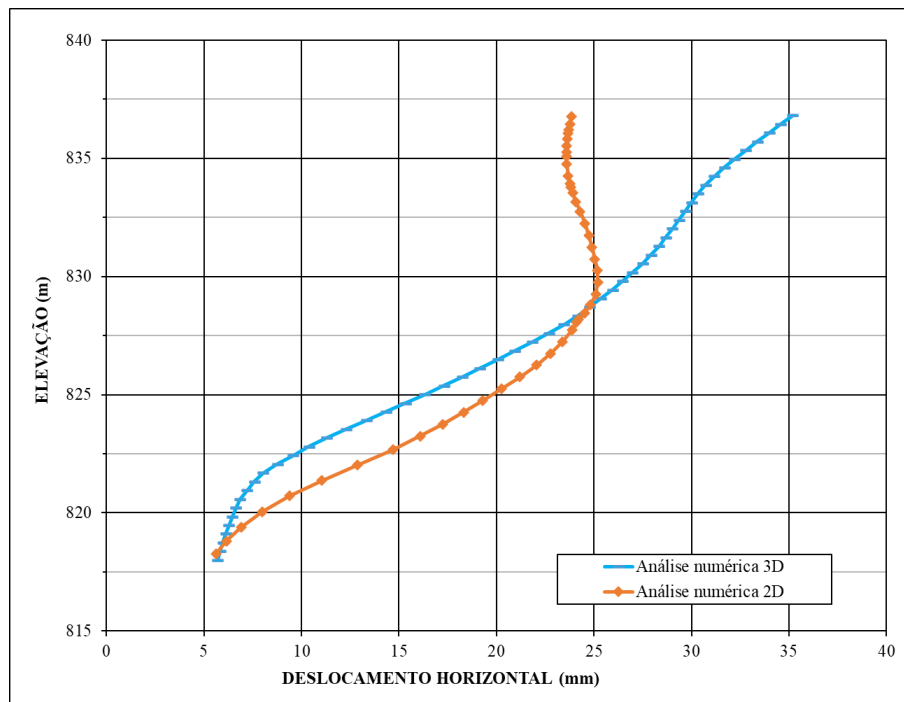


Figura 5.43 – Comparação do deslocamento horizontal da análise 2D e 3D.

Os valores dos empuxos obtidos nas modelagens numéricas 2D e 3D foram comparados e seu resultado é mostrado na Figura 5.42. O empuxo em estruturas de contenção é um esforço essencial para o dimensionamento. Nas análises 2D, na região da ficha, foi encontrado um esforço de aproximadamente 539 kPa/m e na análise 3D foi encontrado um valor de 257 kPa/m. A diferença dos resultados é 282 kPa/m, uma diferença significativa entre as modelagens. Isso pode ter ocorrido em função do arqueamento do solo entre as estacas na modelagem 3D enquanto na análise 2D isso não é possível de ser simulado.

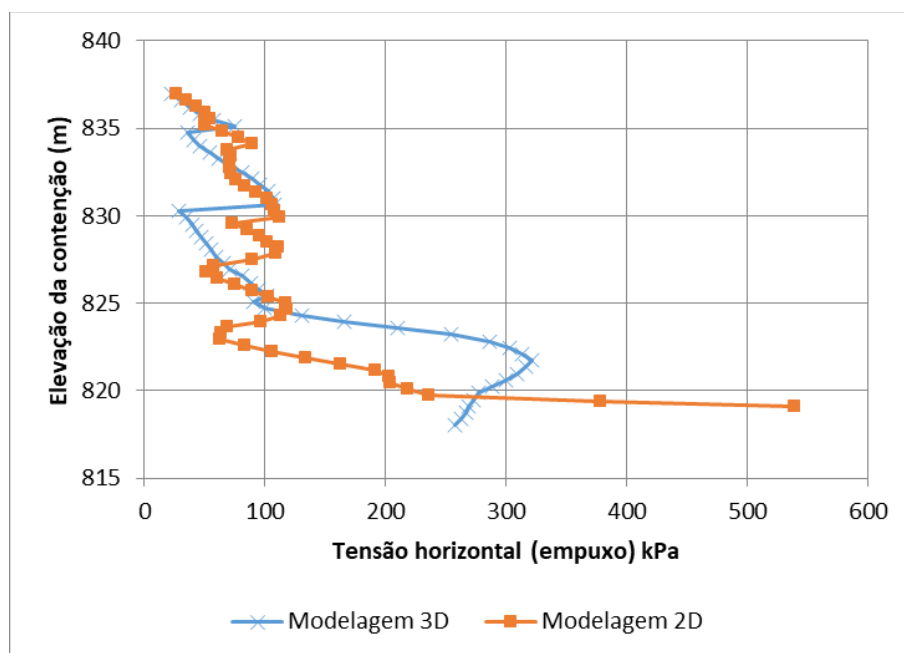


Figura 5.44 - Gráfico de comparação dos empuxos obtidos na modelagem numérica 2D e 3D.

6 CONCLUSÃO

O principal objetivo do estudo foi analisar as tensões e deformações de uma cortina de estacas atirantadas utilizando modelagens numéricas bidimensionais e tridimensionais, por meio do método de elementos finitos. As principais conclusões do estudo serão apresentadas a seguir:

6.1 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS

Os ensaios de campo foram de extrema importância para o estudo no que diz respeito ao conhecimento do comportamento *in situ* dos solos. No entanto, o ensaio PMT, como foi demonstrado, apresentou parâmetros aparentemente errados os quais não representaram a condição local dos materiais. Isso ocorreu em função das condições impostas pelo tipo de perfuração feita para a realização do ensaio. Ficou evidente que o PMT, realizado em furos de sondagem, pode levar ao superdimensionamento da estrutura devido à redução de parâmetros de elasticidade do solo que influenciam nos esforços gerados na cortina.

A realização de ensaios de laboratório foi necessária para a identificação mais precisa de parâmetros de resistência e compressibilidade. Os ensaios que poderiam ser realizados são os ensaios de cisalhamento direto, compressão triaxial drenado (CD) e ring shear, para determinação dos parâmetros residuais. Ficou evidente que a falta de ensaios de laboratório, mesmo com uma gama de ensaios de campo, torna difícil a obtenção de parâmetros e de uma correlação que represente o material estudado.

Podemos concluir que, devido às dificuldades de acesso em função da logística de retirada de um bloco indeformado, ou seja, sem a perda de suas características *in situ*, as análises estatísticas através dos ensaios de campo e laboratório podem ajudar na determinação da faixa de variação dos parâmetros. Além disso, permite o conhecimento da obra em situações de limite dos parâmetros, como mostrado nas análises 2D (parâmetros limite inferior e superior). Com essa análise, antes da execução da obra, é possível identificar o comportamento dos materiais e calibrar o modelo para que o engenheiro seja capaz de tomar decisões assertivas quanto ao dimensionamento.

Nas análises estatísticas observou-se uma variação considerável dos parâmetros de S_u , o que demonstra que essa propriedade do solo deve ser obtida em ensaios de laboratório. Podem ser utilizados ensaios de compressão triaxial UU ou CU, a depender da condição de contorno da obra e as características de permeabilidade do material da obra. A variação dos parâmetros de S_u

também podem estar relacionadas à variação do próprio material analisado. No presente estudo, os coeficientes de variação obtidos no Su estão dentro dos limites encontrados na bibliografia, conforme a Tabela 4.4. O coeficiente máximo encontrado foi igual a 40%, na bibliografia esses valores encontram-se entre 20 a 50%.

Vale ressaltar que, caso o material contido e sua fundação possam sofrer carregamento não drenado, a utilização de correlações para determinação do parâmetro Su na camada é complexa. Um exemplo que demonstra a alta variação desse parâmetro é a camada de Silte areno argiloso (solo residual) analisado no presente trabalho. O valor de Su obtido nesta camada, pela correlação de Décourt (1989), está entre 44 kPa e 699 kPa, o que dificulta muito a definição de qual valor de parâmetro utilizar em uma análise numérica.

Os parâmetros de compressibilidade do solo obtidos nos ensaios representaram bem o comportamento dos inclinômetros dentro da faixa de variação, tanto na análise 2D quanto na 3D. É importante notar que, para as camadas inferiores, os valores ficaram perto dos limites máximos, tanto em relação à K_0 quanto ao módulo de elasticidade.

Os parâmetros de resistência obtidos na retroanálise possuem uma alta variação na análise estatística. Ficou evidente a necessidade de realização de um maior número de ensaios de laboratório, uma vez que os valores obtidos podem auxiliar na redução da faixa de variação dos parâmetros de resistência. A retroanálise realizada reproduziu os deslocamentos horizontais obtidas pelos resultados do inclinômetro. É difícil a determinação de parâmetros de resistência em uma retroanálise em que não ocorreu a ruptura da contenção. Esses parâmetros são mais facilmente obtidos em modelagens que reproduzem uma ruptura de uma contenção.

O coeficiente de variação encontrado com as correlações dos ensaios de campo sem considerar o PMT, que já foi explicado anteriormente, encontrou módulos de elasticidade que estão entre 21 a 44%. Esses valores estão muito próximos dos valores encontrados na bibliografia, conforme a Tabela 4.4. O módulo de elasticidade obtido das correlações de SPT é o que possui a maior variação. Portanto, entende-se que neste ensaio é muito difícil obter um módulo de elasticidade confiável.

O ângulo de atrito obtido nas correlações com SPT, DMT e CPTu tiveram um coeficiente de variação de 2% a 17%, novamente os valores encontrados são bem próximos à bibliografia (Tabela 4.4).

6.2 ESPESSURA DAS CAMADAS GEOTÉCNICAS

Observou-se neste trabalho que a espessura das camadas interfere diretamente nas análises. Nas análises 2D, com as camadas de solo definidas pela seção geotécnica e os mesmos parâmetros de resistência e compressibilidade utilizadas na análise numérica 3D, foram obtidos resultados de deslocamento horizontal diferentes dos encontrados na análise 3D. Conclui-se que, para a definição das camadas de solo, o engenheiro deve se atentar às peculiaridades das camadas próximas à contenção e não somente à camada da seção analisada.

6.3 MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica é uma ferramenta computacional muito eficiente para determinação das deformações e tensões durante a obra. Houve dificuldade na determinação de parâmetros mesmo com o elevado número de ensaios de campo. Mais uma vez ressalta-se a necessidade de ensaios de laboratório, como, por exemplo, ensaios de compressão triaxial do tipo CIU e CID, cisalhamento direto e adensamento, a fim de determinar com maior precisão o ângulo de atrito interno efetivo, o intercepto coesivo efetivo, a razão de pré-adensamento (OCR) e módulo de elasticidade. Houve a tentativa de realização destes ensaios, porém a empresa responsável pelo gerenciamento da obra não permitiu a retirada de material para realização dos mesmos.

Outro ponto que foi verificado nas análises é a influência do parâmetro K_0 , muitas vezes negligenciado por projetistas. Este parâmetro é muito importante para o cálculo das tensões e deformações. Pôde-se notar que uma pequena variação (0,01, por exemplo) alterou completamente a modelagem.

Na modelagem 2D, observou-se um comportamento coerente nos deslocamentos horizontais da contenção. Na análise numérica 2D, os modelos de retroanálise e parâmetros médios conseguiram reproduzir bem o comportamento da contenção. A escolha de parâmetros médios deve ser feita com muito cuidado e com entendimento do comportamento da obra, pois a utilização de média, em geral, pode levar a erros de projeto.

As simplificações dos elementos de contenção mostraram-se coerentes para a representação do elemento descontínuo. Em geral, quando comparados com a análise 3D, os valores obtidos na análise 2D são conservadores.

A modelagem 3D apresentou-se como uma ferramenta de alto potencial para o entendimento do comportamento da estrutura em sua totalidade. Entretanto, o programa RS3 mostrou-se limitado com relação à entrada de uma modelagem totalmente 3D, porque não há possibilidade de alterar as camadas de solo perpendiculares à contenção. Além disso, não é possível modelar a escavação lateral com a colocação de contenções específicas. Com isso, foi considerado que o local teria estacas, linhas e tirantes prolongados, o que gerou uma região diferente da condição real de obra. Na modelagem, esse local apresenta outra contenção de estacas com ficha, sem tirantes. Entretanto, o comportamento do local estudado sofre poucas influências na região analisada, onde está posicionado o inclinômetro, identificando um modelo bastante condizente com a instrumentação da obra.

Pôde-se notar que a modelagem 3D com os mesmos parâmetros da 2D apresentou menores deslocamentos horizontais, mas isso se deve ao fato de que os elementos estruturais foram mais solicitados, em função de que o conjunto de elementos 3D se comportou de maneira mais rígida nessa análise.

Os modelos conseguiram representar bem os deslocamentos horizontais medidos nos inclinômetros, o que comprova que os ensaios de campo, como DMT e CPTu, e os parâmetros da modelagem, foram consistentes em relação aos parâmetros de módulo de elasticidade e o coeficiente de empuxo em repouso, e representaram bem o que ocorreu na obra.

É importante notar que os parâmetros estabelecidos neste trabalho não foram conclusivos, pois dentro da faixa de variação encontrada, podem existir outras combinações de parâmetros que também gerariam os mesmos deslocamentos horizontais e plastificações aceitáveis para modelagem da contenção. No entanto, este trabalho estabeleceu bons parâmetros que representam bem o comportamento desta contenção.

6.4 ESFORÇOS NA CONTENÇÃO E COMPARAÇÃO 2D E 3D

Foi possível identificar a diferença de 66% no esforço cisalhante quando comparados os resultados da análise numérica 2D e 3D. Com relação ao momento essa diferença foi de 30%. Isso se deve ao fato de que o comportamento da estrutura 3D é mais rígido, por isso, absorve mais esforços na contenção e se deforma menos. Essa diferença é absorvida nos fatores de segurança do dimensionamento da estaca, na majoração das cargas e na redução das propriedades dos materiais.

6.5 CÁLCULOS DE EMPUXOS NA CORTINA DE ESTACAS 2D E 3D

Houve uma variação significativa do valor de empuxo gerado na contenção pelos modelos 3D e 2D, principalmente na região da ficha da estaca. Isso pode ser explicado pelo comportamento das duas deformações: o modelo 3D, por ser mais rígido e considerar mais elementos estruturais da contenção, solicitou menos a ficha.

O cálculo de empuxo para uma contenção é essencial, pois eles são responsáveis pela determinação dos esforços solicitantes. Sua definição de forma errada pode levar a contenção à ruína ou ao superdimensionamento. O cálculo de elementos finitos para a definição do empuxo demonstrou ser bastante eficiente, porém, como já foi citado, esses programas exigem uma gama de parâmetros das camadas de solo. Isso exige vários ensaios para que a modelagem apresente o comportamento mais próximo do real. Esta pesquisa demonstrou que é necessário a realização de ensaios de campo e laboratório para utilização correta desta ferramenta.

Com relação ao dimensionamento da ficha, o modelo 2D foi mais conservador. Isso pode ter ocorrido em função do arqueamento dos solos entre as estacas, que é representado apenas na análise numérica 3D. Pôde-se perceber que nas contenções que possuem elementos descontínuos, mesmo aplicando as correções no modelo 2D, pode ser necessária uma análise mais elaborada, do tipo 3D, para entender melhor o comportamento dos N elementos da contenção bem como para otimizar a estrutura.

7 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

O estudo de tensão e deformação em obras instrumentadas mostrou-se um eficiente mecanismo para avaliação do comportamento da contenção. Os parâmetros que mais influenciaram as deformações foram o módulo de elasticidade e o coeficiente de empuxo em repouso, mostrando a importância de se determinar tais parâmetros. Assim sendo, as recomendações para trabalhos futuros são:

1. Utilização de modelagem numérica de contenção com a utilização de ensaios de laboratório de compressão triaxial e cisalhamento direto.
2. Avaliação do cálculo de empuxo por métodos convencionais como, por exemplo, método de Winkler e a comparação com o método de elementos finitos.
3. Realização de ensaios não saturados para verificar a influência da sucção em obras de contenção.
4. Utilização de instrumentação nos tirantes por meio de Strain Gages e reprodução das tensões na modelagem numérica.
5. Comparação do fator de segurança de contenções pelos métodos de equilíbrio limite e elementos finitos.
6. Avaliação dos efeitos do arqueamento no solo e em estruturas de contenção descontínua, como a do presente trabalho, pelos métodos de Rankine e outros autores para avaliar a modelagem numérica computacional.

REFERÊNCIAS

- ABMS/ABEF. *Fundações Teoria e Prática*, 2a edição, editora PINI, 1999, São Paulo, 750p.
- ABNT (1984). NBR 7180, Determinação do limite de plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 3p
- ABNT (1991). NBR 12.069, Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – Método de ensaio, solo. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 11p.
- ABNT (2001). NBR 6484, Sondagem de simples reconhecimento com SPT. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 17 p.
- ABNT (2006). NBR 5629, Execução de tirantes ancorados no terreno. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 32p.
- ABNT (2009). NBR 11682, Estabilidade de encostas. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 33p.
- AGRIMINAS TOPOGRAFIA. *Projeto topográfico do terreno da Localiza*. 2009
- ALONSO, S. P. *Solo Grampeado: interferências durante a execução*. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo – 2009. 63f. Disponível em: <www.engenharia.anhembib.com.br/tcc-09/civil-50.pdf> Acesso em: 16 set. 2012.
- ARAÚJO, T. S. *Técnica de contenção de escavação – Solo grampeado: processo executivo*. Trabalho apresentado à Universidade Católica do Salvador - UCSAL, 2009. 27f. Disponível em: <http://info.ucsal.br/banmon/mostra_dados_doc.php?Seq=271&Pag=152&Doc=3> Acesso em: 17 set. 2012.
- ASSIS, A. P. *et al. Métodos Estatísticos e Probabilísticos Aplicados a Geotecnia*. Brasília – DF: Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, 2004.
- ASTM D6635-01. *Standard test method for performing the flat plate dilatometer*. West Conshohocken: ASTM International, 2007.
- ASTM D3441-05. *Standard test method for mechanical cone penetration tests of soil*. West Conshohocken: ASTM International, 2005.
- ASTM D4719-07. *Standard Test Methods for Preboned Pressuremeter Testing in Soils*. West Conshohocken: ASTM International, 2007.
- ASTM D4719-07. *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*. West Conshohocken: ASTM International, 1995.
- ASTM D5778-95. *Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils*. West Conshohocken: ASTM International, 2000.
- AVENIDA Bernardo Vasconcelos, 377. *Google Maps*. Disponível em: <https://www.google.com/search?sxsr=AleKk03Wnr3OCzRfbZglssXBYr6uau6wxw:1584312079965&q=empresa%20localiza%20bh&sa=X&ved=2ahUKEwjVjfW1xp3oAhVaLbkGHajID-8QvS4wAXoECA4QHA&npic=0&rllfq=1&rllha=0&rllag=-19892160,-43942395,4664&tbm=lcl&rldimm=1055387912972600627&lqi=ChNlbXByZXNhIGxvY2FsaXphIGJoIgoIAQFaJwoQZW1wcmVzYSBsb2NhG16YSITZW1wcmVzYSBsb2NhG16YSBi aA&rldoc=1&tbs=lr:!1m4!1u3!2m2!3m1!1e1!2m1!1e3!3sIAE,lf:1,lf_ui:4&rlst=f#rifi=hd::si:1055387912972600627,l,ChNlbXByZXNhIGxvY2FsaXphIGJoIgoIAQFaJwoQZW1wcmVzYS>

Bsb2NhbGl6YSITZW1wcmVzYSBsb2NhbGl6YSBiaA;mv:[[-19.88364742724769,-43.94592004337768],[-19.886189895077873,-43.95099478283386],null,[-19.884918666263655,-43.94845741310577],18]. Acesso em: 30 nov. 2015.

- AZEVEDO, I. C. D. *Análise de tensões e deformações em solos*. Viçosa: Ed. UFV, 2007. 323 p.
- BARQUETE, A. et al. Manual de geotecnia: Taludes de Rodovias – Orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. São Paulo: CAGE Publicações, 1991. 412 p.
- BEJINHA, A. M. D. *Estruturas de contenção ancoradas sujeitas a ação sísmica: análise do comportamento*. 2009. 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2009.
- BELO HORIZONTE. Políticas e atuações dos órgãos públicos ligados às áreas de risco: A experiência do PEAR em Belo Horizonte. Urbanização de Belo Horizonte. In: *SlideShare*, 20 fev. 2013. Disponível em: <<https://pt.slideshare.net/mmalex/relido-aula-urbel>>. Acesso em: 21 jan. 2016.
- BILGIN, Ö. (2010). Numerical studies of anchored sheet pile wall behavior constructed in cut and fill conditions. *Computers and Geotechnics*, v. 37, p. 399-407, abr.
- BOWLES, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design*, 5th ed., McGraw-Hill.
- BRANDALISE, L. A.; HEINECK, C. A. (1999). *Programa levantamentos geológicos básicos do Brasil*. Belo Horizonte, Folha SE.23-Z-C-IV. Estado de Minas Gerais. Escala 1:100.000. Brasília: CPRM. 190p.
- CLOUGH, G. W.; O'ROURKE, T. D. (1990). *Construction induced movements of in situ walls*. ASCE Special Publication 15, Proc design and performance of earth retaining structures, Cornell University, p. 439-470.
- CONSULGEO. (2015). Consultoria e Projetos Geotécnicos.
- CONSULTORIA E ANÁLISE. (2010). *Lições aprendidas com acidentes: ruptura escavação a céu aberto*: Curitiba. 16 abr. Disponível em: <<http://www.consultoriaeanalise.com/2010/04/ruptura-escavacao-ceu-aberto-curitiba.html>>. Acesso em: 21 jan. 2016.
- DECOURT, L. (1989). *The Standard Penetration Test – State of Art Report*. In: XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro, vol. 4.
- DECOURT, L. (1991). *O ensaio em SPT com medida de torque (SPT-T)*. In: Simpósio de Ensaio de Campo aplicados à Engenharia geotécnica na UNICAMP. Campinas.
- DER/SP. (1991). *Taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas*. São Paulo: CAGE. 381 p. Disponível em: <www.der.sp.gov.br/website/Documentos/manuais_talude.aspx>. Acesso em: 15 set. 2012.
- DISTRIBUIÇÃO normal. Portal Action. Disponível em: <<http://www.portalaction.com.br/probabilidades/62-distribuicao-normal>>. Acesso em: 16 jan. 2016.
- DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S.G. (2005). *Soil strength and slope stability*. Nova Jersey, Jhon Wiley and Sons, Inc. 297 p.
- DAS, B. M. (2007). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. 6. ed. São Paulo. Câmara Brasileira do Livro.

- EUROCODE 7. (1997).:geotechnical design. Part 3, sec. 9. Bruxelas.
- IPEA (2010). *Brasil em desenvolvimento 2010: estado, planejamento e políticas públicas*. Brasília: IPEA, v.3. 270 p. Disponível em: <http://www.ipea.gov.br/bd/pdf/Livro_BD_vol3.pdf>. Acesso em: 15 ago. de 2014.
- JAMIOLKOWSKI, M. et al. (1985). *New developments in field and lab testing of soils*. In: Proceedings: XI International Conference on Soil Mechanics and foundation engineering. v.1, São Francisco, p. 57-154.
- FILHO, A. R.; CORTEZ, A. T. C. (2008). *Os deslizamentos de encostas nas favelas em áreas de risco da "Suíça brasileira: Campos do Jordão (SP)*. In: simpósio de pós-graduação em geografia do estado de são paulo simpgeo-SP. 17, São Paulo. USP 2008. p. 578-595. Disponível em: <<http://www.rc.unesp.br/igce/simpgeo/578-595artur.pdf>>. Acesso em: 02 set. 2012.
- FONSECA, A. R. (2003). *Auscultação por instrumentação de barragens de terra e enrocamento para geração de energia elétrica: estudo de caso das barragens da UHE são Simão*. 158f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.
- FONTAINE, E. B. (2004). *Utilização de ensaios geotécnicos especiais de campo (cone elétrico e pressiômetro) em solos do interior do estado de são paulo*. 223 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia, Agrícola, Unicamp, Campinas, 2004. Cap. 3.
- GERSCOVICH, D. M. S. (2007) *Estruturas de Contenção: Muros de arrimo*. 48 f. Apostila apresentada à Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Departamento de Estruturas e Fundações. UERJ. Disponível em: <www.pt.scribd.com/doc/38271421/9/Muros-de-arrimo>. Acesso em: 16 set. 2012.
- GESUALDO, F. A. R. (2010). Notas de Aula Disciplina Método dos Elementos Finitos. Universidade Federal de Uberlândia. Minas Gerais. Disponível em: <www.feciv.ufu.br/sites/feciv.ufu.br/files/.../Notas%20de%20Aula%20MEF.pdf>. Acesso em: 20 jan. 2016.
- GODOY, C. S. (2014). *Caracterização geotécnica de um solo residual de gnaiss – santo amaro da imperatriz, santa catarina*. 212f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação da Universidade Federal de Santa Catarina) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Santa Catarina, 2014.
- GUILLEN, J. L. C. (2008). *Modelagem Elasto-plástica da Liquefação Dinâmica de Solos*. 246 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2008.
- GURGEL, J. G. B. (2012) *Modelagem numérica de estruturas de contenção atirantadas em areia*. 143f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Norte) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.
- HARR, M.E. (1987) *Reliability-based design in civil engineering*. New York, McGraw-Hill, 1987. 290p.
- HSIEH, H. S., WANG, C. C.; OU, C. Y. (2003). Use of Jet Grouting to Limit Diaphragm Wall Displacement of a Deep Excavation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, Vol. 129, nº 2, p. 146-157.
- LOCALIZA. (2015). *Projeto de viga metálica dos tirantes*. Localiza, 2015.

- LONG, M. (2001). Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, Vol. 127, no 3, p. 203-224.
- MARTINS, M.; MACEDO, L. F.; PACHECO, M. (2002). *Uma Discussão Sobre Empuxos em Paredes Atirantadas*. 1º Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, São Paulo, 2002.
- MARTINS, P. A. (2008). *Análise numérica de escavações subterrâneas com ênfase na interação entre o maciço e o suporte em concreto projetado a baixas idades*. 194 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) -Universidade de Brasília, Brasília, 2008. Disponível em: <<http://repositorio.unb.br/handle/10482/6427>>. Acesso em: 20 jan. 2016.
- MARCHETTI, S. (1980). In situ tests by flat dilatometer. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. p.299-321. Disponível em: <<http://www.marchetti-dmt.it/pdf/files/marchetti80.pdf>>. Acesso em: 20 jan. 2016.
- MARINHO, F. A. M. (2005). Os solos não saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados. Texto apresentado a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para o concurso de Livre-docência na especialidade “Geomecânica” do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, 201 p.
- MENDES F. B. (2010). *O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada*. 148f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Ouro Preto, Belo Horizonte, 2010.
- MOORMANN, C.; MOORMANN, H. R. (2002) A study of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on worldwide experiences. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Lion, 2002. p. 477-482.
- MORE, J. Z. P. (2003) *Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos*. 120f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003. Disponível em: <http://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/Busca_etds.php?strSecao=resultado&nrSeq=4127@1>. Acesso em: 20 jan. 2016.
- NAKAMURA, J. (2013) Profundidade técnica: escolha da tecnologia para execução de fundações profundas moldadas in loco é definida pela análise do tipo de estrutura e das características do solo. *Construção mercado: negócios de incorporação e construção*. PINI, São Paulo: n. 146, set. 2013. Disponível em: <<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/146/profundidade-tecnica-escolha-da-tecnologia-para-execucao-de-fundacoes-299192-4.aspx>>. Acesso em: 15 jan. 2016.
- OHSAKI, Yorihiro. Geotechnical Properties of Tokyo Subsoils. *Soils and Foundations*, v. 2, n. 2, p. 17-34, 1962. Disponível em: < https://www.jstage.jst.go.jp/article/sandf1960/2/2/2_2_17/_article>. Acesso em: 15 jan. 2016.
- OLIVEIRA, J. R. M. S.; MARQUES, M. E. S.; CABRAL, D. A.; SILVA, M. R. L.; CARNEIRO, L. A. V. (2009). *Deslocamentos Horizontais em uma Parede Diafragma*. In: Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, 5, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos – ABMS, v. 1, p. 245–250, São Paulo.
- ONODERA, L. T. (2005). *O uso de gabiões como estrutura de contenção*. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo. 63f. Disponível em: < www.engenharia.anhembibr/tcc-05/civil-16.pdf> Acesso em: 16 set. 2012.

- PASSOS, Breno et al. Taludes naturais e artificiais – Obras de Estabilização. 2010. 39 f. Trabalho apresentado ao curso de graduação em engenharia Civil da faculdade Kennedy, Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010. Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAABpxsAH/taludes-mecanica-dos-solos>> . Acesso em: 16 set. 2012.
- PINHEIRO, M. S., et al. (2003). *Estruturas de Concreto: Aço para armaduras*. 8 f. Apostila apresentada à Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas. USP-EESC. Disponível em: < <http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec702/EESC/Acos.pdf>>. Acesso em: 23 out. 2014.
- PINTO, C. S. (2000). Curso Básico de Mecânica dos Solos. 1. ed. São Paulo, SP: Oficina de Textos, v. 1. 247 p.
- POTTS, D. M. (2003). Numerical analysis: a virtual dream or practical reality? *Geotechnique*, v. 50, n. 6, p.535-573.
- POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L. (2001). *Finite element analysis in geotechnical engineering: application*. Londres: Thomas Telford.427 p.
- RIBEIRO, J. M. C. (2011). *Avaliação e correlação de parâmetros físicos e mecânicos de um solo residual granítico*. 221f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente do Departamento de Engenharia Geotécnica) - Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 2011. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/10400.22/2706>>. Acesso em: 20 jan. 2016.
- ROBERTSON, P. K. (1983). *In-situ testing of soil with emphasis on its application to liquefaction assessment*. Tese de Doutorado. *The University of British Columbia*, 420 p.
- ROBERTSON, P. K.; Cabal K.L. (2010). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. Gregg Drilling & Testing, Inc., 4 ed.
- ROBERTSON, P.K. (2009). Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., *Canadian Geotechnical Journal*. v.46, n.11,p. 1337-1355.
- ROCSCIENCE. RS2 (Phase2) e RS3. Software de análise de elementos finitos. Disponível em: < <http://www.rocsciesnce.com/products> >. Acesso em: 23 out. 2012.
- SANTOS, F. A. (2013). *Avaliação do desempenho de uma cortina de estacas espaçadas, atirantada, em areia*. 2013. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.
- SILVA, P. V. C. (2015). *Análises Numéricas 2D e 3D do Comportamento de Estruturas de Solo Grampeado*. 127 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- ST JOHN, H. D.; POTTS, D. M.; JARDINE, R. J.; HIGGINS, K. G. (1992). *Prediction and performance of ground response due to construction of a deep toconstruction of a deep basement at 60 Victoria Embankment*. In: WrothMemorial Symposium on Predictive Soil Mechanics, p. 581-608. Oxford.
- SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. (2012). *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de Fundações*. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 224 p.
- TEIXEIRA, A. H. (1996). *Projeto e execução de fundações*. In: SEFE, 3., São Paulo. Anais. São Paulo, v. 1.
- TEIXEIRA, L. M. (2008). *Análise Numérica do Comportamento de um Oleoduto sujeito a movimentos de Encosta*. 2004. 123 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia, Civil, PUC-rio, Rio de Janeiro. Cap. 3.

- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1976). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2. ed. Londres: John Wiley & Sons.
- TIMOSHENKO, S. P. (1921). On the correction for shear of the differential equation for transverse vibrations of prismatic bars. *Philosophical Magazine*, n.41, p.744–746.
- TSCHEBOTARIOFF, G. P. (1951). *Soil Mechanics: foundations and earth structures*. Nova York: McGraw - Hill, Inc.
- UERJ. (2007). Departamento de Estruturas e Fundações. Disponível em: <www.pt.scribd.com/doc/38271421/9/Muros-de-arrimo>. Acesso em: 16set. 2014.

APÊNDICE A – PARÂMETROS DOS SOLOS

Tabela 1 - CPTuFuro 302

SPT N60 (blows/30cm)	Φ' (°)	Es (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	OCR	Ko
1	-	-	6,13	10,05	0,93	0,64
2	35,60	28,97	12,57	13,61	1,26	0,68
29	41,98	91,76	115,01	-	-	-
19	39	69	87	652	45	2,42
16	37	63	79	-	-	-
16	36	65	82	-	-	-
27	38	96	120	-	-	-
27	38	103	128	0	0	0
26	37	98	123	-	-	-
35	38	127	160	-	-	-
34	38	117	147	-	-	-
42	-	121	152	-	-	-

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 2– CPTuFuro 304

SPT N60 (blows/30cm)	Φ' (°)	Es (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	OCR	Ko
33	44	103,742	130	555	51	2
11	37	44,161	53	201	19	2
11		65,803	65	207	18	2
7		40,580	46	120	8	1
12		60,255	71	217	11	2
16		69,920	88	286	13	2
18		83,682	110	301	11	2
19			124	297	10	1
22		106,513	131	388	12	2
23	36	106,970	134	404	11	1
26	35	123,939	153	440	11	1
28	35	126,731	161	478	10	1
29	36	141,016	170	465	9	1
37	38	173,894	209	574	10	1
36	36	171,023	207	600	10	1
42	36	195,763	234	702	11	2
41	36	193,893	237	693	10	1
38	36	225,990	235	585	8	1
57	38	197,096	247	-	-	-

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 3 - CPTu Furo 315

SPT N60 (blows/30cm)	Φ' (°)	Es (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	OCR	Ko
9	36,91	33,37	41,83	-	-	-
11	37,53	44,65	55,96	-	-	-
13	37,72	48,83	61,20	-	-	-
12	36	49	61	150	10	1
16	37	67	83	300	15	2
21	37	88	110	358	16	2
29	39	107	134	350	13	2
26	38	80	143	276	9	1
25	37	106	141	401	12	2
27	36	116	145	422	11	1
26	36	111	142	437	10	1
31	37	125	155	452	10	1
33	36	141	177	533	11	1
31	35	141	176	541	10	1
38	36	161	201	613	11	1
51	38	174	218	-	-	-

Fonte: Elaborada pelo autor

APÊNDICE B – PARÂMETROS RESULTADOS

Tabela 1 – Furo SP100

	NA													
Profundidade	-			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Cota de boca	840,399		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt
Cota do NA	-		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E
	Profundidade		(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
1			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2			8	17	17	29	32	31	32	38	100	80	19	24
3			5	15	32	26	30	30	29	24	63	50	12	15
4	6,6	Silte-Argiloso (Aterro)	6	17	49	27	31	30	31	29	75	60	14	18
5			8	17	66	29	32	31	32	38	100	80	19	24
6			8	17	83	29	32	31	32	38	100	80	19	24
7			8	17	100	29	32	31	32	38	100	80	19	24
8			13	19	119	33	35	33	36	62	163	130	31	39
9			18	19	138	36	38	35	38	86	225	180	43	54
10			21	21	159	37	40	36	39	101	263	210	51	63
11	7,1	Silte argilo-arenoso	20	21	180	37	39	36	38	96	250	200	48	60
12			19	19	199	36	39	36	38	91	238	190	46	57
13			39	21	220	46	47	44	43	187	488	390	94	117
14			40	21	241	46	47	44	43	192	500	400	96	120
15		Silte arenoso	50	20	261	50	50	48	44	240	625	500	121	150
16	2,6	(solo residual/ alteração)	50	20	281	50	50	48	44	240	625	500	121	150
17			50	20	301	50	50	48	44	240	625	500	121	150

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 2 – Furo SP 102

	NA													
Profundidade	-			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Cota de boca	840,508		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt
Cota do NA	-		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E
	Profundidade		(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
1			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	4	Silte-Argiloso (Aterro)	6	19	19	27	31	30	31	29	75	60	14	18
3			6	17	36	27	31	30	31	29	75	60	14	18
4			9	17	53	30	33	32	33	43	113	90	22	27
5			9	17	70	30	33	32	33	43	113	90	22	27
6			12	19	89	32	35	33	35	58	150	120	29	36
7			12	19	108	32	35	33	35	58	150	120	29	36
8	7,6	Silte argilo-arenoso	19	19	127	36	39	36	38	91	238	190	46	57
9			27	21	148	40	42	39	40	130	338	270	65	81
10			25	21	169	39	41	38	40	120	313	250	60	75
11			28	21	190	41	43	39	41	134	350	280	68	84
12			36	21	211	44	46	42	42	173	450	360	87	108
13			38	20	231	45	46	43	43	182	475	380	92	114
14	3,75	Silte arenoso (solo residual/alterração)	43	20	251	47	48	45	44	206	538	430	104	129
15			47	20	271	49	49	47	44	226	588	470	113	141
16			50	20	291	50	50	48	44	240	625	500	121	150

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 3 – Furo SP 103

NA														
Profundidade	-			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Cota de boca	840,283		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt
Cota do NA	-		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E
	Profundidade		(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
1			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2		Argila (Aterro)	17	19	19	35	38	35	37	82	213	170	41	51
3			12	19	38	32	35	33	35	58	150	120	29	36
4	6,8		7	17	55	28	31	31	32	34	88	70	17	21
5			7	15	70	28	31	31	32	34	88	70	17	21
6			11	19	89	31	34	32	35	53	138	110	27	33
7			14	19	108	33	36	34	36	67	175	140	34	42
8		Silte argiloso	16	19	127	35	37	34	37	77	200	160	39	48
9	2,8		18	19	146	36	38	35	38	86	225	180	43	54
10			15	19	165	34	37	34	37	72	188	150	36	45
11			12	19	184	32	35	33	35	58	150	120	29	36
12			19	19	203	36	39	36	38	91	238	190	46	57
13			20	21	224	37	39	36	38	96	250	200	48	60
14	8,2	Silte argilo-arenoso	19	19	243	36	39	36	38	91	238	190	46	57
15			21	21	264	37	40	36	39	101	263	210	51	63
16			21	21	285	37	40	36	39	101	263	210	51	63
17			26	21	306	40	42	38	40	125	325	260	63	78
18			Silte arenoso	30	20	326	42	44	40	41	144	375	300	72
19		(Solo residual/alteração)	36	20	346	44	46	42	42	173	450	360	87	108
20	3,35		50	20	366	50	50	48	44	240	625	500	121	150
21			50	20	386	50	50	48	44	240	625	500	121	150

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 4 – Furo SP 105

	NA													
Profundidade	-			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Cota de boca	838,2		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt
Cota do NA	-		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E
	Profundidade		(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
1	1,8	Argila - arenosa (Aterro)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2			16	19	19	35	37	34	37	77	200	160	39	48
3	4,7	Silte argilo-arenoso	18	19	38	36	38	35	38	86	225	180	43	54
4			26	21	59	40	42	38	40	125	325	260	63	78
5			28	21	80	41	43	39	41	134	350	280	68	84
6			33	21	101	43	45	41	42	158	413	330	80	99
7			38	21	122	45	46	43	43	182	475	380	92	114
8			48	20	142	49	50	47	44	230	600	480	116	144
9	3,9	Silte arenoso (solo residual/ alteração de rocha)	50	20	162	50	50	48	44	240	625	500	121	150
10			50	20	182	50	50	48	44	240	625	500	121	150
11			50	20	202	50	50	48	44	240	625	500	121	150

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 5 – Furo SP 106

	NA													
Profundidade	-			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Cota de boca	840,221		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt
Cota do NA	-		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E
	Profundidade		(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
1			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2			9	21	21	30	33	32	33	43	113	90	22	27
3			9	19	40	30	33	32	33	43	113	90	22	27
4			9	17	57	30	33	32	33	43	113	90	22	27
5			7	17	74	28	31	31	32	34	88	70	17	21
6	10,8	Argila (Aterro)	5	15	89	26	30	30	29	24	63	50	12	15
7			12	19	108	32	35	33	35	58	150	120	29	36
8			12	21	129	32	35	33	35	58	150	120	29	36
9			10	17	146	30	34	32	34	48	125	100	24	30
10			12	19	165	32	35	33	35	58	150	120	29	36
11			13	19	184	33	35	33	36	62	163	130	31	39
12			16	19	203	35	37	34	37	77	200	160	39	48
13	2,7	Silte argilo - arenoso	15	19	222	34	37	34	37	72	188	150	36	45
14			24	21	243	39	41	38	40	115	300	240	58	72
15			33	20	263	43	45	41	42	158	413	330	80	99
16	3,4	Silte arenoso	42	20	283	47	48	45	43	202	525	420	101	126
17			47	20	303	49	49	47	44	226	588	470	113	141
18	2,45	Silte arenoso (solo residual/ alteração)	50	20	323	50	50	48	44	240	625	500	121	150
19			50	20	343	50	50	48	44	240	625	500	121	150

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 6 – Furo SP 109

	NA													
Profundidade	10,5			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Cota de boca	829,953		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt
Cota do NA	819,453		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E
	Profundidade		(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
1			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	3,8	Argila-siltosa (Aterro)	6	17	17	27	31	30	31	29	75	60	14	18
3			7	17	34	28	31	31	32	34	88	70	17	21
4			8	17	51	29	32	31	32	38	100	80	19	24
5	3,4	Silte argilo-arenoso	11	19	70	31	34	32	35	53	138	110	27	33
6			12	19	89	32	35	33	35	58	150	120	29	36
7			13	19	108	33	35	33	36	62	163	130	31	39
8			17	19	127	35	38	35	37	82	213	170	41	51
9			22	20	147	38	40	37	39	106	275	220	53	66
10			27	20	167	40	42	39	40	130	338	270	65	81
N.A. 11		Silte arenoso (Solo residual/ alteração de rocha)	32	20	182	43	44	41	42	154	400	320	77	96
12	9,25		35	20	192	44	45	42	42	168	438	350	84	105
13			37	20	202	45	46	43	43	178	463	370	89	111
14			42	20	212	47	48	45	43	202	525	420	101	126
15			47	20	222	49	49	47	44	226	588	470	113	141
16			50	20	232	50	50	48	44	240	625	500	121	150
17			50	20	242	50	50	48	44	240	625	500	121	150

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 7 – Furo SP 117

	NA													
Profundidade	-			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Cota de boca	823,125		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt
Cota do NA	-		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E
	Profundidade		(Adimensional)	(kN/m³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
1			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2			5	15	15	26	30	30	29	24	63	50	12	15
3	5,8	Argila (Aterro)	6	17	32	27	31	30	31	29	75	60	14	18
4			9	17	49	30	33	32	33	43	113	90	22	27
5			9	17	66	30	33	32	33	43	113	90	22	27
6			10	17	83	30	34	32	34	48	125	100	24	30
7			10	17	100	30	34	32	34	48	125	100	24	30
8	2,8		Silte argilo-arenoso	13	19	119	33	35	33	36	62	163	130	31
9		17		19	138	35	38	35	37	82	213	170	41	51
10		Silte arenoso (Solo residual/ alteração de rocha)	17	19	157	35	38	35	37	82	213	170	41	51
11			22	20	177	38	40	37	39	106	275	220	53	66
12			26	20	197	40	42	38	40	125	325	260	63	78
13	7,85		34	20	217	44	45	42	42	163	425	340	82	102
14			38	20	237	45	46	43	43	182	475	380	92	114
15			42	20	257	47	48	45	43	202	525	420	101	126
16			44	20	277	47	49	46	44	211	550	440	106	132
17			47	20	297	49	49	47	44	226	588	470	113	141

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 8 – Furo SM 200

NA															
Profundidade	12			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade		
Cota de boca	829,08		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt	
Cota do NA	817,08		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E	
		Profundidade	(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)	
1			2	13	13	22	26	29	23	10	25	20	5	6	
2	4,2	Argila-siltosa (Aterro)	4	15	28	25	29	30	28	19	50	40	10	12	
3			2	13	41	22	26	29	23	10	25	20	5	6	
4			8	17	58	29	32	31	32	38	100	80	19	24	
5			8	18	76	29	32	31	32	38	100	80	19	24	
6	2,86	Silte arenoso	8	18	94	29	32	31	32	38	100	80	19	24	
7			10	18	112	30	34	32	34	48	125	100	24	30	
8	0,94	Matacão de rocha extremamente alterado	16	18	130	35	37	34	37	77	200	160	39	48	
9	2	Silte arenoso	16	18	148	35	37	34	37	77	200	160	39	48	
10			23	20	168	38	41	37	39	110	288	230	55	69	
11		Silte arenoso (Saprolito)	23	20	188	38	41	37	39	110	288	230	55	69	
N.A. 12			24	20	198	39	41	38	40	115	300	240	58	72	
13			24	20	208	39	41	38	40	115	300	240	58	72	
14	5,93		22	20	218	38	40	37	39	106	275	220	53	66	
15			31	20	228	42	44	40	41	149	388	310	75	93	
16			33	20	238	43	45	41	42	158	413	330	80	99	
17	1,97		Matacão de gnaiss muito alterado	33	20	248	43	45	41	42	158	413	330	80	99
18			37	20	258	45	46	43	43	178	463	370	89	111	
19			37	20	268	45	46	43	43	178	463	370	89	111	
20			37	20	278	45	46	43	43	178	463	370	89	111	
21		49	20	288	49	50	48	44	235	613	490	118	147		
22	6,55	Silte arenoso (Saprolito)	38	20	298	45	46	43	43	182	475	380	92	114	
23			38	20	308	45	46	43	43	182	475	380	92	114	
24			32	20	318	43	44	41	42	154	400	320	77	96	
25			39	20	328	46	47	44	43	187	488	390	94	117	

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 9 – Furo SM 201

NA														
Profundidade	17,52			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Cota de boca	826,82		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt
Cota do NA	809,3		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E
	Profundidade		(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
1	2	Silte-Argiloso (Aterro)	15	19	19	34	37	34	37	72	188	150	36	45
2			13	19	38	33	35	33	36	62	163	130	31	39
3	6	Silte arenoso (solo residual)	13	19	57	33	35	33	36	62	163	130	31	39
4			13	19	76	33	35	33	36	62	163	130	31	39
5			11	19	95	31	34	32	35	53	138	110	27	33
6			13	19	114	33	35	33	36	62	163	130	31	39
7			15	19	133	34	37	34	37	72	188	150	36	45
8			17	19	152	35	38	35	37	82	213	170	41	51
9	1,15	Silte arenoso (Saprolito)	29	20	172	41	43	40	41	139	363	290	70	87
10	4,1	Gnaisse muito alterada	28	23	195	41	43	39	41	134	350	280	68	84
11			28	23	218	41	43	39	41	134	350	280	68	84
12			28	23	241	41	43	39	41	134	350	280	68	84
13			21	23	264	37	40	36	39	101	263	210	51	63
14	3,79	Areia fina (Saprolito)	21	20	284	37	40	36	39	101	263	210	51	63
15			29	20	304	41	43	40	41	139	363	290	70	87
16			45	20	324	48	49	46	44	216	563	450	109	135
N.A. 17			50	20	349	50	50	48	44	240	625	500	121	150
18	2,16	Gnaisse muito alterada	50	23	362	50	50	48	44	240	625	500	121	150
19			50	23	375	50	50	48	44	240	625	500	121	150
20			50	23	388	50	50	48	44	240	625	500	121	150
21	2,72	Gnaisse medianamente alterada	50	23	401	50	50	48	44	240	625	500	121	150
22			50	23	411,66	50	50	48	44	240	625	500	121	150

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 10 – Furo SM 202

	NA													
Profundidade	20			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Cota de boca	825,74		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt
Cota do NA	805,74		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E
	Profundidade		(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
1	10	Silte-Arenoso (Aterro)	6	18	18	27	31	30	31	29	75	60	14	18
2			6	18	36	27	31	30	31	29	75	60	14	18
3			10	19	55	30	34	32	34	48	125	100	24	30
4			16	19	74	35	37	34	37	77	200	160	39	48
5			4	18	92	25	29	30	28	19	50	40	10	12
6			4	18	110	25	29	30	28	19	50	40	10	12
7			6	18	128	27	31	30	31	29	75	60	14	18
8			14	19	147	33	36	34	36	67	175	140	34	42
9			14	20	167	33	36	34	36	67	175	140	34	42
10			12	19	186	32	35	33	35	58	150	120	29	36
11	5,5	Silte-Arenoso (Solo residual)	11	19	205	31	34	32	35	53	138	110	27	33
12			18	19	224	36	38	35	38	86	225	180	43	54
13			21	20	244	37	40	36	39	101	263	210	51	63
14			23	20	264	38	41	37	39	110	288	230	55	69
15			26	20	284	40	42	38	40	125	325	260	63	78
16			24	20	304	39	41	38	40	115	300	240	58	72
17	1,5	Rocha muito alterada	24	20	324	39	41	38	40	115	300	240	58	72
18			25	20	344	39	41	38	40	120	313	250	60	75
19			40	20	364	46	47	44	43	192	500	400	96	120
N.A. 20	4,9	Silte-Arenoso (Saprolito)	31	20	384	42	44	40	41	149	388	310	75	93
21			50	20	394	50	50	48	44	240	625	500	121	150
22			50	20	404	50	50	48	44	240	625	500	121	150
23			50	23	417	50	50	48	44	240	625	500	121	150
24	2,6	Gnaisse alterada	50	23	430	50	50	48	44	240	625	500	121	150
25			50	23	443	50	50	48	44	240	625	500	121	150

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 11 – Furo SM 206

	NA													
Profundidade	14,1			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Cota de boca	840,32		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt
Cota do NA	826,22		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E
	Profundidade	(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)	
1	10,15	Silte-Argiloso (Aterro)	15	19	19	34	37	34	37	72	188	150	36	45
2			8	17	36	29	32	31	32	38	100	80	19	24
3			5	15	51	26	30	30	29	24	63	50	12	15
4			8	17	68	29	32	31	32	38	100	80	19	24
5			9	17	85	30	33	32	33	43	113	90	22	27
6			9	17	102	30	33	32	33	43	113	90	22	27
7			10	17	119	30	34	32	34	48	125	100	24	30
8			11	19	138	31	34	32	35	53	138	110	27	33
9			10	17	155	30	34	32	34	48	125	100	24	30
10			7	17	172	28	31	31	32	34	88	70	17	21
11	8,85	Silte arenoso (Solo residual)	10	19	191	30	34	32	34	48	125	100	24	30
12			14	19	210	33	36	34	36	67	175	140	34	42
13			14	19	229	33	36	34	36	67	175	140	34	42
14			38	20	249	45	46	43	43	182	475	380	92	114
N.A. 15			45	20	260	48	49	46	44	216	563	450	109	135
16			24	20	270	39	41	38	40	115	300	240	58	72
17			21	20	280	37	40	36	39	101	263	210	51	63
18			28	20	290	41	43	39	41	134	350	280	68	84
19			50	20	300	50	50	48	44	240	625	500	121	150
20			23	20	310	38	41	37	39	110	288	230	55	69
21	7,2	Silte arenoso (Saprolito)	23	20	320	38	41	37	39	110	288	230	55	69
22			21	20	330	37	40	36	39	101	263	210	51	63
23			23	20	340	38	41	37	39	110	288	230	55	69
24			23	20	350	38	41	37	39	110	288	230	55	69
25			31	20	360	42	44	40	41	149	388	310	75	93
26			50	20	370	50	50	48	44	240	625	500	121	150
27			50	20	380	50	50	48	44	240	625	500	121	150

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 12 – Furo SM 208

	NA													
Profundidade	15,31			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Cota de boca	839,77		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consoli	Décourt
Cota do NA	824,46		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E
	Profundidade		(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
1			5	15	15	26	30	30	29	24	63	50	12	15
2	2,5	Argila-Siltosa (Aterro)	9	17	32	30	33	32	33	43	113	90	22	27
3			9	17	49	30	33	32	33	43	113	90	22	27
4			10	18	67	30	34	32	34	48	125	100	24	30
5			10	19	86	32	34	32	34	48	125	100	24	30
6			12	19	105	32	35	33	35	58	150	120	29	36
7	7,5	Silte arenoso (solo residual)	17	19	124	35	38	35	37	82	213	170	41	51
8			18	19	143	36	38	35	38	86	225	180	43	54
9			19	20	163	36	39	36	38	91	238	190	46	57
10			19	20	183	36	39	36	38	91	238	190	46	57
11			23	20	203	38	41	37	39	110	288	230	55	69
12			26	20	223	40	42	38	40	125	325	260	63	78
13			24	20	243	39	41	38	40	115	300	240	58	72
14			33	20	263	43	45	41	42	158	413	330	80	99
15			50	20	283	50	50	48	44	240	625	500	121	150
N.A. 16			22	20	296	38	40	37	39	106	275	220	53	66
17			20	20	306	37	39	36	38	96	250	200	48	60
18	15,26	Silte arenoso (Saprolito)	21	20	316	37	40	36	39	101	263	210	51	63
19			22	20	326	38	40	37	39	106	275	220	53	66
20			31	20	336	42	44	40	41	149	388	310	75	93
21			45	20	346	48	49	46	44	216	563	450	109	135
22			32	20	356	43	44	41	42	154	400	320	77	96
23			37,5	20	366	45	46	43	43	180	469	375	90	112,5
24			50	20	376	50	50	48	44	240	625	500	121	150
25			50	20	386	50	50	48	44	240	625	500	121	150
26			41	20	396	46	48	44	43	197	513	410	99	123

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 13 – Furo SM 211

	NA			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Profundidade	21,15		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consoli	Décourt
Cota de boca	829,58		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E
Cota do NA	808,43		(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
	Profundidade													
1	1,9	Silte-Arenoso (Aterro)	6	20	20	27	31	30	31	29	75	60	14	18
2			6	18	38	27	31	30	31	29	75	60	14	18
3			10	18	56	30	34	32	34	48	125	100	24	30
4	9,1	Silte arenoso (solo residual)	13	19	75	33	35	33	36	62	163	130	31	39
5			10	18	93	31	34	32	34	48	125	100	24	30
6			11	19	112	31	34	32	35	53	138	110	27	33
7			13	19	131	33	35	33	36	62	163	130	31	39
8			12	19	150	32	35	33	35	58	150	120	29	36
9			18	19	169	36	38	35	38	86	225	180	43	54
10			17	19	188	35	38	35	37	82	213	170	41	51
11			19	20	208	36	39	36	38	91	238	190	46	57
12			27	20	228	40	42	39	40	130	338	270	65	81
13			38	20	248	45	46	43	43	182	475	380	92	114
14	41	20	268	46	48	44	43	197	513	410	99	123		
15	25	20	288	39	41	38	40	120	313	250	60	75		
16	24	20	308	39	41	38	40	115	300	240	58	72		
17	11	Silte arenoso (Saprolito)	26	20	328	40	42	38	40	125	325	260	63	78
18			50	20	348	50	50	48	44	240	625	500	121	150
19			50	20	368	50	50	48	44	240	625	500	121	150
20			43	20	388	47	48	45	44	206	538	430	104	129
21			50	20	408	50	50	48	44	240	625	500	121	150
N.A. 22			50	20	419,5	50	50	48	44	240	625	500	121	150
23			50	23	432,5	50	50	48	44	240	625	500	121	150
24	2,27	Gnaisse medianamente alterada	50	23	445,5	50	50	48	44	240	625	500	121	150
25			50	23	458,5	50	50	48	44	240	625	500	121	150

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 14 – Furo SM 302

	NA													
Profundidade	15,24			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno				Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Cota de boca	824,97		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt
Cota do NA	809,73		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60	Su N60	Su	Su	E N60	E
	Profundidade		(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
1			12	19	19	32	35	33	35	58	150	120	29	36
2	2,7	Silte-Argiloso (Aterro Antigo)	14	19	38	33	36	34	36	67	175	140	34	42
3			10	17	55	30	34	32	34	48	125	100	24	30
4	2,2	Silte arenoso (Colúvio)	14	19	74	33	36	34	36	67	175	140	34	42
5			9	19	93	30	33	32	33	43	113	90	22	27
6	1,1	Bloco de gnaise	12	19	112	32	35	33	35	58	150	120	29	36
7			22	20	132	38	40	37	39	106	275	220	53	66
8	3,3	Silte arenoso (solo residual)	30	20	152	42	44	40	41	144	375	300	72	90
9			40	20	172	46	47	44	43	192	500	400	96	120
10	0,2	Matacão de gnaise	28	20	192	41	43	39	41	134	350	280	68	84
11	1,5	Silte arenoso (solo residual)	42	20	212	47	48	45	43	202	525	420	101	126
12	1,18	Silte arenoso (Saprolito)	50	20	232	50	50	48	44	240	625	500	121	150
13			50	23	255	50	50	48	44	240	625	500	121	150
14	3,44	Gnaise pouco alterada	50	23	278	50	50	48	44	240	625	500	121	150
N.A. 15			50	23	301	50	50	48	44	240	625	500	121	150

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 15 – Furo SM 303

(continua)

	NA										
Profundidade	22,61			Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno					
Cota de boca	837,77		N SPT	Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt		
Cota do NA	815,16		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60		
			(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)		
1	1,5	Entulho	12	20	20	32	35	33	35		
2		(Aterro)	12	19	39	32	35	33	35		
3	1	Silte argiloso (Aterro)	11	19	58	31	34	32	35		
4			10	19	77	30	34	32	34		
5	11,55	Silte arenoso (Solo Residual)	16	19	96	35	37	34	37		
6			19	20	116	36	39	36	38		
7			17	19	135	35	38	35	37		
8			22	20	155	38	40	37	39		
9			20	20	175	37	39	36	38		
10			24	20	195	39	41	38	40		
11			27	20	215	40	42	39	40		
12			32	20	235	43	44	41	42		
13			30	20	255	42	44	40	41		
14			7,05	Silte arenoso (areia fina), rosa claro e amarelo, muito compacto. (Saprolito)	50,0	20	275	50	50	48	44
15					50,0	20	295	50	50	48	44
16	50,0	20			315	50	50	48	44		
17	50,0	20			335	50	50	48	44		
18	50,0	20			355	50	50	48	44		
19	50,0	20			375	50	50	48	44		
20	50,0	20			395	50	50	48	44		
21	50,0	20			415	50	50	48	44		
N.A. 22	50,0	21			432	50	50	48	44		
23	50,0	21			443	50	50	48	44		
24	8,05	amarelo escuro com manchas brancas, muito compacto. (Saprolito)			50,0	21	454	50	50	48	44
25			50,0	21	465	50	50	48	44		
26			50,0	21	476	50	50	48	44		
27	3,15	Gnaïsse muito alterada	50	21	487	50	50	48	44		
28			50	21	498	50	50	48	44		
29	3,15	Gnaïsse muito alterada	50	23	511	50	50	48	44		
30			50	23	524	50	50	48	44		
31			50	23	537	50	50	48	44		

Tabela 15 – Furo SM 303

(conclusão)

	NA								
Profundidade	22,61		Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade			
Cota de boca	837,77		N SPT	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt	
Cota do NA	815,16		N	Su N60	Su	Su	E N60	E	
			(Adimensional)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)	
1	1,5	Entulho (Aterro)	12	58	150	120	29	36	
2			12	58	150	120	29	36	
3	1	Silte argiloso (Aterro)	11	53	138	110	27	33	
4			10	48	125	100	24	30	
5	11,55	Silte arenoso (Solo Residual)	16	77	200	160	39	48	
6			19	91	238	190	46	57	
7			17	82	213	170	41	51	
8			22	106	275	220	53	66	
9			20	96	250	200	48	60	
10			24	115	300	240	58	72	
11			27	130	338	270	65	81	
12			32	154	400	320	77	96	
13			30	144	375	300	72	90	
14			7,05	Silte arenoso (areia fina), rosa claro e amarelo, muito compacto. (Saprolito)	50,0	240	625	500	121
15	50,0	240			625	500	121	150	
16	50,0	240			625	500	121	150	
17	50,0	240			625	500	121	150	
18	50,0	240			625	500	121	150	
19	50,0	240			625	500	121	150	
20	50,0	240			625	500	121	150	
21	50,0	240			625	500	121	150	
N.A. 22	50,0	240			625	500	121	150	
23	50,0	240			625	500	121	150	
24	8,05	Silte arenoso (areia fina e média), amarelo escuro com manchas brancas, muito compacto. (Saprolito)	50,0	240	625	500	121	150	
25			50,0	240	625	500	121	150	
26			50,0	240	625	500	121	150	
27			50	240	625	500	121	150	
28	3,15	Gnaisse muito alterada	50	240	625	500	121	150	
29			50	240	625	500	121	150	
30			50	240	625	500	121	150	
31			50	240	625	500	121	150	

Fonte:Elaborada pelo autor

Tabela 16 – Furo SM 304

(continua)

Profundidade	NA		N SPT	Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno			
	26,42			Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida	Godoy	Décourt
Cota de boca	840,34		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60
Cota do NA	813,92		(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)
1	1,3	Entulho (Aterro)	14	20	20	33	36	34	36
2	1,77	Silte arenoso (Aterro)	14	19	39	33	36	34	36
3		9	19	58	30	33	32	33	
4	5,93	Silte arenoso (solo residual)	10	19	77	30	34	32	34
5			19	20	97	36	39	36	38
6			26	20	117	40	42	38	40
7			22	20	137	38	40	37	39
8			29	20	157	41	43	40	41
9			31	20	177	42	44	40	41
10			27	20	197	40	42	39	40
11			30	20	217	42	44	40	41
12	19,26	Silte arenoso (Saprolito)	43	20	237	47	48	45	44
13			35	20	257	44	45	42	42
14			43	20	277	47	48	45	43
15			50	20	297	50	50	48	44
16			50	20	317	50	50	48	44
17			46	20	337	48	49	46	44
18			50	20	357	50	50	48	44
19			50	20	377	50	50	48	44
20			50	20	397	50	50	48	44
21			50	20	417	50	50	48	44
22			50	20	437	50	50	48	44
23			46	20	457	48	49	46	44
24	50	20	477	50	50	48	44		
25	50	20	497	50	50	48	44		
N.A. 26	50	21	512	50	50	48	44		
27	50	21	523	50	50	48	44		
28	50	21	534	50	50	48	44		
29	50	21	537	50	50	48	44		

Tabela 16 – Furo SM 304

(conclusão)

	NA							
Profundidade	26,42			Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade	
Cota de boca	840,34		N SPT	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt
Cota do NA	813,92		N	Su N60	Su	Su	E N60	E
	Profundidade		(Adimensional)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
1	1,3	Entulho (Aterro)	14	67	175	140	34	42
2	1,77	Silte arenoso (Aterro)	14	67	175	140	34	42
3			9	43	113	90	22	27
4	5,93	Silte arenoso (solo residual)	10	48	125	100	24	30
5			19	91	238	190	46	57
6			26	125	325	260	63	78
7			22	106	275	220	53	66
8			29	139	363	290	70	87
9			31	149	388	310	75	93
10			27	130	338	270	65	81
11	19,26	Silte arenoso (Saprolito)	30	144	375	300	72	90
12			43	206	538	430	104	129
13			35	168	438	350	84	105
14			43	206	536	429	103	128,57
15			50	240	625	500	121	150
16			50	240	625	500	121	150
17			46	221	575	460	111	138
18			50	240	625	500	121	150
19			50	240	625	500	121	150
20			50	240	625	500	121	150
21			50	240	625	500	121	150
22			50	240	625	500	121	150
23			46	221	575	460	111	138
24	50	240	625	500	121	150		
25	50	240	625	500	121	150		
N.A. 26	50	240	625	500	121	150		
27	50	240	625	500	121	150		
28	50	240	625	500	121	150		
29	50	240	625	500	121	150		

Fonte:Elaborada pelo autor

Tabela 17 – Furo SM 315

(continua)

Profundidade	NA		N SPT	Peso específico	Tensão vertical efetiva	Ângulo de Atrito interno			
	23,5					Godoy	γ^* Altura (h)	Teixeira	Hatanaka e Uchida
Cota de boca	832,77		N	γ	σ'	Phi	Phi N60	Phi	Phi N60
Cota do NA	809,27		(Adimensional)	(kN/m ³)	(kPa)	(Deg)	(Deg)	(Deg)	(Deg)
	Profundidade								
1	5	Silte-Argiloso (Aterro Antigo)	12	19	19	32	35	33	35
2			2	13	32	22	26	29	23
3			3	15	47	23	27	29	26
4			4	15	62	25	29	30	28
5			4	15	77	25	29	30	28
6	4,5	Silte arenoso	12	19	96	32	35	33	35
7			14	19	115	33	36	34	36
8			13	19	134	33	35	33	36
9			15	19	153	34	37	34	37
10			23	20	173	38	41	37	39
11	1,5	Bloco de gnaisse	23	20	193	38	41	37	39
12			24	20	213	39	41	38	40
13	7	Silte arenoso (solo residual)	24	20	233	39	41	38	40
14			26	20	253	40	42	38	40
15			18	19	272	36	38	35	38
16			24	20	292	39	41	38	40
17			26	20	312	40	42	38	40
18			40	20	332	46	47	44	43
19			50	20	352	50	50	48	44
20	11	Silte muito arenoso, cinza claro amarelado, muito compacto. Silte Arenoso(Saprolito de Gnaisse)	44	21	373	47	49	46	44
21			50	21	394	50	50	48	44
22			27	21	415	40	42	39	40
N.A. 23			27	21	436	40	42	39	40
24			27	21	452	40	42	39	40
25			37	21	463	45	46	43	43
26			36	21	474	44	46	42	42
27			50	21	485	50	50	48	44
28			50	21	496	50	50	48	44
29			50	21	507	50	50	48	44
30	50	21	518	50	50	48	44		
31	3		50	23	531	50	50	48	44
32			50	23	544	50	50	48	44

Tabela 17 – Furo SM 315

(conclusão)

Profundidade	NA		Resistencia não drenada			Modulo de Elasticidade		
	23,5		N SPT	Stroud	Décourt	Teixeira & Godoy	Ruver e consolli	Décourt
Cota de boca	832,77		N	Su N60	Su	Su	E N60	E
Cota do NA	809,27		(Adimensional)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
1	5	Silte-Argiloso (Aterro Antigo)	12	58	150	120	29	36
2			2	10	25	20	5	6
3			3	14	38	30	7	9
4			4	19	50	40	10	12
5			4	19	50	40	10	12
6	4,5	Silte arenoso	12	58	150	120	29	36
7			14	67	175	140	34	42
8			13	62	163	130	31	39
9			15	72	188	150	36	45
10	1,5	Bloco de gnaiss	23	110	288	230	55	69
11			24	115	300	240	58	72
12	7	Silte arenoso (solo residual)	24	115	300	240	58	72
13			26	125	325	260	63	78
14			18	86	225	180	43	54
15			24	115	300	240	58	72
16			26	125	325	260	63	78
17			40	192	500	400	96	120
18			50	240	625	500	121	150
19	11	Silte muito arenoso, cinza claro amarelado, muito compacto. Silte Arenoso(Saprolito de Gnaiss)	44	211	550	440	106	132
20			50	240	625	500	121	150
21			27	130	338	270	65	81
22			27	130	338	270	65	81
23			27	130	338	270	65	81
24			37	178	463	370	89	111
25			36	173	450	360	87	108
26			50	240	625	500	121	150
27			50	240	625	500	121	150
28			50	240	625	500	121	150
29	50	240	625	500	121	150		
30	50	240	625	500	121	150		
31	3		50	240	625	500	121	150

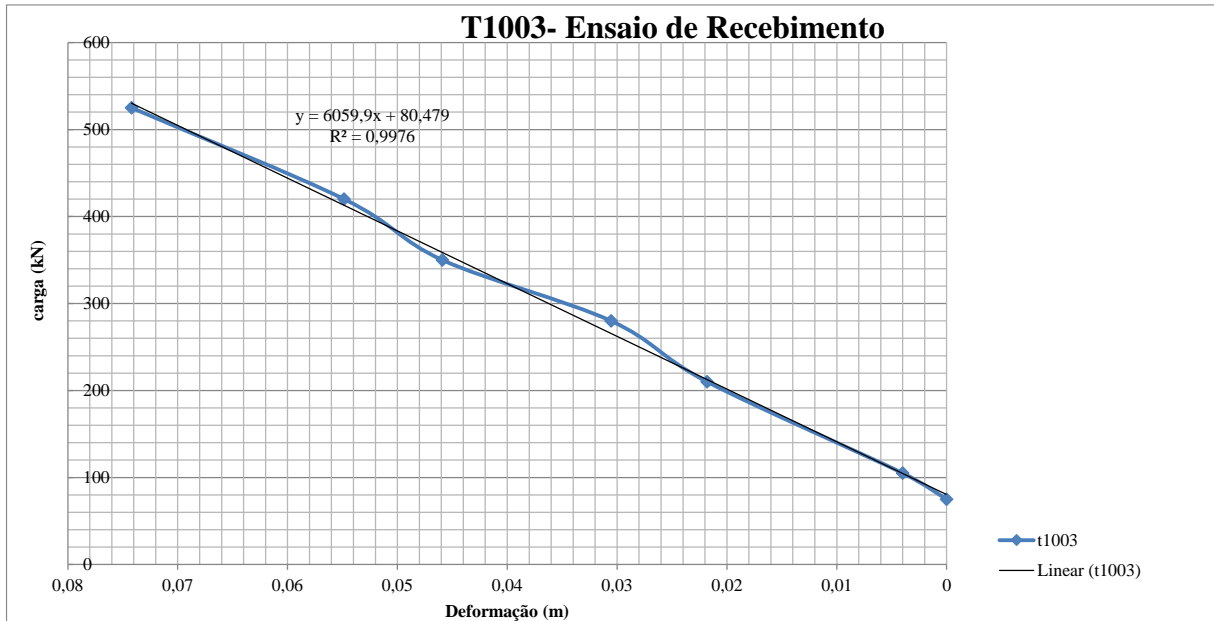
32
33

Gnaise pouco
alterada

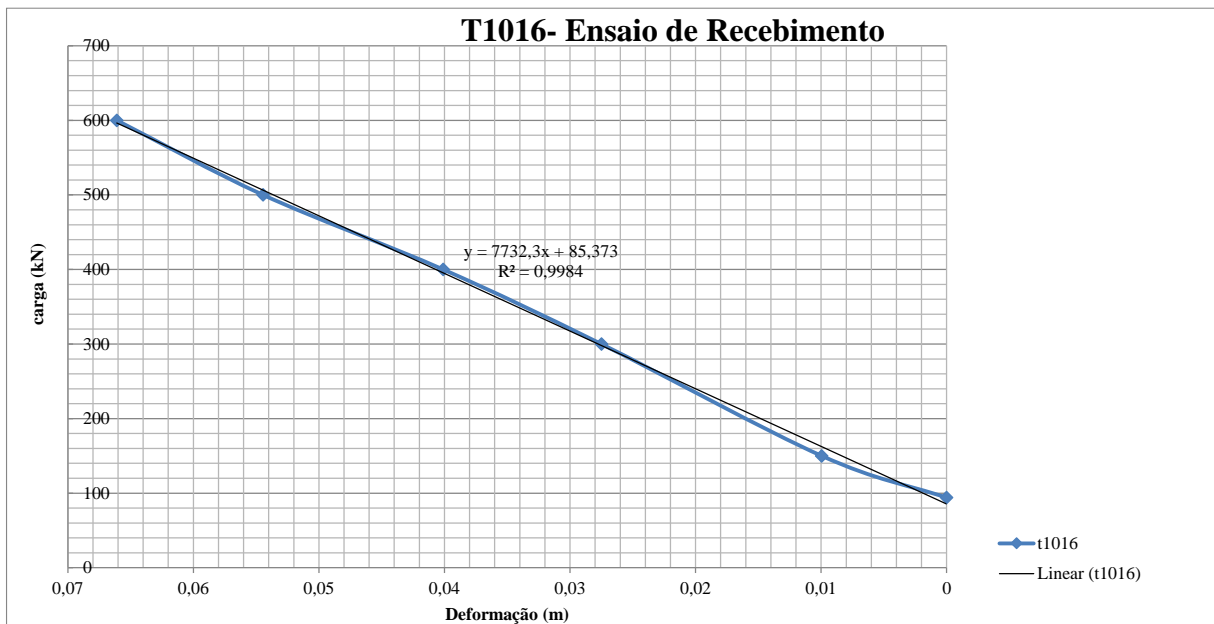
50 240 625 500 121 150
50 240 625 500 121 150

Fonte:Elaborada pelo autor

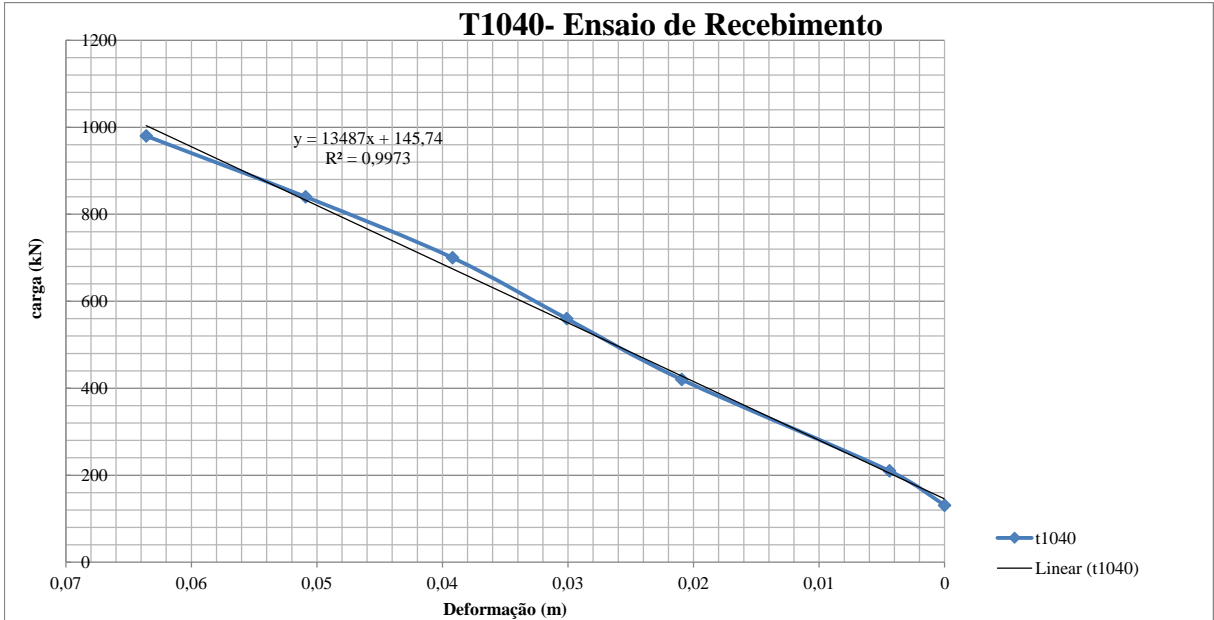
APÊNDICE C – ENSAIO DE RECEBIMENTO DOS TIRANTES



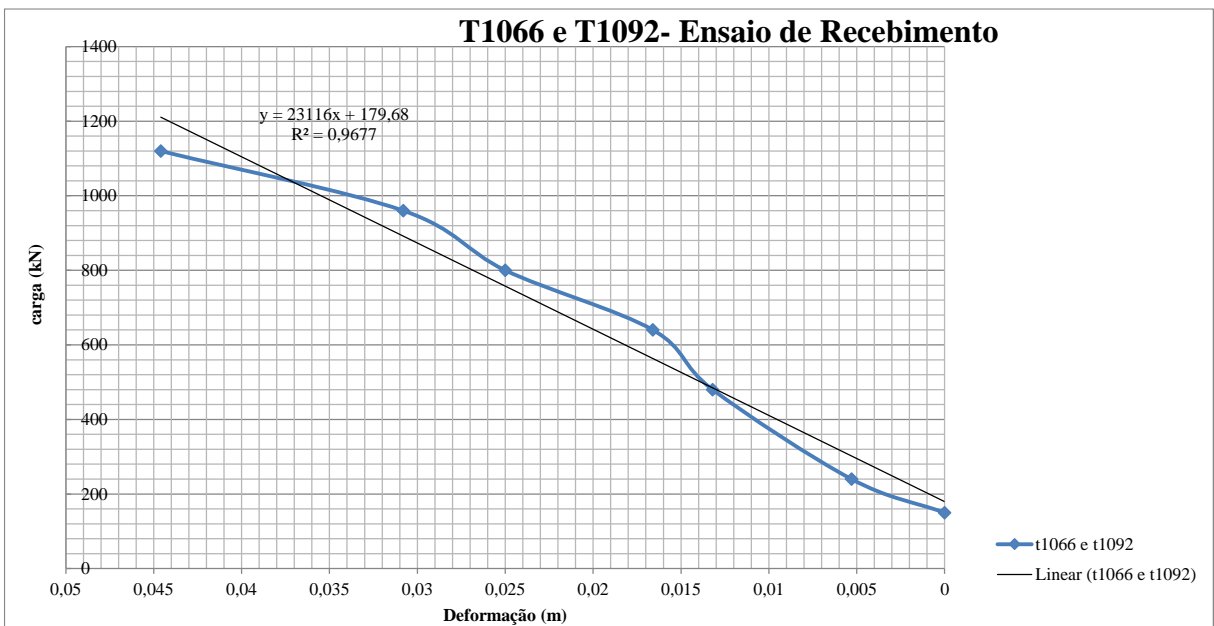
Fonte:Elaborada pelo autor



Fonte:Elaborada pelo autor

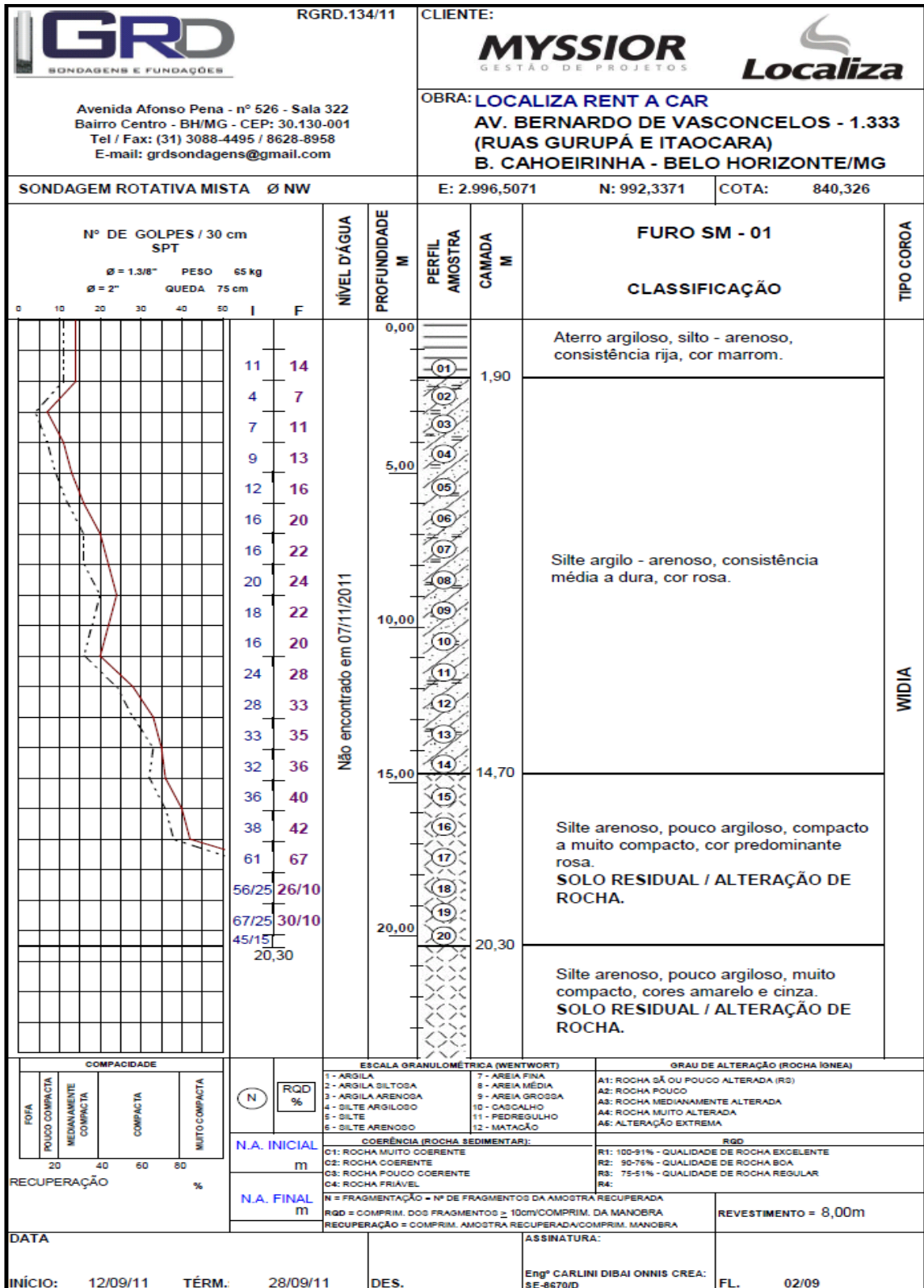


Fonte:Elaborada pelo autor




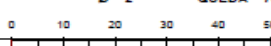


Fonte:Elaborada pelo autor




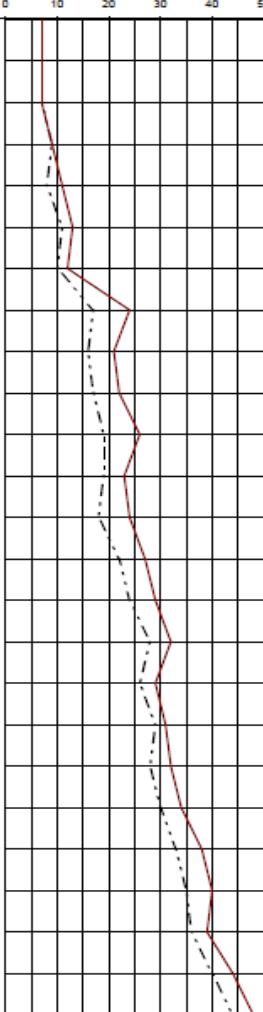
ANEXO A - SONDAGENS






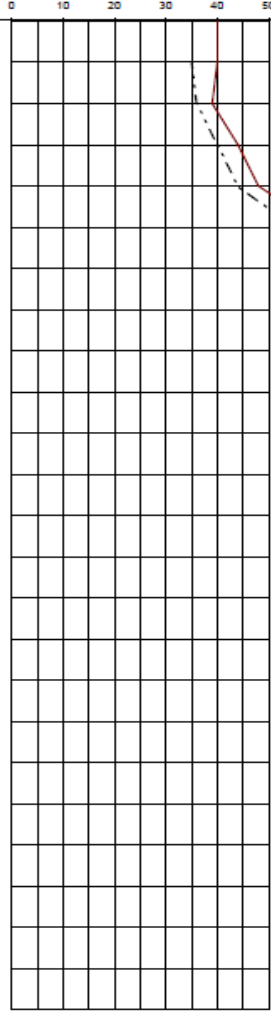
Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)

		RGRD.134/11		CLIENTE:  																																										
Avenida Afonso Pena - nº 526 - Sala 322 Bairro Centro - BH/MG - CEP: 30.130-001 Tel / Fax: (31) 3088-4495 / 8628-8958 E-mail: grdsondagens@gmail.com		OBRA: LOCALIZA RENT A CAR AV. BERNARDO DE VASCONCELOS - 1.333 (RUAS GURUPÁ E ITAOCARA) B. CAHOEIRINHA - BELO HORIZONTE/MG																																												
SONDAGEM ROTATIVA MISTA Ø NW		E: 2.929,7583		N: 995,4826																																										
COTA: 841,230																																														
Nº DE GOLPES / 30 cm SPT $\phi = 1,316''$ PESO 65 kg $\phi = 2''$ QUEDA 75 cm		NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE M	PERFIL AMOSTRA	CAMADA M	FURO SM - 01 (CONTINUAÇÃO) CLASSIFICAÇÃO	TIPO COROA																																							
																																														
<table border="1"> <tr><td>0</td><td>10</td><td>20</td><td>30</td><td>40</td><td>50</td></tr> <tr><td>I</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>F</td></tr> </table>		0	10	20	30	40	50	I					F																																	
0	10	20	30	40	50																																									
I					F																																									
<table border="1"> <tr><td>20,30</td><td></td></tr> <tr><td>24,00</td><td>59%</td></tr> <tr><td>25,70</td><td>75%</td></tr> <tr><td>27,30</td><td>47%</td></tr> <tr><td>28,80</td><td>87%</td></tr> <tr><td>30,30</td><td>50%</td></tr> <tr><td>31,80</td><td></td></tr> </table>		20,30		24,00	59%	25,70	75%	27,30	47%	28,80	87%	30,30	50%	31,80																																
20,30																																														
24,00	59%																																													
25,70	75%																																													
27,30	47%																																													
28,80	87%																																													
30,30	50%																																													
31,80																																														
<table border="1"> <tr><td>0%</td></tr> <tr><td>0%</td></tr> <tr><td>8%</td></tr> <tr><td>0%</td></tr> <tr><td>9%</td></tr> </table>		0%	0%	8%	0%	9%																																								
0%																																														
0%																																														
8%																																														
0%																																														
9%																																														
<table border="1"> <tr><td>20,30</td><td>(20)</td><td>20,30</td><td>Silte arenoso, pouco argiloso, compacto a muito compacto, cor predominante rosa. SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA.</td><td rowspan="2">WIDIA</td></tr> <tr><td>24,00</td><td></td><td>25,00</td><td>Silte arenoso, pouco argiloso, muito compacto, cores amarelo e cinza. SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA.</td></tr> <tr><td>25,70</td><td></td><td>25,70</td><td>Ganisse quartzítico, envolto em material siltoso, muito fraturado, alteração A2, coerência C2, cor cinza.</td><td rowspan="4">DIAMANTE</td></tr> <tr><td>27,30</td><td></td><td>27,30</td><td>Ganisse quartzítico, micaxisto, muito fraturado, alteração A1, coerência C2, cor cinza.</td></tr> <tr><td>28,80</td><td></td><td>28,80</td><td>Filito alterado, muito compacto, com pedregulhos de gnaisse, cores amarelo e cinza.</td></tr> <tr><td>30,30</td><td></td><td>30,30</td><td>Ganisse quartzítico, micaxisto, muito fraturado, alteração A2, coerência C2/C3, cor cinza.</td></tr> <tr><td>31,80</td><td></td><td>31,80</td><td>Limite do furo - 31,80m.</td><td></td></tr> <tr><td>35,00</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>40,00</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> </table>		20,30	(20)	20,30	Silte arenoso, pouco argiloso, compacto a muito compacto, cor predominante rosa. SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA.	WIDIA	24,00		25,00	Silte arenoso, pouco argiloso, muito compacto, cores amarelo e cinza. SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA.	25,70		25,70	Ganisse quartzítico, envolto em material siltoso, muito fraturado, alteração A2, coerência C2, cor cinza.	DIAMANTE	27,30		27,30	Ganisse quartzítico, micaxisto, muito fraturado, alteração A1, coerência C2, cor cinza.	28,80		28,80	Filito alterado, muito compacto, com pedregulhos de gnaisse, cores amarelo e cinza.	30,30		30,30	Ganisse quartzítico, micaxisto, muito fraturado, alteração A2, coerência C2/C3, cor cinza.	31,80		31,80	Limite do furo - 31,80m.		35,00					40,00								
20,30	(20)	20,30	Silte arenoso, pouco argiloso, compacto a muito compacto, cor predominante rosa. SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA.	WIDIA																																										
24,00		25,00	Silte arenoso, pouco argiloso, muito compacto, cores amarelo e cinza. SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA.																																											
25,70		25,70	Ganisse quartzítico, envolto em material siltoso, muito fraturado, alteração A2, coerência C2, cor cinza.	DIAMANTE																																										
27,30		27,30	Ganisse quartzítico, micaxisto, muito fraturado, alteração A1, coerência C2, cor cinza.																																											
28,80		28,80	Filito alterado, muito compacto, com pedregulhos de gnaisse, cores amarelo e cinza.																																											
30,30		30,30	Ganisse quartzítico, micaxisto, muito fraturado, alteração A2, coerência C2/C3, cor cinza.																																											
31,80		31,80	Limite do furo - 31,80m.																																											
35,00																																														
40,00																																														
<table border="1"> <tr><td>FOFA</td><td>POUCO COMPACTA</td><td>MEDIANAMENTE COMPACTA</td><td>COMPACTA</td><td>MUITO COMPACTA</td></tr> <tr><td>20</td><td>40</td><td>60</td><td>80</td><td></td></tr> </table>		FOFA	POUCO COMPACTA	MEDIANAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA	20	40	60	80		ESCALA GRANULOMÉTRICA (WENTWORT) 1 - ARGILA 7 - AREIA FINA 2 - ARGILA SILTOSA 8 - AREIA MÉDIA 3 - ARGILA ARENOSA 9 - AREIA GROSSA 4 - SILTE ARGILOSO 10 - CASCALHO 5 - SILTE 11 - PEDREGULHO 6 - SILTE ARENOSO 12 - MATAÇÃO		GRAU DE ALTERAÇÃO (ROCHA IGNEA) A1: ROCHA Sã OU POUCO ALTERADA (R0) A2: ROCHA POUCO A3: ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA A4: ROCHA MUITO ALTERADA A6: ALTERAÇÃO EXTREMA																																
FOFA	POUCO COMPACTA	MEDIANAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA																																										
20	40	60	80																																											
COMPACIDADE RECUPERAÇÃO %		COERÊNCIA (ROCHA SEDIMENTAR): C1: ROCHA MUITO COERENTE C2: ROCHA COERENTE C3: ROCHA POUCO COERENTE C4: ROCHA FRIÁVEL		RGD R1: 100-91% - QUALIDADE DE ROCHA EXCELENTE R2: 90-76% - QUALIDADE DE ROCHA BOA R3: 75-61% - QUALIDADE DE ROCHA REGULAR R4:																																										
N.A. INICIAL m N.A. FINAL m		N = FRAGMENTAÇÃO = Nº DE FRAGMENTOS DA AMOSTRA RECUPERADA RGD = COMPRIM. DOS FRAGMENTOS ≥ 10cm / COMPRIM. DA MANOBRA RECUPERAÇÃO = COMPRIM. AMOSTRA RECUPERADA / COMPRIM. MANOBRA		REVESTIMENTO = m																																										
DATA INÍCIO: 12/09/11 TÉRM.: 28/09/11		DES.		ASSINATURA: Engº CARLINI DIBAI ONNIS CREA: SE-8670/D																																										
				FL. 01/09																																										




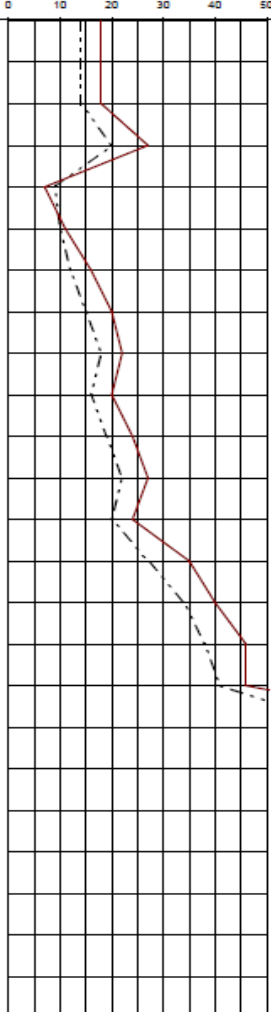
Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)

		RGRD.134/11		CLIENTE:  	
Avenida Afonso Pena - nº 526 - Sala 322 Bairro Centro - BH/MG - CEP: 30.130-001 Tel / Fax: (31) 3088-4495 / 8628-8958 E-mail: grdsondagens@gmail.com		OBRA: LOCALIZA RENT A CAR AV. BERNARDO DE VASCONCELOS - 1.333 (RUAS GURUPÁ E ITAOCARA) B. CAHOEIRINHA - BELO HORIZONTE/MG			
SONDAGEM ROTATIVA MISTA Ø NW		E: 2.965,6555		N: 985,4566	
				COTA: 840,391	
Nº DE GOLPES / 30 cm SPT Ø = 1.318" PESO 65 kg Ø = 2" QUEDA 75 cm		NIVEL D'ÁGUA PROFUNDIDADE M		FURO SM - 03 CLASSIFICAÇÃO	
		Não encontrado em 30/09/2011		TIPO COROA WIDIA	
COMPACIDADE FOFA POUCO COMPACTA MEDIANAMENTE COMPACTA COMPACTA MUITO COMPACTA		ESCALA GRANULOMÉTRICA (WENTWORT) 1 - ARGILA 2 - ARGILA SILTOSA 3 - ARGILA ARENOSA 4 - SILTE ARGILOSO 5 - SILTE 6 - SILTE ARENOSO 7 - AREIA FINA 8 - AREIA MÉDIA 9 - AREIA GROSSA 10 - CASCALHO 11 - PEDREGULHO 12 - MATAÇÃO		GRAU DE ALTERAÇÃO (ROCHA ÍGNEA) A1: ROCHA Sã OU POUCO ALTERADA (R3) A2: ROCHA POUCO A3: ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA A4: ROCHA MUITO ALTERADA A5: ALTERAÇÃO EXTREMA	
RECUPERAÇÃO %		COERÊNCIA (ROCHA SEDIMENTAR): C1: ROCHA MUITO COERENTE C2: ROCHA COERENTE C3: ROCHA POUCO COERENTE C4: ROCHA FRIÁVEL		RGD R1: 100-91% - QUALIDADE DE ROCHA EXCELENTE R2: 90-76% - QUALIDADE DE ROCHA BOA R3: 75-51% - QUALIDADE DE ROCHA REGULAR R4:	
N.A. INICIAL m		N = FRAGMENTAÇÃO = Nº DE FRAGMENTOS DA AMOSTRA RECUPERADA RGD = COMPRIM. DOS FRAGMENTOS ≥ 10cm / COMPRIM. DA MANOBRA RECUPERAÇÃO = COMPRIM. AMOSTRA RECUPERADA / COMPRIM. MANOBRA		REVESTIMENTO = 6,00m	
N.A. FINAL m		ASSINATURA:		DATA	
INÍCIO: 26/09/11		TÉRM.: 30/09/11		DES. Engº CARLINI DIBAI ONNIS CREA: SE-8670/D	
				FL. 01/09	




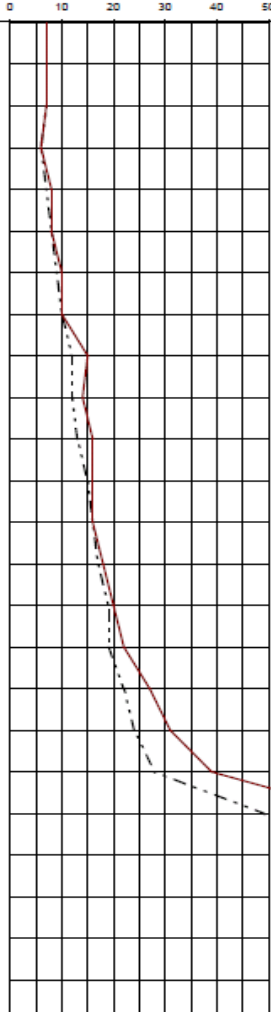
Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)

		RGRD.134/11	CLIENTE:  				
Avenida Afonso Pena - nº 526 - Sala 322 Bairro Centro - BH/MG - CEP: 30.130-001 Tel / Fax: (31) 3088-4495 / 8628-8958 E-mail: grdsondagens@gmail.com		OBRA: LOCALIZA RENT A CAR AV. BERNARDO DE VASCONCELOS - 1.333 (RUAS GURUPÁ E ITAOCARA) B. CAHOEIRINHA - BELO HORIZONTE/MG					
SONDAGEM ROTATIVA MISTA Ø NW		E: 2.965,6555	N: 985,4566	COTA: 840,391			
Nº DE GOLPES / 30 cm SPT Ø = 1,3/8" PESO 65 kg Ø = 2" QUEDA 75 cm		NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE M	PERFIL AMOSTRA	CAMADA M	FURO SM - 03 (CONTINUAÇÃO) CLASSIFICAÇÃO	TIPO COROA
						Silte arenoso, pouco argiloso, compacto, cor variegada. SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA.	WIDIA
35 40 36 39 40 44 44 48 55 30/15 55/20 25/05						Silte arenoso, compacto a muito compacto, cor variegada. SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA.	
						Limite do furo - 25,20m. <i>Continua por método sonda rotativa diamantada...</i>	
COMPACIDADE FOFA POUCO COMPACTA MEDIANAMENTE COMPACTA COMPACTA MUITO COMPACTA		ESCALA GRANULOMÉTRICA (WENTWORT) 1 - ARGILA 2 - ARGILA SILTOSA 3 - ARGILA ARENOSA 4 - SILTE ARGILOSO 5 - SILTE 6 - SILTE ARENOSO	7 - AREIA FINA 8 - AREIA MÉDIA 9 - AREIA GROSSA 10 - CASCALHO 11 - PEDREGULHO 12 - MATAÇÃO	GRAU DE ALTERAÇÃO (ROCHA ÍGNEA) A1: ROCHA B.A. OU POUCO ALTERADA (R0) A2: ROCHA POUCO A3: ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA A4: ROCHA MUITO ALTERADA A5: ALTERAÇÃO EXTREMA			
RECUPERAÇÃO %		COERÊNCIA (ROCHA SEDIMENTAR): C1: ROCHA MUITO COERENTE C2: ROCHA COERENTE C3: ROCHA POUCO COERENTE C4: ROCHA FRIÁVEL	RQD R1: 100-91% - QUALIDADE DE ROCHA EXCELENTE R2: 90-76% - QUALIDADE DE ROCHA BOA R3: 75-51% - QUALIDADE DE ROCHA REGULAR R4:				
DATA INÍCIO: 26/09/11 TÉRM.: 30/09/11		N.A. INICIAL m N.A. FINAL m		N = FRAGMENTAÇÃO = Nº DE FRAGMENTOS DA AMOSTRA RECUPERADA RQD = COMPRIM. DOS FRAGMENTOS ≥ 10cm/COMPRIM. DA MANOBRA RECUPERAÇÃO = COMPRIM. AMOSTRA RECUPERADA/COMPRIM. MANOBRA			
		ASSINATURA: Engº CARLINI DIBAI ONNIS CREA: SE-8670/D		REVESTIMENTO = m FL. 02/09			




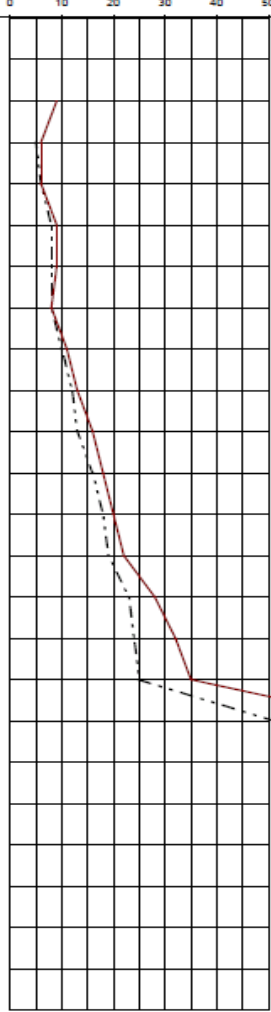
Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)

		RGRD.134/11		CLIENTE:  	
Avenida Afonso Pena - nº 526 - Sala 322 Bairro Centro - BH/MG - CEP: 30.130-001 Tel / Fax: (31) 3088-4495 / 8628-8958 E-mail: grdsondagens@gmail.com		OBRA: LOCALIZA RENT A CAR AV. BERNARDO DE VASCONCELOS - 1.333 (RUAS GURUPÁ E ITAOCARA) B. CAHOEIRINHA - BELO HORIZONTE/MG			
SONDAGEM ROTATIVA MISTA Ø NW		E: 2.991,5233		N: 949,5975	
				COTA: 837,777	
Nº DE GOLPES / 30 cm SPT $\phi = 1.316''$ PESO 65 kg $\phi = 2''$ QUEDA 75 cm		NÍVEL D'ÁGUA PROFUNDIDADE M		FURO SM - 06 CLASSIFICAÇÃO	
		Não encontrado em 24/09/2011		TIPO COROA WIDIA	
COMPACIDADE FOFA POUCO COMPACTA MEDIANAMENTE COMPACTA COMPACTA MUITO COMPACTA		ESCALA GRANULOMÉTRICA (WENTWORT) 1 - ARGILA 7 - AREIA FINA 2 - ARGILA SILTOSA 8 - AREIA MÉDIA 3 - ARGILA ARENOSA 9 - AREIA GROSSA 4 - SILTE ARGILOSO 10 - CASCALHO 5 - SILTE 11 - PEDREGULHO 6 - SILTE ARENOSO 12 - MATAÇÃO		GRAU DE ALTERAÇÃO (ROCHA ÍGNEA) A1: ROCHA Sã OU POUCO ALTERADA (R2) A2: ROCHA POUCO A3: ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA A4: ROCHA MUITO ALTERADA A5: ALTERAÇÃO EXTREMA	
RECUPERAÇÃO %		COERÊNCIA (ROCHA SEDIMENTAR): C1: ROCHA MUITO COERENTE C2: ROCHA COERENTE C3: ROCHA POUCO COERENTE C4: ROCHA FRIÁVEL		RGD R1: 100-91% - QUALIDADE DE ROCHA EXCELENTE R2: 90-76% - QUALIDADE DE ROCHA BOA R3: 75-51% - QUALIDADE DE ROCHA REGULAR R4:	
N.A. INICIAL m N.A. FINAL m		N = FRAGMENTAÇÃO = Nº DE FRAGMENTOS DA AMOSTRA RECUPERADA RGD = COMPRIM. DOS FRAGMENTOS \geq 10cm / COMPRIM. DA MANOBRA RECUPERAÇÃO = COMPRIM. AMOSTRA RECUPERADA / COMPRIM. MANOBRA		REVESTIMENTO = 8,00m	
DATA INÍCIO: 23/09/11 TÉRM.: 24/09/11		DES.		ASSINATURA: Engº CARLINI DIBAI ONNIS CREA: SE-8670/D FL. 04/09	



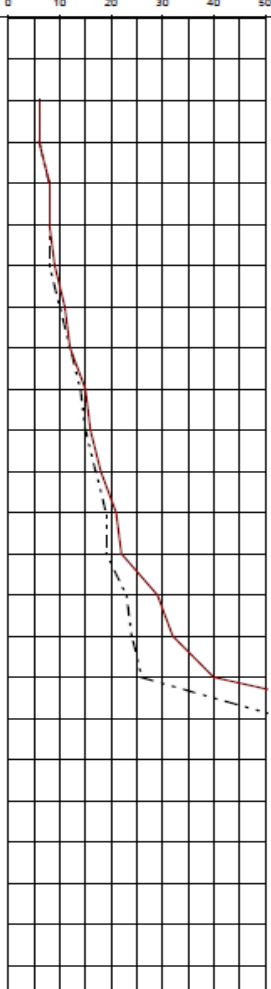
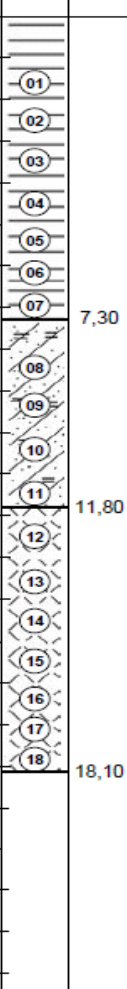
Fonte: GRD sondagens e fundações (2011)

		RGRD.134/11		CLIENTE:	
Avenida Afonso Pena - nº 526 - Sala 322 Bairro Centro - BH/MG - CEP: 30.130-001 Tel / Fax: (31) 3088-4495 / 8628-8958 E-mail: grdsondagens@gmail.com				 	
				OBRA: LOCALIZA RENT A CAR AV. BERNARDO DE VASCONCELOS - 1.333 (RUAS GURUPÁ E ITAOCARA) B. CAHOEIRINHA - BELO HORIZONTE/MG	
SONDAGEM ROTATIVA MISTA Ø NW		E: 3.011,8229		N: 930,9637	
				COTA: 834,703	
<p>Nº DE GOLPES / 30 cm SPT</p> <p>Ø = 1.3/8" PESO 65 kg</p> <p>Ø = 2" QUEDA 75 cm</p>		<p>NÍVEL D'ÁGUA</p> <p>PROFUNDIDADE M</p>		<p>FURO SM - 07</p> <p>CLASSIFICAÇÃO</p>	
		<p>Não encontrado em 12/10/2011</p>		<p>TIPO COROA</p> <p>WIDIA</p>	
<p>COMPACIDADE</p> <p>FOFA POUCO COMPACTA MEDIANAMENTE COMPACTA COMPACTA MUITO COMPACTA</p> <p>RECUPERAÇÃO %</p>		<p>ESCALA GRANULOMÉTRICA (WENTWORT)</p> <p>1 - ARGILA 2 - ARGILA SILTOSA 3 - ARGILA ARENOSA 4 - SILTE ARGILOSO 5 - SILTE 6 - SILTE ARENOSO</p> <p>7 - AREIA FINA 8 - AREIA MÉDIA 9 - AREIA GROSSA 10 - CASCALHO 11 - PEDREGULHO 12 - MATAÇÃO</p> <p>GRAU DE ALTERAÇÃO (ROCHA IGNEA)</p> <p>A1: ROCHA Bã OU POUCO ALTERADA (R2) A2: ROCHA POUCO A3: ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA A4: ROCHA MUITO ALTERADA A5: ALTERAÇÃO EXTREMA</p>		<p>PERFIL AMOSTRA</p> <p>CAMADA M</p>	
<p>N.A. INICIAL m</p> <p>N.A. FINAL m</p>		<p>COERÊNCIA (ROCHA SEDIMENTARI):</p> <p>C1: ROCHA MUITO COERENTE C2: ROCHA COERENTE C3: ROCHA POUCO COERENTE C4: ROCHA FRIÁVEL</p> <p>N = FRAGMENTAÇÃO = Nº DE FRAGMENTOS DA AMOSTRA RECUPERADA</p> <p>RGD = COMPRIM. DOS FRAGMENTOS ≥ 10cm/COMPRIM. DA MANOBRA</p> <p>RECUPERAÇÃO = COMPRIM. AMOSTRA RECUPERADA/COMPRIM. MANOBRA</p>		<p>RGD</p> <p>R1: 100-91% - QUALIDADE DE ROCHA EXCELENTE R2: 90-76% - QUALIDADE DE ROCHA BOA R3: 75-51% - QUALIDADE DE ROCHA REGULAR R4:</p> <p>REVESTIMENTO = 9,00m</p>	
<p>DATA</p> <p>INÍCIO: 11/10/11 TÉRM.: 12/10/11 DES.</p>		<p>ASSINATURA:</p> <p>Engº CARLINI DIBAI ONNIS CREA: SE-8670/D</p>		<p>FL. 05/09</p>	
				<p>Limite do furo - 20,10m.</p> <p><i>Continua por método sonda rotativa diamantada...</i></p>	
				<p>Aterro argiloso, pouco arenoso, consistência média a muito rija, cor marrom.</p> <p>Silte argilo - arenoso, consistência rija a muito rija, cores rosa e cinza claro.</p> <p>Silte arenoso, medianamente compacto a muito compacto, cor cinza claro. SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA.</p>	



Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)

		RGRD.134/11		CLIENTE:  	
Avenida Afonso Pena - nº 526 - Sala 322 Bairro Centro - BH/MG - CEP: 30.130-001 Tel / Fax: (31) 3088-4495 / 8628-8958 E-mail: grdsondagens@gmail.com		OBRA: LOCALIZA RENT A CAR AV. BERNARDO DE VASCONCELOS - 1.333 (RUAS GURUPÁ E ITAOCARA) B. CAHOEIRINHA - BELO HORIZONTE/MG			
SONDAGEM ROTATIVA MISTA Ø NW		E: 2.997,3650		N: 935,0634	
				COTA: 830,201	
Nº DE GOLPES / 30 cm SPT $\phi = 1.3/8"$ PESO 65 kg $\phi = 2"$ QUEDA 75 cm		NIVEL D'ÁGUA PROFUNDIDADE M		FURO SM - 08 CLASSIFICAÇÃO	
		Não encontrado em 13/10/2011		TIPO COROA WIDIA	
0 10 20 30 40 50 I F		0,00 5,00 10,00 15,00 20,00		4,80 11,20 19,10	
5 9 5 6 6 6 8 9 8 9 8 8 10 11 12 13 13 16 16 18 18 20 19 22 23 28 24 32 25 35 51 36/15 40/15 -- 41/15 -- 44/10 --		01 02 03 04 05 06 07 08 09 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19		Aterro argiloso, pouco arenoso, consistência média a rija, cor marrom. Silte argilo - arenoso, consistência média a muito rija, cores rosa e cinza Silte arenoso, medianamente compacto a muito compacto, cor cinza claro. SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA. Limite do furo - 19,10m. <i>Continua por método sonda rotativa diamantada...</i>	
COMPACIDADE FOFA POUCO COMPACTA MEDIANAMENTE COMPACTA COMPACTA MUITO COMPACTA		ESCALA GRANULOMÉTRICA (WENTWORT) 1 - ARGILA 2 - ARGILA SILTOSA 3 - ARGILA ARENOSA 4 - SILTE ARGILOSO 5 - SILTE 6 - SILTE ARENOSO 7 - AREIA FINA 8 - AREIA MÉDIA 9 - AREIA GROSSA 10 - CASCALHO 11 - PEDREGULHO 12 - MATAÇÃO		GRAU DE ALTERAÇÃO (ROCHA ÍGNEA) A1: ROCHA Bã OU POUCO ALTERADA (RS) A2: ROCHA POUCO A3: ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA A4: ROCHA MUITO ALTERADA A5: ALTERAÇÃO EXTREMA	
RECUPERAÇÃO %		COERÊNCIA (ROCHA SEDIMENTAR): C1: ROCHA MUITO COERENTE C2: ROCHA COERENTE C3: ROCHA POUCO COERENTE C4: ROCHA FRIÁVEL		RGD R1: 100-91% - QUALIDADE DE ROCHA EXCELENTE R2: 90-76% - QUALIDADE DE ROCHA BOA R3: 75-51% - QUALIDADE DE ROCHA REGULAR R4:	
DATA INÍCIO: 12/10/11 TÉRM.: 13/10/11		ASSINATURA: Engº CARLINI DIBAI ONNIS CREA: SE-8670/D		REVESTIMENTO = 8,00m FL. 06/09	

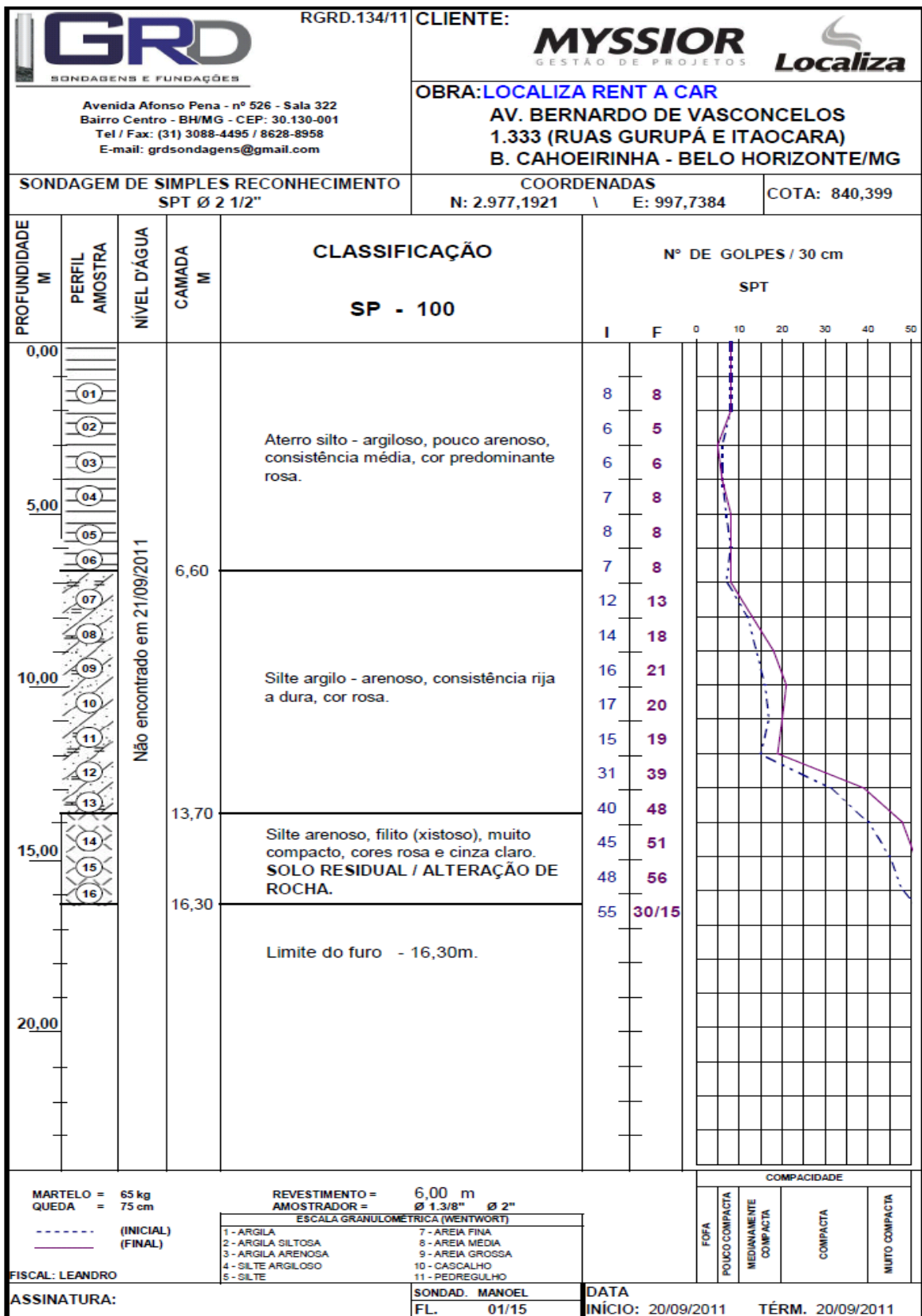
Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)

		RGRD.134/11	CLIENTE: MYSSIOR GESTÃO DE PROJETOS 				
Avenida Afonso Pena - nº 526 - Sala 322 Bairro Centro - BH/MG - CEP: 30.130-001 Tel / Fax: (31) 3088-4495 / 8628-8958 E-mail: grdsondagens@gmail.com		OBRA: LOCALIZA RENT A CAR AV. BERNARDO DE VASCONCELOS - 1.333 (RUAS GURUPÁ E ITAOCARA) B. CAHOEIRINHA - BELO HORIZONTE/MG					
SONDAGEM ROTATIVA MISTA Ø NW		E: 3.000,9073	N: 915,3051	COTA: 830,152			
Nº DE GOLPES / 30 cm SPT $\phi = 1.3/8"$ PESO 65 kg $\phi = 2"$ QUEDA 75 cm		NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE M	PERFIL AMOSTRA	CAMADA M	FURO SM - 11	TIPO COROA
		Não encontrado em 11/10/2011				CLASSIFICAÇÃO Aterro silto - argiloso, pouco arenoso, com entulhos de construção, consistência média a rija, cor variegada. Silte argilo - arenoso, consistência rija a muito rija, cores cinza claro e rosa. Silte arenoso, compacto a muito compacto, cores amarelo e cinza claro. SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA. Limite do furo - 18,10m. <i>Continua por método sonda rotativa diamantada...</i>	WIDIA
COMPACIDADE FOFA POUCO COMPACTA MEDIANAMENTE COMPACTA COMPACTA MUITO COMPACTA 20 40 60 80 RECUPERAÇÃO %		ESCALA GRANULOMÉTRICA (WENTWORT) 1 - ARGILA 2 - ARGILA SILTOSA 3 - ARGILA ARENOSA 4 - SILTE ARGILOSO 5 - SILTE 6 - SILTE ARENOSO 7 - AREIA FINA 8 - AREIA MÉDIA 9 - AREIA GROSSA 10 - CASCALHO 11 - PEDREGULHO 12 - MATAÇÃO	GRAU DE ALTERAÇÃO (ROCHA ÍGNEA) A1: ROCHA SA OU POUCO ALTERADA (R3) A2: ROCHA POUCO A3: ROCHA MEDIANAMENTE ALTERADA A4: ROCHA MUITO ALTERADA A6: ALTERAÇÃO EXTREMA				
(N) RQD % N.A. INICIAL m N.A. FINAL m		COERÊNCIA (ROCHA SEDIMENTAR): C1: ROCHA MUITO COERENTE C2: ROCHA COERENTE C3: ROCHA POUCO COERENTE C4: ROCHA FRIÁVEL		RGD R1: 100-91% - QUALIDADE DE ROCHA EXCELENTE R2: 90-76% - QUALIDADE DE ROCHA BOA R3: 75-51% - QUALIDADE DE ROCHA REGULAR R4:			
DATA INÍCIO: 10/10/11 TÉRM.: 11/10/11		ASSINATURA: Engº CARLINI DIBAI ONNIS CREA: SE-8670/D		REVESTIMENTO = 8,00m FL. 08/09			




Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)

		RGRD.126/11		CLIENTE:			
Avenida Afonso Pena - nº 526 - Sala 322 Bairro Centro - BH/MG - CEP: 30.130-001 Tel / Fax: (31) 3088-4495 / 8628-8958 E-mail: grdsondagens@gmail.com							
SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO SPT Ø 2 1/2"		COORDENADAS N: E:		COTA:			
OBRA: LOCALIZA RENT A CAR RUAS GURUPÁ E ITAOCARA B. CAHOEIRINHA BELO HORIZONTE/MG							
PROFUNDIDADE M	PERFIL AMOSTRA	NÍVEL D'ÁGUA	CAMADA M	CLASSIFICAÇÃO SP - 04		Nº DE GOLPES / 30 cm SPT	
						I	F
0,00			0,87	Argila siltosa, pouco arenosa, cor marrom. (PROVÁVEL ATERRO) .		7	10
	01		2,58	Silte argilo - arenoso, consistência média a rija, cor marrom.		6	7
	02		5,00	Silte areno - argiloso, pouco compacto, cor rosa.		6	7
	03		5,00	Silte arenoso, medianamente compacto, cores rosa e cinza claro.		7	10
	04		6,58	Silte arenoso, medianamente compacto, cores rosa e cinza claro.		12	16
	05		8,75	Silte arenoso, filito (xistoso), compacto a muito compacto, cor predominante rosa.		13	20
	06		11,25	SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA.		17	25
	07			Limite do furo - 11,25m.		23	29
	08					26	29/21
	09					30	27/18
	10					35/25	20/10
	11						
		Não encontrado em 20/06/2011					
MARTELO = 65 kg QUEDA = 75 cm		REVESTIMENTO = 3,00 m AMOSTRADOR = Ø 1.3/8" Ø 2"		ESCALA GRANULOMÉTRICA (WENTWORT)		COMPACIDADE	
--- (INICIAL) — (FINAL)		1 - ARGILA 2 - ARGILA SILTOSA 3 - ARGILA ARENOSA 4 - SILTE ARGILOSO 5 - SILTE		7 - AREIA FINA 8 - AREIA MÉDIA 9 - AREIA GROSSA 10 - CASCALHO 11 - PEDREGULHO		FOFA POUCO COMPACTA MEDIANAMENTE COMPACTA COMPACTA MUITO COMPACTA	
ASSINATURA:		SONDAD. VANÍSIO FL. 05/09		DATA INÍCIO: 20/06/2011		TÉR.M. 20/06/2011	




Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)






Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)

 GRD SONDAENS E FUNDAÇÕES		RGRD.134/11		CLIENTE:																																																																																																																																																																																																	
Avenida Afonso Pena - nº 526 - Sala 322 Bairro Centro - BH/MG - CEP: 30.130-001 Tel / Fax: (31) 3088-4495 / 8628-8958 E-mail: grdsondagens@gmail.com		 MYSSIOR GESTÃO DE PROJETOS		 Localiza																																																																																																																																																																																																	
OBRA: LOCALIZA RENT A CAR AV. BERNARDO DE VASCONCELOS 1.333 (RUAS GURUPÁ E ITAOCARA) B. CAHOEIRINHA - BELO HORIZONTE/MG		COORDENADAS N: 3.004,1604 \ E: 974,6472		COTA: 840,508																																																																																																																																																																																																	
SONDAEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO SPT Ø 2 1/2"		CLASSIFICAÇÃO SP - 102		Nº DE GOLPES / 30 cm SPT																																																																																																																																																																																																	
PROFUNDIDADE M	PERFIL AMOSTRA	NÍVEL D'ÁGUA	CAMADA M	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">I</th> <th colspan="2">F</th> <th colspan="2">0</th> <th colspan="2">10</th> <th colspan="2">20</th> <th colspan="2">30</th> <th colspan="2">40</th> <th colspan="2">50</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>13</td> <td>11</td> <td>6</td> <td>6</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>9</td> <td>8</td> <td>9</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>11</td> <td>12</td> <td>11</td> <td>12</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>16</td> <td>19</td> <td>20</td> <td>27</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>25</td> <td>20</td> <td>25</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>22</td> <td>28</td> <td>22</td> <td>28</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>24</td> <td>36</td> <td>24</td> <td>36</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>38</td> <td>25</td> <td>38</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>27</td> <td>43</td> <td>27</td> <td>43</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>29</td> <td>47</td> <td>29</td> <td>47</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>31</td> <td>52</td> <td>31</td> <td>52</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		I		F		0		10		20		30		40		50		13	11	6	6													8	9	8	9													11	12	11	12													16	19	20	27													20	25	20	25													22	28	22	28													24	36	24	36													25	38	25	38													27	43	27	43													29	47	29	47													31	52	31	52												
I		F		0		10		20		30		40		50																																																																																																																																																																																							
13	11	6	6																																																																																																																																																																																																		
8	9	8	9																																																																																																																																																																																																		
11	12	11	12																																																																																																																																																																																																		
16	19	20	27																																																																																																																																																																																																		
20	25	20	25																																																																																																																																																																																																		
22	28	22	28																																																																																																																																																																																																		
24	36	24	36																																																																																																																																																																																																		
25	38	25	38																																																																																																																																																																																																		
27	43	27	43																																																																																																																																																																																																		
29	47	29	47																																																																																																																																																																																																		
31	52	31	52																																																																																																																																																																																																		
0,00 5,00 10,00 15,00 20,00	01 02 03 04 05 06 07 08 09 10 11 12 13 14 15	Não encontrado em 16/09/2011	4,00 11,60 15,45	Aterro silto - argiloso, pouco arenoso, com entulhos de construção, consistência média a rija, cor variegada. Silte argilo - arenoso, consistência rija a dura, cores rosa e cinza claro. Silte arenoso, filito (xistoso), compacto a muito compacto, cores rosa e cinza claro. SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA. Limite do furo - 15,45m.																																																																																																																																																																																																	
MARTELO = 65 kg QUEDA = 75 cm		REVESTIMENTO = 7,00 m AMOSTRADOR = Ø 1.3/8" Ø 2"		ESCALA GRANULOMÉTRICA (WENTWORT)																																																																																																																																																																																																	
- - - - - (INICIAL) - - - - - (FINAL)		1 - ARGILA 2 - ARGILA SILTOSA 3 - ARGILA ARENOSA 4 - SILTE ARGILOSO 5 - SILTE		7 - AREIA FINA 8 - AREIA MÉDIA 9 - AREIA GROSSA 10 - CASCALHO 11 - PEDREGULHO																																																																																																																																																																																																	
FISCAL: LEANDRO		SONDAD. AQUELS FL. 02/15		DATA INÍCIO: 16/09/2011 TÉRM. 16/09/2011																																																																																																																																																																																																	
ASSINATURA:		COMPACIDADE		<table border="1"> <tr> <td>FOFA</td> <td>POUCO COMPACTA</td> <td>MEDIANAMENTE COMPACTA</td> <td>COMPACTA</td> <td>MUITO COMPACTA</td> </tr> </table>		FOFA	POUCO COMPACTA	MEDIANAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA																																																																																																																																																																																											
FOFA	POUCO COMPACTA	MEDIANAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA																																																																																																																																																																																																	




Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)

		RGRD.134/11	CLIENTE:	 			
Avenida Afonso Pena - nº 526 - Sala 322 Bairro Centro - BH/MG - CEP: 30.130-001 Tel / Fax: (31) 3088-4495 / 8628-8958 E-mail: grdsondagens@gmail.com			OBRA: LOCALIZA RENT A CAR AV. BERNARDO DE VASCONCELOS 1.333 (RUAS GURUPÁ E ITAOCARA) B. CAHOEIRINHA - BELO HORIZONTE/MG				
SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO SPT Ø 2 1/2"			COORDENADAS N: 2.984,9111 \ E: 980,0483		COTA: 840,283		
PROFUNDIDADE M	PERFIL AMOSTRA	NÍVEL D'ÁGUA	CAMADA M	CLASSIFICAÇÃO SP - 103		Nº DE GOLPES / 30 cm SPT	
				I F		0 10 20 30 40 50	
0,00	01	Não encontrado em 01/10/2011	6,80 9,60 17,80 21,15	Aterro argiloso, silto - arenoso, consistência mole a muito rija, cor marrom.		14	17
	02			9	12		
	03			5	7		
5,00	04			3	4		
	05			8	11		
	06			10	14		
	07			11	16		
	08			15	18		
10,00	09			12	15		
	10			9	12		
	11			16	19		
	12			15	20		
	13			16	19		
15,00	14			17	21		
	15			19	21		
	16			22	26		
	17			26	30		
20,00	18			31	36		
	19			55/25	25/10		
	20			58/25	20/10		
	21			45/15	--		
MARTELO = 65 kg QUEDA = 75 cm				REVESTIMENTO = 6,00 m AMOSTRADOR = Ø 1.3/8" Ø 2"		COMPACIDADE	
ESCALA GRANULOMÉTRICA (WENTWORT) 1 - ARGILA 2 - ARGILA SILTOSA 3 - ARGILA ARENOSA 4 - SILTE ARGILOSO 5 - SILTE 6 - SILTE ARENOSO 7 - AREIA FINA 8 - AREIA MÉDIA 9 - AREIA GROSSA 10 - CASCALHO 11 - PEDREGULHO				FOFA POUCO COMPACTA MEDIANAMENTE COMPACTA COMPACTA MUITO COMPACTA			
FISCAL: LEANDRO				SONDAD. RAFAEL		DATA	
ASSINATURA:				FL. 03/15		INÍCIO: 01/10/2011 TÉR.M. 01/10/2011	

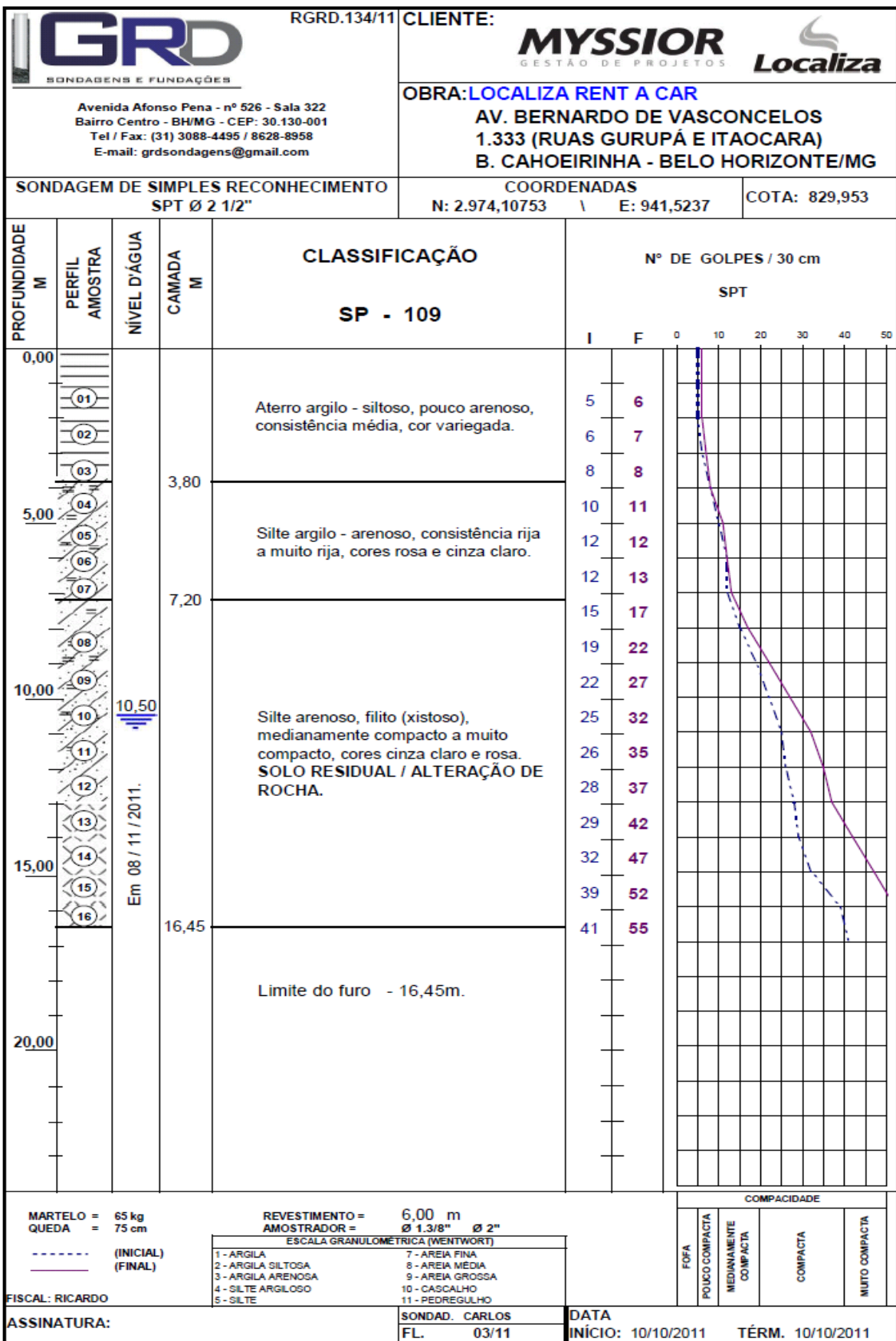
Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)

		RGRD.134/11	CLIENTE:	 								
Avenida Afonso Pena - nº 526 - Sala 322 Bairro Centro - BH/MG - CEP: 30.130-001 Tel / Fax: (31) 3088-4495 / 8628-8958 E-mail: grdsondagens@gmail.com			OBRA: LOCALIZA RENT A CAR AV. BERNARDO DE VASCONCELOS 1.333 (RUAS GURUPÁ E ITAOCARA) B. CAHOEIRINHA - BELO HORIZONTE/MG									
SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO SPT Ø 2 1/2"			COORDENADAS N: 3.008,0041 \ E: 952,8209		COTA: 838,200							
PROFUNDIDADE M	PERFIL AMOSTRA	NÍVEL D'ÁGUA	CAMADA M	CLASSIFICAÇÃO	Nº DE GOLPES / 30 cm							
					SPT							
					I	F	0	10	20	30	40	50
0,00	(01)		1,80	Aterro argilo - arenoso, pouco silteoso, consistência muito rija, cor marrom.	12	16						
	(02)				14	18						
	(03)				19	26						
5,00	(04)			Silte argilo - arenoso, consistência muito rija a dura, cor variegada.	22	28						
	(05)				27	33						
	(06)		6,50		33	38						
	(07)			Silte arenoso, filito (xistoso), compacto a muito compacto, cor variegada.	44	24/15						
	(08)			SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA.	49	26/15						
10,00	(09)				56	30/15						
	(10)		10,40		59	25/10						
				Limite do furo - 10,40m.								
15,00												
20,00												
Não encontrado em 26/09/2011												
MARTELO = 65 kg QUEDA = 75 cm		REVESTIMENTO = 4,00 m AMOSTRADOR = Ø 1.3/8" Ø 2"		ESCALA GRANULOMETRICA (WENTWORT) 1 - ARGILA 7 - AREIA FINA 2 - ARGILA SILTOSA 8 - AREIA MEDIA 3 - ARGILA ARENOSA 9 - AREIA GROSSA 4 - SILTE ARGILOSO 10 - CASCALHO 5 - SILTE 11 - PEDREGULHO		COMPACIDADE FOFA POUCO COMPACTA MEDIANAMENTE COMPACTA COMPACTA MUITO COMPACTA						
FISCAL: LEANDRO		ASSINATURA:		SONDAD. CARLOS FL. 01/11		DATA INÍCIO: 26/09/2011 TÉRM. 26/09/2011						

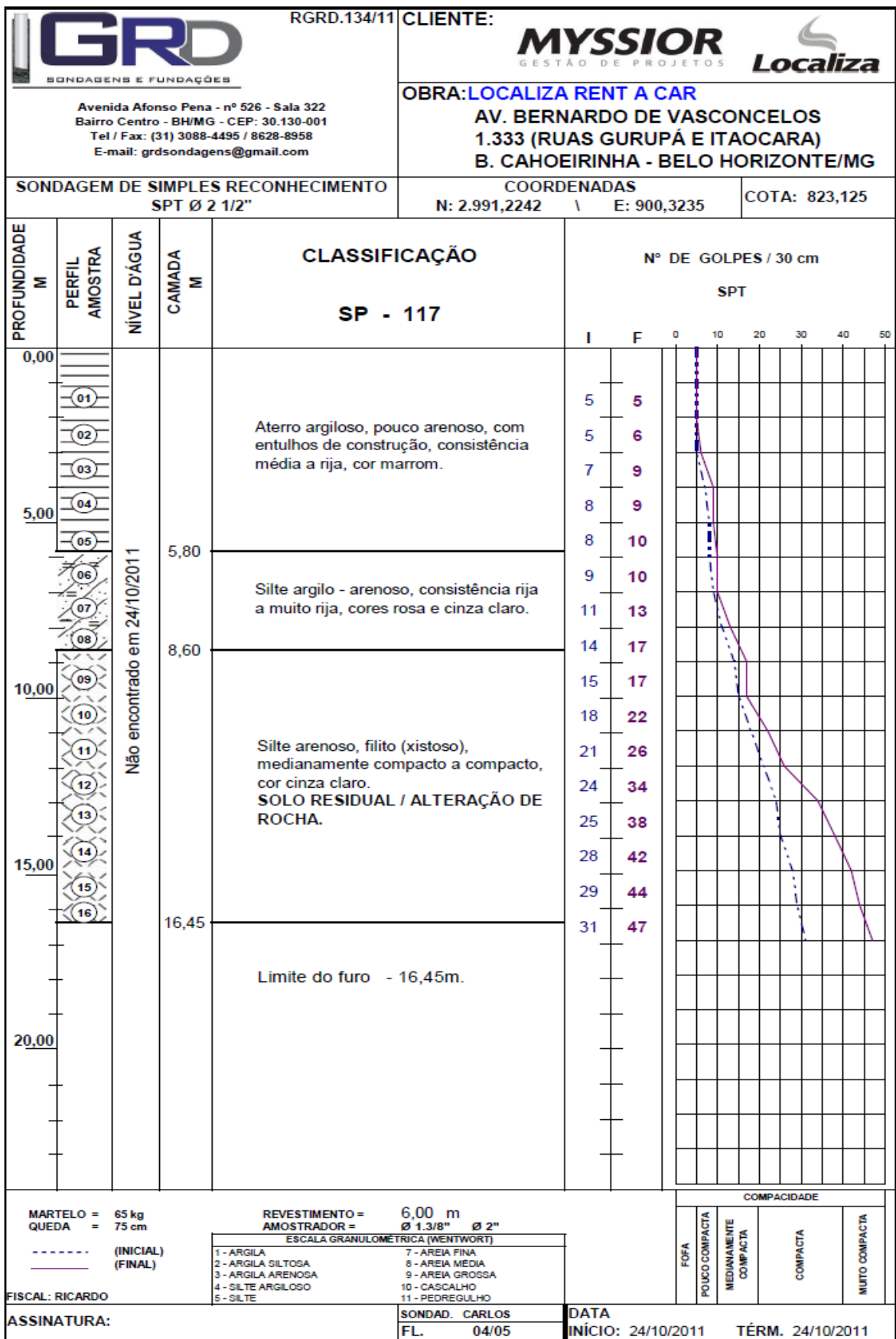
Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)

 RGRD.134/11		CLIENTE:  													
Avenida Afonso Pena - nº 526 - Sala 322 Bairro Centro - BH/MG - CEP: 30.130-001 Tel / Fax: (31) 3088-4495 / 8628-8958 E-mail: grdsondagens@gmail.com		OBRA: LOCALIZA RENT A CAR AV. BERNARDO DE VASCONCELOS 1.333 (RUAS GURUPÁ E ITAOCARA) B. CAHOEIRINHA - BELO HORIZONTE/MG													
SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO SPT Ø 2 1/2"		COORDENADAS N: 2.9979,5085 \ E: 960,7983	COTA: 840,221												
PROFUNDIDADE M	PERFIL AMOSTRA	NÍVEL D'ÁGUA	CAMADA M	CLASSIFICAÇÃO SP - 106		Nº DE GOLPES / 30 cm SPT									
				I F		0	10	20	30	40	50				
0,00	01	Não encontrado em 22/09/2011		Aterro argiloso, pouco arenoso, com pedregulhos diversos, consistência média a dura, cor marrom.		18	22								
	02						13	16							
	03						9	9							
	04						7	7							
5,00	05						5	5							
	06						11	12							
	07						24	33							
	08						11	10							
10,00	09						11	12							
	10			10,80	Silte argilo - arenoso, consistência rija a muito rija, cor rosa.		15	13							
	11						13	16							
	12						15	15							
	13			13,50	Silte arenoso, pouco argiloso, compacto, cor rosa.		20	24							
	14						27	33							
15,00	15						34	42							
	16						40	47							
	17			16,90	Silte arenoso, filito (xistoso), muito compacto, cor variegada.		71/25	28/10							
	18				SOLO RESIDUAL / ALTERAÇÃO DE ROCHA.		75/20	40/05							
	19			19,35	Limite do furo - 19,35m.		40/10	--							
20,00															
MARTELO = 65 kg QUEDA = 75 cm		REVESTIMENTO = 6,00 m AMOSTRADOR = Ø 1.3/8" Ø 2"		ESCALA GRANULOMETRICA (WENTWORT)		COMPACIDADE									
- - - - - (INICIAL) _____ (FINAL)		1 - ARGILA 2 - ARGILA SILTOSA 3 - ARGILA ARENOSA 4 - SILTE ARGILOSO 5 - SILTE		7 - AREIA FINA 8 - AREIA MEDIA 9 - AREIA GROSSA 10 - CASCALHO 11 - PEDREGULHO		FOFA POUCO COMPACTA MEDIANAMENTE COMPACTA COMPACTA MUITO COMPACTA									
FISCAL: RICARDO		ASSINATURA:		SONDAD. CARLOS FL. 05/15		DATA INÍCIO: 21/09/2011 TÉRM. 22/09/2011									

Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)



Fonte:GRD sondagens e fundações (2011)

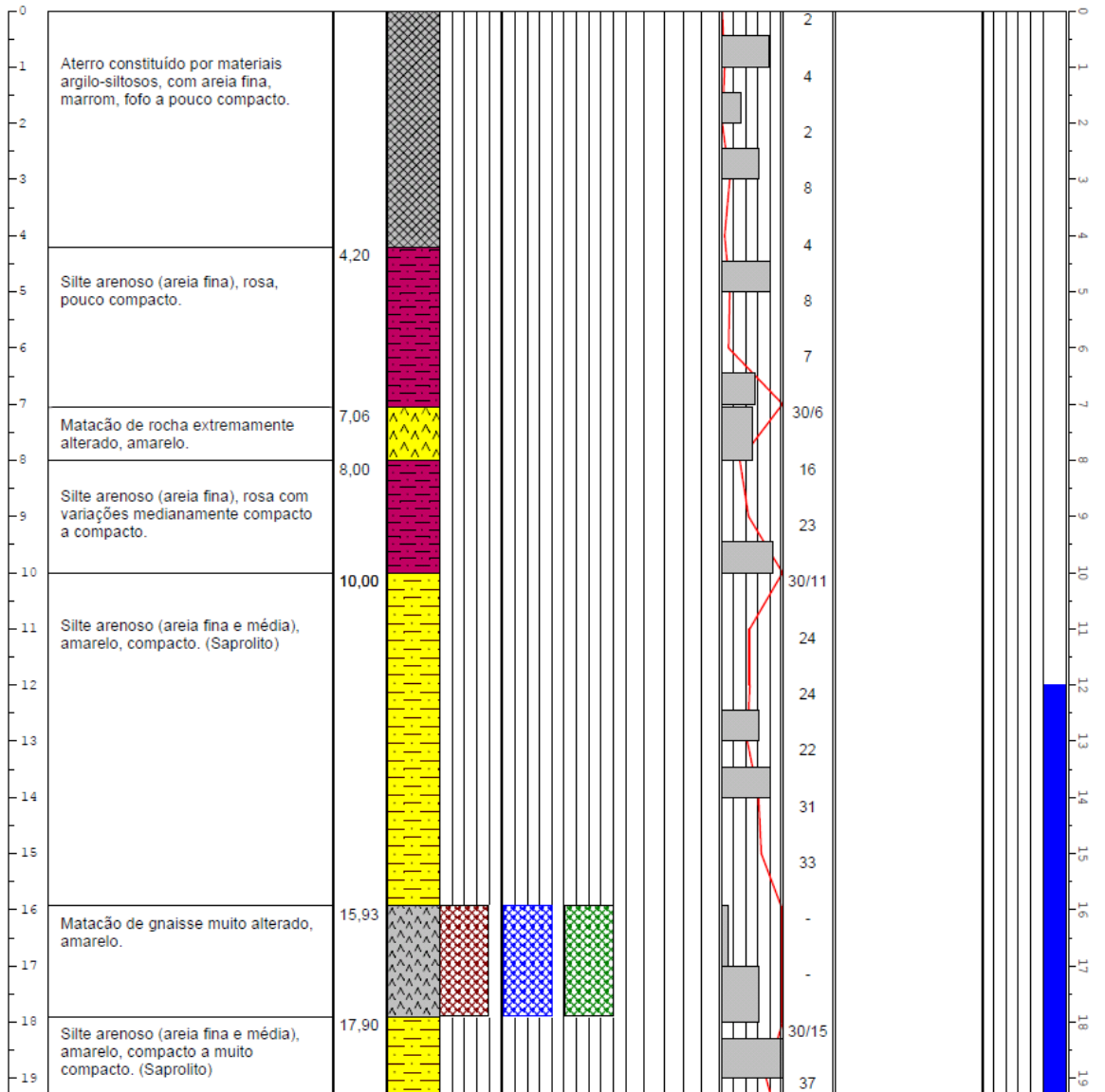


Fonte: GRD sondagens e fundações (2011)

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO: SM-200	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, Bhte.	COORDENADAS E ELEVACÃO	PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 08/11/2012	PROF. FINAL: 24,45	E:	PROF. REVEST. NW: 6,00
TÉRMINO: 13/11/2012	INCLINAÇÃO: VERTICAL	N:	N.A. (24h): 12,00
		COTA DA BOCA: 229,08	

Prof.(m)	CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA DOS MATERIAIS	Profundidade (m)	PERFIL GEOLÓGICO	ALTERAÇÃO A					COERÊNCIA C					FRATURAMENTO F					RQD (%)	SPT (30 cm finais) 10203040 RECUP. 20406080	GOLPES SPT (30 cm finais)	CARACTERÍSTICA DAS FRATURAS PRINCIPAIS	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA H					N.A. (24 h)	Prof.(m)
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5					1	2	3	4	5		



GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA SÃ A2 - POUCO ALTERADA A3 - MEDIAN. ALTERADA A4 - MUITO ALTERADA A5 - TOTAL ALTERADA	F1 - POUCO FRATURADA F2 - FRATURADA F3 - MUITO FRATURADA F4 - EXTREM. FRATURADA F5 - FRAGMENTADA	C1 - MUITO COERENTE C2 - COERENTE C3 - MEDIAN. COERENTE C4 - POUCO COERENTE C5 - FRIAVÉL	H1 - MUITO BAIXA H2 - BAIXA H3 - MODERADA H4 - ALTA H5 - MUITO ALTA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D

Fonte: Geomaster Engenharia dos Solos Ltda (2012)



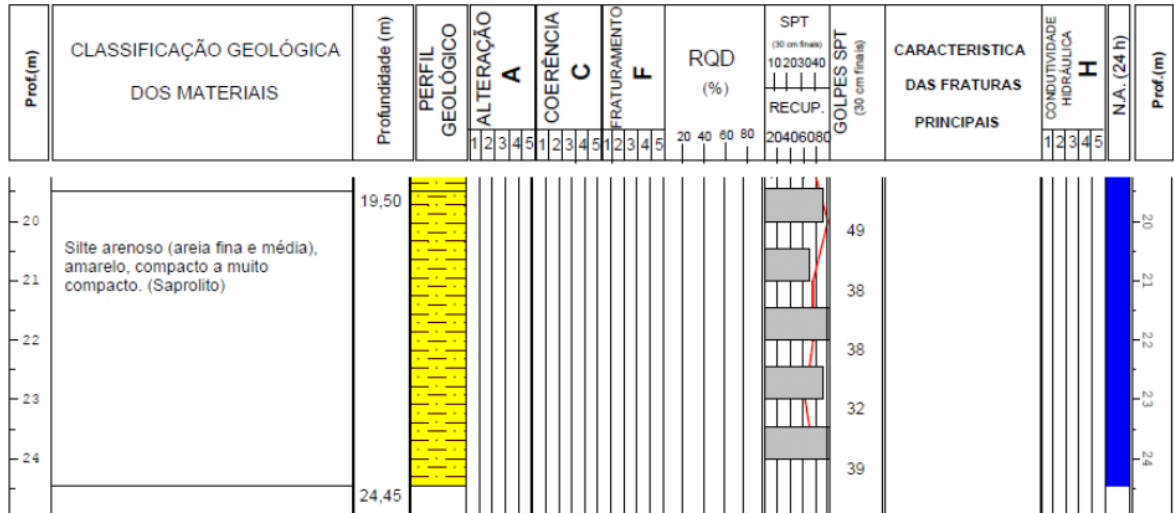
DATA: 29/11/2012

REL: 1.164/12

REV: 01

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO:SM-200	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHte.	COORDENADAS E ELEVÇÃO		PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 08/11/2012	PROF. FINAL:24,45	E:	N:	PROF. REVEST. NW: 6,00
TÉRMINO: 13/11/2012	INCLINAÇÃO:VERTICAL	COTA DA BOCA: 229,08		N.A. (24h): 12,00

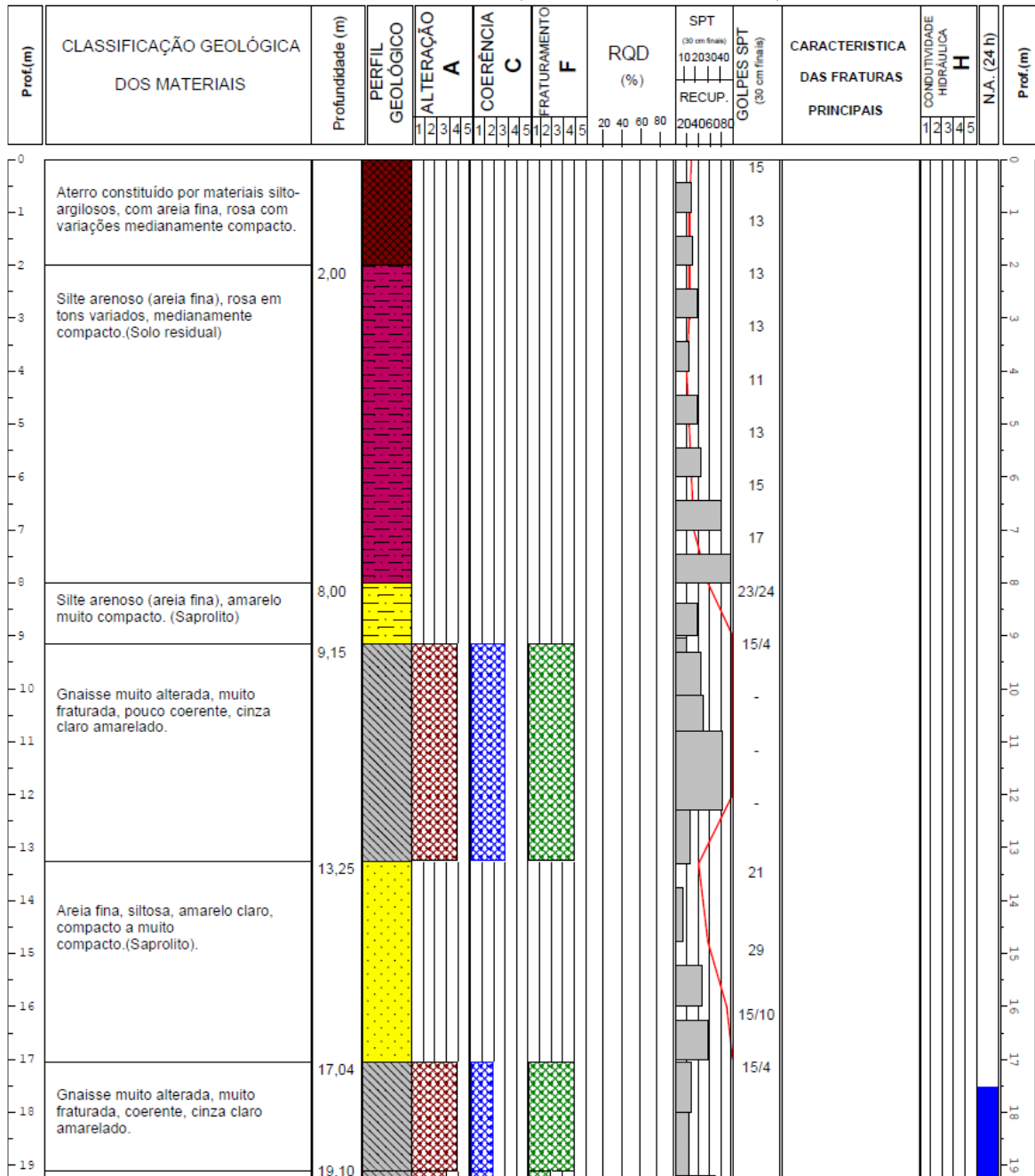


GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp: Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080 D
A1 - ROCHA Sã A2 - POUCO ALTERADA A3 - MEDIAN. ALTERADA A4 - MUITO ALTERADA A5 - TOTAL ALTERADA	F1 - POUCO FRATURADA F2 - FRATURADA F3 - MUITO FRATURADA F4 - EXTREM. FRATURADA F5 - FRAGMENTADA	C1- MUITO COERENTE C2 - COERENTE C3 - MEDIAN. COERENTE C4 - POUCO COERENTE C5 - FRIAVÉL	H1-MUITO BAIXA H2 - BAIXA H3 - MODERADA H4 - ALTA H5 - MUITO ALTA	

Fonte:Geomasterengenharia dos solos Ltda (2012)

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO: SM-201	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, Bhte	COORDENADAS E ELEVACÃO	PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 26/10/2012	PROF. FINAL: 21,82	E:	PROF. REVEST. NW: 20,10
TÉRMINO: 01/11/2012	INCLINAÇÃO: VERTICAL	N:	N.A. (24h): 17,52
		COTA DA BOCA: 826,82	



GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA Sã A2 - POUCO ALTERADA A3 - MEDIAN. ALTERADA A4 - MUITO ALTERADA A5 - TOTAL ALTERADA	F1 - POUCO FRATURADA F2 - FRATURADA F3 - MUITO FRATURADA F4 - EXTREM. FRATURADA F5 - FRAGMENTADA	C1 - MUITO COERENTE C2 - COERENTE C3 - MEDIAN. COERENTE C4 - POUCO COERENTE C5 - FRIAVÉL	H1 - MUITO BAIXA H2 - BAIXA H3 - MODERADA H4 - ALTA H5 - MUITO ALTA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D

Fonte: Geomaster Engenharia dos Solos Ltda (2012)



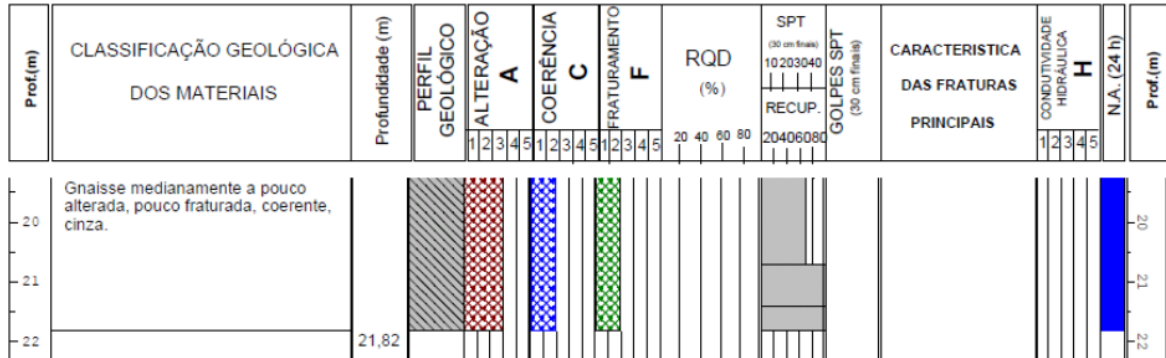
DATA: 12/11/2012

REL: 1.164/12

REV: 01

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO: SM-201	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, Bhte	COORDENADAS E ELEVÇÃO		PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 26/10/2012	PROF. FINAL: 21,82	E:	N:	PROF. REVEST. NW: 20,10
TÉRMINO: 01/11/2012	INCLINAÇÃO: VERTICAL	COTA DA BOCA: 826,82		N.A. (24h): 17,52

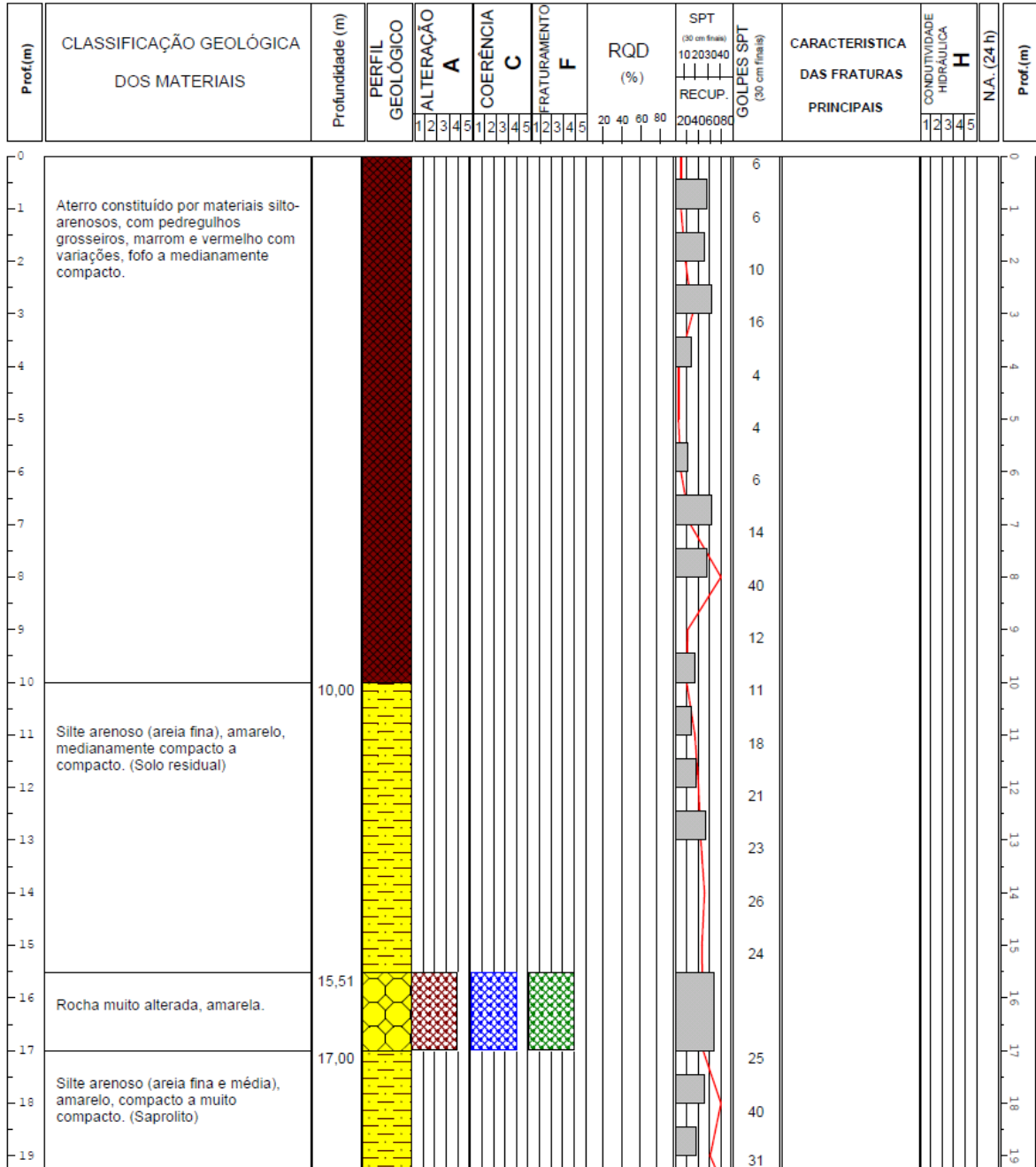


GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA SÃ A2 - POUCO ALTERADA A3 - MEDIAN. ALTERADA A4 - MUITO ALTERADA A5 - TOTAL ALTERADA	F1 - POUCO FRATURADA F2 - FRATURADA F3 - MUITO FRATURADA F4 - EXTREM. FRATURADA F5 - FRAGMENTADA	C1 - MUITO COERENTE C2 - COERENTE C3 - MEDIAN. COERENTE C4 - POUCO COERENTE C5 - FRIÁVEL	H1 - MUITO BAIXA H2 - BAIXA H3 - MODERADA H4 - ALTA H5 - MUITO ALTA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D

Fonte: Geomaster Engenharia dos solos Ltda (2012)

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO:SM-202	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHte.	COORDENADAS E ELEVÇÃO		PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 15/11/2012	PROF. FINAL: 24,50	E:	N:	PROF. REVEST. NW: 8,00
TÉRMINO: 19/11/2012	INCLINAÇÃO: VERTICAL	COTA DA BOCA: 825,74		N.A. (24h): 20,00

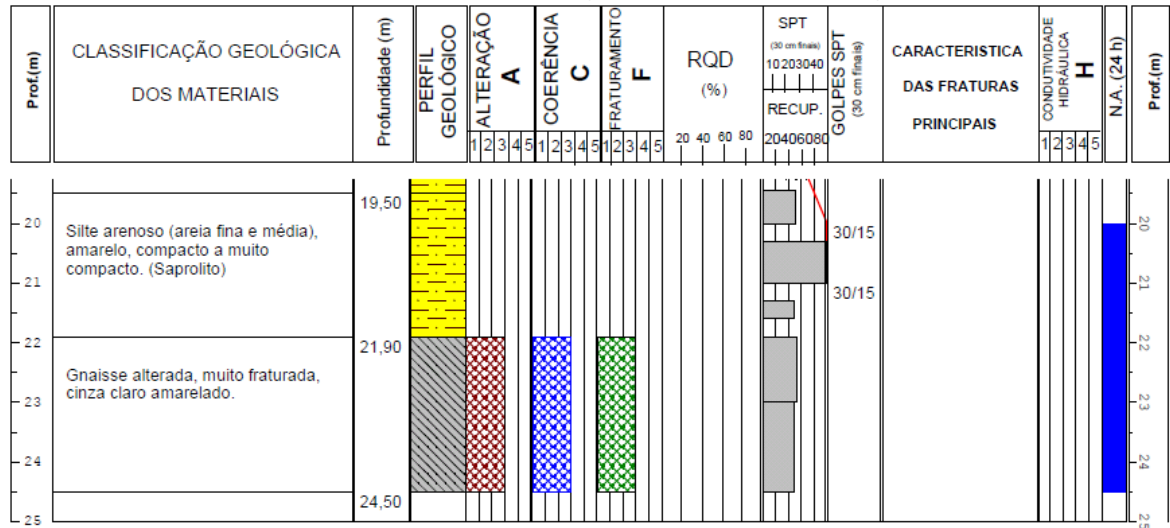


GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA Sã	F1 - POUCO FRATURADA	C1 - MUITO COERENTE	H1 - MUITO BAIXA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D
A2 - POUCO ALTERADA	F2 - FRATURADA	C2 - COERENTE	H2 - BAIXA	
A3 - MEDIAN. ALTERADA	F3 - MUITO FRATURADA	C3 - MEDIAN. COERENTE	H3 - MODERADA	
A4 - MUITO ALTERADA	F4 - EXTREM. FRATURADA	C4 - POUCO COERENTE	H4 - ALTA	
A5 - TOTAL ALTERADA	F5 - FRAGMENTADA	C5 - FRIAVEL	H5 - MUITO ALTA	

Fonte: Geomaster Engenharia dos solos Ltda (2012)

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO:SM-202	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHte.	COORDENADAS E ELEVACÃO	PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 15/11/2012	PROF. FINAL: 24,50	E:	PROF. REVEST. NW: 8,00
TÉRMINO: 19/11/2012	INCLINAÇÃO: VERTICAL	N:	N.A. (24h): 20,00
		COTA DA BOCA: 825,74	



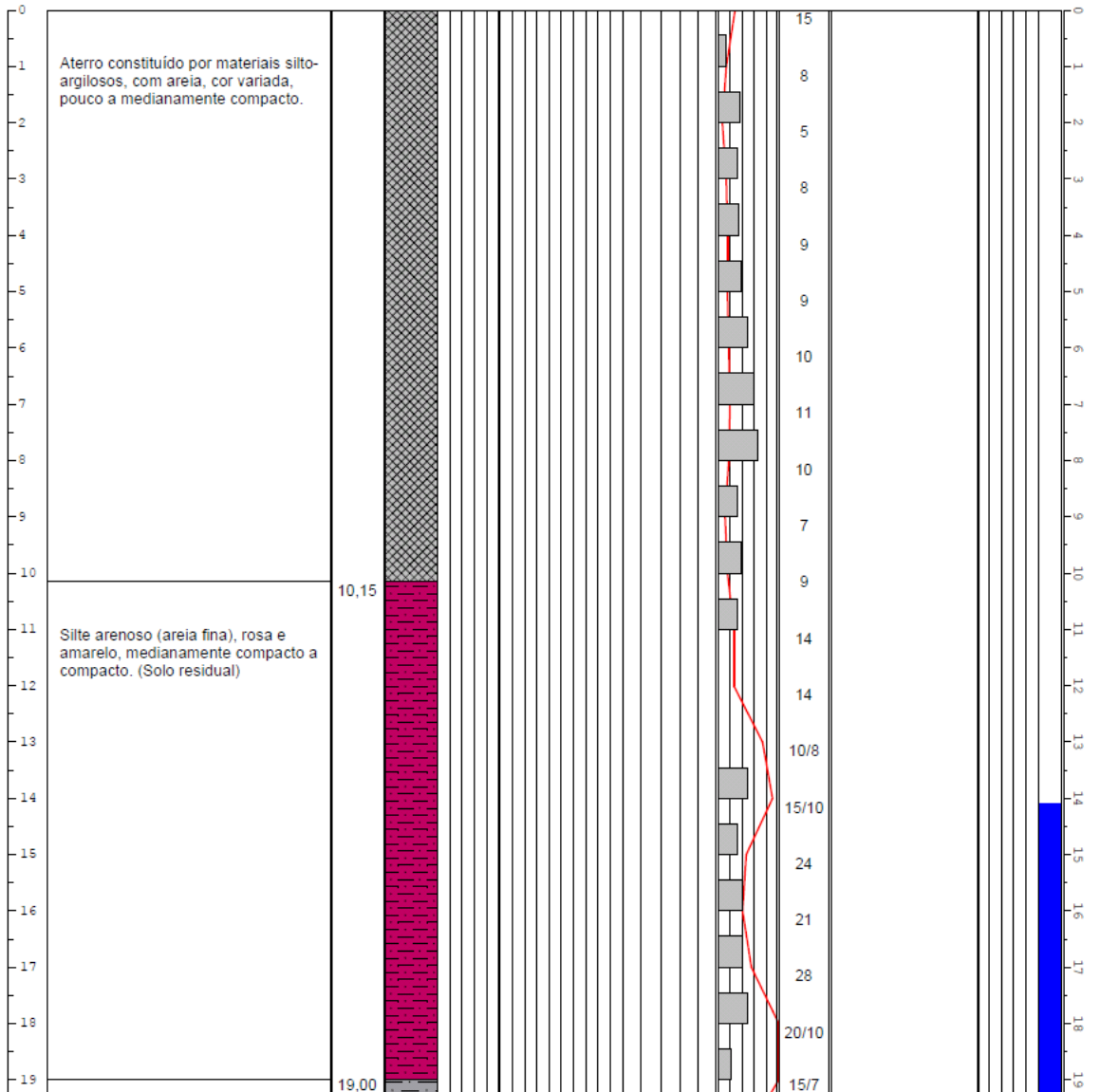
GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA SÃ A2 - POUCO ALTERADA A3 - MEDIAN. ALTERADA A4 - MUITO ALTERADA A5 - TOTAL ALTERADA	F1 - POUCO FRATURADA F2 - FRATURADA F3 - MUITO FRATURADA F4 - EXTREM. FRATURADA F5 - FRAGMENTADA	C1 - MUITO COERENTE C2 - COERENTE C3 - MEDIAN. COERENTE C4 - POUCO COERENTE C5 - FRIAVEL	H1 - MUITO BAIXA H2 - BAIXA H3 - MODERADA H4 - ALTA H5 - MUITO ALTA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D

Fonte: Geomaster Engenharia dos Solos Ltda (2012)

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO: SM-206	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHe.	COORDENADAS E ELEVÇÃO		PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 21/11/2012	PROF. FINAL: 26,20	E:	N:	PROF. REVEST. NW: 9,15
TÉRMINO: 23/11/2012	INCLINAÇÃO: VERTICAL	COTA DA BOCA: 840,32		N.A. (24h): 14,10

Prof.(m)	CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA DOS MATERIAIS	Profundidade (m)	PERFIL GEOLÓGICO	ALTERAÇÃO A					COERÊNCIA C					FRATURAMENTO F					RQD (%)	SPT (30 cm finais) 10203040 RECUP.	GOLPES SPT (30 cm finais) 20406080	CARACTERÍSTICA DAS FRATURAS PRINCIPAIS	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA H					N.A. (24h)	Prof.(m)
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5					1	2	3	4	5		



GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA Sã	F1 - POUCO FRATURADA	C1 - MUITO COERENTE	H1 - MUITO BAIXA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D
A2 - POUCO ALTERADA	F2 - FRATURADA	C2 - COERENTE	H2 - BAIXA	
A3 - MEDIAN. ALTERADA	F3 - MUITO FRATURADA	C3 - MEDIAN. COERENTE	H3 - MODERADA	
A4 - MUITO ALTERADA	F4 - EXTREM. FRATURADA	C4 - POUCO COERENTE	H4 - ALTA	
A5 - TOTAL ALTERADA	F5 - FRAGMENTADA	C5 - FRIÁVEL	H5 - MUITO ALTA	

Fonte:Geomasterengenharia dos solos Ltda (2012)



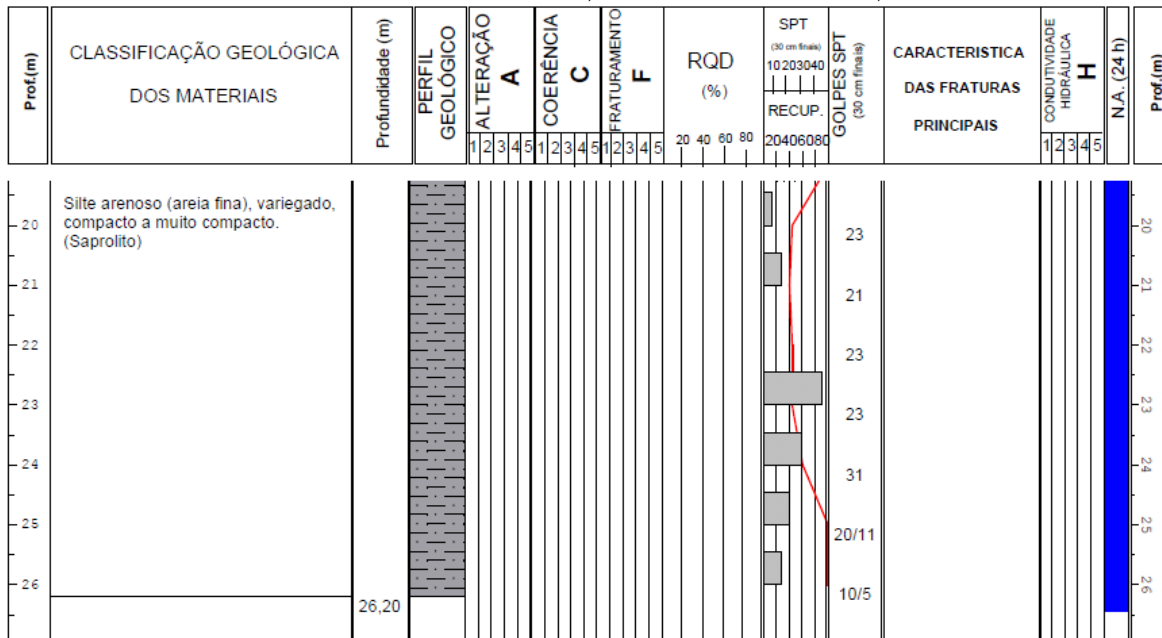
DATA: 29/11/2012

REL: 1.164/12

REV: 01

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO:SM-206	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHte.	COORDENADAS E ELEVACÃO	PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 21/11/2012	PROF. FINAL: 26,20	E:	PROF. REVEST. NW: 9,15
TÉRMINO: 23/11/2012	INCLINAÇÃO: VERTICAL	N:	N.A. (24h): 14,10
		COTA DA BOCA: 840,32	



GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA Sã	F1 - POUCO FRATURADA	C1 - MUITO COERENTE	H1 - MUITO BAIXA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D
A2 - POUCO ALTERADA	F2 - FRATURADA	C2 - COERENTE	H2 - BAIXA	
A3 - MEDIAN. ALTERADA	F3 - MUITO FRATURADA	C3 - MEDIAN. COERENTE	H3 - MODERADA	
A4 - MUITO ALTERADA	F4 - EXTREM. FRATURADA	C4 - POUCO COERENTE	H4 - ALTA	
A5 - TOTAL ALTERADA	F5 - FRAGMENTADA	C5 - FRIAVEL	H5 - MUITO ALTA	

Fonte:Geomasterengenharia dos solos Ltda (2012)



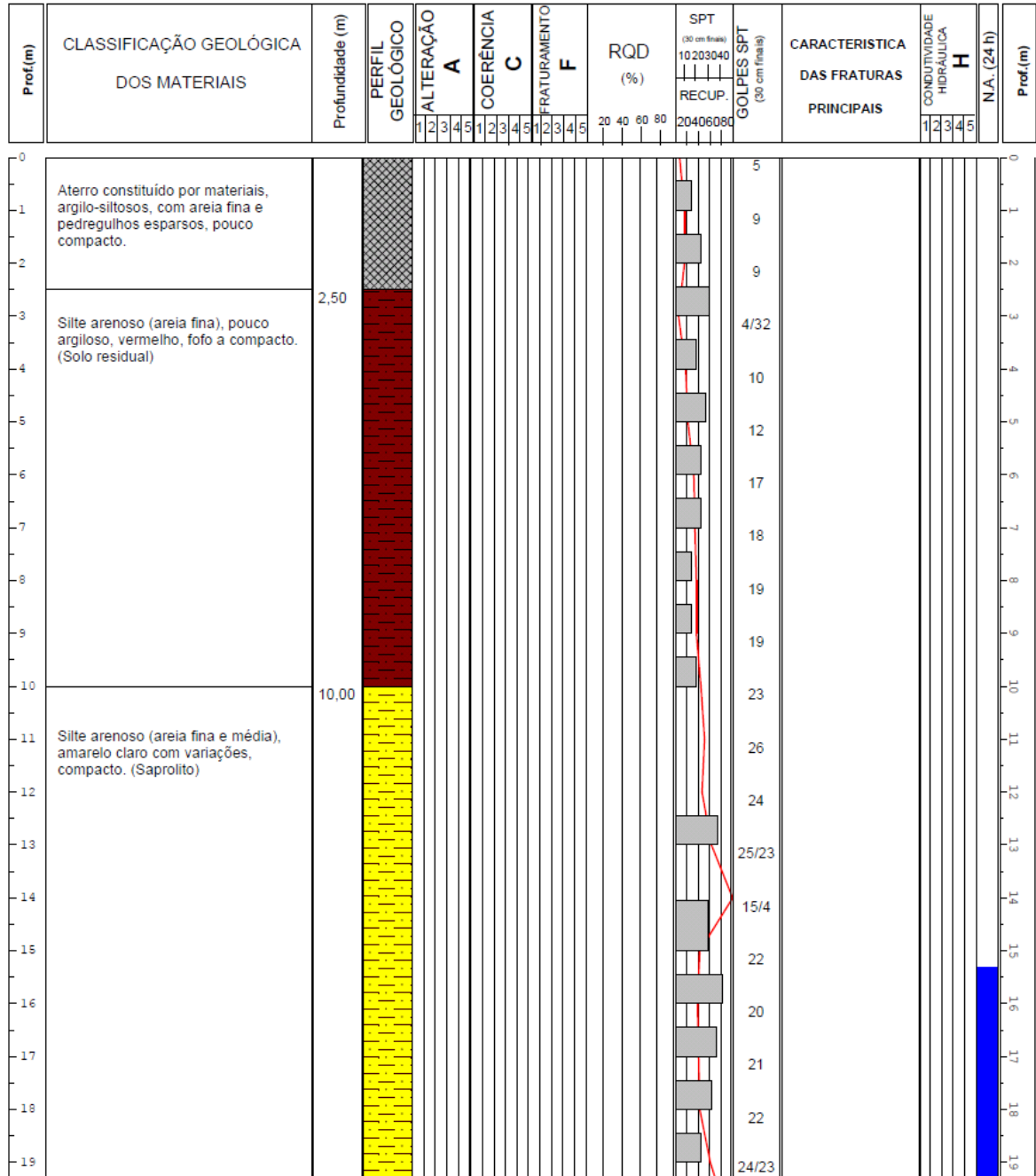
DATA: 29/11/2012

REL: 1.164/12

REV: 01

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO: SM-208	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHe.	COORDENADAS E ELEVACÃO		PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 14/11/2012	PROF. FINAL: 25,26	E:	N:	PROF. REVEST. NW: 6,10
TÉRMINO: 19/11/2012	INCLINAÇÃO: VERTICAL	COTA DA BOCA: 839,77		N.A. (24h): 15,31



GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA Sã A2 - POUCO ALTERADA A3 - MEDIAN. ALTERADA A4 - MUITO ALTERADA A5 - TOTAL ALTERADA	F1 - POUCO FRATURADA F2 - FRATURADA F3 - MUITO FRATURADA F4 - EXTREM. FRATURADA F5 - FRAGMENTADA	C1 - MUITO COERENTE C2 - COERENTE C3 - MEDIAN. COERENTE C4 - POUCO COERENTE C5 - FRIAVEL	H1 - MUITO BAIXA H2 - BAIXA H3 - MODERADA H4 - ALTA H5 - MUITO ALTA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D

Fonte: Geomaster Engenharia dos solos Ltda (2012)



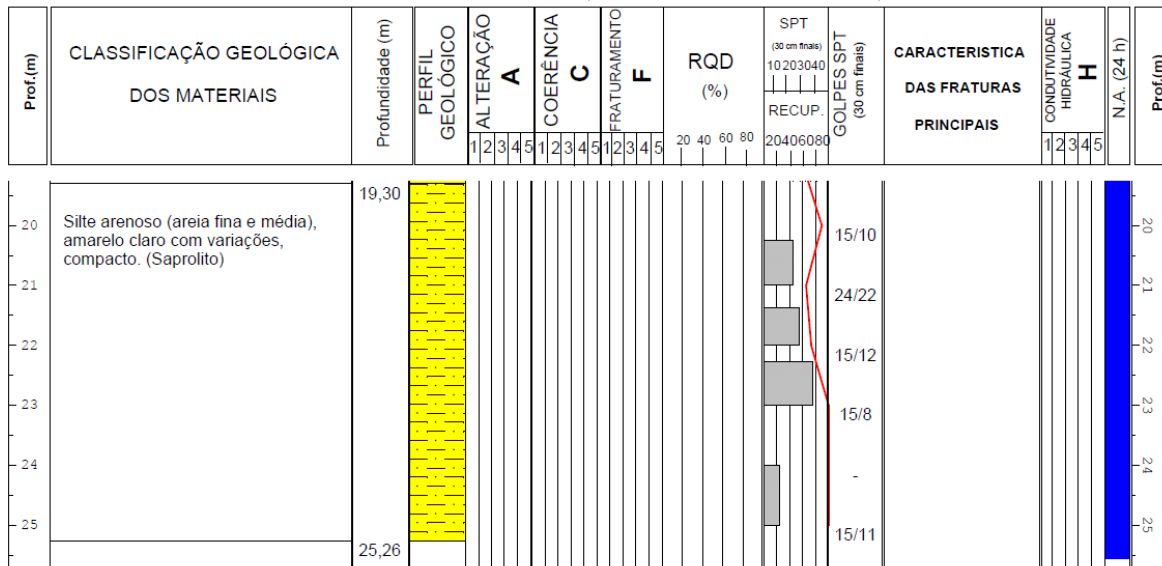
DATA: 29/11/2012

REL: 1.164/12

REV: 01

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO:SM-208	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHte.	COORDENADAS E ELEVACÃO	PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 14/11/2012	PROF. FINAL: 25,26	E:	PROF. REVEST. NW: 6,10
TÉRMINO: 19/11/2012	INCLINAÇÃO: VERTICAL	N:	N.A. (24h): 15,31
		COTA DA BOCA: 839,77	



GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA SÃ A2 - POUCA ALTERADA A3 - MEDIAN. ALTERADA A4 - MUITO ALTERADA A5 - TOTAL ALTERADA	F1 - POUCA FRATURADA F2 - FRATURADA F3 - MUITO FRATURADA F4 - EXTREM. FRATURADA F5 - FRAGMENTADA	C1- MUITO COERENTE C2 - COERENTE C3 - MEDIAN. COERENTE C4 - POUCO COERENTE C5 - FRIAVÉL	H1 - MUITO BAIXA H2 - BAIXA H3 - MODERADA H4 - ALTA H5 - MUITO ALTA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D

Fonte:Geomasterengenharia dos solos Ltda (2012)



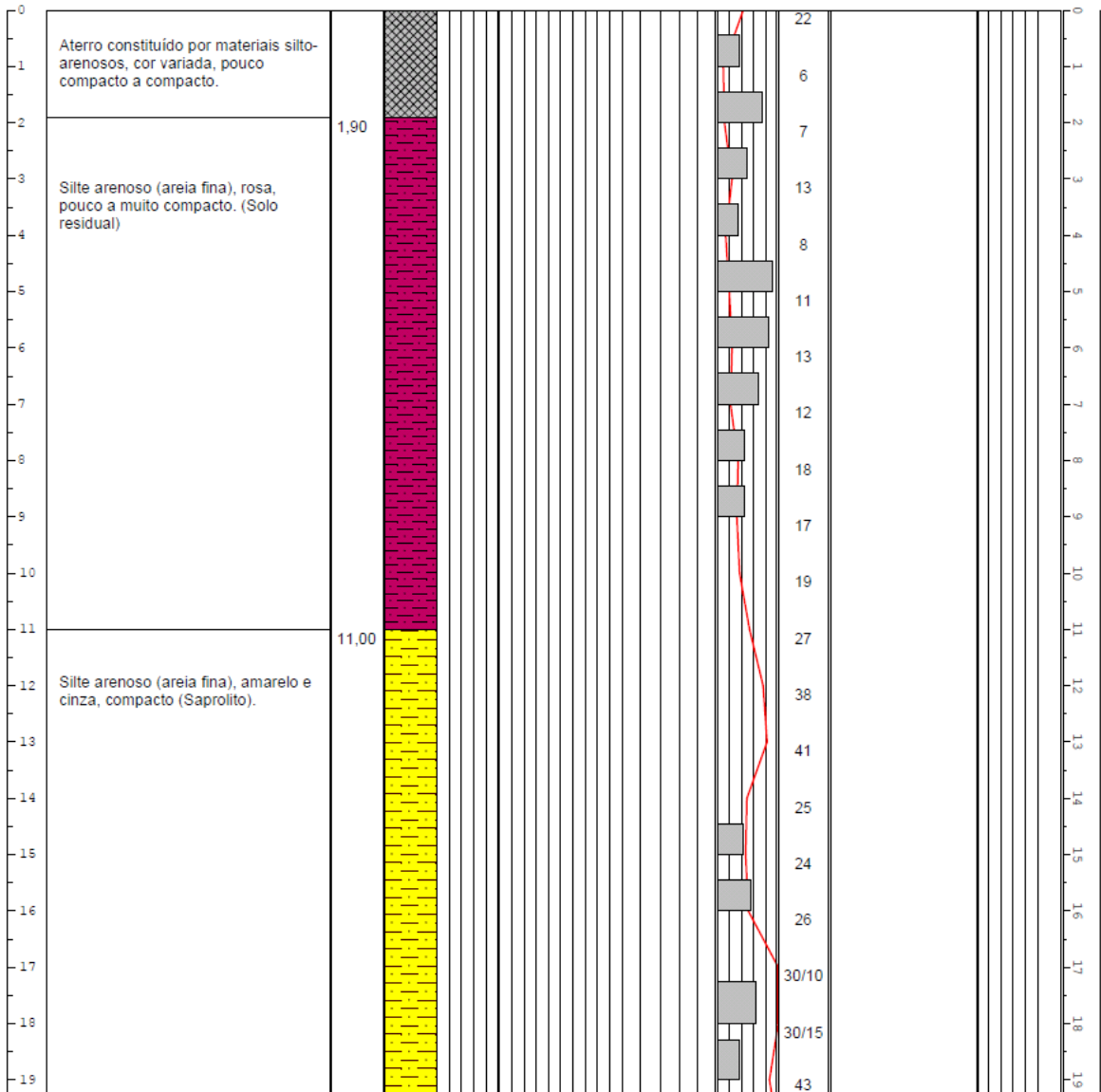
DATA: 09/11/2012

REL: 1.164/12
REV: 01

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO:SM-211	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHte.	COORDENADAS E ELEVACÃO	PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 05/11/2012	PROF. FINAL:24,27	E:	PROF. REVEST. NW: 3,00
TÉRMINO: 07/11/2012	INCLINAÇÃO:VERTICAL	N:	N.A. (24h):21,15
		COTA DA BOCA: 829,58	

Prof.(m)	CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA DOS MATERIAIS	Profundidade (m)	PERFIL GEOLÓGICO	ALTERAÇÃO A					COERÊNCIA C					FRATURAMENTO F					RQD (%)	SPT (30 cm finais) 10203040 RECUP. 20406080	GOLPES SPT (30 cm finais)	CARACTERÍSTICA DAS FRATURAS PRINCIPAIS	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA H					N.A. (24h)	Prof.(m)
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5					1	2	3	4	5		

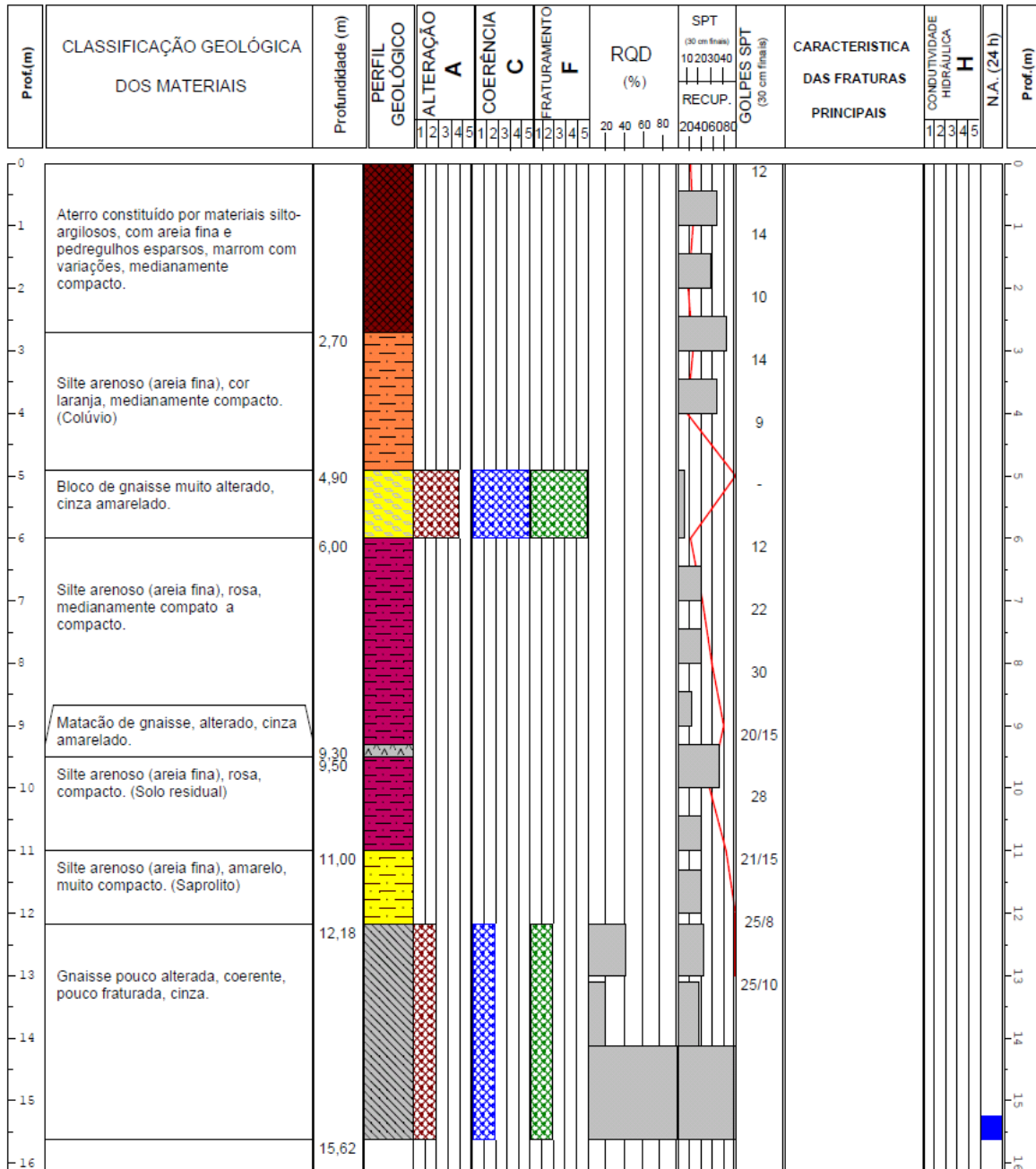


GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA Sã	F1 - POUCO FRATURADA	C1 - MUITO COERENTE	H1 - MUITO BAIXA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D
A2 - POUCO ALTERADA	F2 - FRATURADA	C2 - COERENTE	H2 - BAIXA	
A3 - MEDIAN. ALTERADA	F3 - MUITO FRATURADA	C3 - MEDIAN. COERENTE	H3 - MODERADA	
A4 - MUITO ALTERADA	F4 - EXTREM. FRATURADA	C4 - POUCO COERENTE	H4 - ALTA	
A5 - TOTAL ALTERADA	F5 - FRAGMENTADA	C5 - FRIAVEL	H5 - MUITO ALTA	

Fonte:Geomasterengenharia dos solos Ltda (2012)

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO:SM-302	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, Bhte.	COORDENADAS E ELEVACÃO	PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 15/07/2013	PROF. FINAL: 15,62	E:	PROF. REVEST. NW: 7,10
TÉRMINO: 16/07/2013	INCLINAÇÃO:VERTICAL	N:	N.A. (24h): 15,24
		COTA DA BOCA: 824,97	



GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA Sã A2 - POUCO ALTERADA A3 - MEDIAN. ALTERADA A4 - MUITO ALTERADA A5 - TOTAL ALTERADA	F1 - POUCO FRATURADA F2 - FRATURADA F3 - MUITO FRATURADA F4 - EXTREM. FRATURADA F5 - FRAGMENTADA	C1 - MUITO COERENTE C2 - COERENTE C3 - MEDIAN. COERENTE C4 - POUCO COERENTE C5 - FRIAVÉL	H1 - MUITO BAIXA H2 - BAIXA H3 - MODERADA H4 - ALTA H5 - MUITO ALTA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D

Fonte:Geomasterengenharia dos solos Ltda (2013)



DATA: 17/07/2013

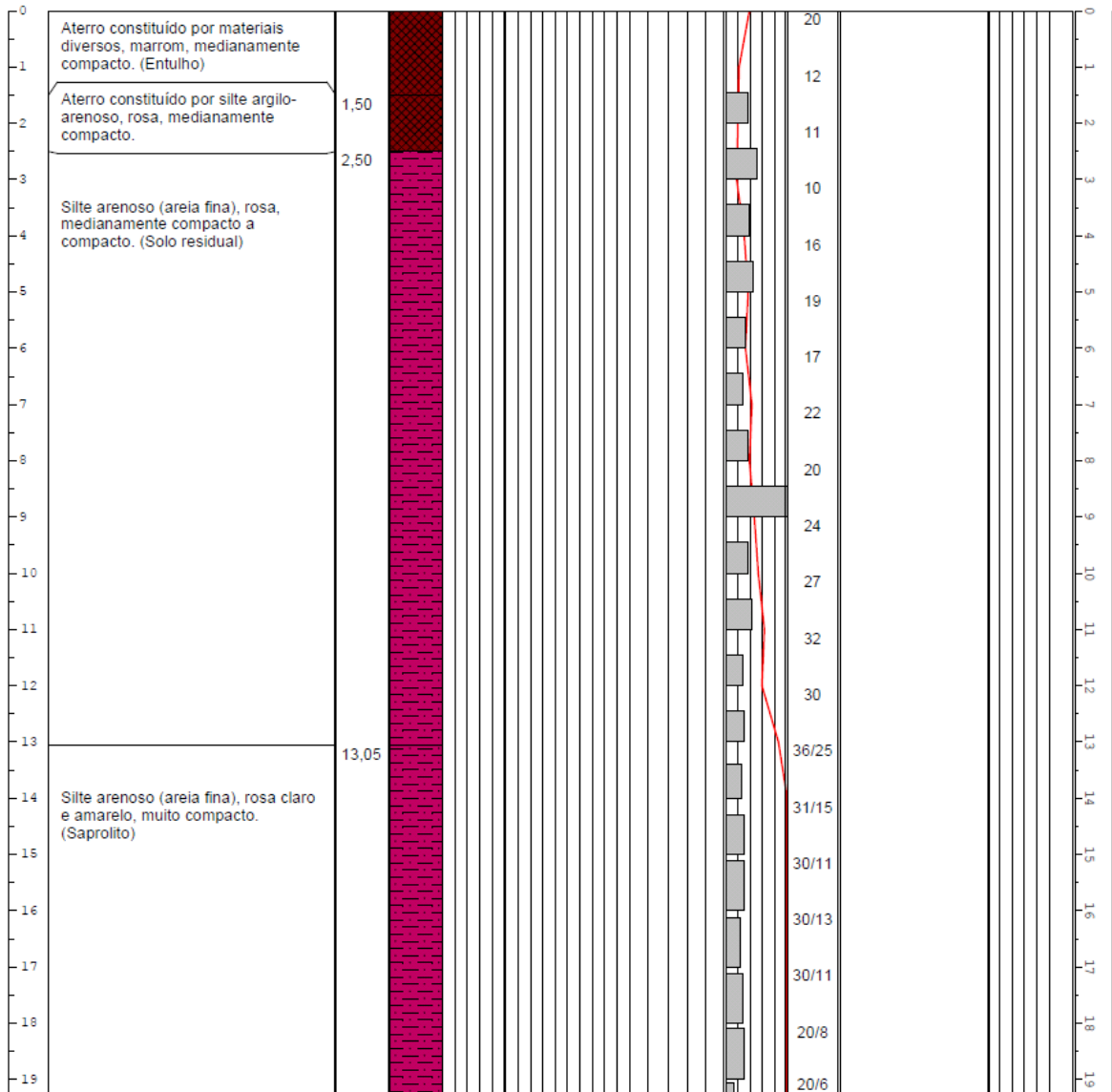
REL: 1.184/13

REV: 01

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO: SM-303	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHte.	COORDENADAS E ELEVÇÃO		PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 13/07/2013	PROF. FINAL: 31,30	E:	N:	PROF. REVEST. NW: 6,15
TÉRMINO: 16/07/2013	INCLINAÇÃO: VERTICAL	COTA DA BOCA: 837,77		N.A. (24h): 22,61

Prof.(m)	CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA DOS MATERIAIS	Profundidade (m)	PERFIL GEOLÓGICO	ALTERAÇÃO A					COERÊNCIA C					FRATURAMENTO F					RQD (%)	SPT (30 cm finais) 10203040 RECUP. 20406080	GOLPES SPT (30 cm finais)	CARACTERÍSTICA DAS FRATURAS PRINCIPAIS	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA H					N.A. (24 h)	Prof.(m)
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5					1	2	3	4	5		



GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA SÃ A2 - POUCA ALTERADA A3 - MEDIAN. ALTERADA A4 - MUITO ALTERADA A5 - TOTAL ALTERADA	F1 - POUCA FRATURADA F2 - FRATURADA F3 - MUITO FRATURADA F4 - EXTREM. FRATURADA F5 - FRAGMENTADA	C1 - MUITO COERENTE C2 - COERENTE C3 - MEDIAN. COERENTE C4 - POUCA COERENTE C5 - FRIAVEL	H1 - MUITO BAIXA H2 - BAIXA H3 - MODERADA H4 - ALTA H5 - MUITO ALTA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D

Fonte: Geomaster Engenharia dos Solos Ltda (2013)



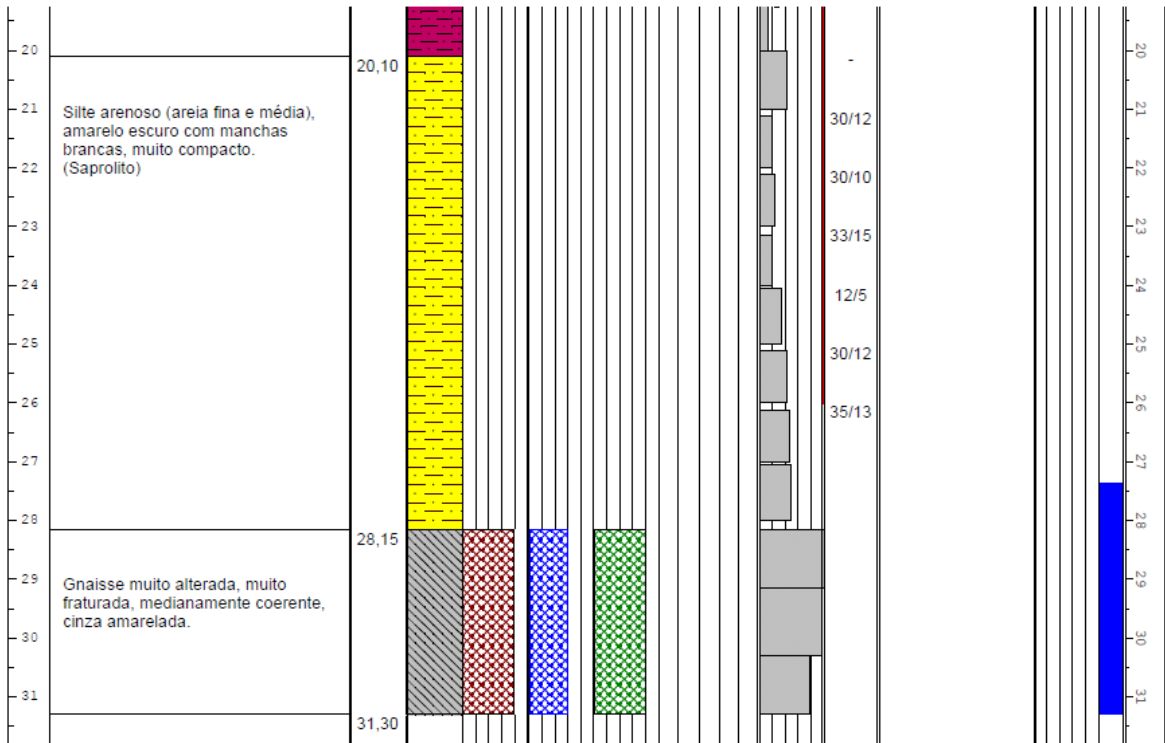
DATA: 17/07/2013

REL: 1.184/13
REV: 01

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO:SM-303	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHte.	COORDENADAS E ELEVÇÃO		PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 13/07/2013	PROF. FINAL:31,30	E:	N:	PROF. REVEST. NW: 6,15
TÉRMINO: 16/07/2013	INCLINAÇÃO:VERTICAL	COTA DA BOCA: 837,77		N.A. (24h):22,61

Prof.(m)	CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA DOS MATERIAIS	Profundidade (m)	PERFIL GEOLÓGICO					RQD (%)	SPT (30 cm finais) 10203040 RECUP. 20406080	GOLPES SPT (30 cm finais)	CARACTERÍSTICA DAS FRATURAS PRINCIPAIS	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA H					N.A. (24 h)	Prof.(m)	
			ALTERAÇÃO A									COERÊNCIA C							FRATURAMENTO F



GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA Sã	F1 - POUCO FRATURADA	C1 - MUITO COERENTE	H1 - MUITO BAIXA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D
A2 - POUCO ALTERADA	F2 - FRATURADA	C2 - COERENTE	H2 - BAIXA	
A3 - MEDIAN. ALTERADA	F3 - MUITO FRATURADA	C3 - MEDIAN. COERENTE	H3 - MODERADA	
A4 - MUITO ALTERADA	F4 - EXTREM. FRATURADA	C4 - POUCO COERENTE	H4 - ALTA	
A5 - TOTAL ALTERADA	F5 - FRAGMENTADA	C5 - FRIAVEL	H5 - MUITO ALTA	

Fonte:Geomasterengenharia dos solos Ltda (2013)

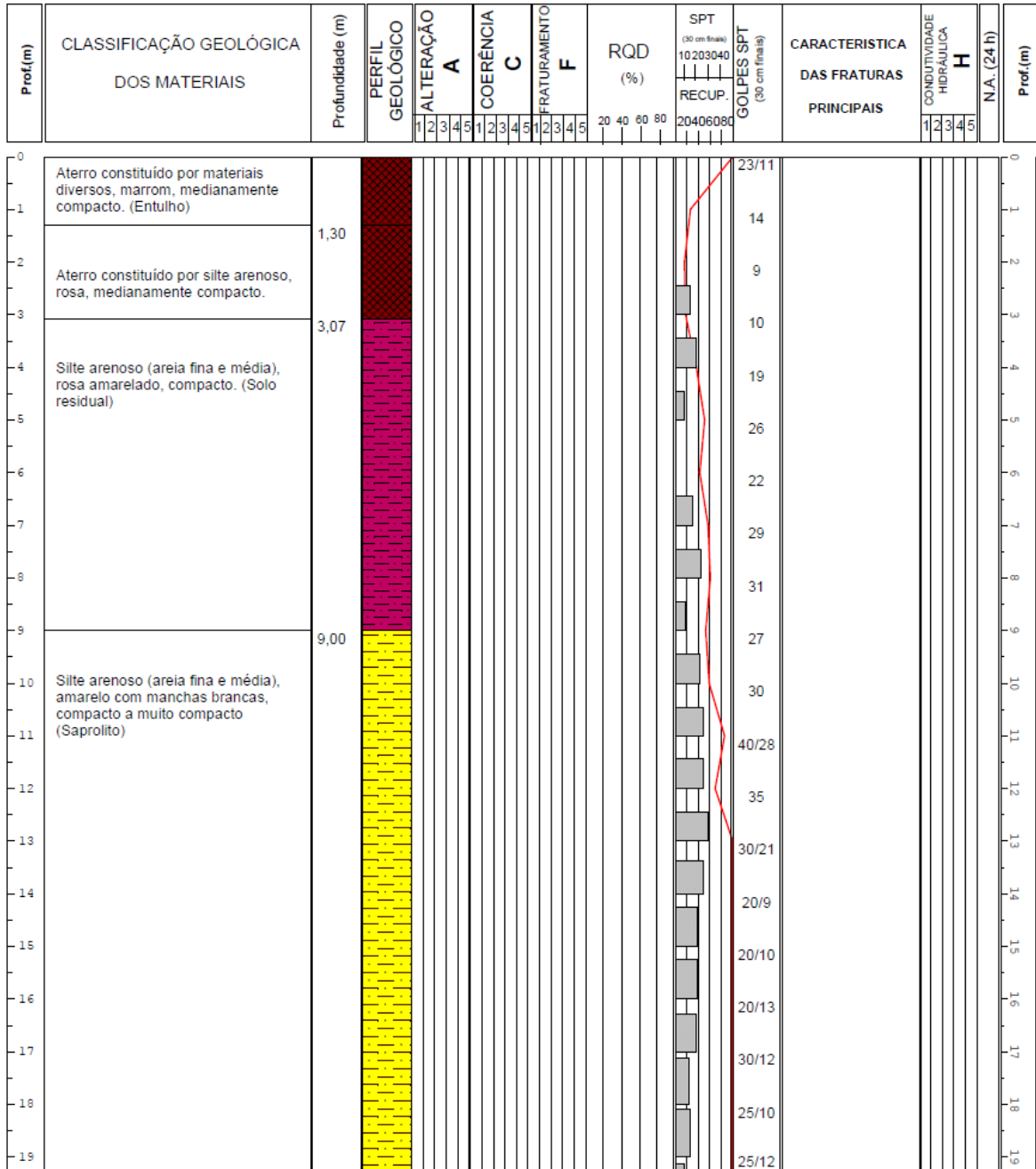


DATA: 17/07/2013

REL: 1.184/13
REV: 01

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO:SM-304	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHte.	COORDENADAS E ELEVACÃO		PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 09/07/2013	PROF. FINAL: 28,26	E:	N:	PROF. REVEST. NW: 6,15
TÉRMINO: 12/07/2013	INCLINAÇÃO: VERTICAL	COTA DA BOCA: 840,34		N.A. (24h): 26,42



GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA Sã	F1 - POUCO FRATURADA	C1 - MUITO COERENTE	H1 - MUITO BAIXA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D
A2 - POUCO ALTERADA	F2 - FRATURADA	C2 - COERENTE	H2 - BAIXA	
A3 - MEDIAN. ALTERADA	F3 - MUITO FRATURADA	C3 - MEDIAN. COERENTE	H3 - MODERADA	
A4 - MUITO ALTERADA	F4 - EXTREM. FRATURADA	C4 - POUCO COERENTE	H4 - ALTA	
A5 - TOTAL ALTERADA	F5 - FRAGMENTADA	C5 - FRIÁVEL	H5 - MUITO ALTA	

Fonte:Geomasterengenharia dos solos Ltda (2013)

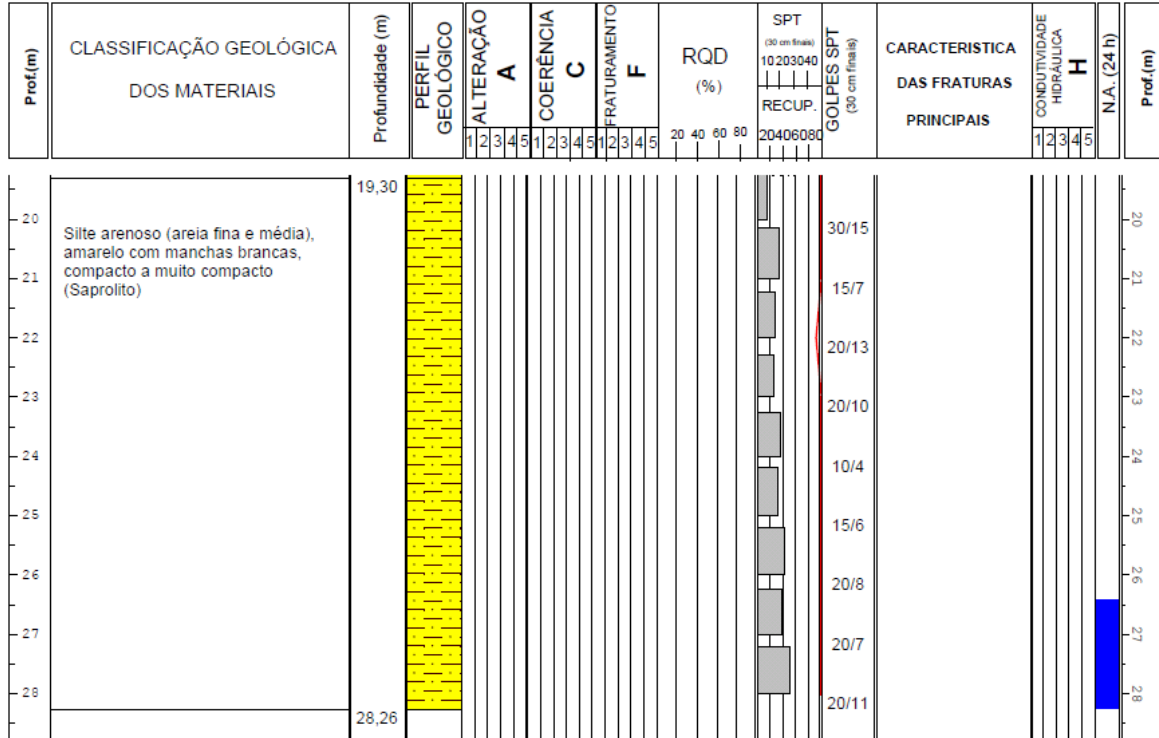


DATA: 17/07/2013

REL: 1.184/13
REV: 01

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO:SM-304	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHte.	COORDENADAS E ELEVÇÃO		PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 09/07/2013	PROF. FINAL: 28,26	E:	N:	PROF. REVEST. NW: 6,15
TÉRMINO: 12/07/2013	INCLINAÇÃO: VERTICAL	COTA DA BOCA: 840,34		N.A. (24h): 26,42



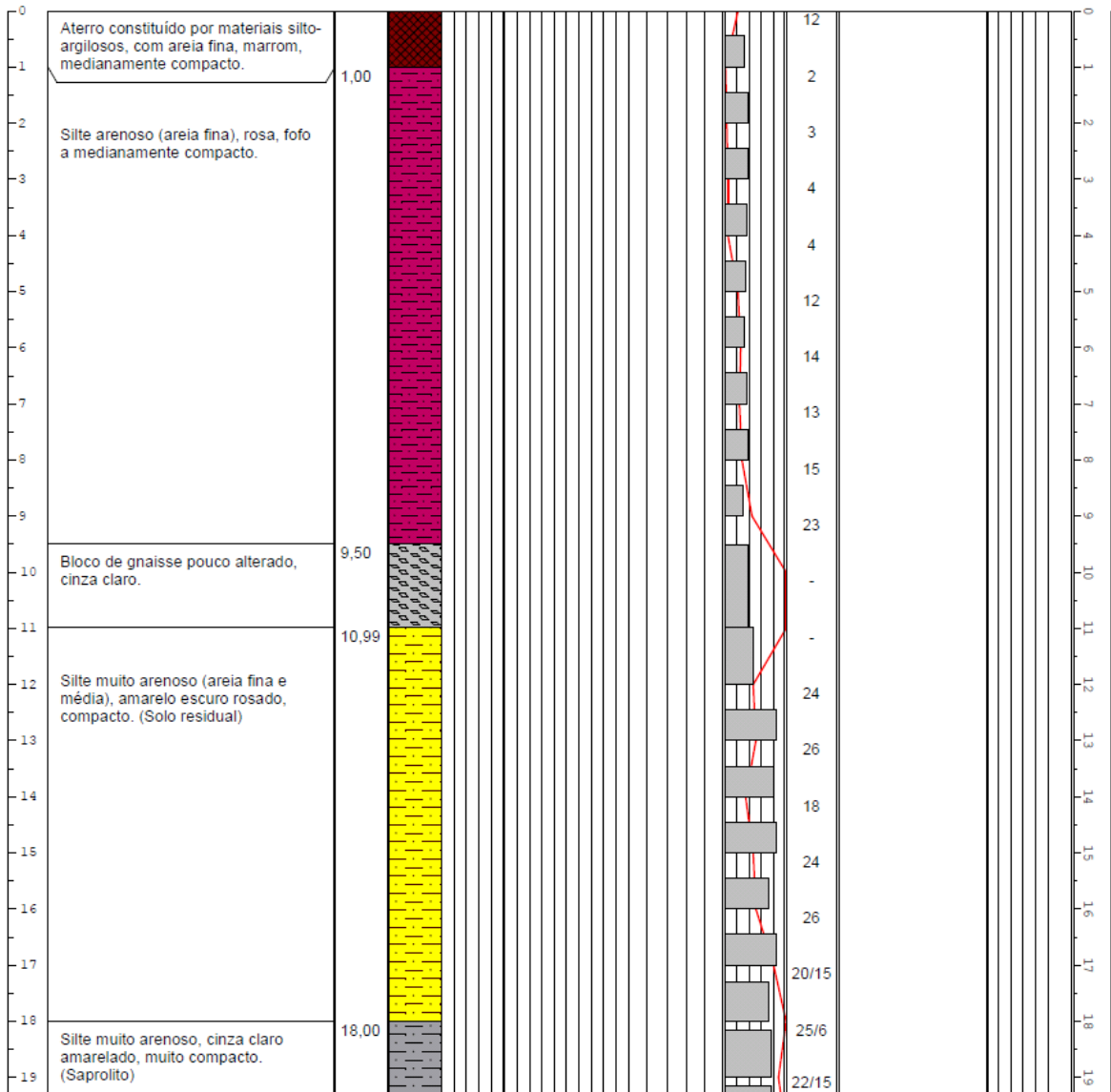
GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp: Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D
A1 - ROCHA Sã A2 - POUCO ALTERADA A3 - MEDIAN. ALTERADA A4 - MUITO ALTERADA A5 - TOTAL ALTERADA	F1 - POUCO FRATURADA F2 - FRATURADA F3 - MUITO FRATURADA F4 - EXTREM. FRATURADA F5 - FRAGMENTADA	C1 - MUITO COERENTE C2 - COERENTE C3 - MEDIAN. COERENTE C4 - POUCO COERENTE C5 - FRIAVEL	H1 - MUITO BAIXA H2 - BAIXA H3 - MODERADA H4 - ALTA H5 - MUITO ALTA	

Fonte: Geomaster Engenharia dos Solos Ltda (2013)

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

FURO: SM-315	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHte.	COORDENADAS E ELEVAÇÃO		PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 31/07/2013	PROF. FINAL: 32,32	E:	N:	PROF. REVEST. NW:
TÉRMINO: 06/08/2013	INCLINAÇÃO: VERTICAL	COTA DA BOCA: 832,77		N.A. (24h): 23,65

Prof.(m)	CLASSIFICAÇÃO GEOLÓGICA DOS MATERIAIS	Profundidade (m)	PERFIL GEOLOGICO	ALTERAÇÃO A					COERÊNCIA C					FRATURAMENTO F					RQD (%)	SPT (30 cm finais) 10203040 RECUP. 20406080	SPT GOLPES SPT (30 cm finais)	CARACTERÍSTICA DAS FRATURAS PRINCIPAIS	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA H					N.A. (24 h)	Prof.(m)
				1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5					1	2	3	4	5		



GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA SÃ A2 - POUCO ALTERADA A3 - MEDIAN. ALTERADA A4 - MUITO ALTERADA A5 - TOTAL ALTERADA	F1 - POUCO FRATURADA F2 - FRATURADA F3 - MUITO FRATURADA F4 - EXTREM. FRATURADA F5 - FRAGMENTADA	C1 - MUITO COERENTE C2 - COERENTE C3 - MEDIAN. COERENTE C4 - POUCO COERENTE C5 - FRIAVEL	H1 - MUITO BAIXA H2 - BAIXA H3 - MODERADA H4 - ALTA H5 - MUITO ALTA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D

Fonte: Geomaster Engenharia dos solos Ltda (2013)

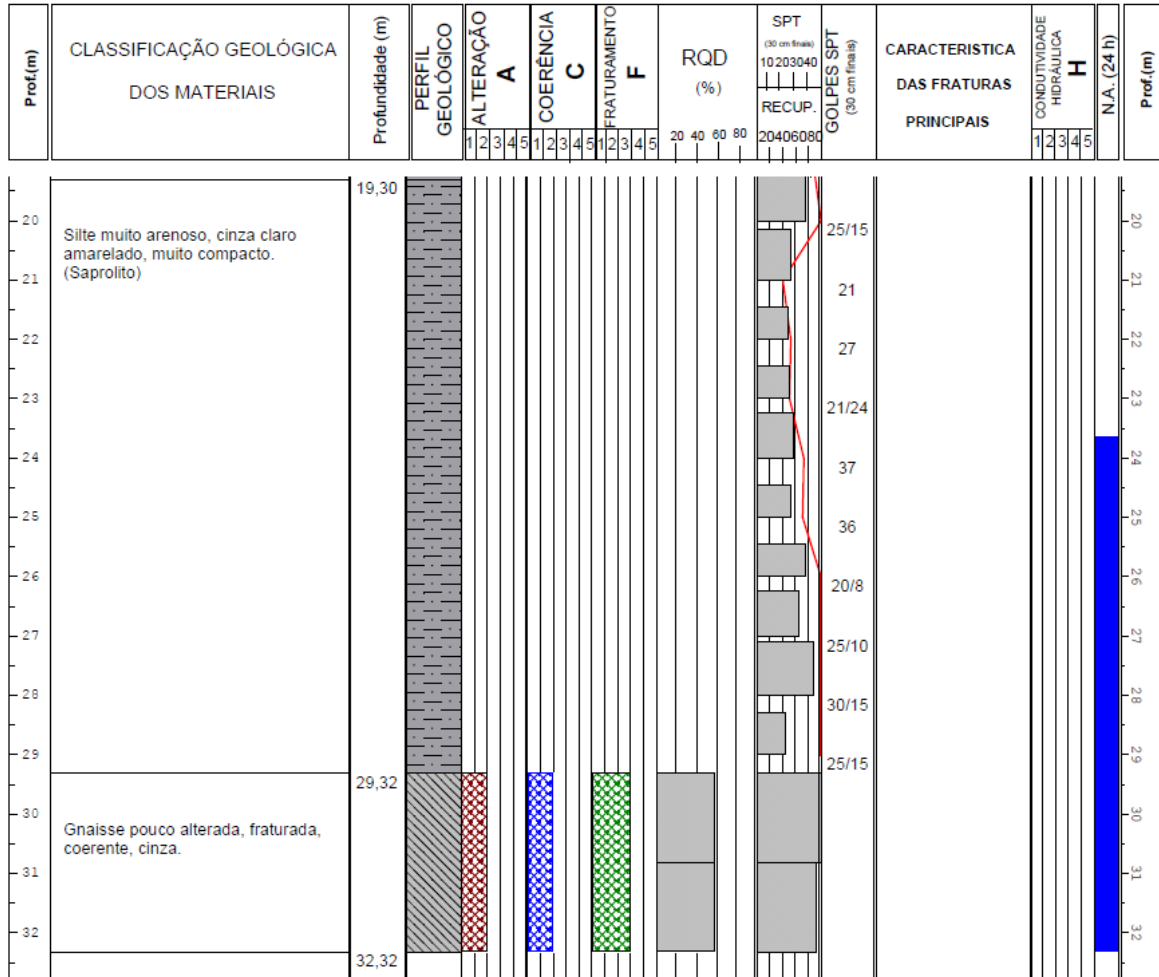


DATA: 07/08/2013

REL: 1.184/13
REV: 0

RELATÓRIO DE SONDAGEM MISTA

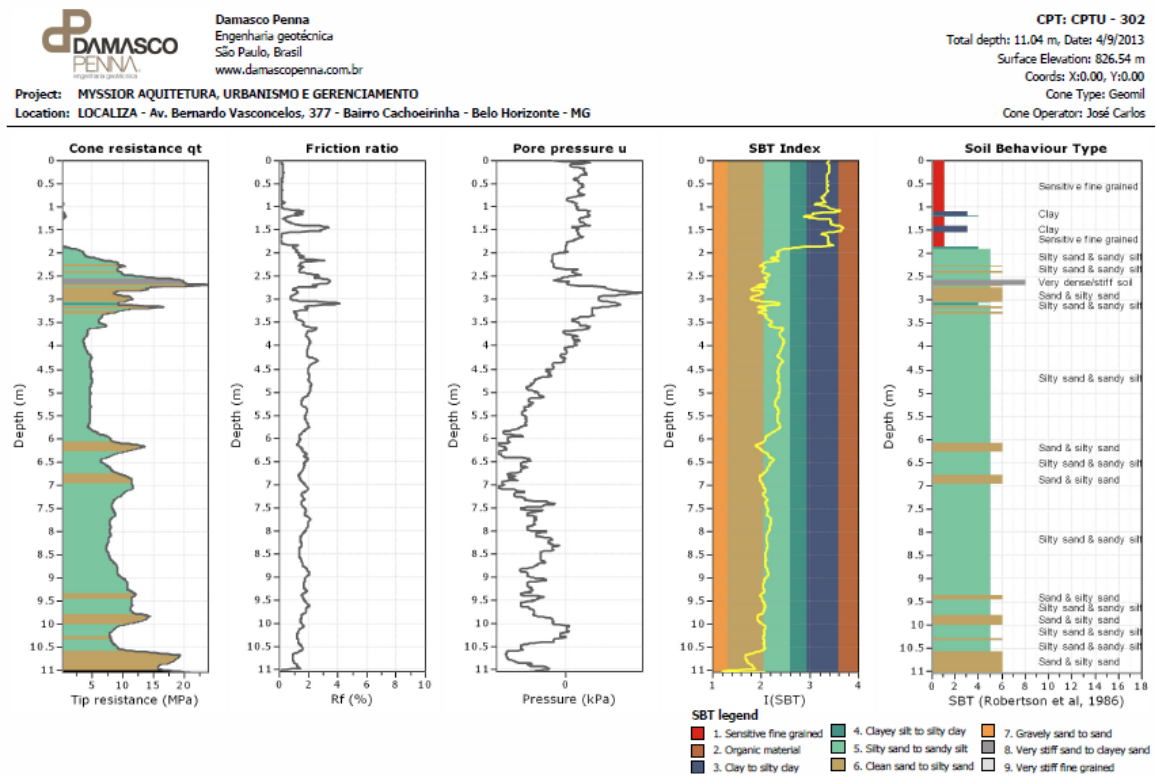
FURO: SM-315	LOCAL: Av. Bernardo Vasconcelos, BHte.	COORDENADAS E ELEVACÃO		PROF. REVEST. HW:
INÍCIO: 31/07/2013	PROF. FINAL: 32,32	E:	N:	PROF. REVEST. NW:
TÉRMINO: 06/08/2013	INCLINAÇÃO: VERTICAL	COTA DA BOCA: 832,77		N.A. (24h): 23,65



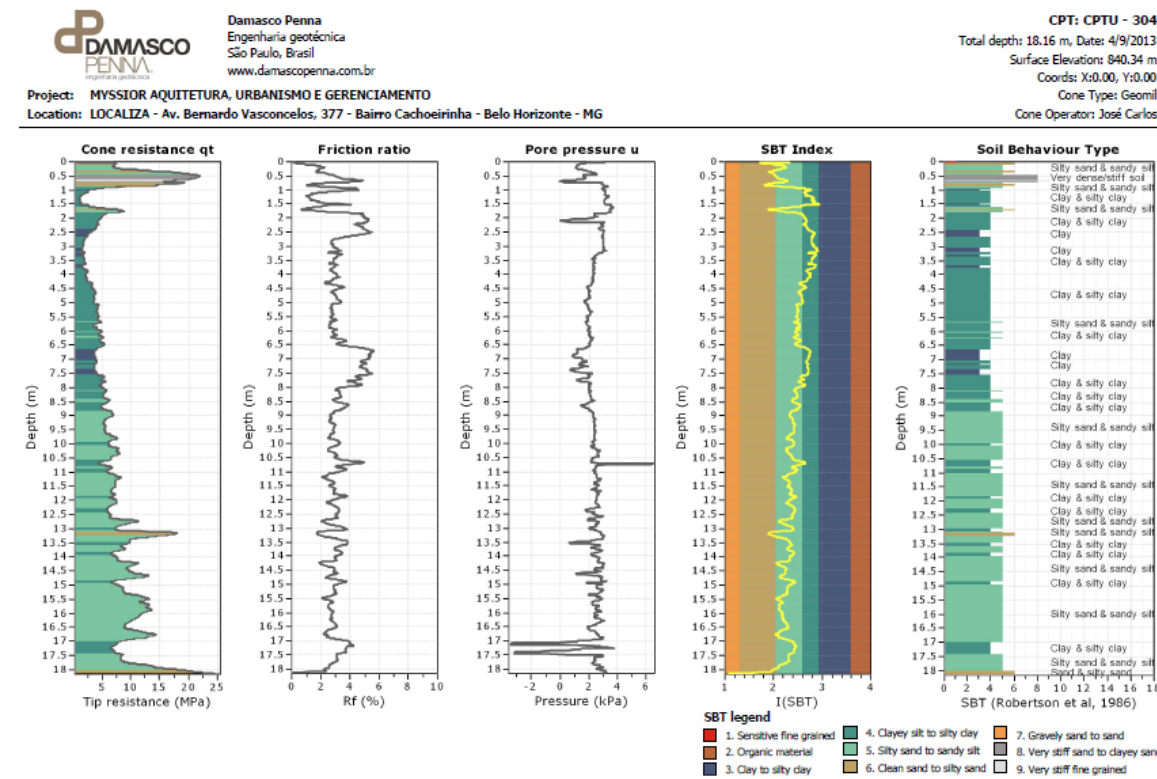
GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	Engº Resp:
A1 - ROCHA Sã	F1 - POUCO FRATURADA	C1 - MUITO COERENTE	H1 - MUITO BAIXA	Eduardo Domeniconi CREA-MG 31.080/D
A2 - POUCO ALTERADA	F2 - FRATURADA	C2 - COERENTE	H2 - BAIXA	
A3 - MEDIAN. ALTERADA	F3 - MUITO FRATURADA	C3 - MEDIAN. COERENTE	H3 - MODERADA	
A4 - MUITO ALTERADA	F4 - EXTREM. FRATURADA	C4 - POUCO COERENTE	H4 - ALTA	
A5 - TOTAL ALTERADA	F5 - FRAGMENTADA	C5 - FRIÁVEL	H5 - MUITO ALTA	

Fonte: Geomaster Engenharia dos solos Ltda (2013)

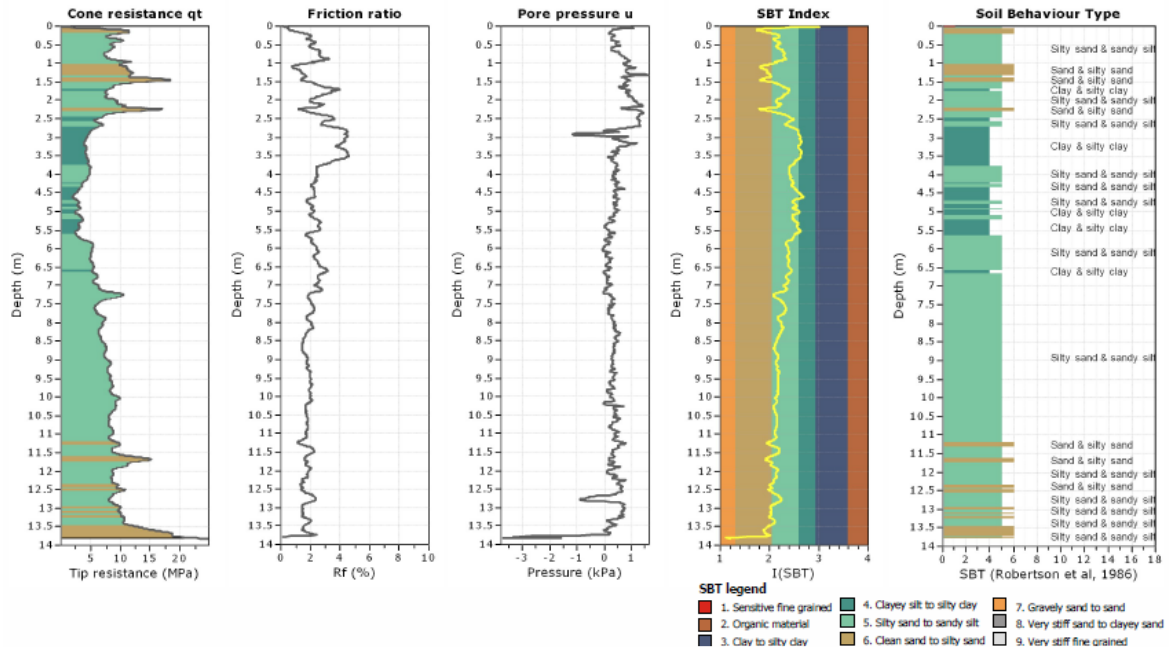
ANEXO B - CPTU



Fonte:Damasco Penna (2013)

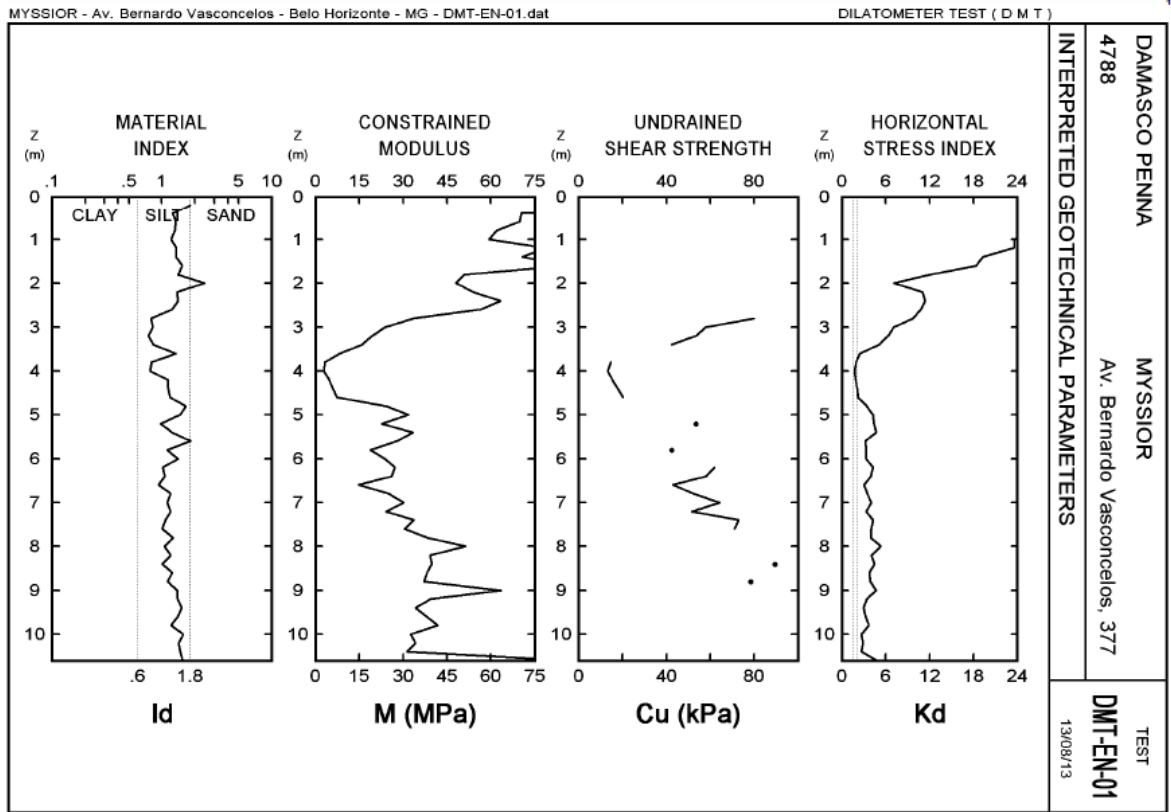


Fonte:Damasco Penna (2013)

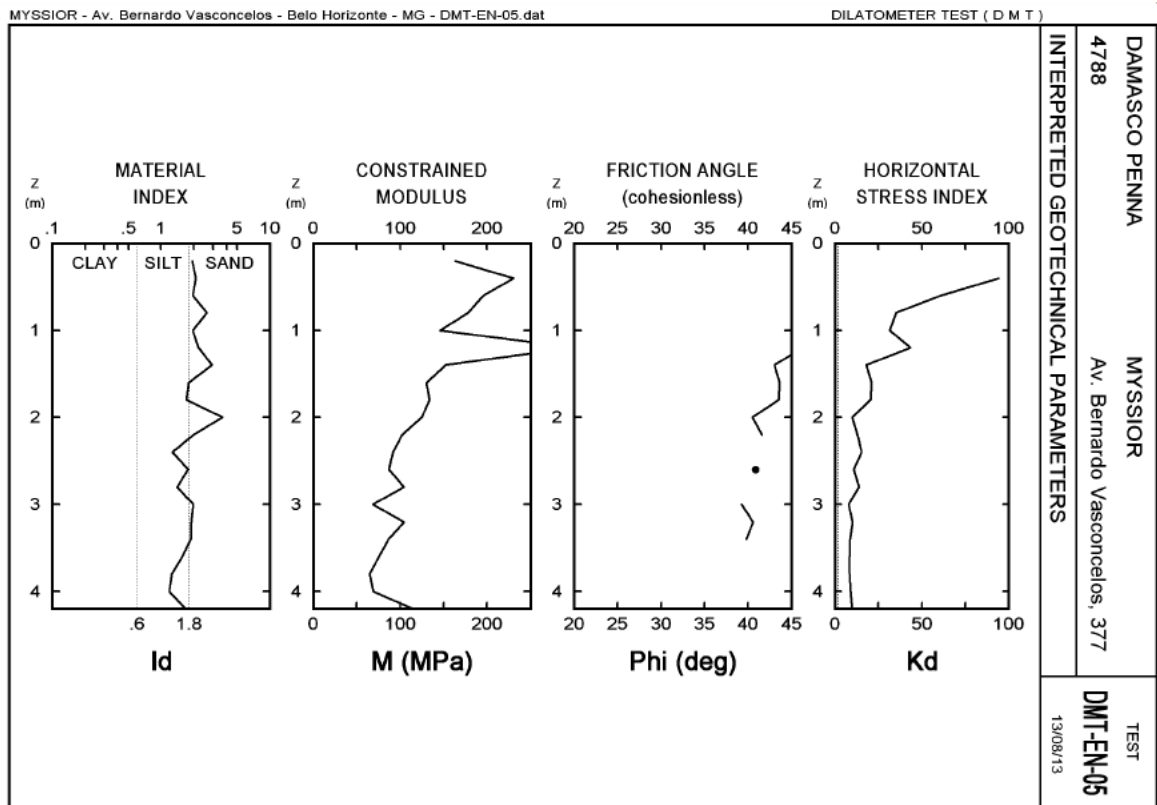


Fonte:Damasco Penna (2013)

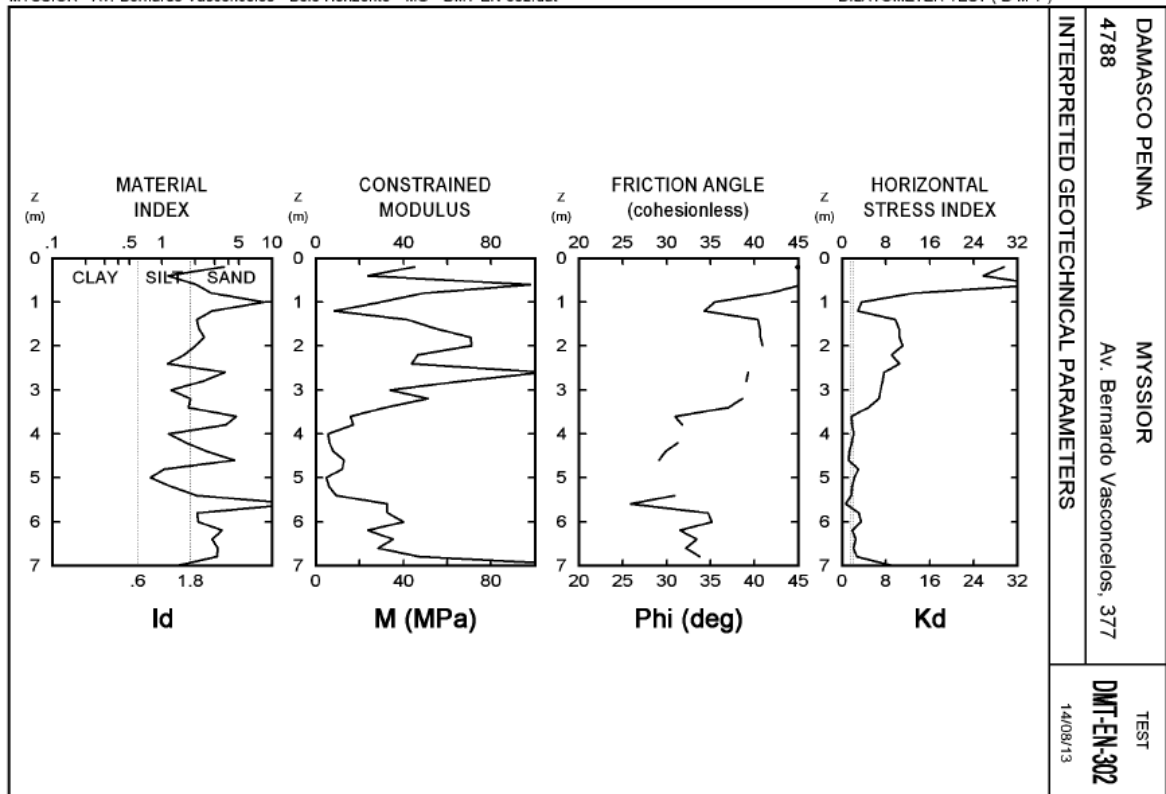
ANEXO C - DMT



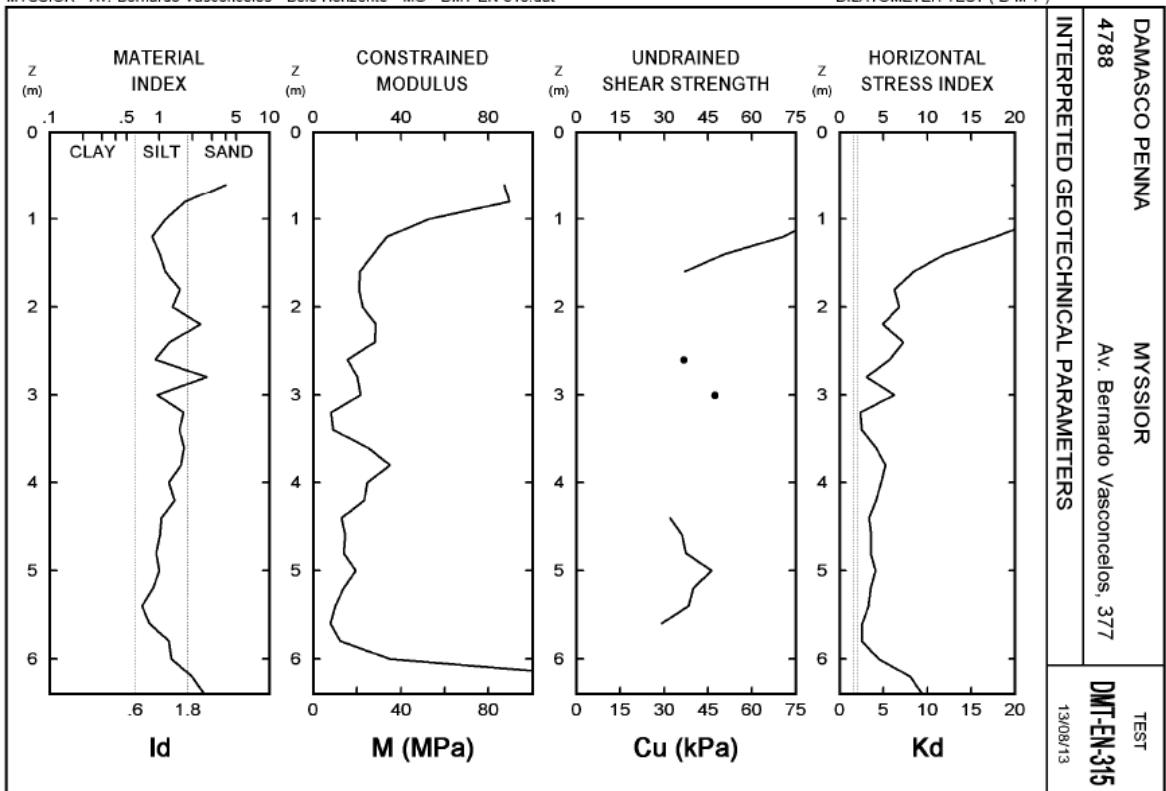
Fonte: Damasco Penna (2013)



Fonte: Damasco Penna (2013)

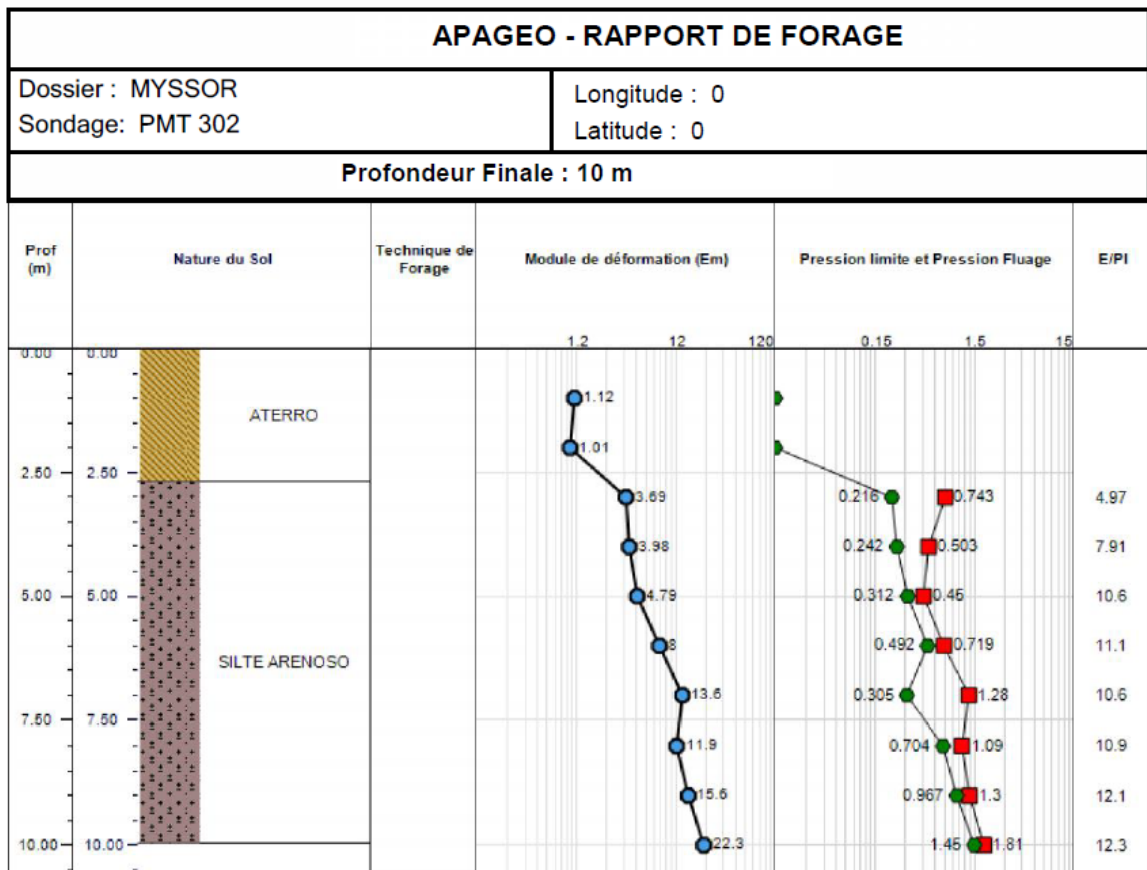


Fonte:Damasco Penna (2013)



Fonte:Damasco Penna (2013)

ANEXO D - PMT



Numéro de feuille Excel	Informations sur l'essai			Paramètres fondamentaux			Paramètres complémentaires				Paramètres annexes		
	Chantier	Forage	Profondeur (m)	p_1 (MPa)	p_2 (MPa)	E_{u1} (MPa)	σ_{vm} (MPa)	p_1' (MPa)	E/p_1	E/p_2	E_{vmax} (Mpa)	p_1 (Mpa)	p_2 (Mpa)
1	Belo Horizonte	PMT 302	1,00	-0,04	-0,03	1,1	0,009	-0,04	-33,2	-26,2	1,3	-0,06	-0,04
2	Belo Horizonte	PMT 302	2,00	-0,06	-0,05	1,0	0,018	-0,06	-22,3	-15,9	0,0	-0,07	-0,06
3	Belo Horizonte	PMT 302	3,00	0,22	0,74	3,7	0,027	0,72	5,0	5,2	4,4	0,02	0,22
4	Belo Horizonte	PMT 302	4,00	0,24	0,50	4,0	0,036	0,47	7,9	8,5	3,1	0,04	0,14
5	Belo Horizonte	PMT 302	5,00	0,31	0,45	4,8	0,045	0,40	10,6	11,8	8,8	0,04	0,11
6	Belo Horizonte	PMT 302	6,00	0,49	0,72	8,0	0,054	0,67	11,1	12,0	20,9	0,10	0,26
7	Belo Horizonte	PMT 302	7,00	0,31	1,28	13,6	0,063	1,22	10,6	11,2	8,9	0,04	0,31
8	Belo Horizonte	PMT 302	8,00	0,70	1,09	11,9	0,072	1,02	10,9	11,7	19,4	0,07	0,41
9	Belo Horizonte	PMT 302	9,00	0,97	1,30	15,6	0,081	1,21	12,1	12,9	40,8	0,13	0,52
10	Belo Horizonte	PMT 302	10,00	1,45	1,81	22,3	0,090	1,72	12,3	12,9	31,1	0,12	0,83

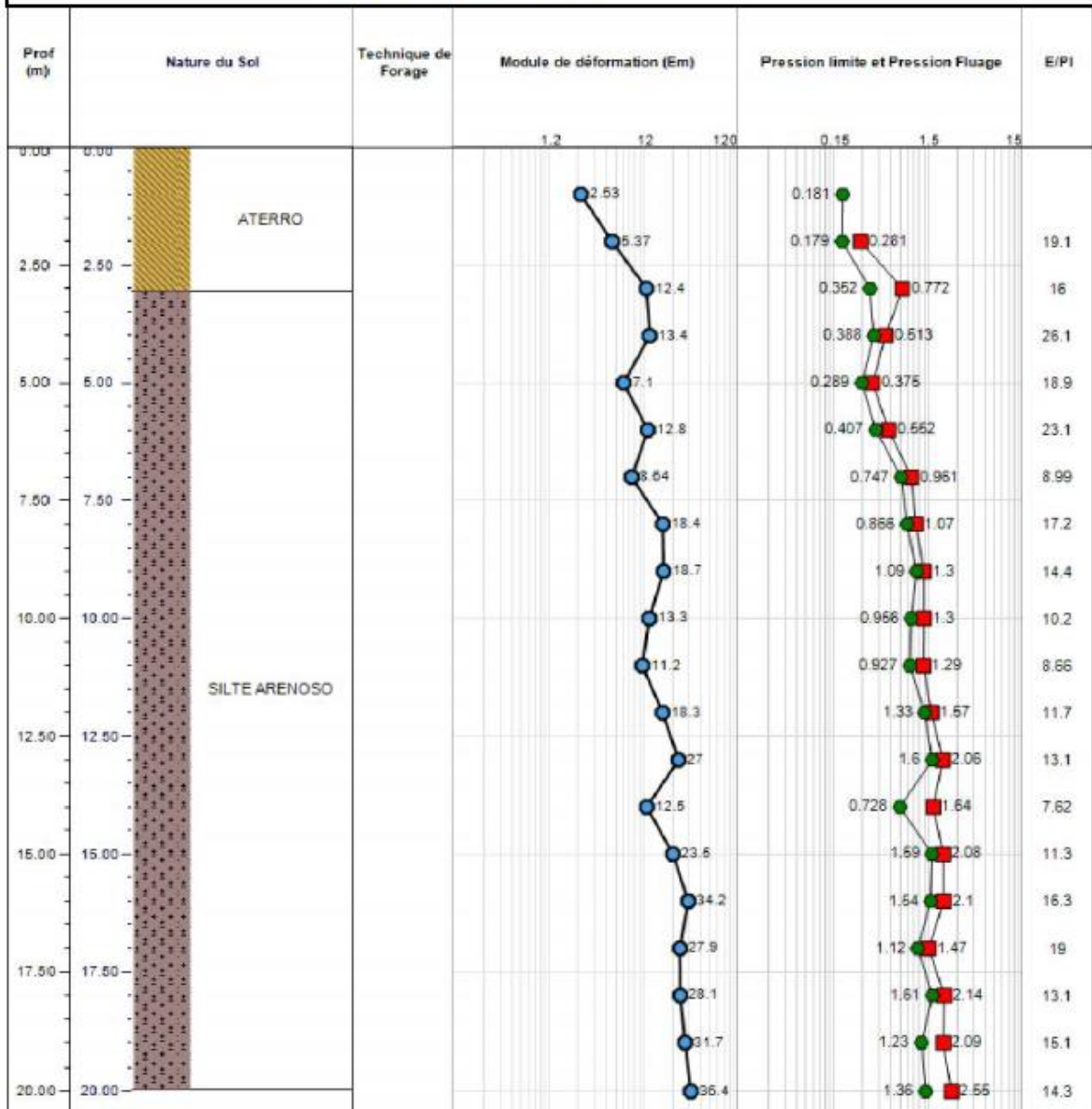
Fonte: Damasco Penna (2013)

APAGEO - RAPPORT DE FORAGE

Dossier : MYSSOR
Sondage: PMT 304

Longitude : 0
Latitude : 0

Profondeur Finale : 20 m



Fonte: Damasco Penna (2013)

Número de feuille Excel	Informations sur l'essai			Paramètres fondamentaux			Paramètres complémentaires				Paramètres annexes		
	Chantier	Forage	Profondeur (m)	R_1 (MPa)	R_2 (MPa)	E_{1d} (MPa)	σ_{1d} (MPa)	ρ_1 (MPa)	E/ρ_1	E/ρ_2	E_{1max} (Mpa)	ρ_1 (Mpa)	ρ_2 (Mpa)
1	Belo Horizonte	PMT 304	1,00	0,18	0,18	2,5	0,009	0,17	14,0	14,7	17061,6	0,10	0,18
2	Belo Horizonte	PMT 304	2,00	0,18	0,28	5,4	0,018	0,26	19,1	20,4	2,1	0,03	0,14
3	Belo Horizonte	PMT 304	3,00	0,35	0,77	12,4	0,027	0,75	16,0	16,6	24,3	0,04	0,27
4	Belo Horizonte	PMT 304	4,00	0,39	0,51	13,4	0,036	0,48	26,1	28,0	34,7	0,09	0,28
5	Belo Horizonte	PMT 304	5,00	0,29	0,38	7,1	0,045	0,33	18,9	21,5	11,1	0,05	0,19
6	Belo Horizonte	PMT 304	6,00	0,41	0,55	12,8	0,054	0,50	23,1	25,6	18,5	0,05	0,26
7	Belo Horizonte	PMT 304	7,00	0,75	0,96	8,6	0,063	0,90	9,0	9,6	11,4	0,11	0,60
8	Belo Horizonte	PMT 304	8,00	0,87	1,07	18,4	0,072	0,99	17,2	18,5	27,0	0,12	0,55
9	Belo Horizonte	PMT 304	9,00	1,09	1,30	18,7	0,081	1,22	14,4	15,3	18,9	0,16	0,92
10	Belo Horizonte	PMT 304	10,00	0,96	1,30	13,3	0,090	1,21	10,2	11,0	18,5	0,13	0,76
11	Belo Horizonte	PMT 304	11,00	0,93	1,29	11,2	0,099	1,20	8,7	9,4	9,6	0,08	0,66
12	Belo Horizonte	PMT 304	12,00	1,33	1,57	18,3	0,108	1,46	11,7	12,6	31,8	0,23	1,14
13	Belo Horizonte	PMT 304	13,00	1,60	2,06	27,0	0,117	1,94	13,1	13,9	41,8	0,20	1,25
14	Belo Horizonte	PMT 304	14,00	0,73	1,64	12,5	0,126	1,51	7,6	8,3	16,1	0,17	0,55
15	Belo Horizonte	PMT 304	15,00	1,59	2,08	23,5	0,135	1,95	11,3	12,1	37,3	0,14	1,30
16	Belo Horizonte	PMT 304	16,00	1,54	2,10	34,2	0,144	1,96	16,3	17,5	63,8	0,20	1,35
17	Belo Horizonte	PMT 304	17,00	1,12	1,47	27,9	0,153	1,32	19,0	21,2	60,2	0,20	0,58
18	Belo Horizonte	PMT 304	18,00	1,61	2,14	28,1	0,162	1,98	13,1	14,2	49,1	0,20	0,86
19	Belo Horizonte	PMT 304	19,00	1,23	2,09	31,7	0,171	1,92	15,1	16,5	82,3	0,20	0,78
20	Belo Horizonte	PMT 304	20,00	1,36	2,55	36,4	0,180	2,37	14,3	15,4	78,6	0,21	1,17

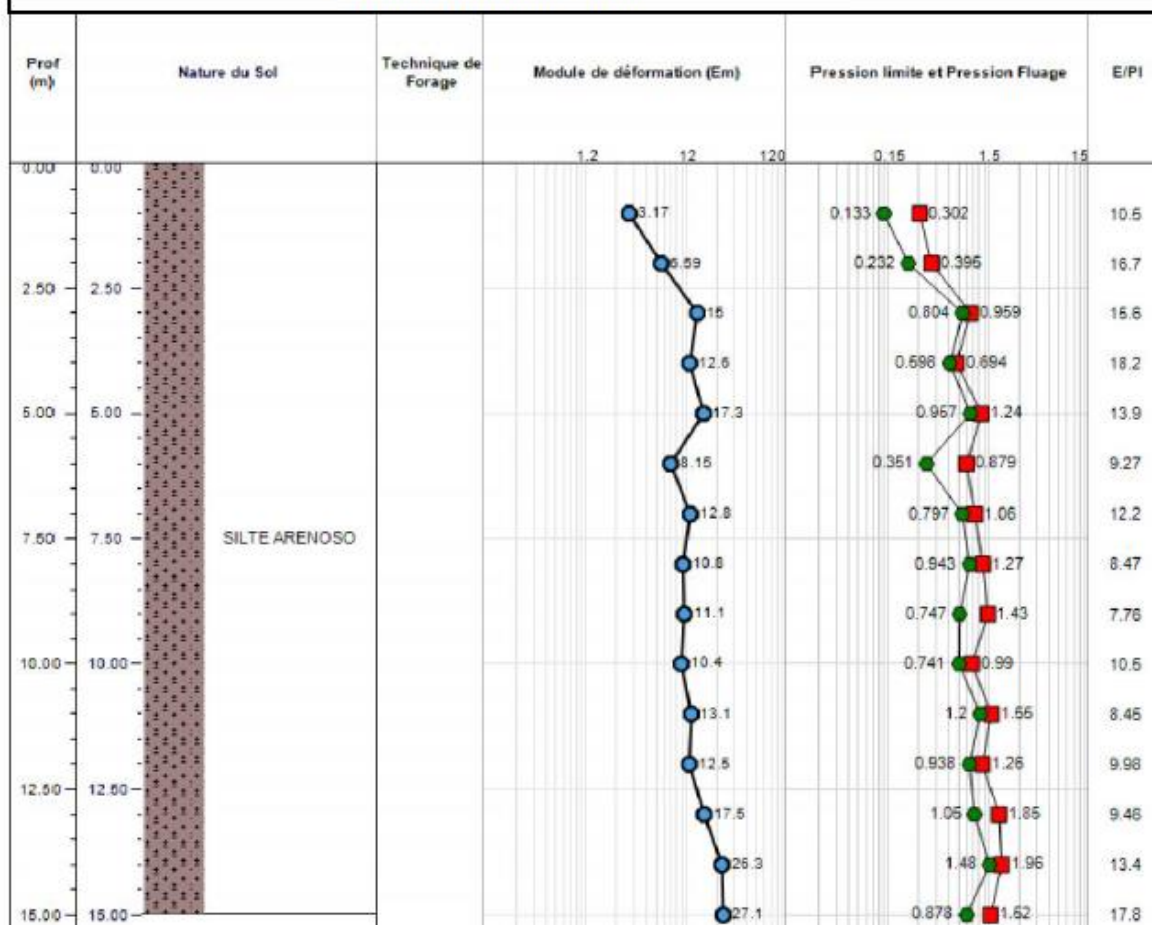
Fonte:Damasco Penna (2013)

APAGEO - RAPPORT DE FORAGE

Dossier : MYSSOR
Sondage: PMT 313

Longitude : 0
Latitude : 0

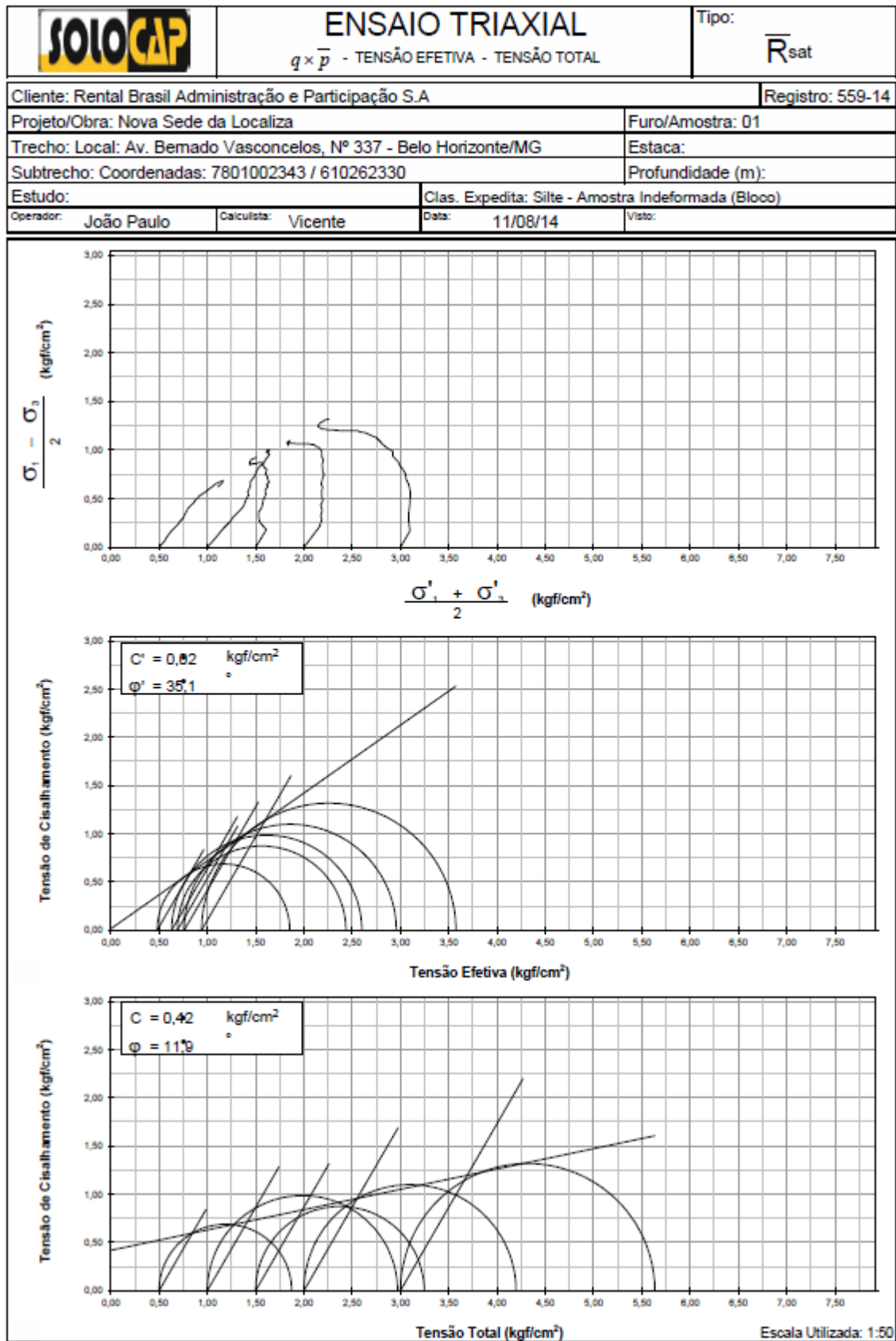
Profondeur Finale : 15 m



Número de feuille Excel	Informations sur l'essai			Paramètres fondamentaux			Paramètres complémentaires				Paramètres annexes		
	Chantier	Forage	Profondeur (m)	P ₁ (MPa)	P ₂ (MPa)	E _u (MPa)	σ _{su} (MPa)	P ₁ (MPa)	E/p ₁	E/p ₂	E _{max} (Mpa)	P ₁ (Mpa)	P ₂ (Mpa)
1	Belo Horizonte	PMT 313	15,00	0,88	1,52	27,1	0,135	1,39	17,8	19,6	21,4	0,20	0,78
2	Belo Horizonte	PMT 313	14,00	1,48	1,96	26,3	0,126	1,83	13,4	14,4	44,0	0,24	1,39
3	Belo Horizonte	PMT 313	13,00	1,05	1,85	17,5	0,117	1,74	9,5	10,1	31,9	0,20	0,79
4	Belo Horizonte	PMT 313	12,00	0,94	1,26	12,5	0,108	1,15	10,0	10,9	8,5	0,21	0,67
5	Belo Horizonte	PMT 313	11,00	1,20	1,55	13,1	0,099	1,45	8,5	9,0	15,3	0,36	1,03
6	Belo Horizonte	PMT 313	10,00	0,74	0,99	10,4	0,090	0,90	10,5	11,5	12,6	0,28	0,56
7	Belo Horizonte	PMT 313	9,00	0,75	1,43	11,1	0,081	1,35	7,8	8,2	15,1	0,19	0,75
8	Belo Horizonte	PMT 313	8,00	0,94	1,27	10,8	0,072	1,20	8,5	9,0	14,0	0,14	0,68
9	Belo Horizonte	PMT 313	7,00	0,80	1,06	12,8	0,063	0,99	12,2	12,9	41,2	0,14	0,54
10	Belo Horizonte	PMT 313	6,00	0,35	0,88	8,2	0,054	0,82	9,3	9,9	10,7	0,12	0,35
11	Belo Horizonte	PMT 313	5,00	0,96	1,24	17,3	0,045	1,20	13,9	14,4	22,0	0,12	0,62
12	Belo Horizonte	PMT 313	4,00	0,60	0,69	12,6	0,036	0,66	18,2	19,2	14,4	0,19	0,39
13	Belo Horizonte	PMT 313	3,00	0,80	0,96	15,0	0,027	0,93	15,6	16,1	22,1	0,13	0,57
14	Belo Horizonte	PMT 313	2,00	0,23	0,40	6,6	0,018	0,38	16,7	17,5	9,5	0,05	0,20
15	Belo Horizonte	PMT 313	1,00	0,13	0,30	3,2	0,009	0,29	10,5	10,8	3,2	0,07	0,13

Fonte: Damasco Penna (2013)

ANEXO E – ENSAIO TRIAXIAL





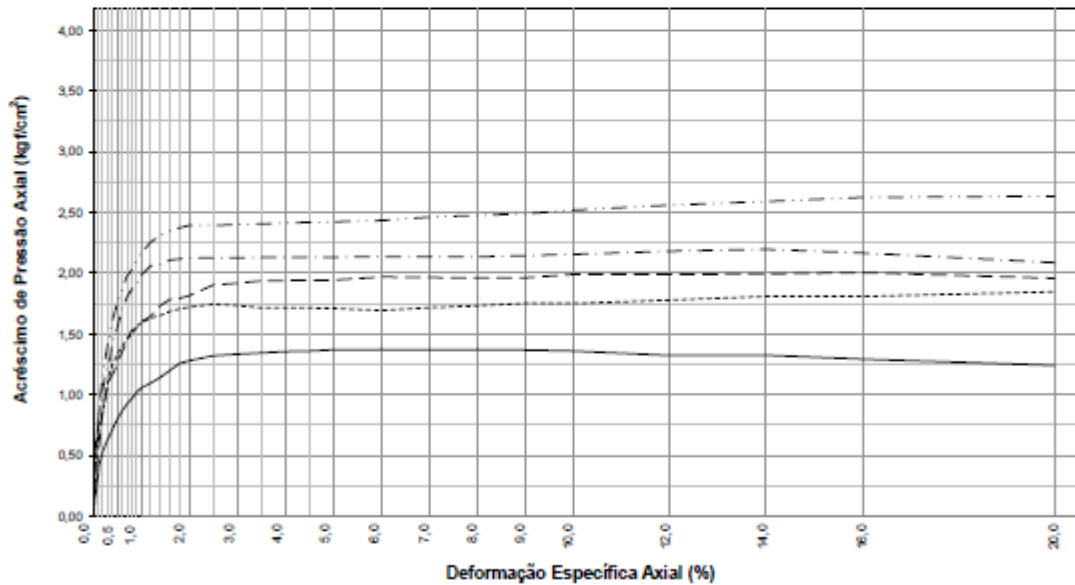
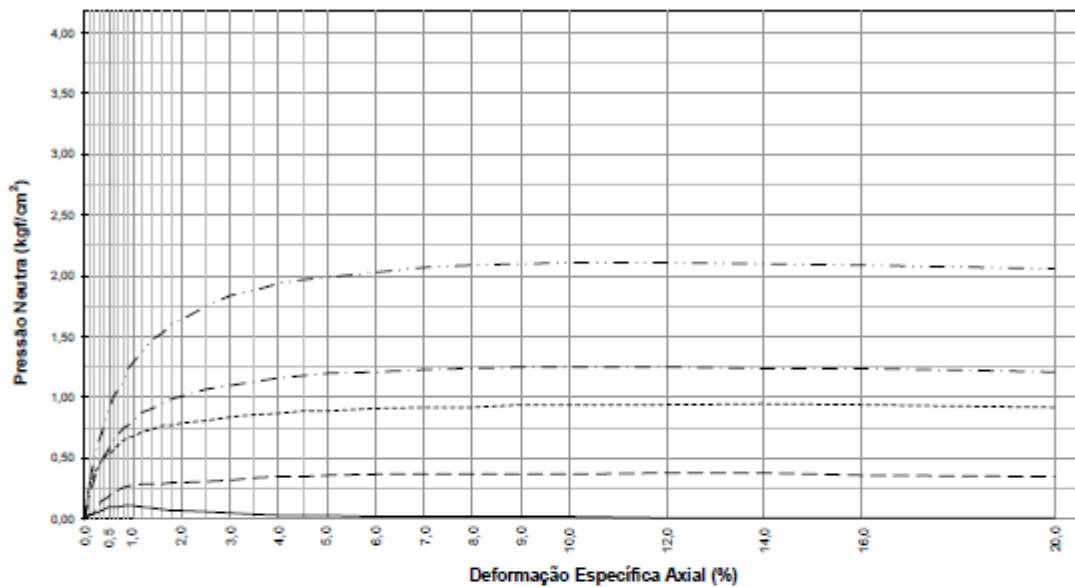
ENSAIO TRIAXIAL

$$U \times \epsilon - \Delta\sigma, \times \epsilon$$

Tipo:

$$\bar{R}_{sat}$$

Cliente: Rental Brasil Administração e Participação S.A			Registro: 559-14		
Projeto/Obra: Nova Sede da Localiza			Furo/Amostra: 01		
Trecho: Local: Av. Bemado Vasconcelos, Nº 337 - Belo Horizonte/MG			Estaca:		
Subtrecho: Coordenadas: 7801002343 / 610262330			Profundidade (m):		
Estudo:			Clas. Exedita: Silte - Amostra Indeformada (Bloco)		
Operador:	João Paulo	Calculista:	Vicente	Data:	11/08/14
			Visto:		



CP (Nº)	σ_3 (kgf/cm²)	h (cm)	h _f (%)	γ_w (g/cm³)	e_1	S_r (%)	Legenda	Observações: $\delta = \cdot$ g/cm³	Escala
05	0,50	5,2	29,4	1,409	0,90	15,5	—	Amostra Indeformada (Bloco)	v: 1:50
06	1,00	5,4	28,5	1,462	0,84	17,4	----		v: 1:50
08	1,50	4,9	29,1	1,448	0,85	15,3	-----		h: 1:125
09	2,00	4,8	27,6	1,453	0,85	15,1	-----		
10	3,00	4,7	27,8	1,429	0,88	14,5	-----		

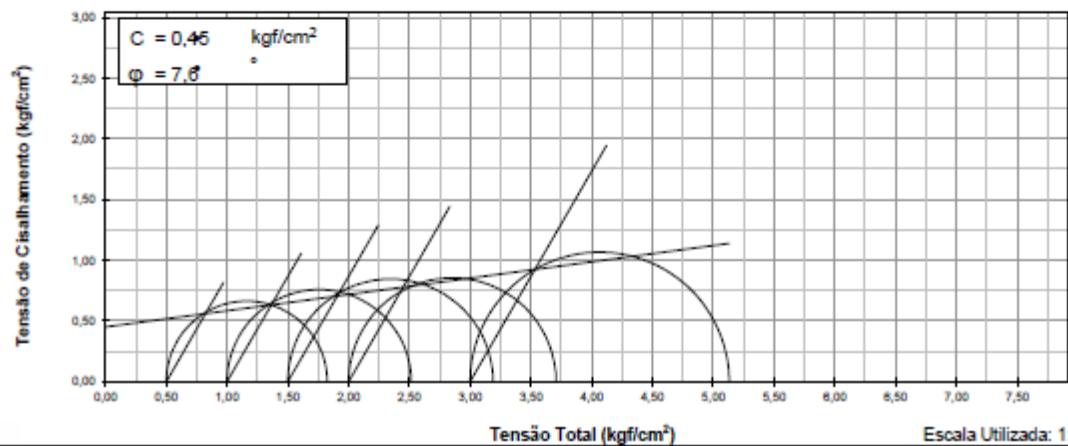
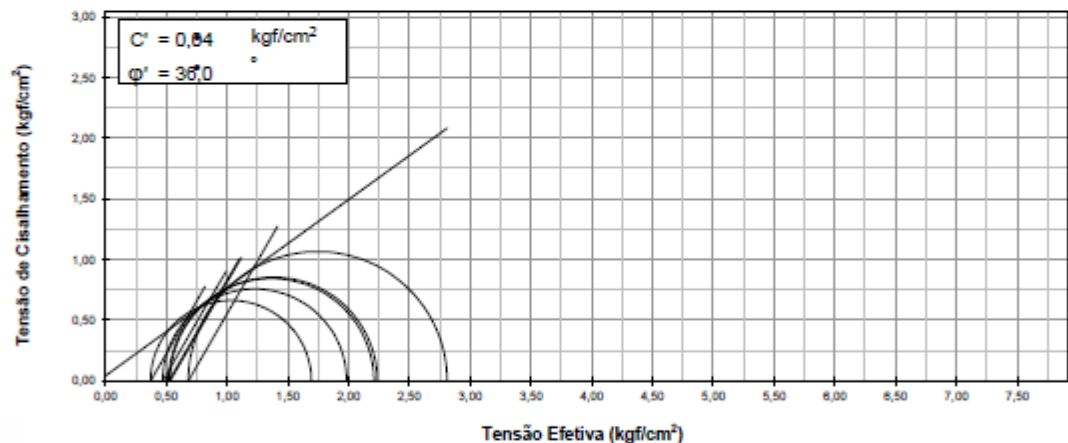
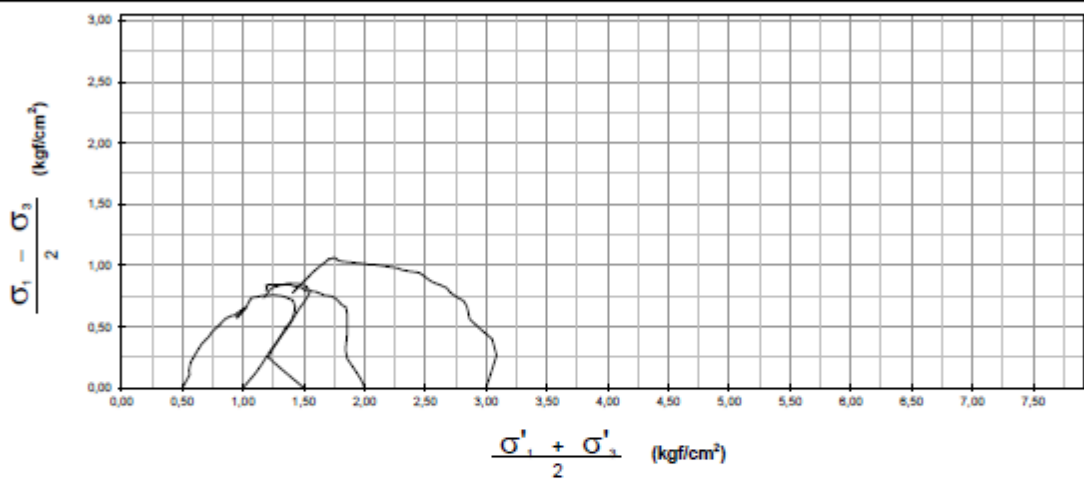


ENSAIO TRIAXIAL

$q \times \bar{p}$ - TENSÃO EFETIVA - TENSÃO TOTAL

Tipo: \bar{R}_{sat}

Cliente: Rental Brasil Administração e Participação S.A			Registro: 559-14	
Projeto/Obra: Nova Sede da Localiza			Furo/Amostra: 02	
Trecho: Local: Av. Bemado Vasconcelos, N° 337 - Belo Horizonte/MG			Estaca:	
Subtrecho: Coordenadas: 78000896708 / 610336185			Profundidade (m):	
Estudo:			Clas. Expedita: Silte - Amostra Indeformada (Bloco)	
Operador: João Paulo	Calculista: Vicente	Data: 25/08/14	Visto:	



Escala Utilizada: 1:50



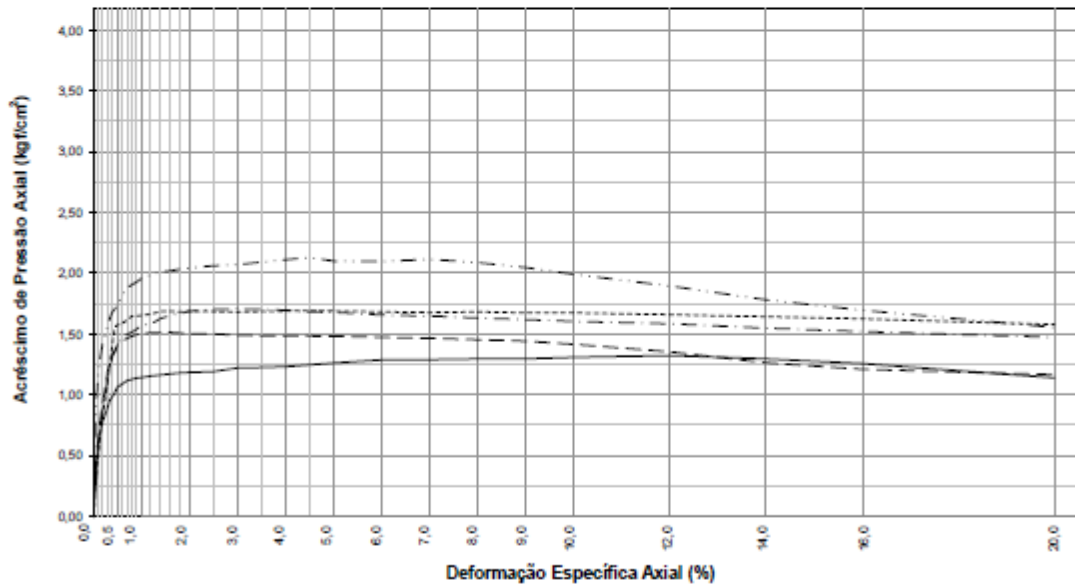
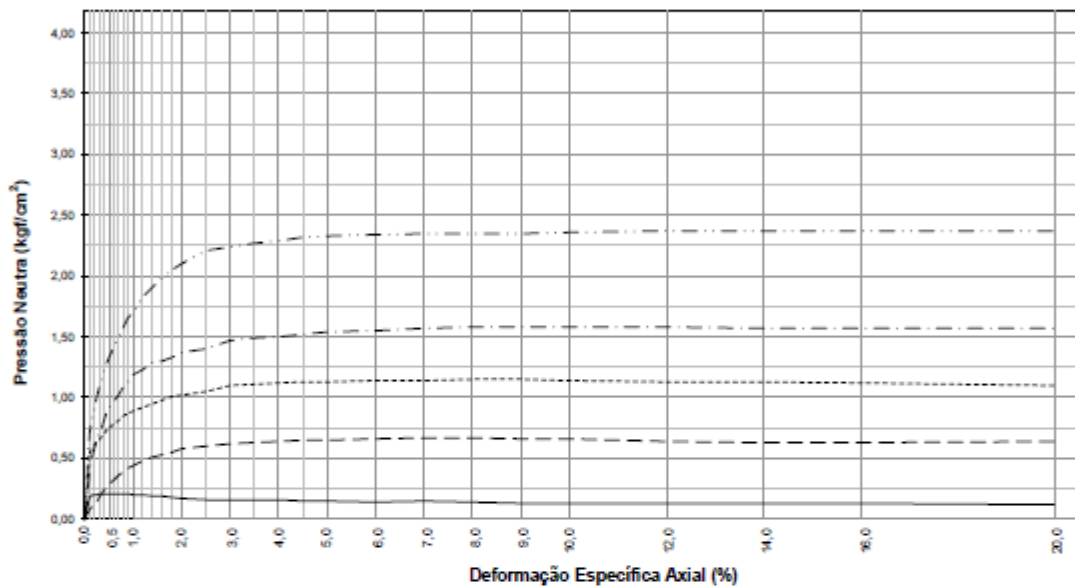
ENSAIO TRIAXIAL

$$U \times \epsilon - \Delta\sigma, \times \epsilon$$

Tipo:

$$\bar{R}_{sat}$$

Cliente: Rental Brasil Administração e Participação S.A			Registro: 559-14		
Projeto/Obra: Nova Sede da Localiza			Furo/Amostra: 02		
Trecho: Local: Av. Bemado Vasconcelos, Nº 337 - Belo Horizonte/MG			Estaca:		
Subtrecho: Coordenadas: 78000896708 / 610336185			Profundidade (m):		
Estudo:			Clas. Exedita: Silte - Amostra Indeformada (Bloco)		
Operador:	João Paulo	Calculista:	Vicente	Data:	25/08/14
			Visto:		



CP (Nº)	σ_3 (kgf/cm²)	h (%)	h _f (%)	γ_w (g/cm³)	e_1	S_r (%)	Legenda	Observações: $\delta = \cdot$ g/cm³	Escala
09	0,50	25,7	63,9	0,983	1,98	38,0	—	Amostra Indeformada (Bloco)	v: 1:50
08	1,00	25,4	59,4	1,037	1,82	40,9	----		v: 1:50
05	1,50	27,7	60,2	1,163	1,52	53,5	-----		h: 1:125
10	2,00	24,4	56,8	1,072	1,73	41,2	-----		
07	3,00	26,2	58,1	1,042	1,81	42,4	-----		



ENSAIO TRIAXIAL

$q \times \bar{p}$ - TENSÃO EFETIVA - TENSÃO TOTAL

Tipo:

\bar{R}_{sat}

Cliente: Rental Brasil Administração e Participação S.A

Registro: 559-14

Projeto/Obra: Nova Sede da Localiza

Furo/Amostra: 03

Trecho: Local: Av. Bemado Vasconcelos, Nº 337 - Belo Horizonte/MG

Estaca:

Subtrecho: Coordenadas: 78000915398 / 610327428

Profundidade (m):

Estudo:

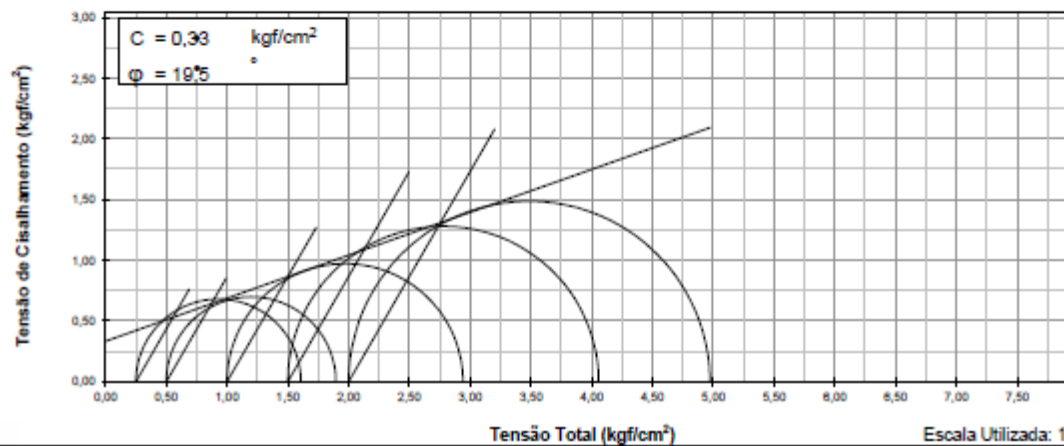
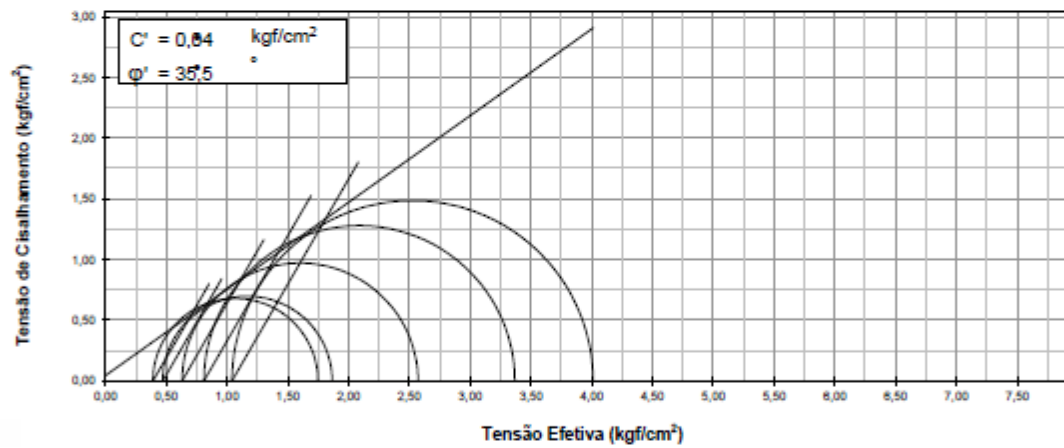
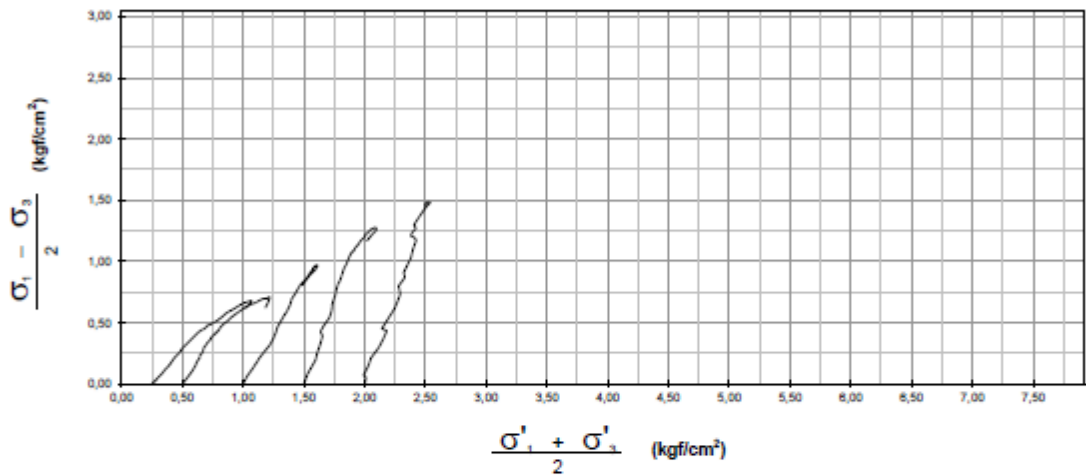
Clas. Expedita: Silte - Amostra Indeformada (Bloco)

Operador: João Paulo

Calculista: Vicente

Data: 04/09/14

Visto:



Escala Utilizada: 1:50



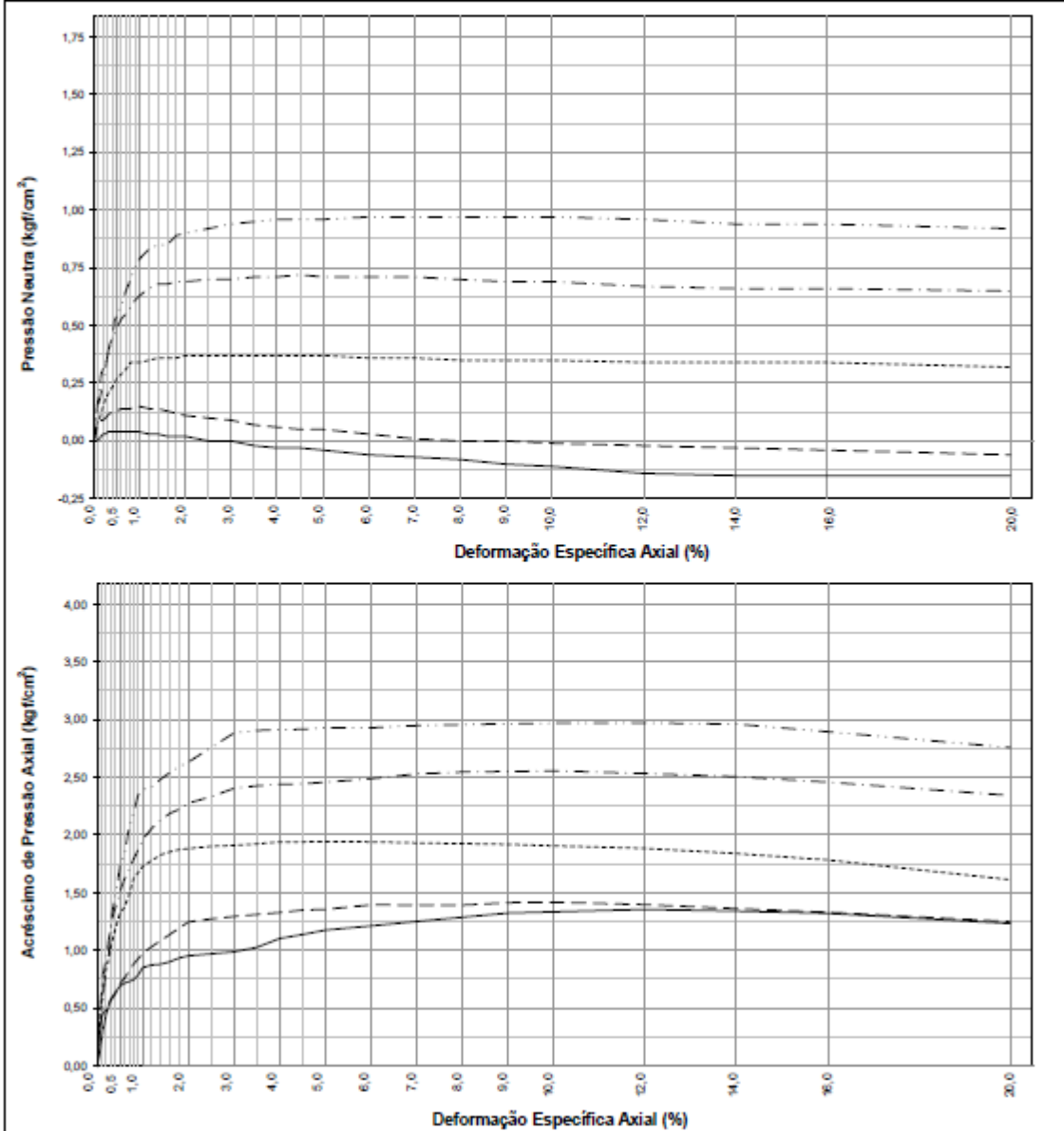
ENSAIO TRIAXIAL

$$U \times \epsilon - \Delta \sigma, \times \epsilon$$

Tipo:

$$\bar{R}_{sat}$$

Cliente: Rental Brasil Administração e Participação S.A			Registro: 559-14
Projeto/Obra: Nova Sede da Localiza		Furo/Amostra: 03	
Trecho: Local: Av. Bemado Vasconcelos, Nº 337 - Belo Horizonte/MG		Estaca:	
Subtrecho: Coordenadas: 78000915398 / 610327428		Profundidade (m):	
Estudo:		Clas. Expedita: Silte - Amostra Indeformada (Bloco)	
Operador: João Paulo	Calculista: Vicente	Data: 04/09/14	Visto:



CP (nº)	σ_3 (kgf/cm²)	hI (%)	hT (%)	γ_w (g/cm³)	e_i	S_r (%)	Legenda	Observações: $\delta = \cdot$ g/cm³	Escala
06	0,25	18,5	32,3	1,387	0,95	52,6	—	Amostra Indeformada (Bloco)	v: 1:25
05	0,50	20,3	33,0	1,406	0,93	59,4	----		
02	1,00	18,8	31,3	1,440	0,88	57,8	-----		v: 1:50
03	1,50	20,2	32,8	1,419	0,91	60,2	-----		h: 1:125
04	2,00	21,6	35,0	1,401	0,93	62,7	-----		



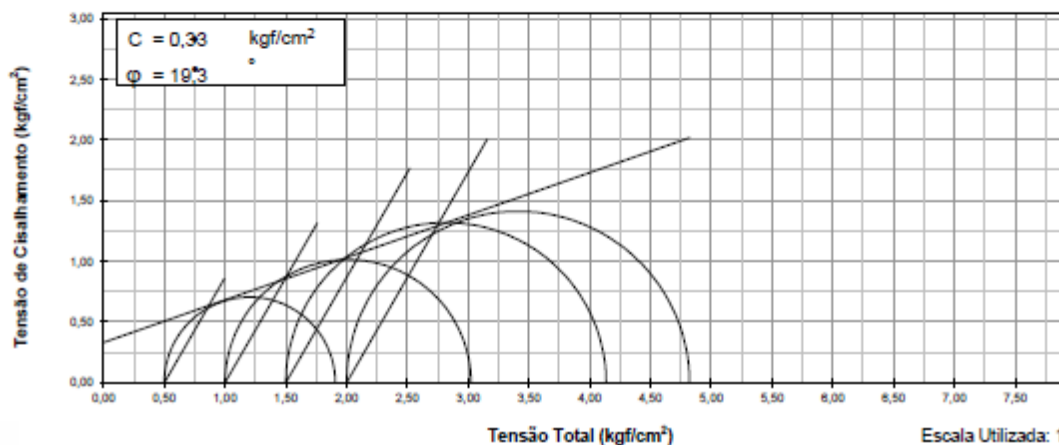
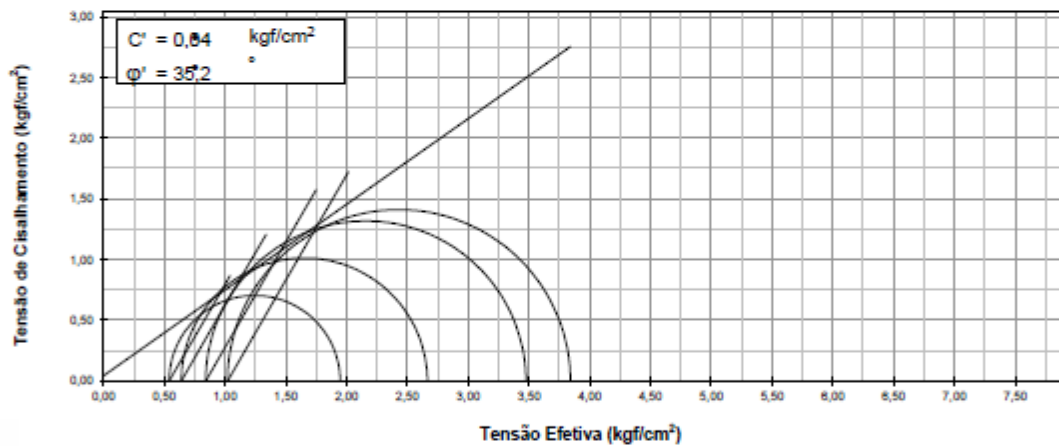
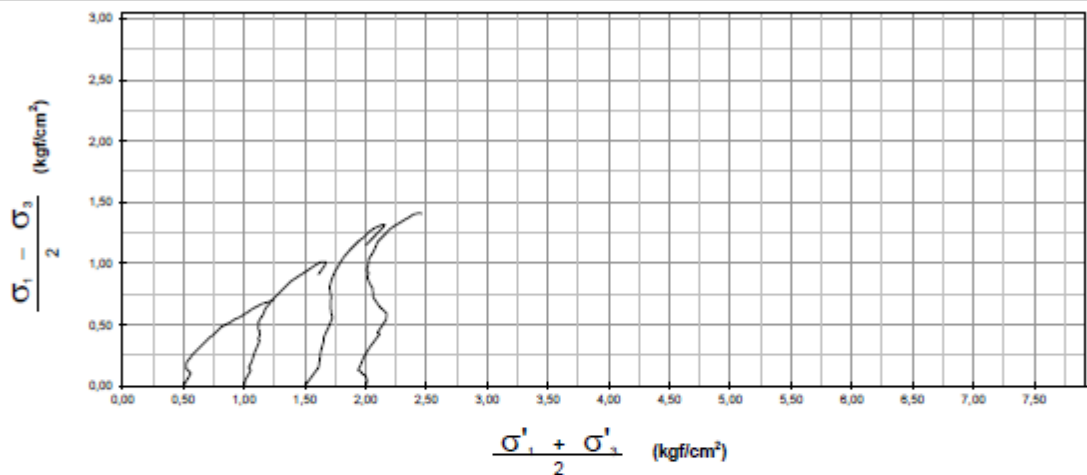
ENSAIO TRIAXIAL

$q \times \bar{p}$ - TENSÃO EFETIVA - TENSÃO TOTAL

Tipo:

\bar{R}_{sat}

Cliente: Rental Brasil Administração e Participação S.A		Registro: 559-14	
Projeto/Obra: Nova Sede da Localiza		Furo/Amostra: 04	
Trecho: Local: Av. Bemado Vasconcelos, Nº 337 - Belo Horizonte/MG		Estaca:	
Subtrecho: Coordenadas: 7800950245 / 6103032211		Profundidade (m):	
Estudo:		Clas. Expedita: Silte - Amostra Indeformada (Bloco)	
Operador: João Paulo	Calculista: Vicente	Data: 15/09/14	Visto:



Escala Utilizada: 1:50



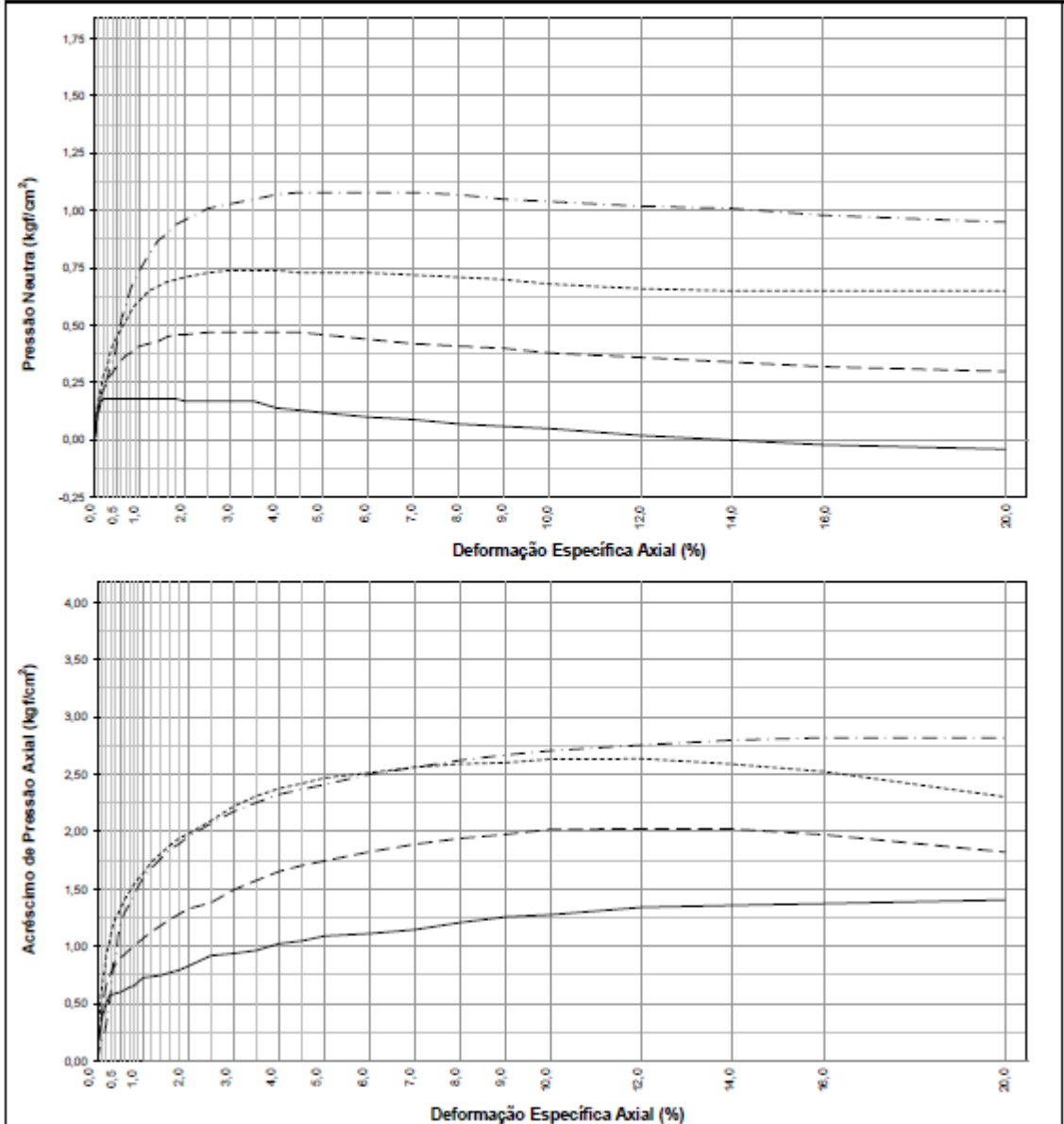
ENSAIO TRIAXIAL

$$U \times \varepsilon - \Delta\sigma_1 \times \varepsilon$$

Tipo:

\bar{R}_{sat}

Cliente: Rental Brasil Administração e Participação S.A			Registro: 559-14
Projeto/Obra: Nova Sede da Localiza		Furo/Amostra: 04	
Trecho: Local: Av. Bemado Vasconcelos, Nº 337 - Belo Horizonte/MG		Estaca:	
Subtrecho: Coordenadas: 7800950245 / 6103032211		Profundidade (m):	
Estudo:		Clas. Expedita: Silte - Amostra Indeformada (Bloco)	
Operador: João Paulo	Calculista: Vicente	Data: 15/09/14	Visto:



CP (m ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	h (%)	h' (%)	γ_w (g/cm ³)	e_1	S_1 (%)	Legenda	Observações: $\delta = \cdot$ g/cm ³	Escala
01	0,50	20,2	30,1	1,465	0,82	65,7	————	Amostra Indeformada (Bloco)	v: 1:25
02	1,00	17,7	28,4	1,506	0,77	61,3	-----		v: 1:50
03	1,50	16,5	28,0	1,522	0,75	58,4	-----		h: 1:125
04	2,00	19,9	29,7	1,410	0,89	59,5	-----		

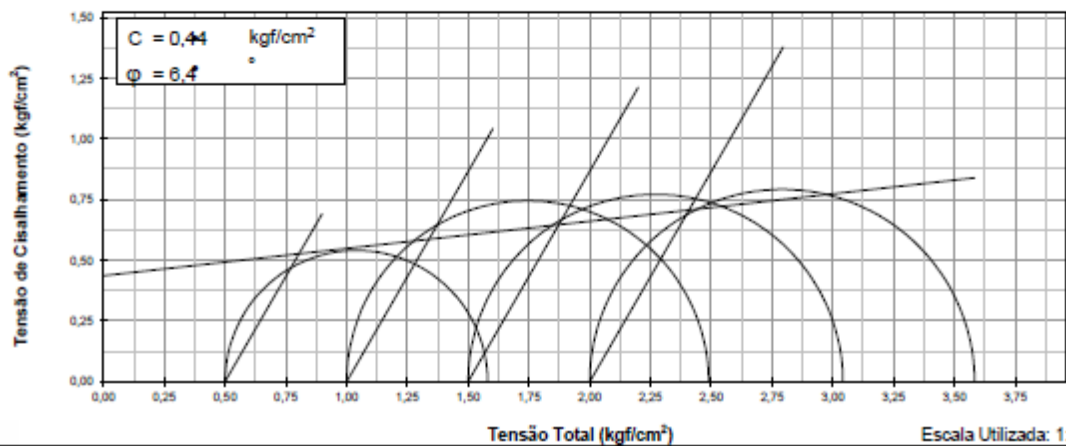
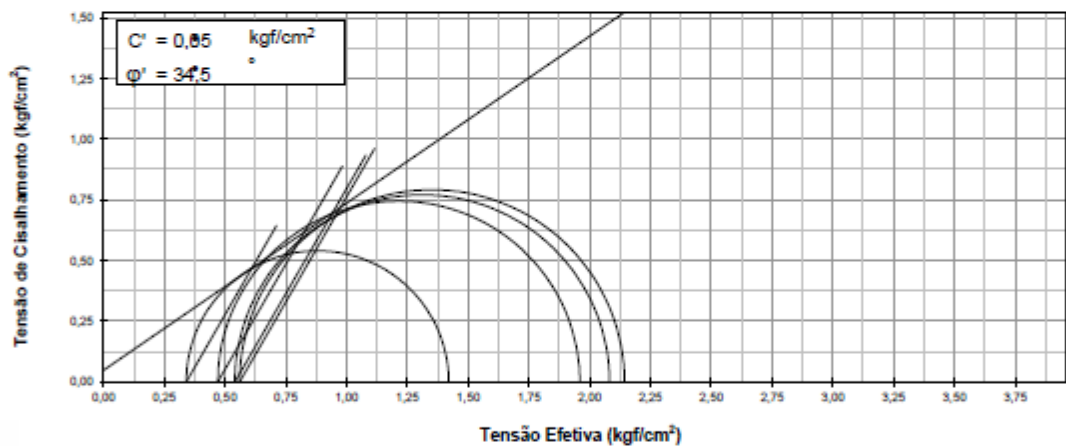
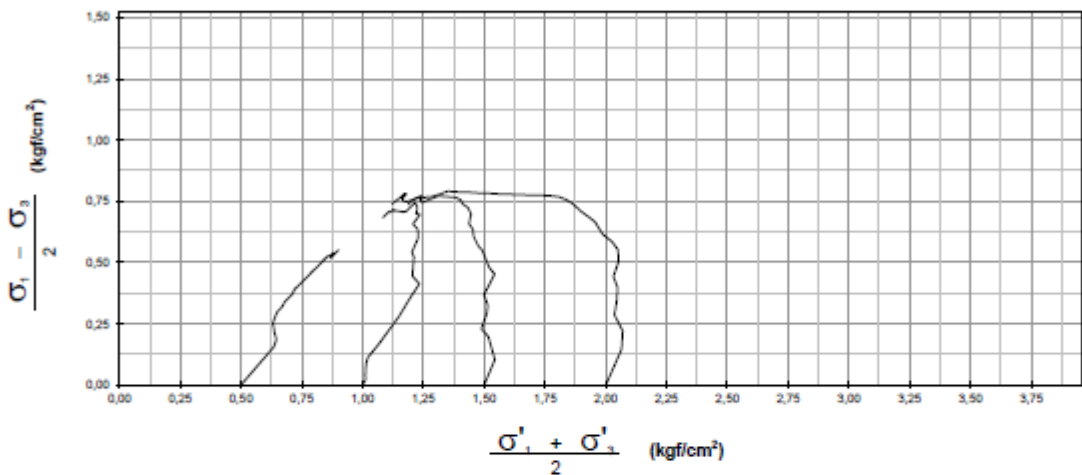


ENSAIO TRIAXIAL

$q \times \bar{p}$ - TENSÃO EFETIVA - TENSÃO TOTAL

Tipo: \bar{R}_{sat}

Cliente: Rental Brasil Administração e Participação S.A		Registro: 559-14
Projeto/Obra: Nova Sede da Localiza		Furo/Amostra: 05
Trecho: Local: Av. Bemado Vasconcelos, Nº 337 - Belo Horizonte/MG		Estaca:
Subtrecho: Coordenadas: 7800887340 / 610313171		Profundidade (m):
Estudo:		Clas. Expedita: Silte - Amostra Indeformada (Bloco)
Operador: Sidney	Calculista: Vicente	Data: 18/08/14
		Visto:



Escala Utilizada: 1:25



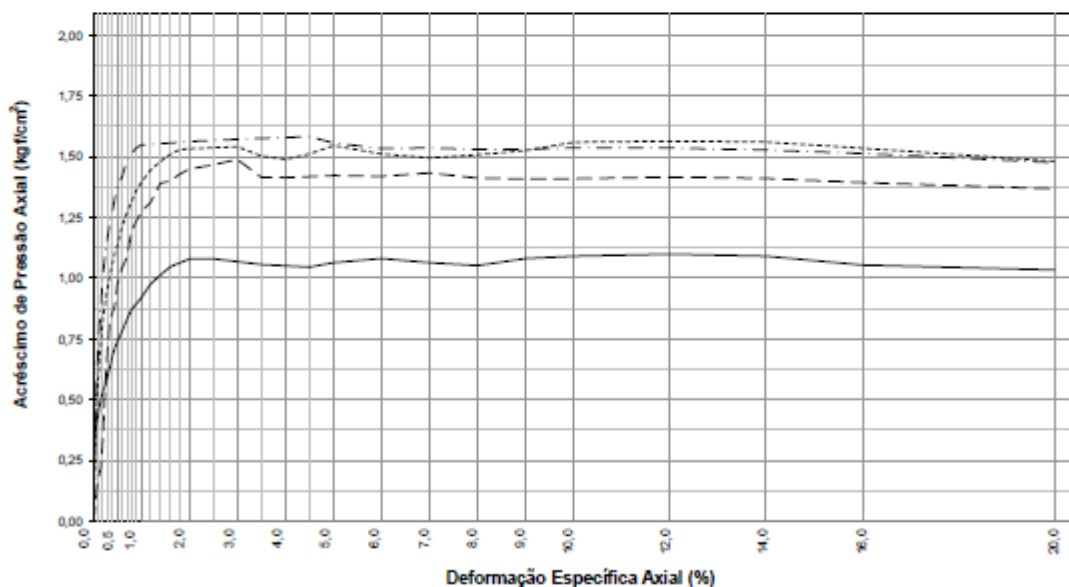
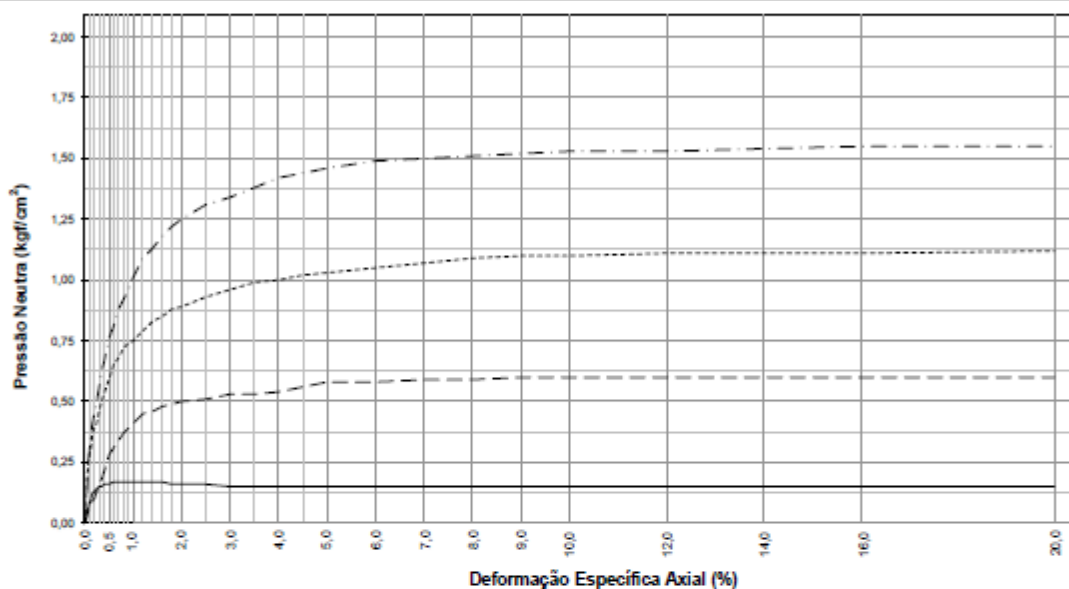
ENSAIO TRIAXIAL

$$U \times \epsilon - \Delta\sigma, \times \epsilon$$

Tipo:

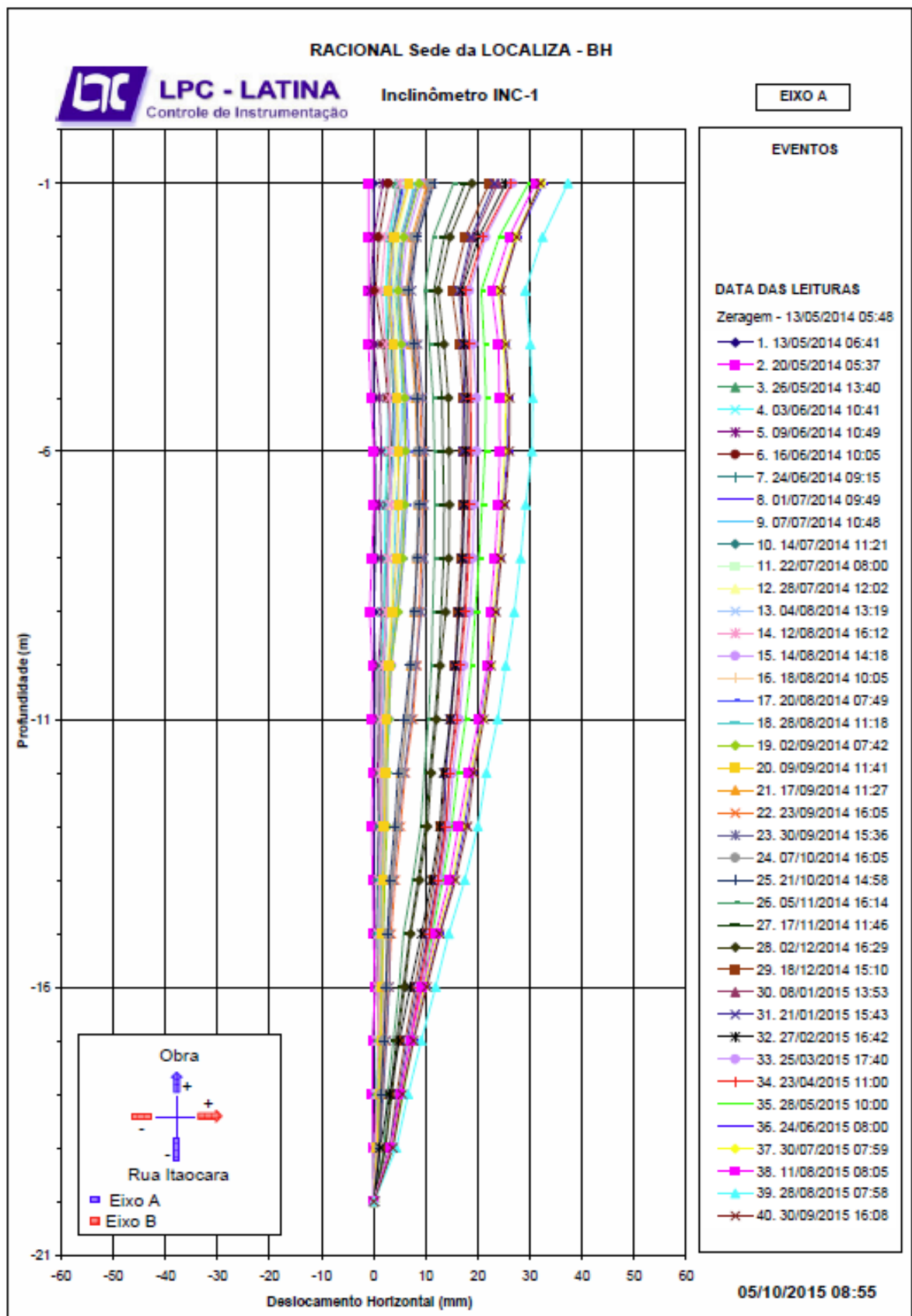
\bar{R}_{sat}

Cliente: Rental Brasil Administração e Participação S.A			Registro: 559-14	
Projeto/Obra: Nova Sede da Localiza			Furo/Amostra: 05	
Trecho: Local: Av. Bemado Vasconcelos, Nº 337 - Belo Horizonte/MG			Estaca:	
Subtrecho: Coordenadas: 7800887340 / 610313171			Profundidade (m):	
Estudo:			Clas. Expedita: Silte - Amostra Indeformada (Bloco)	
Operador: Sidney	Calculista: Vicente	Data: 18/08/14	Visto:	



CP (Nº)	σ_3 (kgf/cm²)	nl (%)	hf (%)	γ_w (g/cm³)	e_1	S_1 (%)	Legenda	Observações: $\delta = \cdot$ g/cm³	Escala
01	0,50	15,4	32,2	1,427	0,85	47,6	—	Amostra Indeformada (Bloco)	v: 1:25
03	1,00	15,1	31,3	1,389	0,80	44,4	----		v: 1:25
02	1,50	15,1	32,1	1,445	0,83	48,3	-----		h: 1:125
04	2,00	14,9	31,3	1,385	0,91	43,2	-----		

ANEXO E – DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS INCLINÔMETROS



Obra



Rua Itaocara

■ Eixo A
■ Eixo B

