

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Mateus Picoli Bernardi**

**CORTINA ATIRANTADA: O CASO DA OBRA DE UM  
SUBSOLO EM FLORIANÓPOLIS**

Avaliador:
Defesa: dia 03/12/2015 às 15:10 horas
Local: UFRGS / Engenharia Nova Osvaldo Aranha, 99, sala 304
<b>Anotações com sugestões para qualificar o trabalho são bem-vindas. O aluno fará as correções e lhe passará a versão final do trabalho, se for de seu interesse.</b>

Porto Alegre  
dezembro 2015

**MATEUS PICOLI BERNARDI**

**CORTINAS ATIRANTADAS: O CASO DA OBRA DE UM  
SUBSOLO EM FLORIANÓPOLIS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de  
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal  
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do  
título de Engenheiro Civil

**Orientador: Lucas Festugato**

Porto Alegre  
dezembro 2015

**MATEUS PICOLI BERNARDI**

**CORTINAS ATIRANTADAS: O CASO DA OBRA DE UM  
SUBSOLO EM FLORIANÓPOLIS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2015

Prof. Lucas Festugato  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS  
Orientador

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Lucas Festugato (UFRGS)**  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS

**Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)**  
Ph. D. pela Concordia University, Canada

**Profa. Gracieli Dienstmann (UFRGS)**  
Dra. pelo PPGEC/UFRGS

Dedico este trabalho a meus pais, Joelcir e Marly, que não mediram esforços para que todas as coisas boas de minha vida fossem possíveis.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. Lucas Festugato, orientador deste trabalho, pela constante disponibilidade, pelos questionamentos, pelas sugestões e pelo apoio ao longo da realização deste trabalho.

Agradeço aos meus pais, meus exemplos de vida, sem os quais nada seria possível, pelo apoio, pela compreensão, pela educação e pelos valores transmitidos ao longo dos anos. Vocês são a razão do meu esforço e da minha dedicação.

Agradeço a minha irmã Raquel, pelo apoio, por sempre estar presente e pela ajuda nos momentos difíceis.

Agradeço a todos meus familiares pelo suporte e apoio, em especial ao Mario, Marcia, Pedro e Bernardo por me receberem como filho/irmão.

Agradeço a todos os colegas e professores que, de alguma maneira, contribuíram para minha formação ao longo do curso de graduação.

E por fim, agradeço a todos os meus amigos pelo companheirismo e pelos momentos vividos.

Procure ser um homem de valor, em vez de ser um homem  
de sucesso.

*Albert Einstein*

## RESUMO

Este trabalho versa sobre o cálculo de uma cortina atirantada. A cortina estudada está localizada na Avenida Mauro Ramos, no centro do município de Florianópolis, SC, Brasil. A partir da revisão da literatura que aborda as estruturas de contenção, foram realizadas três simulações para esse caso, utilizando apenas estruturas delgadas, afim se obter uma otimização do espaço do terreno. Dentre as três soluções adotada, uma foi a originalmente proposta e outras duas alternativas para o caso em questão. A partir dos ensaios realizados no terreno, através de correlações, obteve-se os parâmetros do solo, sendo assim possível caracterizar o solo e calcular as estruturas. Para a realização desses cálculos, utilizou-se os princípios dos cálculos de empuxo através da teoria de Rankine e softwares para as análises das estabilidades e segurança das estruturas. Através dos cálculos e simulações realizadas, foi verificado que o projeto proposto originalmente foi bem escolhido e bem dimensionado para o problema em questão.

Palavras-chave: Cortinas Atirantadas. Estruturas de Contenção. Análise de Estabilidade.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho .....	20
Figura 2 – Escorregamento planar .....	25
Figura 3 – Escorregamento circular .....	25
Figura 4 – Escorregamento em cunha .....	26
Figura 5 – Superfície de ruptura plana .....	28
Figura 6 – Superfície de ruptura circular .....	28
Figura 7 – Forças atuantes em uma fatia pelo método Morgenstern Price .....	30
Figura 8 – Forças atuantes em uma fatia pelo método Bishop Simplificado .....	31
Figura 9 – Elementos de um tirante .....	41
Figura 10 – Comprimento dos tirantes .....	45
Figura 11 – Tipos de ruptura de uma cortina atirantada em solo .....	47
Figura 12 – Planilha padrão de um ensaio SPT .....	53
Figura 13 – Ábaco de Newmark .....	57
Figura 14 – Planta de situação da obra .....	60
Figura 15 – Trechos das cortinas atirantadas .....	61
Figura 16 – Perfil de solo do trecho A .....	62
Figura 17 – Perfil de solo do trecho B .....	63
Figura 18 – Perfil de solo dos trechos C e D .....	64
Figura 19 – Perfil de solo dos trechos E e F .....	64
Figura 20 – Perfil de solo do trecho G .....	65
Figura 21 – Perfil de solo do trecho H .....	66
Figura 22 – Perfil de solo dos trechos I e J .....	66
Figura 23 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price no trecho A .....	67
Figura 24 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price no trecho B .....	68
Figura 25 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price nos trechos C e D .....	68
Figura 26 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price nos trechos E e F .....	68
Figura 27 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price no trecho G .....	69
Figura 28 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price no trecho H .....	69

Figura 29 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price nos trechos I e J .....	69
Figura 30 – Trecho A simulado no Plaxis .....	74
Figura 31 – Deslocamento final no trecho A .....	75
Figura 32 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação no trecho A .....	75
Figura 33 – Trecho B simulado no Plaxis .....	76
Figura 34 – Deslocamento final no trecho B .....	76
Figura 35 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação no trecho B .....	76
Figura 36 – Trechos C e D simulado no Plaxis .....	77
Figura 37 – Deslocamento final nos trechos C e D .....	77
Figura 38 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação nos trechos C e D .....	78
Figura 39 – Trechos E e F simulado no Plaxis .....	78
Figura 40 – Deslocamento final nos trechos E e F .....	79
Figura 41 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação nos trechos E e F .....	79
Figura 42 – Trecho G simulado no Plaxis .....	80
Figura 43 – Deslocamento final no trecho G .....	80
Figura 44 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação no trecho G .....	80
Figura 45 – Trecho H simulado no Plaxis .....	81
Figura 46 – Deslocamento final no trecho H .....	81
Figura 47 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação no trecho H .....	82
Figura 48 – Trechos I e J simulado no Plaxis .....	82
Figura 49 – Deslocamento final nos trechos I e J .....	83
Figura 50 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação nos trechos I e J .....	83
Figura AP-A1 – Empuxos atuantes no trecho A .....	94
Figura AP-A2 – Empuxos atuantes no trecho B .....	95
Figura AP-A3 – Empuxos atuantes nos trechos C e D .....	96
Figura AP-A4 – Empuxos atuantes nos trechos E e F .....	97
Figura AP-A5 – Empuxos atuantes no trecho G .....	98
Figura AP-A6 – Empuxos atuantes no trecho H .....	99
Figura AP-A6 – Empuxos atuantes nos trechos I e J .....	100

Figura AN-A1 – Perfil de sondagem SP-01 .....	102
Figura AN-A2 – Perfil de sondagem SP-02 .....	103
Figura AN-A3 – Perfil de sondagem SP-03 .....	104
Figura AN-A4 – Perfil de sondagem SP-04 .....	105
Figura AN-A5 – Perfil de sondagem SP-05 .....	106
Figura AN-A6 – Perfil de sondagem SP-06 .....	107
Figura AN-A7 – Perfil de sondagem SP-07 .....	108
Figura AN-A8 – Perfil de sondagem SP-08 .....	109
Figura AN-A9 – Perfil de sondagem SP-09 .....	110
Figura AN-A10 – Perfil de sondagem SP-09A .....	111
Figura AN-A11 – Perfil de sondagem SP-10 .....	112
Figura AN-A12 – Perfil de sondagem SP-10A .....	113
Figura AN-A13 – Perfil de sondagem SP-11 .....	114
Figura AN-A14 – Perfil de sondagem SP-12 .....	115
Figura AN-A15 – Perfil de sondagem SP-13 .....	116
Figura AN-A16 – Perfil de sondagem SP-14 .....	117
Figura AN-A17 – Perfil de sondagem SP-15 .....	118
Figura AN-A18 – Localização dos furos de sondagem .....	119
Figura AN-B1 – Projeto da cortina atirantada no trecho A .....	121
Figura AN-B2 – Projeto da cortina atirantada no trecho B .....	122
Figura AN-B3 – Projeto da cortina atirantada nos trechos C e D .....	123
Figura AN-B4 – Projeto da cortina atirantada nos trechos E e F .....	124
Figura AN-B5 – Projeto da cortina atirantada no trecho G .....	125
Figura AN-B6 – Projeto da cortina atirantada no trecho H .....	126
Figura AN-B7 – Projeto da cortina atirantada nos trechos I e J .....	127
Figura AN-B8 – Planta baixa do projeto da cortina atirantada .....	128

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Principais tipos de obras de estabilização de taludes .....	33
Tabela 2 – Estimativa de pesos específicos para solos arenosos .....	59
Tabela 3 – Estimativa de pesos específicos para solos argilosos .....	59
Tabela 4 – Parâmetros geotécnicos do trecho A .....	63
Tabela 5 – Parâmetros geotécnicos do trecho B .....	63
Tabela 6 – Parâmetros geotécnicos dos trechos C e D .....	64
Tabela 7 – Parâmetros geotécnicos dos trechos E e F .....	65
Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos do trecho G .....	65
Tabela 9 – Parâmetros geotécnicos do trecho H .....	66
Tabela 10 – Parâmetros geotécnicos dos trechos I e J .....	67
Tabela 11 – Análise da estabilidade dos trechos do terreno .....	70
Tabela 12 – Dados do projeto da cortina atirantada .....	70
Tabela 13 – Fatores de segurança .....	71
Tabela 14 – Tamanho da cortina sem ancoragem .....	72
Tabela 15 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) no trecho A .....	75
Tabela 16 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) no trecho B .....	77
Tabela 17 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) nos trechos C e D .....	78
Tabela 18 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) nos trechos E e F .....	79
Tabela 19 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) no trecho G .....	81
Tabela 20 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) no trecho H .....	82
Tabela 21 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) nos trechos I e J .....	83
Tabela 22 – Parâmetros geotécnicos do trecho A variando o Nspt .....	84
Tabela 23 – Parâmetros geotécnicos do trecho B variando o Nspt .....	84
Tabela 24 – Parâmetros geotécnicos dos trechos C e D variando o Nspt .....	84
Tabela 25 – Parâmetros geotécnicos dos trechos E e F variando o Nspt .....	85
Tabela 26 – Parâmetros geotécnicos do trecho G variando o Nspt .....	85
Tabela 27 – Parâmetros geotécnicos do trecho H variando o Nspt .....	85
Tabela 28 – Parâmetros geotécnicos dos trechos I e J variando o Nspt .....	85

Tabela 29 – Dados comparativos entre as três análises para o trecho A .....	86
Tabela 30 – Dados comparativos entre as três análises para o trecho B .....	86
Tabela 31 – Dados comparativos entre as três análises para os trechos C e D .....	87
Tabela 32 – Dados comparativos entre as três análises para os trechos E e F .....	87
Tabela 33 – Dados comparativos entre as três análises para o trecho G .....	87
Tabela 34 – Dados comparativos entre as três análises para o trecho H .....	88
Tabela 35 – Dados comparativos entre as três análises para os trechos I e J .....	88

## LISTA DE SIGLAS

FS – Fator de segurança

N.A. – Nível da Água

$N_{spt}$  – número de golpes médios obtidos através do ensaio SPT

$N_{spt60}$  – número de golpes do ensaio SPT corrigidos

SPT – *Standard Penetration Test*

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\phi'$  = ângulo de atrito efetivo (graus)

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo

$E_a$  = empuxo ativo (kPa)

$K_p$  = coeficiente de empuxo passivo

$E_p$  = empuxo passivo (kPa)

$\gamma$  = peso específico do solo (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  = altura da parede de solo (m)

$c'$  = coesão efetiva do solo (kPa)

$S_u$  = resistência não drenada (kN/m<sup>2</sup>)

$W$  = peso da fatia de solo (kN)

$u$  = peso específico da água (kN/m<sup>3</sup>)

$\sigma'_h$  = tensão horizontal efetiva (kPa)

$\sigma'_v$  = tensão vertical efetiva (kPa)

$q$  = sobrecarga (kPa)

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	17
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	18
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	18
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	18
<b>2.2.1 Objetivo principal</b> .....	18
<b>2.2.2 Objetivo secundário</b> .....	18
2.3 PRESSUPOSTO .....	18
2.4 DELIMITAÇÃO .....	19
2.5 LIMITAÇÕES .....	19
2.6 DELINEAMENTO .....	19
<b>3 ESTABILIDADE DE TALUDES</b> .....	21
3.1 FATORES CONDICIONANTES E CAUSAS .....	21
3.2 PROCESSOS DE INSTABILIZAÇÕES .....	22
3.3 MOVIMENTOS DE MASSAS .....	22
<b>3.3.1 Quanto à forma ou tipo de movimento</b> .....	23
3.3.1.1 Rastejos .....	23
3.3.1.2 Escorregamentos .....	24
3.3.1.3 Quedas .....	26
3.3.1.4 Corridas .....	26
<b>3.3.2 Quanto ao amolgamento do solo</b> .....	27
<b>3.3.3 Quanto às condições de drenagem</b> .....	27
3.4 SUPERFÍCIES DE RUPTURA .....	28
3.5 MÉTODOS DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES .....	29
<b>3.5.1 Método de Morgenstern Price</b> .....	29
<b>3.5.2 Método de Bishop Simplificado</b> .....	30
3.6 OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO .....	32
<b>4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO</b> .....	34
4.1 HISTÓRICO .....	34
4.2 CRITÉRIOS PARA A ESCOLHA DA ESTRUTURA A SER UTILIZADA .....	35
4.3 TIPOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO .....	35
<b>4.3.1 Muros</b> .....	35
4.3.1.1 Muros de gravidade .....	36
4.3.1.2 Muros atirantados .....	36

4.3.1.3 Muros de flexão .....	36
4.3.1.4 Muros mistos .....	37
4.3.1.5 Muros de contraforte .....	37
4.3.1.6 Muros de gabião .....	37
4.3.1.7 <i>Crib Wall</i> .....	37
<b>4.3.2 Escoramentos .....</b>	<b>38</b>
<b>4.3.3 Reforços no terreno .....</b>	<b>38</b>
<b>4.3.4 Cortinas .....</b>	<b>39</b>
<b>5 CORTINAS ATIRANTADAS .....</b>	<b>40</b>
5.1 TIRANTES .....	40
<b>5.1.1 Partes dos tirantes .....</b>	<b>40</b>
5.1.1.1 Cabeça .....	40
5.1.1.2 Trecho ancorado .....	41
5.1.1.3 Trecho livre .....	41
<b>5.1.2 Tipos de tirantes .....</b>	<b>42</b>
5.1.2.1 Vida útil .....	42
5.1.2.2 Forma de trabalho .....	42
5.1.2.3 Constituição .....	42
5.1.2.4 Injeção .....	43
<b>5.1.3 Inclinação dos tirantes .....</b>	<b>44</b>
<b>5.1.4 Comprimento dos tirantes .....</b>	<b>44</b>
5.2 CORTINA DE CONCRETO ARMADO .....	45
5.3 ESTIMATIVA DE RUPTURA E FALHAS .....	46
5.4 SEQUÊNCIA EXECUTIVA .....	47
<b>6 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA .....</b>	<b>49</b>
6.1 ENSAIO SPT .....	49
<b>6.1.1 Equipamentos .....</b>	<b>49</b>
6.1.1.1 Amostrador .....	49
6.1.1.2 Hastes .....	50
6.1.1.3 Martelo .....	50
6.1.1.4 Tripé de sondagem .....	50
6.1.1.5 Cabeça de bater .....	50
6.1.1.6 Sistema de perfuração .....	50
<b>6.1.2 Procedimento de ensaio .....</b>	<b>51</b>
6.1.2.1 Execução do ensaio .....	51

6.1.2.2 Perfuração .....	51
6.1.2.3 Elevação e liberação do martelo .....	52
<b>6.1.3 Apresentação dos resultados .....</b>	<b>52</b>
6.2 TEORIA DE EMPUXO DE RANKINE .....	53
6.3 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO SOLO .....	57
<b>7 CASO .....</b>	<b>60</b>
7.1 GEOLOGIA LOCAL .....	61
7.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA .....	62
7.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE .....	67
7.4 PROJETO .....	70
<b>7.4.1 Caso 1 .....</b>	<b>71</b>
<b>7.4.2 Caso 2 .....</b>	<b>72</b>
<b>7.4.3 Caso 3 .....</b>	<b>73</b>
<b>8 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>89</b>
REFERÊNCIAS .....	91
APÊNDICE A – Empuxos atuantes na estrutura .....	93
ANEXO A – Resultados da sondagem SPT .....	101
ANEXO B – Projetos das cortinas atirantadas .....	120



## 1 INTRODUÇÃO

O aumento expressivo do número de carros circulando nas estradas tem levado as construtoras a realizarem suas obras buscando obter o maior número de vagas de garagem possível. Esse fator tem levado a construção de edificações com cada vez mais níveis de subsolos.

Retirando toda essa camada de solo para a realização do subsolo, os esforços gerados pelas paredes escavadas (empuxos) são muito grandes, sendo assim necessária a implantação de uma solução para impedir que esses esforços gerem problemas de estabilidade no solo. Nesse caso, são construídas estruturas de contenção para absorver esses esforços.

Existem vários tipos de estruturas de contenção. Em obras de Engenharia Civil, em que se busca uma solução adequada e ao mesmo tempo uma otimização do espaço do terreno, obtendo mais área útil e conseqüentemente mais valor de mercado, uma das melhores soluções é o uso de cortinas atirantadas (MORE, 2003).

Cortinas atirantadas consistem na execução de uma parede de contenção, que pode ser de concreto projetado, armado ou estrutura metálica com o uso de tirantes. Sua aplicação é recomendada para cortes em terrenos com grandes cargas ou em solos que apresentam pouca estabilidade. A instalação dos tirantes é feita em quatro etapas: perfuração, instalação dos tirantes, injeção do cimento e protensão dos tirantes.

Segundo More (2003, p. 19):

Um grande avanço da técnica de ancoragem no Brasil ocorreu no final da década de 1960, após as chuvas de grande intensidade ocorridas na cidade do Rio de Janeiro em 1966 e 1967 e que deram oportunidade de aplicação de ancoragens em diversas obras de contenção de encostas na cidade e em estradas próximas.

Graças a esse avanço, cortinas atirantadas é uma técnica muito usual no Brasil.

Neste trabalho, será feito um estudo de uma cortina atirantada construída em uma obra em Florianópolis, SC, Brasil.

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

Nos itens apresentados a seguir são descritas as diretrizes de pesquisa, subdivididas em questão de pesquisa e objetivos principal e secundário.

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho foi: o projeto inicial da cortina atirantada foi bem dimensionado para absorver os empuxos gerados a partir da escavação do terreno?

### **2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritas nos próximos itens.

#### **2.2.1 Objetivo principal**

O objetivo principal do trabalho foi a verificação do projeto inicial de uma cortina atirantada, caso da obra realizada em Florianópolis, SC, Brasil.

#### **2.2.2 Objetivo secundário**

Os objetivos secundários do trabalho são as apresentações dos projetos:

- a) somente da cortina, com as dimensões originais, sem o uso de tirantes;
- b) somente da cortina, com as dimensões necessárias para evitar o uso de tirantes.

### **2.3 PRESSUPOSTO**

São pressupostos do trabalho que:

- a) as especificações contidas na NBR 5629/ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006<sup>1</sup> são válidas para o dimensionamento e execução de tirantes ancorados no terreno;
- b) as especificações contidas na NBR 6122/ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010<sup>2</sup> são válidas para a determinação dos parâmetros geotécnicos do terreno;
- c) o projeto inicial da cortina atirantada foi bem dimensionado;
- d) a estabilidade global da estrutura é mantida enquanto não houver ruína.

## 2.4 DELIMITAÇÃO

O trabalho delimitou-se ao cálculo de cortinas atirantadas executadas em um subsolo de uma edificação em Florianópolis, SC, Brasil.

## 2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) somente a avaliação geotécnica da estrutura;
- b) o cálculo do empuxo através da teoria de Rankine;
- c) a validade dos resultados a partir dos modelos e dos softwares utilizados.

## 2.6 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) determinação dos parâmetros geotécnicos do local da obra;
- c) determinação dos empuxos atuantes na estrutura;
- d) apresentação dos cálculos do projeto somente da cortina, com as dimensões originais, sem o uso de tirantes;

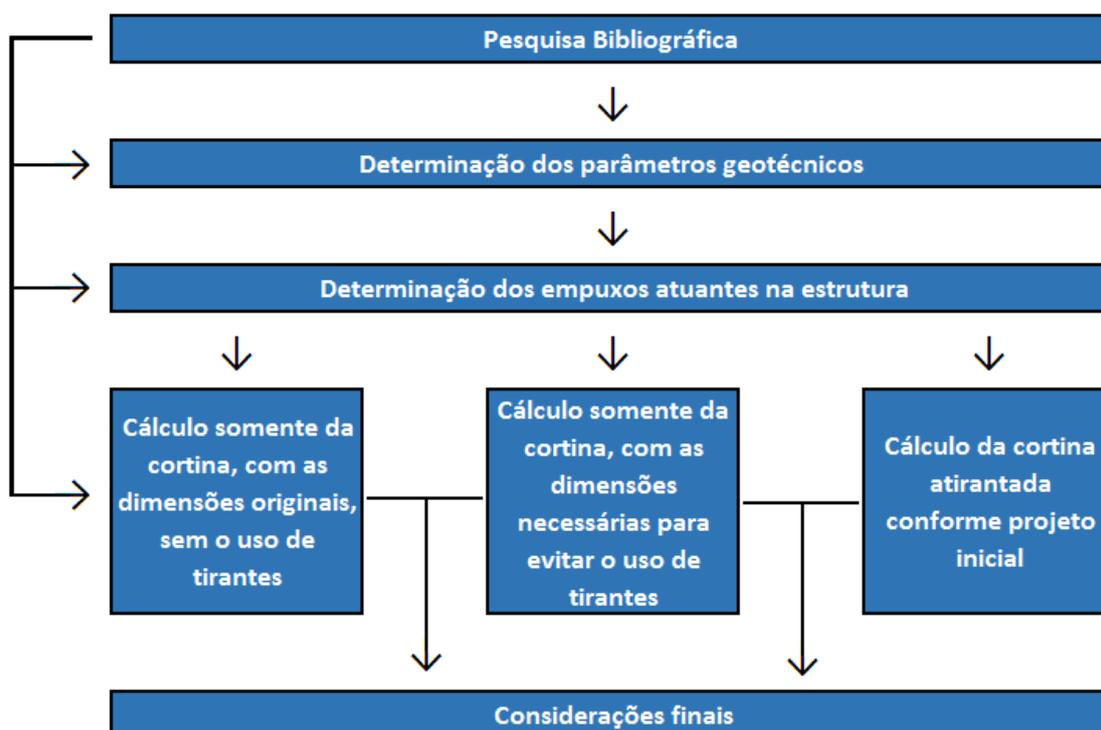
---

<sup>1</sup> Esta Norma consta nas referências bibliográficas.

<sup>2</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

- e) apresentação dos cálculos do projeto somente da cortina, com as dimensões necessárias para evitar o uso de tirantes;
- f) apresentação dos cálculos da cortina atirantada conforme projeto inicial;
- g) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

A partir da definição do tema do trabalho, iniciou-se a pesquisa bibliográfica sobre o assunto, buscando aprimorar o conhecimento a respeito do tema escolhido. A pesquisa se deu ao longo de toda a execução do trabalho.

Em seguida, foram determinados os parâmetros geotécnicos do local estudado, através de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) e suas correlações. Com a obtenção dos parâmetros, foi possível determinar os empuxos atuantes na estrutura.

Posteriormente, foram calculadas as três situações de projeto: somente da cortina, com as dimensões originais, sem o uso de tirantes; somente da cortina, com as dimensões necessárias para evitar o uso de tirantes; cortina atirantada conforme o projeto inicial.

Por fim, foram feitas as considerações finais com base nos resultados dos cálculos já citados.

### 3 ESTABILIDADE DE TALUDES

Augusto Filho e Virgili (1998, p. 243) definem taludes como “[...] superfícies inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos (solo e rocha), originados de processos geológicos e geomorfológicos diversos.”. Ainda segundo os mesmos autores, devido a ação do homem, podem sofrer alterações, tais como: cortes, desmatamentos, introdução de cargas, etc. Caputo (1987) complementa que eles podem ser naturais (encostas) ou artificiais (taludes de corte e aterro).

Os primeiros estudos sobre estabilidade de taludes foram realizados há mais de 2000 anos, em países como Japão e China. Com o avanço das grandes obras civis modernas, a análise e o controle de instabilizações de taludes está cada vez mais desenvolvida. (AUGUSTO FILHO; VIRGILI, 1998).

Atualmente, segundo Augusto Filho e Virgili (1998), três grandes áreas de aplicação estão relacionadas ao estudo e controle da estabilidade de taludes:

- a) construção e recuperação de grandes obras civis (rodovias, ferrovias, barragens, etc.);
- b) exploração mineral;
- c) consolidação de ocupações urbanas em áreas de encostas.

#### 3.1 FATORES CONDICIONANTES E CAUSAS

Augusto Filho e Virgili (1998, p. 246) apontam os principais fatores condicionantes como:

- a) características climáticas, com destaque para o regime pluviométrico;
- b) características e distribuição dos materiais que compõem o substrato das encostas/taludes, abrangendo solos, rochas, depósitos e estruturas geológicas (xistosidade, fraturas, etc.);
- c) características geomorfológicas, com destaque para inclinação, amplitude e forma do perfil das encostas (retilíneo, convexo e côncavo);
- d) regime das águas de superfície e subsuperfície;

- e) características de uso e ocupação, incluindo cobertura vegetal e as diferentes formas de intervenção antrópica das encostas, como cortes, aterros, concentração de água pluvial e servida, etc.

Os autores supracitados ainda afirmam que atuam mais de um fator condicionante na maioria dos casos de instabilização de encostas.

Segundo Terzaghi<sup>3</sup> (1952 apud FIAMONCINI, 2009, p. 23), as causas são divididas em:

- a) causas internas – são as que atuam reduzindo a resistência interna do material constituinte do talude, sem que haja mudança no aspecto geométrico (aumento da pressão hidrostática, diminuição de coesão e ângulo de atrito interno por processo de alteração);
- b) causas externas – são provocadas pelo aumento das tensões de cisalhamento, sem que haja a diminuição da resistência que igualando ou superando a resistência intrínseca do solo, levam o maciço a condição de ruptura (aumento do declive do talude por processos naturais ou artificiais de decomposição de material na porção superior do talude, abalos sísmicos e vibrações);
- c) causas intermediárias – são as que causam os efeitos de agente externos, no interior do talude (liquefação espontânea, rebaixamento rápido e erosão regressiva – *piping*).

### 3.2 PROCESSOS DE INSTABILIZAÇÕES

Segundo Augusto Filho e Virgili (1998), existem alguns fatores que podem instabilizar um talude, tais como:

- a) movimentos de massa;
- b) erosão;
- c) desagregação superficial;
- d) alívio de tensões;
- e) etc.

### 3.3 MOVIMENTOS DE MASSAS

Segundo Augusto Filho e Virgili (1998, p. 245), as classificações dos movimentos de massas baseiam-se nas combinações dos seguintes critérios:

---

<sup>3</sup> TERZAGHI, K. **Mecanismos de Escorregamentos de Terra**. Mechanism of Landslides. Tradução de E. Pichler. Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico, São Paulo, 1952.

- a) velocidade, direção e recorrência dos deslocamentos;
- b) natureza do material instabilizado, solo, rocha, detritos, depósitos, etc. sua textura, estrutura e conteúdo d'água;
- c) geometria das massas movimentadas;
- d) modalidade de deformação do movimento.

Os movimentos de massa podem ser classificados em três tipos segundo a Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro<sup>4</sup> (2000 apud FIAMONCINI, 2009, p. 20) conforme:

- a) a forma ou tipo de movimento;
- b) ao amolgamento do solo;
- c) às condições de drenagem.

### 3.3.1 Quanto à forma ou tipo de movimento

Segundo Infanti Junior e Fornasari Filho (1998), divide-se em:

- a) rastejos;
- b) escorregamentos;
- c) quedas;
- d) corridas.

#### 3.3.1.1 Rastejos

Rastejos são movimentos lentos e contínuos de camadas superficiais sobre camadas mais profundas, com limites, na maioria dos casos, indefinidos. A movimentação é provocada pela ação da gravidade. Sua velocidade é muito lenta (em geral não supera trinta centímetros em dez anos) e decresce com a profundidade. É identificada pela curvatura dos troncos de árvores, inclinação de postes, degraus no talude, presença de fendas no solo, etc. Com o tempo, podem evoluir para escorregamento. (INFANTI JUNIOR; FORNASARI FILHO, 1998; CAPUTO, 1987; GUIDICINI; NIEBLE, 1984)

---

<sup>4</sup> FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. **Manual técnico de encostas: ancoragens e grampos**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2000. v. 4.

### 3.3.1.2 Escorregamentos

Segundo Infanti Junior e Fornasari Filho (1998), Caputo (1987) e Guidicini e Nieble (1984), escorregamentos são deslocamentos rápidos, de duração relativamente curta, de uma massa de solo ou rocha que, rompendo-se do maciço, desloca-se para baixo e para fora do talude, ao longo de uma ‘superfície de deslizamento’. Com relação a superfície de deslizamento, pode ser considerada:

- a) escorregamento superficial: superfície de deslizamento passa acima ou pelo pé do talude;
- b) escorregamento profundo: superfície de deslizamento passa por um ponto afastado do pé do talude.

Segundo Guidicini e Nieble (1984, p. 28), “a velocidade do avanço de um escorregamento cresce mais ou menos rapidamente, de quase zero a pelo menos 0,30 metros por hora. Velocidades maiores, da ordem de alguns metros por segundo, podem ser atingidas.”. Ainda segundo os autores supracitados, “A velocidade máxima do movimento depende da inclinação da superfície de escorregamento, da causa inicial de movimentação e da natureza do terreno.”.

Causas de um escorregamento geralmente são causadas, segundo Caputo (1987, p. 384), pelo “[..]aumento de peso do talude (incluindo as cargas aplicadas) e a diminuição da resistência ao cisalhamento do material. As primeiras classificam-se como externas e as segundas, como internas.”.

Segundo Infanti Junior e Fornasari Filho (1998), escorregamentos possuem geometria variável, podendo ser:

- a) planares: solos poucos espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza (figura 2);
- b) circulares: solos espessos homogêneos e rochas ,muito fraturadas (figura 3);
- c) em cunha: solos e rochas com dois planos de fraqueza (figura 4).

Figura 2 – Escorregamento planar

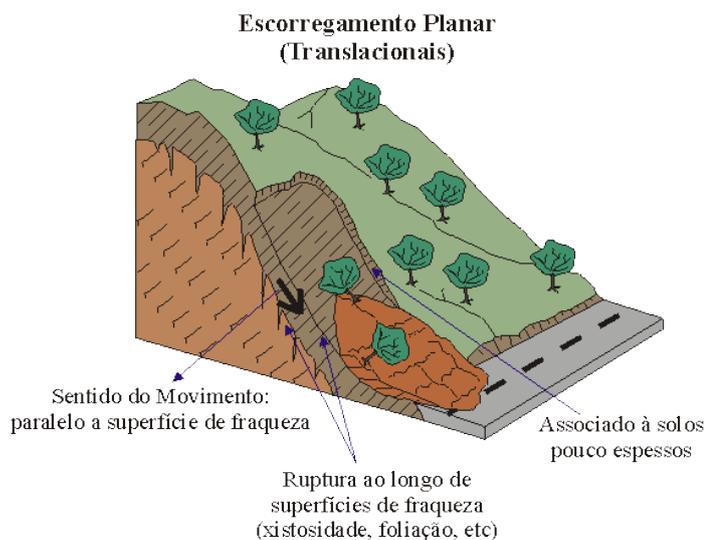
(fonte: UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA<sup>5</sup>)

Figura 3 – Escorregamento circular

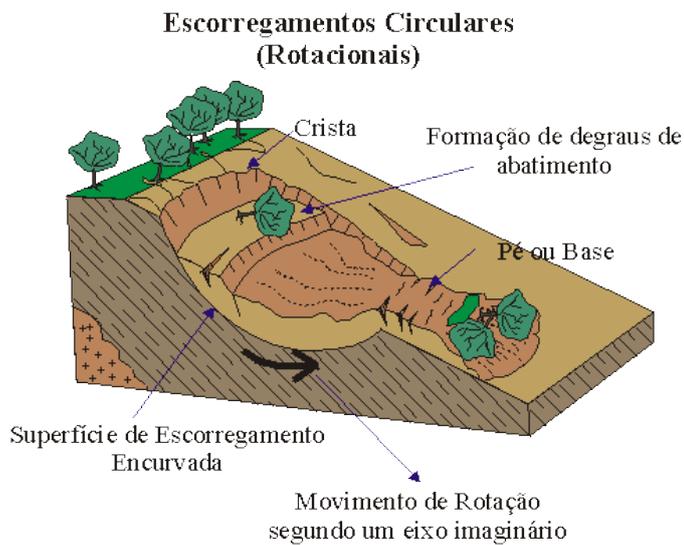
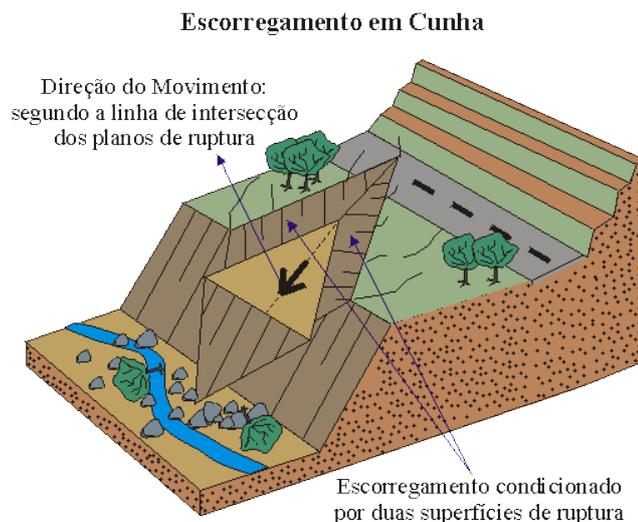
(fonte: UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA<sup>6</sup>)<sup>5</sup> Disponível em: <http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/interacao/inter09b.html>; Acesso em out. 2015.<sup>6</sup> Disponível em: <http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/interacao/inter09c.html>; Acesso em out. 2015.

Figura 4 – Escorregamento em cunha



(fonte: UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA<sup>7</sup>)

### 3.3.1.3 Quedas

Segundo Caputo (1987, p. 382), queda “é uma porção de um maciço terroso ou de fragmentos de rocha que se destaca do resto do maciço, caindo livre e rapidamente, acumulando-se onde estaciona.”. O mesmo autor supracitado afirma que se trata de um fenômeno localizado. Infanti Junior e Fornasari Filho (1998) salientam que o material envolvido na queda possui pequeno a médio volume e sua geometria é variável.

### 3.3.1.4 Corridas

Guidicini e Nieble (1984, p. 21) definem corridas como “[...] formas rápidas de escoamento, de caráter essencialmente hidrodinâmico, ocasionados pela perda de atrito interno, em virtude da destruição da estrutura, em presença de excesso de água.”.

Segundo Infanti Junior e Fornasari Filho (1998), corridas se caracterizam pelas muitas superfícies de deslocamentos (internas e externas à massa em movimentação), pelas velocidades de médias a altas, pelo grande volume de material envolvido e também pelo extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas. Os autores supracitados ainda diferenciam corridas em 3 tipos:

<sup>7</sup> Disponível em: <http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/interacao/inter09d.html>; Acesso em out. 2015.

- a) corrida de lama (*mud flow*): solo com alto teor de água;
- b) corrida de terra (*earth flow*): solo com teor menor de água;
- c) corrida de detritos (*debris flow*): material predominantemente grosseiro, envolvendo fragmentos de rochas de vários tamanhos.

### 3.3.2 Quanto ao amolgamento do solo

Segundo a Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro<sup>8</sup> (2000 apud FIAMONCINI, 2009, p. 21), divide-se em:

- a) escorregamentos virgens: ocorrem em geral em material indeformado com parâmetros de resistência associados à condição de pico da curva tensão-deformação;
- b) escorregamentos reativados: ocorrem com material amolgado, em superfícies preexistentes, que sofreram escorregamentos anteriores. A resistência do material tende para a condição residual.

### 3.3.3 Quanto às condições de drenagem

Segundo a Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro<sup>9</sup> (2000 apud FIAMONCINI, 2009, p. 22), divide-se em:

- a) condições drenadas (longo prazo): poropressão associada a fluxo permanente no material. Dissipação total das poropressões geradas pelo cisalhamento;
- b) condições parcialmente drenadas (prazo intermediário): parte da poropressão gerada pelo cisalhamento é dissipada;
- c) condições não drenantes (curto prazo): matérias com baixo valor de coeficiente de adensamento. Geração de excesso de poropressão associados ao cisalhamento do material.

## 3.4 SUPERFÍCIES DE RUPTURA

Segundo Guidicini e Nieble (1984), a forma da superfície de ruptura do talude depende de alguns fatores, entre eles:

---

<sup>8</sup> FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. **Manual técnico de encostas**: ancoragens e grampos. 2. ed. Rio de Janeiro, 2000. v. 4.

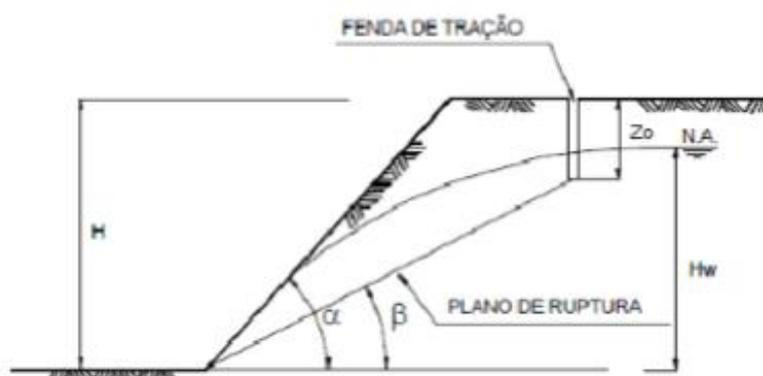
<sup>9</sup> op. cit.

- a) geometria do problema;
- b) estratigrafia;
- c) características dos matéria envolvidos.

Ainda segundo os autores supracitados, existem três tipos de superfície de ruptura:

- a) superfície de ruptura plana (figura 5);
- b) superfície de ruptura circular (figura 6);
- c) superfície de ruptura qualquer.

Figura 5 – Superfície de ruptura plana



(fonte: HOEK; BRAY<sup>10</sup>, 1974 apud FIAMONCINI, 2009, p. 26)

Figura 6 – Superfície de ruptura circular



(fonte: HOEK; BRAY<sup>11</sup>, 1974 apud FIAMONCINI, 2009, p. 26)

<sup>10</sup> HOEK, E.; BRAY, J. W. **Rock Slope Engineering**. 1.ed. Londres: IMM, 1974.

<sup>11</sup> op. cit.

### 3.5 MÉTODOS DE ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES

Os métodos de análise de estabilidade visam identificar o potencial de ruptura, atribuindo fatores de segurança para cada caso analisado. Segundo Guidicini e Nieble (1984), existem algumas formas de análise de estabilidade de taludes, entre elas os modelos matemáticos e o método de equilíbrio-limite.

Ainda segundo Guidicini e Nieble (1984, p. 117):

A análise baseada no método de equilíbrio-limite é a mais utilizada atualmente, justamente porque a análise não deve ser mais complexa que o nível de conhecimento do próprio talude. Devido ao fato de existirem geralmente muitas variáveis e hipóteses envolvidas, estas devem ser mantidas as mais simples possíveis, principalmente quanto aos elementos geométricos, geológico-geotécnicos e hidrológicos envolvidos, embora em nenhum caso se devam simplificar as hipóteses quanto à superfície potencial de ruptura considerada.

A análise de equilíbrio-limite considera que as forças que tendem a induzir a ruptura são ‘exatamente’ balanceadas pelos esforços resistentes. A fim de comparar a estabilidade de taludes em condições diferentes de equilíbrio-limite, define-se o fator de segurança (FS) como a relação entre a resultante das forças solicitantes e resistentes ao escorregamento.

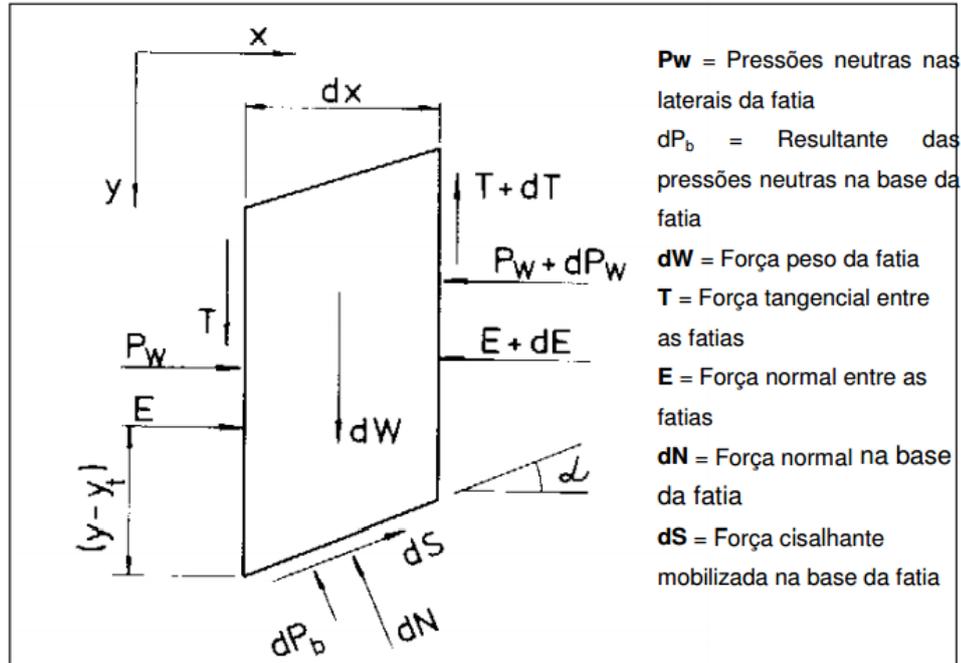
#### 3.5.1 Método de Morgenstern Price

Segundo Fiamoncini (2009, p. 29), “o método de Morgenstern Price é um método rigoroso de análise de estabilidade de taludes, que admite superfície de ruptura qualquer e satisfaz todas as condições de equilíbrio estático.”.

“Nesse método, a massa potencialmente instável é dividida em fatias infinitesimais e se faz necessário o uso de ferramenta computacional para execução dos cálculos.” (FIAMONCINI, 2009, p. 28).

A figura 7 apresenta todas as forças consideradas pelo método.

Figura 7 – Forças atuantes em uma fatia pelo método Morgenstern Price



(fonte: PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA - RJ<sup>12</sup>)

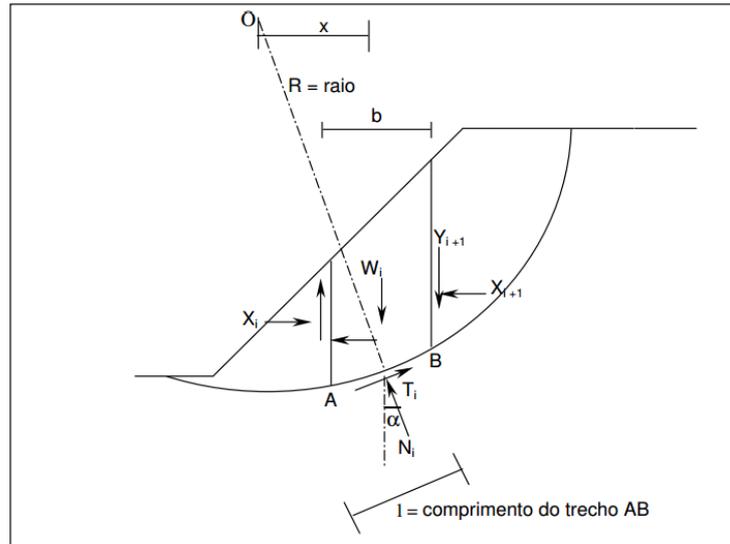
### 3.5.2 Método de Bishop Simplificado

Segundo Fiamoncini (2009, p. 29), “este método considera a superfície de ruptura de forma circular e a resultante das forças entre as fatias é horizontal. O equilíbrio das forças é feito na vertical o que faz com que o método além de satisfazer o equilíbrio de momentos, satisfaça a mais uma condição de equilíbrio, o equilíbrio das forças verticais.”.

A figura 8 apresenta todas as forças consideradas pelo método.

<sup>12</sup> Disponível em: [http://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/8888/8888\\_3.PDF](http://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/8888/8888_3.PDF); Acesso em out. 2015.

Figura 8 – Forças atuantes em uma fatia pelo método Bishop Simplificado



(fonte: PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA - RJ<sup>13</sup>)

Trata-se de um método iterativo, que apresenta a seguinte fórmula:

(fórmula 1)

$$FS = \frac{1}{\sum W \cdot \text{sena}} \sum [c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \text{tg}\phi'] / m_a$$

Onde:

(fórmula 2)

$$m_a = \text{cosa} \left[ 1 + \frac{\text{tga} \cdot \text{tg}\phi'}{FS_i} \right]$$

<sup>13</sup> Disponível em: [http://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/8888/8888\\_3.PDF](http://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/8888/8888_3.PDF); Acesso em out. 2015.

Onde:

$FS$  = fator de segurança;

$W$  = peso da fatia;

$\alpha$  = ângulo formado entre a força peso e a força normal da fatia;

$c'$  = coesão efetiva do solo;

$b$  = largura da fatia;

$u$  = poropressão média na base da fatia;

$\phi'$  = ângulo de atrito efetivo do solo.

### 3.6 OBRAS DE ESTABILIZAÇÃO

Segundo Augusto Filho e Virgili (1998, p. 264) “o geólogo de engenharia deve ter conhecimento dos seu principais tipos [obras de estabilização], de sua forma de atuação e das solicitações que impõem ao terreno, a fim de, conjuntamente com o engenheiro geotécnico, escolher a melhor solução técnico-econômica [...]”. Ainda segundo o autor supracitado, “o principal aspecto de um projeto de estabilização moderno refere-se à escolha da solução mais adequada, dentro de uma relação de custo/benefício otimizada.”.

A obra de estabilização “deverá atuar diretamente nos agentes e causas da instabilização investigada, e as alternativas do projeto deverão sempre partir das soluções mais simples e baratas.” (AUGUSTO FILHO; VIRGILI, 1998, p. 264).

A tabela 1 apresenta os principais grupos e tipos de obras de estabilização de taludes.

Tabela 1 – Principais tipos de obras de estabilização de taludes

GRUPOS	TIPOS
Obras sem estrutura de contenção	Retaludamento (corte e aterro) Drenagem (superficial, subterrânea, de obras) Proteção superficial (naturais e artificiais)
Obras com estrutura de contenção	Muros de gravidade Atirantamentos Aterros reforçados Estabilização de blocos
Obras de proteção	Barreiras vegetais Muros de espera

(fonte: CARVALHO<sup>14</sup>, 1991 apud AUGUSTO FILHO; VIRGILI, 1998, p. 264)

Ainda segundo Augusto Filho e Virgili (1998, p. 264), as obras com estruturas de contenção podem ser classificadas em:

- a) obras de contenção passivas: oferecem reação contra tendências de movimentação dos taludes, por exemplo, muros de arrimo (gravidade, flexão, etc.), cortinas cravadas (estacas, pranchas, etc.) e cortinas ou muros ancorados sem protensão;
- b) obras de contenção ativas: introduzem compressão no terreno, aumentando sua resistência por atrito, além de oferecer reações as tendências de movimentação do talude, por exemplo =, muros e cortinas atirantadas, placas atirantadas, etc.;
- c) obras de reforço de maciço: aumentam a resistência media ao cisalhamento de certas porções do maciço, por exemplo, injeções de cimento e resinas químicas, estacas e micro-estacas de concreto, etc.

Ainda segundo os autores supracitados, executam-se diversos tipos de obras de estabilização combinadas, na maioria dos casos.

<sup>14</sup> CARVALHO, P. A. S. **Taludes de rodovias**: orientação para diagnósticos e soluções de seus problemas. São Carlos: IPT, 1991.

## 4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Este capítulo visa apresentar como surgiram as primeiras estruturas de contenção e também mostrar os principais tipos e suas características. Segundo Ranzini e Negro Junior (1998), estruturas de contenção são executadas para impedir os deslocamentos do solo em contato com a estrutura. Se caracterizam por apresentarem uma rigidez diferente daquela do solo que conterà.

Estrutura de contenção é “[...] destinada a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em maciço cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro.” (RANZINI; NEGRO JUNIOR, 1998, p. 497).

### 4.1 HISTÓRICO

Os registros indicam que, entre os anos de 3200 e 2800 a.C., na região sul da Mesopotâmia (atualmente Iraque), foram construídas as primeiras estruturas de contenção. Essas estruturas eram simplesmente muros com alvenaria de argila contendo aterros (RANZINI; NEGRO JUNIOR, 1998).

Ainda segundo os mesmos autores supracitados, o grande desenvolvimento foi motivado, no século 16, pela expansão colonizadora europeia, que necessitava a construção de fortificações militares e estruturas de defesa em quase todos os seus territórios conquistados. Esse crescimento levou aos estudos dessas estruturas de contenção e em 1776, Coulomb publicou um trabalho que é usado até hoje para o dimensionamento desse tipo de estrutura.

No Brasil, as primeiras estruturas construídas foram fortes costeiros, no século 18. No século seguinte, com a chegada da família portuguesa, começaram a ser realizadas estruturas de contenção em obras urbanas e portuárias. Mais tarde, ainda no século 19, devido ao grande investimento em obras ferroviárias particulares, essas estruturas passaram a serem conhecidas por todo o país (RANZINI; NEGRO JUNIOR, 1998).

## 4.2 CRITÉRIOS PARA A ESCOLHA DA ESTRUTURA A SER UTILIZADA

Saes et al. (1998) indicam que a escolha da estrutura de contenção a ser utilizada não depende apenas de fatores técnicos ou econômicos, mas também de fatores externos, como por exemplo, no uso de tirantes, deve haver a aprovação dos vizinhos para a execução dos mesmos. Devido a esse fator, em alguns casos a solução mais adequada técnica e economicamente não pode ser adotada.

Ainda segundo Saes et al. (1998), o desempenho de cada opção depende de alguns fatores, que acabam tornando a escolha da estrutura de contenção um processo mais complexo:

- a) características do solo;
- b) condições do N.A.;
- c) espaço do terreno para sua implantação;
- d) condições das construções vizinhas.

## 4.3 TIPOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Segundo Ranzini e Negro Junior (1998) as estruturas de contenção se dividem da seguinte forma:

- a) muros;
- b) escoramentos;
- c) reforços de solo;
- d) cortinas.

A seguir, será exemplificado cada um dos tipos de estruturas de contenção.

### 4.3.1 Muros

Ranzini e Negro Junior (1998, p. 503) define muros como “[...] estruturas corridas de contenção constituídas de parede vertical ou quase vertical apoiada numa fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria (de tijolos ou pedras) ou em concreto (simples ou armado) ou ainda, de elementos especiais.”. Divide-se em:

- a) muros de gravidade;
- b) muros atirantados;
- c) muros de flexão;
- d) muros mistos;
- e) muros de contraforte;
- f) muros de gabião;
- g) *crib wall*.

#### 4.3.1.1 Muros de gravidade

São estruturas corridas, com grande volume que usa seu peso próprio para se opor aos empuxos horizontais. São usadas para conter desníveis médios ou pequenos, inferiores a cinco metros de altura. São construídos quando se tem espaço no terreno, pois a largura da base é aproximadamente 40% da sua altura e também quando o terreno apresenta uma boa capacidade de carga, devido ao seu peso (RANZINI; NEGRO JUNIOR, 1998).

#### 4.3.1.2 Muros atirantados

Segundo Ranzini e Negro Junior (1998, p. 503):

Muros atirantados são estruturas mistas em concreto e alvenaria de blocos de concreto ou tijolos, com barras quase horizontais, contidas em planos verticais perpendiculares ao paramento do muro, funcionando como tirantes [...]. São construções de baixo custo utilizadas para alturas até cerca de 3 m.

#### 4.3.1.3 Muros de flexão

Ranzini e Negro Junior (1998, p. 503) definem muros de flexão como “[...] estruturas mais esbeltas, com seção transversal em forma de ‘L’ que resistem aos empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço arrimado, que se apoia sobre a base do ‘L’, para manter-se em equilíbrio.”. Como usualmente são construídas de concreto armado, normalmente é usada até cinco metros de altura por fatores econômicos. Assim como o muro de gravidade, a largura da base corresponde a aproximadamente 40% de sua altura.

#### 4.3.1.4 Muros mistos

Muros mistos são estruturas que funcionam pelo tanto pelo peso próprio quanto pela flexão. A largura da base também corresponde a aproximadamente 40% da sua altura (RANZINI; NEGRO JUNIOR, 1998).

#### 4.3.1.5 Muros de contrafortes

São muros similares aos muros de flexão, porem possuem elementos verticais de maior porte, denominados contrafortes. Esses contrafortes são espaçados ao longo do muro para suportar os esforços de flexão causados pelo engastamento da fundação. Seu equilíbrio externo é através do peso próprio do maciço arrimado que se apoia sobre a fundação. A largura da fundação é, em média, 40% da altura a ser arrimada (RANZINI; NEGRO JUNIOR, 1998).

#### 4.3.1.6 Muros de gabião

Segundo Ranzini e Negro Junior (1998, p. 504) muros de gabião “[...] são muros de gravidade construídos pela superposição de ‘gaiolões’ de malhas de arame galvanizado cheios com pedras cujos diâmetros mínimos devem ser superiores à abertura de malha das gaiolas.”. Ainda segundo os autores supracitados, suas principais características são a permeabilidade e a flexibilidade, que faz com que o muro de gabião se ajuste ao terreno conforme haja recalque diferencial.

Segundo Ranzini e Negro Junior (1998, p. 504), “[Muros de gabião] São construídos posicionando-se os gabiões no local em que deverão ficar, enchendo-os com pedras de mão para formar as sucessivas fiadas que formarão um arrimo de gravidade.”.

#### 4.3.1.7 *Crib wall*

Ranzini e Negro Junior (1998) indicam que *crib wall* “[...] são estruturas formadas por elementos pré-moldados de concreto armado ou de madeira ou aço, que são montados no local, em forma de ‘fogueiras’ justapostas e interligadas longitudinalmente, cujo espaço interno é cheio de preferência com material granular graúdo.”.

### 4.3.2 Escoramentos

Segundo Ranzini e Negro Junior (1998), escoramentos são estruturas de contenção provisórias que compõem-se dos seguintes elementos:

- a) paredes;
- b) longarinas;
- c) estroncas;
- d) tirantes.

Parede “[...] é a parte em contato direto com o solo a ser contido. E, mais comumente, vertical e formada por materiais como madeira, aço ou concreto. Quando formada por pranchas de madeira, pode ser continua ou descontinua [...]” (RANZINI; NEGRO JUNIOR, 1998, p. 505).

Ainda segundo Ranzini e Negro Junior (1998, p. 506), “Longarina é um elemento linear, longitudinal, em que a parede se apoia. Em geral é disposta horizontalmente e pode ser constituída de vigas de madeira, aço ou concreto armado.”

Estroncas ou escoras “[...] são elementos de apoio das longarinas. Dispõem-se, portanto, no plano horizontal das longarinas, sendo perpendiculares às mesmas. Podem ser constituídas de barras de madeira ou aço.” (RANZINI; NEGRO JUNIOR, 1998, p. 506).

Segundo Ranzini e Negro Junior (1998, p. 506), “Tirantes são elementos lineares introduzidos no maciço contido e ancorados em profundidade por meio de um trecho alargado, denominado bulbo. Trabalhando a tração, podem suportar as longarinas no lugar das estroncas, quando essa solução for mais adequada ou econômica.”

### 4.3.3 Reforços no terreno

Ranzini e Negro Junior (1998) indicam que nesse caso de contenção, procura-se aumentar a resistência do solo adicionando um ou mais elementos. Com isso, o solo pode resistir às tensões geradas por um grande desnível. Divide-se em:

- a) solo reforçado;
- b) terra armada;
- c) solo grampeado.

#### 4.3.4 Cortinas

Cortinas são estruturas de contenção planas cuja estabilidade é garantida em parte pelo empuxo passivo mobilizado ao longo de um trecho embutido no solo (ficha) e em parte por elementos de sustentação funcionado a tração (tirantes) ou a compressão (estroncas). Se caracterizam por apresentar uma pequena deslocabilidade (RANZINI; NEGRO JUNIOR, 1998).

São classificadas em:

- a) não-ancoradas;
- b) ancoradas;
- c) estroncadas.

Segundo os autores supracitados, são executadas quando não há espaço disponível para construir a fundação de um muro convencional ou quando não é possível assegurar a estabilidade de alguma escavação adjacente durante a construção.

Os tipos mais utilizados são:

- a) cortinas de estacas-prancha metálicas;
- b) cortinas de perfis metálicos preenchidos com placas de concreto armado ou pranchas de madeira;
- c) cortinas de concreto armado;
- d) cortinas de estacas justapostas;
- e) paredes diafragma.

Elas ainda podem ser classificadas como rígidas ou flexíveis. Conforme Ranzini e Negro Junior (1998, p. 509):

[...] cortina ou parede é flexível quando seus deslocamentos, por flexão, são suficientes para influenciar significativamente a distribuição de tensões aplicadas pelo maciço. Rígidas são cortinas cujas deformações podem ser desprezadas. Entre os extremos mencionados só um cálculo de verificação pode realmente estabelecer se a rigidez de uma cortina é tal que seus deslocamentos por flexão possam ser desprezados ou não.

## 5 CORTINAS ATIRANTADAS

Este capítulo visa apresentar o sistema de contenção a ser estudado, mostrando seus elementos e seu processo construtivo.

### 5.1 TIRANTES

Segundo More (2003) em uma cortina atirantada, os tirantes devem equilibrar as forças horizontais geradas pela pressão do contato entre solo e estrutura.

#### 5.1.1 Partes dos tirantes

O tirante divide-se em três partes:

- a) cabeça;
- b) trecho ancorado;
- c) trecho livre.

A figura 9 mostra cada um dos elementos, sendo que as partes 3 e 4 correspondem ao trecho livre e as partes 5 e 6 ao trecho ancorado.

##### 5.1.1.1 Cabeça

A cabeça do tirante é o elemento responsável por transferir a carga do tirante à estrutura a ser ancorada. Encontra-se na face externa da cortina sem estar em contato com o solo. É formado pela placa de apoio, cunha de grau e bloco de ancoragem (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006; MORE, 2003).

Segundo More (2003, p. 21), “A placa de apoio tem como função a distribuição da carga do tirante [...] e é normalmente formado por chapas metálicas (uma ou mais) de tamanho conveniente para transmissão de tensões de compressão aceitáveis sobre a estrutura de contenção.”.

Ainda segundo More (2003, p. 22), “A cunha de grau é um elemento empregado para permitir o alinhamento adequado do tirante em relação à sua cabeça, sendo normalmente constituído por um cilindro ou chapas paralelas de aço.”.

Blocos de ancoragem são as peças que prendem o tirante tracionado na região da cabeça. Essas peças podem ser porcas, cunhas ou botões (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006).

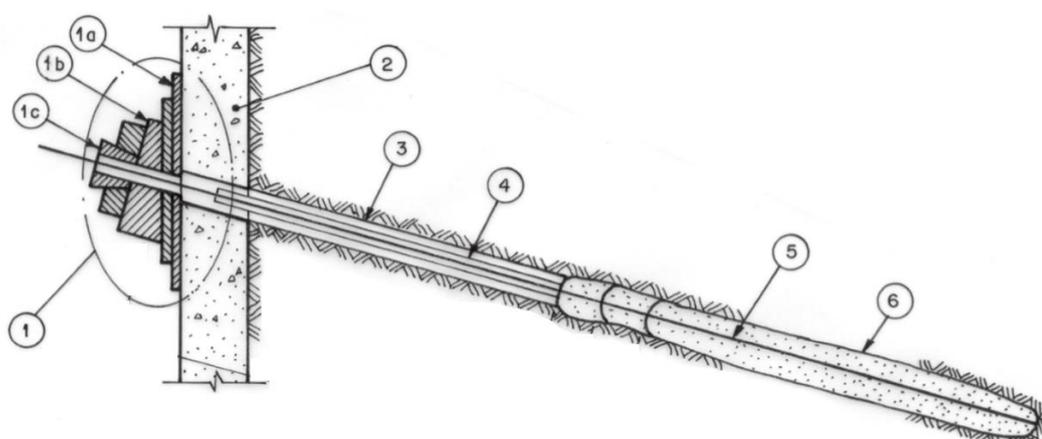
#### 5.1.1.2 Trecho ancorado

É a parte responsável por transmitir ao solo os esforços de tração do tirante. É envolvido por um aglutinante, normalmente argamassa ou nata de cimento Portland (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006; MORE, 2003).

#### 5.1.1.3 Trecho livre

É a parte do tirante entre a cabeça e o trecho ancorado e encontra-se isolado da calda de injeção. É responsável pela transmissão das tensões entre as extremidades. É constituído por monobarra de aço ou fios/cordoalhas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006; MORE, 2003).

Figura 9 – Elementos de um tirante



- |                     |                           |                        |
|---------------------|---------------------------|------------------------|
| (1) Cabeça          | (1c) Bloco de ancoragem   | (4) Bainha             |
| (1a) Placa de apoio | (2) Estrutura ancorada    | (5) Aço, fibra, etc.   |
| (1b) Cunha de grau  | (3) Perfuração do terreno | (6) Bulbo de ancoragem |

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006)

## 5.1.2 Tipos de tirantes

Os tipos de tirantes variam conforme alguns aspectos:

- a) vida útil;
- b) forma de trabalho;
- c) constituição;
- d) injeção.

### 5.1.2.1 Vida útil

Dividem-se em provisórios, quando a obra tem duração menor que dois anos e permanentes, duração superior a dois anos. O conhecimento do tipo de tirante conforme a vida útil é importante pois muda algumas características, como coeficiente de segurança, proteção anticorrosiva e precauções construtivas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006; MORE, 2003; YASSUDA; DIAS, 1998).

### 5.1.2.2 Forma de trabalho

Segundo More (2003, p. 28):

Os tirantes podem ser classificados como ativos ou passivos. Tirantes ativos são aqueles que estão permanentemente sob carga, independentes dos esforços atuantes no solo ou na estrutura de contenção [...]. Em contraste, nos tirantes passivos a carga só começa a atuar quando o maciço de solo ou a estrutura o solicitar, reagindo aos esforços produzidos nos mesmos. Na prática, os tirantes são raramente passivos.

### 5.1.2.3 Constituição

Segundo More (2003, p. 29), divide-se em:

- a) **tirantes monobarras:** barra única como elemento principal do tirante, frequentemente empregado no final da década de 1960 e início dos anos 1970, com barras de aço CA-50A (tensão de escoamento 500 MPa, carga de trabalho de 100 a 200 kN) ou CA-60A (tensão de escoamento 600 MPa, cargas de 120 a 240 kN) e diâmetros entre  $\frac{3}{4}$ " e 1.  $\frac{1}{4}$ ".

Com o passar do tempo consolidou-se a tendência de se utilizar tirantes de maior capacidade de carga, necessitando-se, portanto, de aços mais resistentes que os aços comuns da construção civil. Surgiram então no mercado barras de aço especial (tensão de escoamento de 850 MPa, diâmetros entre 19 e 32mm), com mossas protuberantes que funcionam como roscas, permitindo a execução de emendas com luvas especiais bem como a fixação da cabeça através de porcas;

- b) **tirantes de barras múltiplas:** a ancoragem é composta por mais de uma barra de aço. Pouco utilizada no Brasil, sua concepção é a mesma dos tirantes de fios ou cordoalhas, exceto pelo bloco de ancoragem que requer um sistema de roscas e porcas para a fixação da cabeça e execução da protensão;
- c) **tirantes de fios:** [...] apresenta uma área mínima de 50 mm<sup>2</sup> ou 8 mm de diâmetro. Comercialmente se encontram fios com diâmetro de 8mm e 9mm, fabricados em aço 150RN, 150RB, 160RN e 160RB (RN = relaxação normal; RB = relaxação baixa). A carga de trabalho do tirante é proporcional à quantidade de fios do tirante, sendo o número destes limitado pelo diâmetro da perfuração. Na prática, a grande maioria dos furos é executado com diâmetros próximos de 115mm [...] o que limita o número de fios em 12 e assegura cargas de trabalho de até 419 kN por tirante.

Normalmente os fios são pintados com duas demãos de tinta anticorrosiva, com bloco de ancoragem por clavetes e cunhas com proteção contra corrosão. Apesar destes cuidados, este tipo de tirante está deixando de ser utilizado em virtude de problemas causados pela corrosão;

- d) **tirantes de cordoalhas:** o elemento resistente à tração é constituído por cordoalhas de aço, semelhantes às usadas em obras civis de concreto protendido. Existem vários tipos de cordoalhas [...] que podem ser comercialmente adquiridas em aço 175RN, 175RB, 190RN e 190RB. No Brasil, as cordoalhas empregadas têm geralmente diâmetro de 12,7mm, sendo fabricadas em aço 190RB. Usualmente as cordoalhas são pintadas em todo seu comprimento com duas demãos de tinta anticorrosiva;
- e) **tirantes de materiais sintéticos:** fabricados com novos materiais resistentes à corrosão e apresentando elevada resistência à tração, com fibras de carbono ou fibras de poliéster. No Brasil ainda não são aplicados em larga escala como elementos de ancoragem.

#### 5.1.2.4 Injeção

É executado em estágio único ou estágios múltiplos e se consiste no enchimento do furo com a calda de cimento.

No processo de injeção por estágio único, inicia-se lavando o furo com água para remover os detritos. Após é preenchido o furo com a calda de cimento e posteriormente, instala-se o tirante no furo (YASSUDA; DIAS, 1998).

Já no caso de injeção por estágios múltiplos, inicialmente deve-se instalar um tubo de PVC em volta do tirante, por onde será feita a injeção. A injeção da calda de cimento será realizada com o tirante já instalado no furo. A calda é injetada inúmeras vezes até o tirante esteja trabalhando conforme planejado (YASSUDA; DIAS, 1998).

Após a injeção é executada a cortina de concreto armado.

### 5.1.3 Inclinação dos tirantes

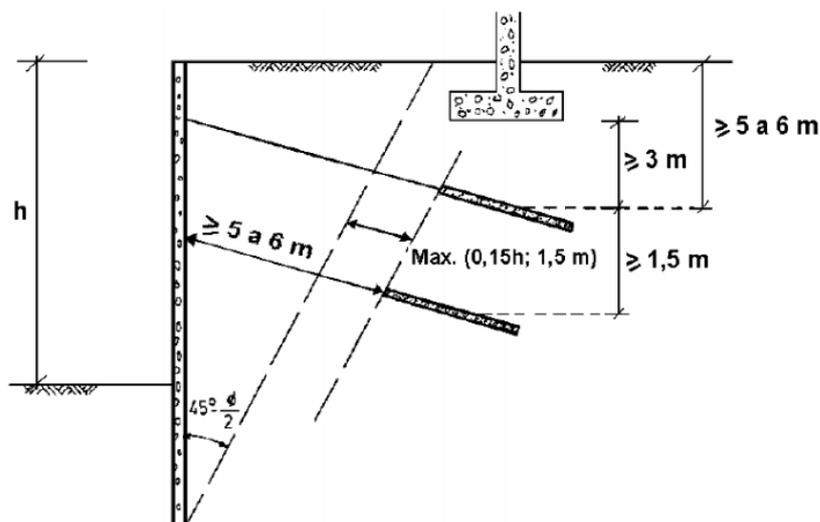
Segundo Matos (1990), o ideal seria que os tirantes fossem instalados na horizontal. Porém problemas com a introdução da calda de cimento e a execução dos furos tornam problemática a instalação de tirantes com inclinação menor que  $10^\circ$  com a horizontal. Existem casos, devido a presença de obras vizinhas (fundações, dutos enterrados) ou devido ao fato da camada de solo resistente estar muito abaixo da cabeça do tirante, que a inclinação do tirante é  $30^\circ$ .

### 5.1.4 Comprimento dos tirantes

Segundo Chuva (2011, p. 22), os seguintes aspectos são considerados e a figura 10 representa tais considerações:

- a) Os bulbos de ancoragens devem estar situados fora da cunha do empuxo ativo do solo suportado pela cortina ancorada;
- b) as profundidades dos bulbos devem ser de 5m a 6m abaixo da superfície do terreno, ou de 3m abaixo das fundações de edifícios. Esta recomendação é baseada nos efeitos na superfície do terreno ou nos elementos de fundação das elevadas pressões de injeção para a formação dos bulbos de ancoragem;
- c) o espaçamento mínimo entre os bulbos de ancoragem deve ser da ordem de 1,5 m de modo a minimizar a interferência entre ancoragens, ocasionando eventuais reduções da capacidade de carga do grupo de ancoragens [...];
- d) o comprimento livre não deve ser inferior a 5m – 6m, de modo que as tensões transmitidas ao solo através do bulbo de ancoragem não ocasionem significativos aumentos da pressão de contato sobre a cortina;
- e) comprimentos de bulbo inferiores a 3m não são aconselháveis. O valor final depende da capacidade de carga desejável na ancoragem.

Figura 10 – Comprimento dos tirantes



(fonte: OSTERMAYER<sup>15</sup>, 1976 apud CHUVA, 2011, p. 23)

## 5.2 CORTINA DE CONCRETO ARMADO

Segundo a Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro<sup>16</sup> (2000 apud SILVA, 2014, p. 27) define cortina como “[...] uma parede de concreto armado, de espessura [...] em função das cargas nos tirantes, fixada no terreno através das ancoragens pré-tensionadas [...]”. A cortina de concreto armado funciona como uma reação à força que o tirante exerce sobre o terreno e para reduzir os deslocamentos do solo.

Segundo Silva (2014, p. 27), “A fim de que a cortina trabalhe como elemento único, após a concretagem de cada módulo horizontal da cortina, devem ser deixadas esperas de armadura para serem vinculadas ao módulo seguinte.”.

<sup>15</sup> OSTERMAYER, H. **Practice in the detail design applications of anchorages**. Londres: Institution of civil engineers, 1976.

<sup>16</sup> FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. **Manual técnico de encostas: ancoragens e grampos**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2000. v. 4.

### 5.3 ESTIMATIVA DE RUPTURA E FALHAS

Segundo a Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro<sup>17</sup> (2000 apud SILVA, 2014, p. 41) existem seis modos de ruptura em uma cortina atirantada e estão explicadas a seguir e mostradas na figura 11:

- a) **puncionamento da base:** pode ocorrer quando o solo onde se apoia a base da cortina é de baixa capacidade de suporte. Toma-se como baixa capacidade de suporte a capacidade de carga inferior a 20 kPa, ou índice N de resistência à penetração, SPT, inferior a 10;
- b) **ruptura de fundo da escavação:** situação que pode ocorrer se uma camada de solo mole existir abaixo do nível da fundação;
- c) **ruptura global:** a ruptura global pode ser subdividida em dois casos, o da cunha de ruptura e de ruptura generalizada e profunda [...]. O primeiro pode ser analisado pelo método das cunhas, o segundo pelo método do equilíbrio limite com superfície circular ou poligonal. Um caso comum de risco de ruptura em cunha pode ocorrer durante a escavação, situação que pode ser estabilizada através da escavação em nichos;
- d) **deformação excessiva:** pode ocorrer durante a construção antes da protensão de um determinado nível de ancoragem. Uma vez executada a obra, dificilmente ocorre, pois as cortinas ancoradas são rígidas o suficiente;
- e) **ruptura das ancoragens:** ocorre por capacidade de carga insuficiente das ancoragens ou durante a execução, quando outros níveis de ancoragem ainda não foram instalados. Por exemplo, em estruturas ancoradas utilizadas na base de taludes muito altos [...]. Havendo instabilização do talude e deslocamentos da massa de solo, as ancoragens poderão ser supertensionadas e romper [...];
- f) **ruptura de parede:** pode haver duas situações: ruptura por flexão, devida a armadura insuficiente e ruptura por puncionamento das ancoragens [...].

Na estrutura, ainda podem ocorrer falhas nos tirantes ou na cortina de concreto armado. Hanna<sup>18</sup> (1982, apud SILVA, 2014, p. 41) indica que essas falhas podem ocorrer:

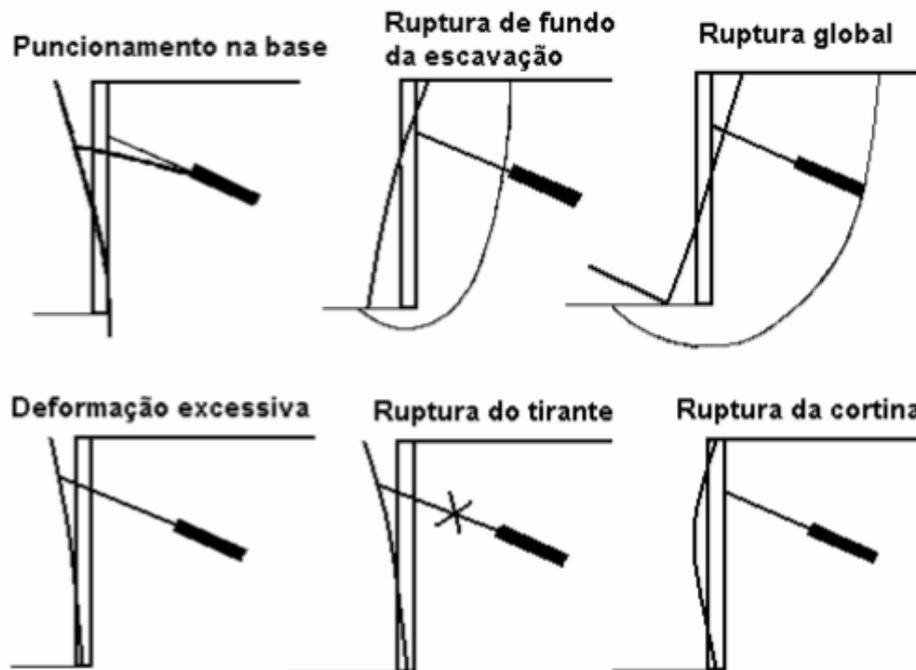
- a) na aderência argamassa-tirante;
- b) na aderência solo-argamassa;
- c) internamente, na massa de solo;
- d) no aço do tirante ou um de seus componentes;
- e) por ruptura da coluna de argamassa ao redor do tirante;

<sup>17</sup> FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. **Manual técnico de encostas:** ancoragens e grampos. 2. ed. Rio de Janeiro, 2000. v. 4.

<sup>18</sup> HANNA, T. H. **Foundations in tension:** ground anchors. 1st. ed. Clasuthal-Zellerfeld, Germany: Trans Tech Publications, 1982.

- f) num feixe de tirantes.

Figura 11 – Tipos de ruptura de uma cortina atirantada em solo



(fonte: FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO<sup>19</sup>, 2000 apud MORE, 2003, p. 42)

## 5.4 SEQUÊNCIA EXECUTIVA

A sequência executiva difere em método ascendente, usado em aterros, e método descendente, usado em cortes. Segundo Marzionna et al. (1998) a sequência executiva do método descendente se divide em oito itens e está descrita a seguir:

- a) escavação para implantação da primeira faixa ou placa de cortina (do topo até a meia distância entre a primeira e a segunda linha de ancoragens, aproximadamente);
- b) execução do revestimento na face do talude, com chapisco de cimento e areia e instalação de dispositivos de drenagem;
- c) instalação das ancoragens e concretagem da primeira faixa de cortina. Prosseguimento da escavação em nichos alternados. Cada nicho corresponderá à região de influência de uma ancoragem;

<sup>19</sup> FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. **Manual técnico de encostas: ancoragens e grampos**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2000. v. 4.

- d) ensaio de carga e incorporação da primeira linha de ancoragens. É importante respeitar o período de cura e de resistência mínima do concreto da cortina e do bulbo de ancoragem, que depende da especificação do cimento e aditivos empregados (conforme NBR 5629<sup>20</sup>) e que todos os tirantes estejam instalados neste nível de cortina;
- e) instalação das ancoragens e concretagem da segunda faixa de cortina;
- f) finalização da escavação da segunda faixa;
- g) instalação do restante das ancoragens da segunda linha e concretagem dos nichos correspondentes;
- h) para os níveis seguintes, repetem-se os procedimentos acima.

---

<sup>20</sup> Esta Norma consta nas referências bibliográficas.

## **6 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA**

Em toda a obra de engenharia civil é necessária uma investigação geotécnica para poder determinar em que tipo de solo se dará a obra. Existem alguns ensaios de campo para determinar o perfil de solo, mas o mais usado no Brasil, segundo Schnaid e Odebrecht (2012) é o ensaio SPT.

Neste capítulo será abordado o ensaio SPT, suas correlações para determinar parâmetros do solo e a partir desses parâmetros, determinar o empuxo através da Teoria de Rankine.

### **6.1 ENSAIO SPT**

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o SPT é a ferramenta de investigação mais utilizada em praticamente todo o mundo. Segundo Velloso e Lopes (1997, p. 57), “O ensaio SPT tem uma primeira utilidade na indicação da compactidade de solos granulares (areias e siltes arenosos) e da consistência de solos argilosos (argilas e siltes argilosos).”.

Ainda segundo os autores supracitados, as vantagens desse ensaio são o baixo custo de execução, simplicidade do equipamento e da execução e a obtenção de valores numéricos de ensaios, que podem ser relacionados com fórmulas empíricas para a obtenção de parâmetros desejados.

#### **6.1.1 Equipamentos**

São divididos em seis partes e serão apresentados a seguir.

##### **6.1.1.1 Amostrador**

Schnaid e Odebrecht (2012) mostram que o amostrador é constituído de três partes: cabeça, corpo e sapata. A cabeça é responsável pela saída da água de dentro das hastes e com isso retém a amostra de solo dentro do amostrador. O corpo é constituído por um tubo bipartido, sendo possível a inspeção tátil e visual das amostras.

#### 6.1.1.2 Hastes

São tubos mecânicos que apresentam roscas em suas extremidades permitindo a ligação entre uma ou mais hastes através de elementos de conexão. Existem diferentes pesos para as hastes, podendo ter 3,23 kg/m ou estar no intervalo entre 5,69 kg/m e 11,8 kg/m. As hastes devem ser retas e se apresentarem qualquer sinal de empenamento, devem ser substituídas pois não iriam transmitir toda energia fornecida pelo golpe do martelo ao amostrador (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

#### 6.1.1.3 Martelo

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012, p. 25), “O martelo, constituído de aço, com massa de 65 kg [...] é o elemento que aplica o golpe sobre a composição (cabeça de bater, haste, amostrador). Trata-se do elemento que apresenta maior diversidade de configurações, tanto nacional como internacionalmente.”.

Os autores supracitados ainda citam que existem dez configurações de martelo diferente, sendo cinco com controle de queda e cinco sem. Dentre esses, se destaca os martelos automáticos devido ao seu controle de queda e reprodutibilidade do procedimento, devido à elevação de massa automática.

#### 6.1.1.4 Tripé de sondagem

E o equipamento responsável por segurar todos os outros elementos.

#### 6.1.1.5 Cabeça de bater

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012, p. 25), “[Cabeça de bater] é um elemento cilíndrico de aço maciço que tem por finalidade promover a transferência de energia do golpe do martelo para a haste. [...] é constituída por tarugo de aço de  $83 \pm 5$  mm de diâmetro,  $90 \pm 5$  mm de altura e massa nominal de 3,5 kg a 4,5 kg.”.

#### 6.1.1.6 Sistema de perfuração

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012, p. 26):

Os equipamentos normalmente usados para a abertura do furo de sondagem são os trados manuais, com destaque para aqueles de tipo helicoidal e tipo concha, além do trépano ou faca de lavagem.

No sistema mecanizado, a perfuração é executada com a introdução de um tubo com um helicóide na sua parte externa denominado tubo *hollow auger*, o qual, além de facilitar a perfuração, promove o revestimento do furo de sondagem, facilitando a operação em solos não coesivos ou não cimentados.

## 6.1.2 Procedimento de ensaio

Destacam-se três procedimentos: execução do ensaio, procedimento de perfuração e a forma de elevação e liberação do martelo (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

### 6.1.2.1 Execução do ensaio

Posiciona-se o amostrador no fundo da perfuração e coloca-se o martelo sobre a cabeça de bater, que está conectada à haste. Em seguida, marca-se na haste três segmentos de 15 cm cada e inicia-se a cravação com o martelo batendo na cabeça de bater. Anota-se o número de golpes necessários para penetrar cada um dos três segmentos marcados na haste. Os valores de penetração dos últimos 30 cm são somados dando origem ao  $N_{spt}$ , que é utilizado nos projetos de engenharia (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Ainda segundo os autores supracitados, há dois casos especiais: quando o solo é muito resistente ou muito mole. Quando é muito resistente, pode ser necessário dar mais de 30 golpes para penetrar 15 cm. Nesse caso, registra-se o número de golpes efetuados e sua respectiva penetração. Para o caso de solos moles, um único golpe pode penetrar mais que os 15 cm. Nesse caso anota-se a penetração correspondente.

### 6.1.2.2 Perfuração

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012, p. 28), “Não há um procedimento único de perfuração. A depender das condições do subsolo e do sistema de perfuração utilizado, procedimento e equipamentos distintos podem ser empregados.”. Ainda conforme os autores supracitados, deve-se tomar cuidados para garantir a remoção do solo escavado no fundo da perfuração. Se houver dificuldades em manter o furo aberto, deve-se usar algum tipo de estabilizante ou um tubo de revestimento.

### 6.1.2.3 Elevação e liberação do martelo

O martelo deve ser elevado 75 cm em relação a cabeça de bater. Essa elevação pode ser manual ou mecanizada. Na elevação manual, o martelo é hasteado pelos operadores, auxiliados ou não pelo uso de uma roldana. Já nos sistemas mecanizados, o martelo é elevado por um guincho (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

### 6.1.3 Apresentação dos resultados

Após realizado o ensaio SPT, os resultados são apresentados através de uma planilha padrão, que possui o número de golpes para a penetração a cada metro de profundidade (normalmente é apresentado o número de golpes para os primeiros 30 cm e para os últimos 30 cm), a classificação do solo (feita pela experiência do operador), um gráfico com a relação entre número de golpes e profundidade, a caracterização da amostra, o nível em que foi encontrado o lençol freático (alguns ensaios mostram o nível do lençol freático no momento da execução e também após 24 horas), a posição e a cota do furo. A figura 12 mostra um perfil típico de sondagem.

Figura 12 – Planilha padrão de um ensaio SPT

NÍVEL DADA	NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR						PROFUNDIDADE	AMOSTRAS	PROF. DA CAMADA	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS	MÉTODO DE PENETRAÇÃO
	N° DE GOLPES		GRÁFICO								
	*	**	5	15	25	35					
8	11						1 -				Percussão
10	15						2 -	1,80	Aterro de areia e argila, cor variada.		
16	23						3 -				
25	33						4 -				
31	37						5 -		Slite arenoso, cor marrom variado, de compacto a muito compacto.		
36	42						6 -				
43	50						7 -	5,90			
-	-						8 -		Slite arenoso, cor variado, muito compacto.		
-	-						9 -	8,60			
							10 -				
							11 -				
							12 -				
							13 -				
NÍVEL DADA APÓS 24 HORAS 4,00 m.											
CLIENTE: INCORPORADORA E CONSTRUTORA PAMPA OBRA: AV. DR. JOSÉ LOUREIRO DA SILVA - GRAVATAÍ/RS									Elaborado por: Mateus Picoll Bernardi		

(fonte: elaborado pelo autor)

## 6.2 TEORIA DE EMPUXO DE RANKINE

Nas análises geotécnicas, é fundamental conhecer as forças de empuxo atuantes nas estruturas. A Teoria de Rankine é uma das mais consagradas existentes na literatura. Usam-se métodos de equilíbrio limite para calcular os empuxos ativos e passivos. Conforme Consoli (1988, p. 9), as hipóteses básicas da Teoria de Rankine são:

- plastificação total do solo;
- não leva em consideração atrito entre solo e muro;
- considera distribuição triangular de tensões;
- maciço homogêneo e de superfície horizontal.

O coeficiente de empuxo ativo apresentado por Rankine é função do ângulo de atrito do solo, conforme a fórmula 3 (CONSOLI, 1988):

$$K_a = \operatorname{tg}^2 (45 - \phi'/2) \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo;

$\phi'$  = ângulo de atrito efetivo do solo, em graus.

Por conseguinte, o empuxo ativo é calculado pela fórmula 4 para solos granulares e pela fórmula 5 para solos coesivos (CONSOLI, 1988):

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (\text{fórmula 4})$$

(fórmula 5)

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2 c' H \sqrt{K_a}$$

Onde:

$E_a$  = empuxo ativo, em kPa;

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo;

$\gamma$  = peso específico do solo, em kN/m<sup>3</sup>;

$H$  = altura da parede de solo, em m;

$c'$  = coesão efetiva do solo, em kPa.

O coeficiente de empuxo passivo apresentado por Rankine também é função do ângulo de atrito do solo, conforme a fórmula 6 (CONSOLI, 1988):

$$K_p = \text{tg}^2 (45 + \phi'/2) \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

$K_p$  = coeficiente de empuxo passivo;

$\phi'$  = ângulo de atrito efetivo do solo, em graus.

Por conseguinte, o empuxo passivo é calculado pela fórmula 7 para solos granulares e pela fórmula 8 para solos coesivos (CONSOLI, 1988):

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (\text{fórmula 7})$$

(fórmula 8)

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2 c' H \sqrt{K_p}$$

Onde:

$E_p$  = empuxo passivo, em kPa;

$K_a$  = coeficiente de empuxo passivo;

$\gamma$  = peso específico do solo, em kN/m<sup>3</sup>;

$H$  = altura da parede de solo, em m;

$c'$  = coesão efetiva do solo, em kPa.

Outra forma de calcular os empuxos é através da relação entre tensões verticais e horizontais, dada por:

$$\sigma'_h = k_o \cdot \sigma'_v \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

$\sigma'_h$  = tensão horizontal efetiva, em kPa;

$\sigma'_v$  = tensão vertical efetiva, em kPa;

$k_o$  = coeficiente de empuxo ao repouso.

A tensão vertical efetiva é definida por:

$$\sigma'_v = (\gamma - u).H + q \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

$\sigma'_v$  = tensão vertical efetiva, em kPa;

$\gamma$  = peso específico do solo, em kN/m<sup>3</sup>;

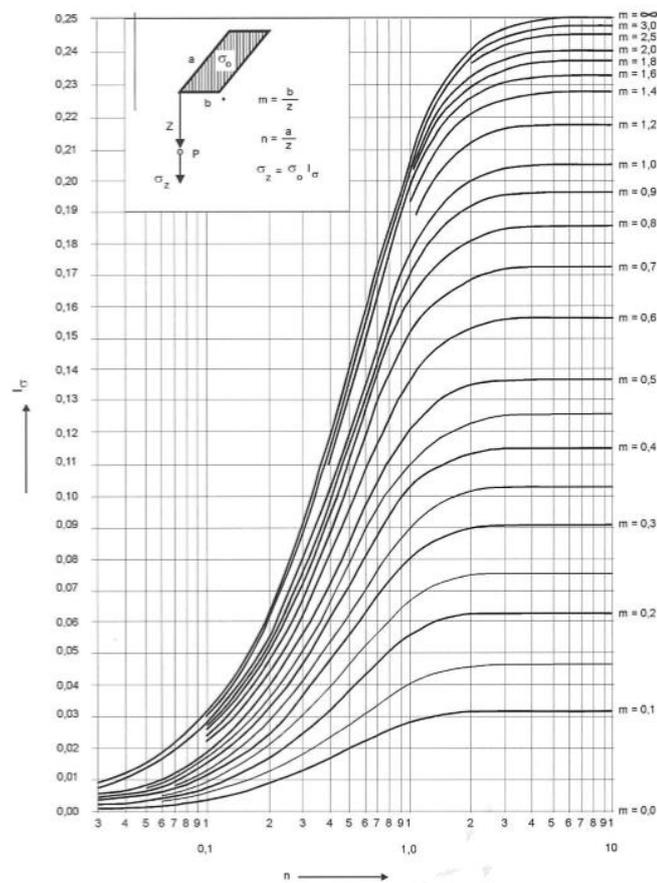
$u$  = peso específico da água, em kN/m<sup>3</sup>;

$H$  = altura da camada de solo, em m;

$q$  = sobrecarga, em kPa.

Na fórmula 10, deve ser corrigido o valor de sobrecarga, pois ela é tratada como semi-infinita, ou seja, com uma grande extensão em relação as demais extensões do carregamento. Para isso, utiliza-se o ábaco proposto por Newmark, apresentada na figura 13.

Figura 13 – Ábaco de Newmark



(fonte: CAVALCANTE, 2006)

### 6.3 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO SOLO

É necessário conhecer os parâmetros do solo para determinar os empuxos. Esses parâmetros são determinados através de correlações com os ensaios SPT.

Para a determinação do ângulo de atrito, Teixeira<sup>21</sup> (1996 apud SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 41) propõem a fórmula 11:

<sup>21</sup> TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**, SEFE, São Paulo, v. 1, p. 33-50, 1996.

(fórmula 11)

$$\phi' = 15^\circ + \sqrt{24 N_{spt}}$$

Também é possível determinar o ângulo de atrito por Hatanaka e Uchida<sup>22</sup> (1996 apud SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 42) propõem a fórmula 12:

(fórmula 12)

$$\phi' = 20^\circ + \sqrt{15,4 N_{spt60}}$$

Onde:

$\phi'$  = ângulo de atrito efetivo do solo, em graus;

$N_{spt}$  = número de golpes do ensaio SPT;

$N_{spt60}$  = número de golpes do ensaio SPT corrigido.

Para a determinação da resistência não drenada, Stroud<sup>23</sup> (1989 apud SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 45) propõem a fórmula 13:

$$S_u / N_{spt60} = 4 \text{ a } 6 \quad \text{(fórmula 13)}$$

Onde:

$S_u$  = resistência não drenada, em  $\text{kN/m}^2$ ;

$N_{spt60}$  = número de golpes do ensaio SPT corrigido.

<sup>22</sup> HATANAKA, M.; UCHIDA, A. Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil. **Soils Found.**, v. 36, n. 4, p. 1-9, 1996.

<sup>23</sup> STROUD, M. A. The standard penetration test – its application and interpretation. In: GEOTECHNICAL CONFERENCE ON PENETRATION TESTING IN THE UK, Birmingham. **Proceedings...** London: Thomas Telford, 1989.

Para determinar os pesos específicos, Cintra et al.<sup>24</sup> (2003 apud SILVA, 2014, p. 51-52) propõem as correlações apresentadas nas tabelas 2 e 3.

Tabela 2 – Estimativa de pesos específicos para solos arenosos

NSPT	Compacidade	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )		
		Seco	Úmido	Saturado
< 5	Fofa	16	17	19
5-8	Pouco compacta	16	18	19
9-18	Medianamente compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta	18	20	21

(fonte: CINTRA et al.<sup>25</sup>, 2003 apud SILVA, 2014, p. 52)

Tabela 3 – Estimativa de pesos específicos para solos argilosos

NSPT	Consistência	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
≤ 2	Muito mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

(fonte: CINTRA et al.<sup>26</sup>, 2003 apud SILVA, 2014, p. 51)

<sup>24</sup> CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: Rima, 2003.

<sup>25</sup> op. cit.

<sup>26</sup> op. cit.

## 7 CASO

O caso estudado trata-se de uma edificação que será construída na Avenida Mauro Ramos, no centro do município de Florianópolis, SC, Brasil (figura 14). Esta edificação caracteriza-se por ter 14 pavimentos tipos e 6 níveis de garagens, sendo 3 no subsolo. Para a realização das obras no subsolo, será necessário fazer um corte no terreno de, aproximadamente 12 metros. Para conter a instabilização dos terrenos vizinhos, será necessário a execução de uma estrutura de contenção, que será o objeto de estudo desse trabalho.

Figura 14 – Planta de situação da obra

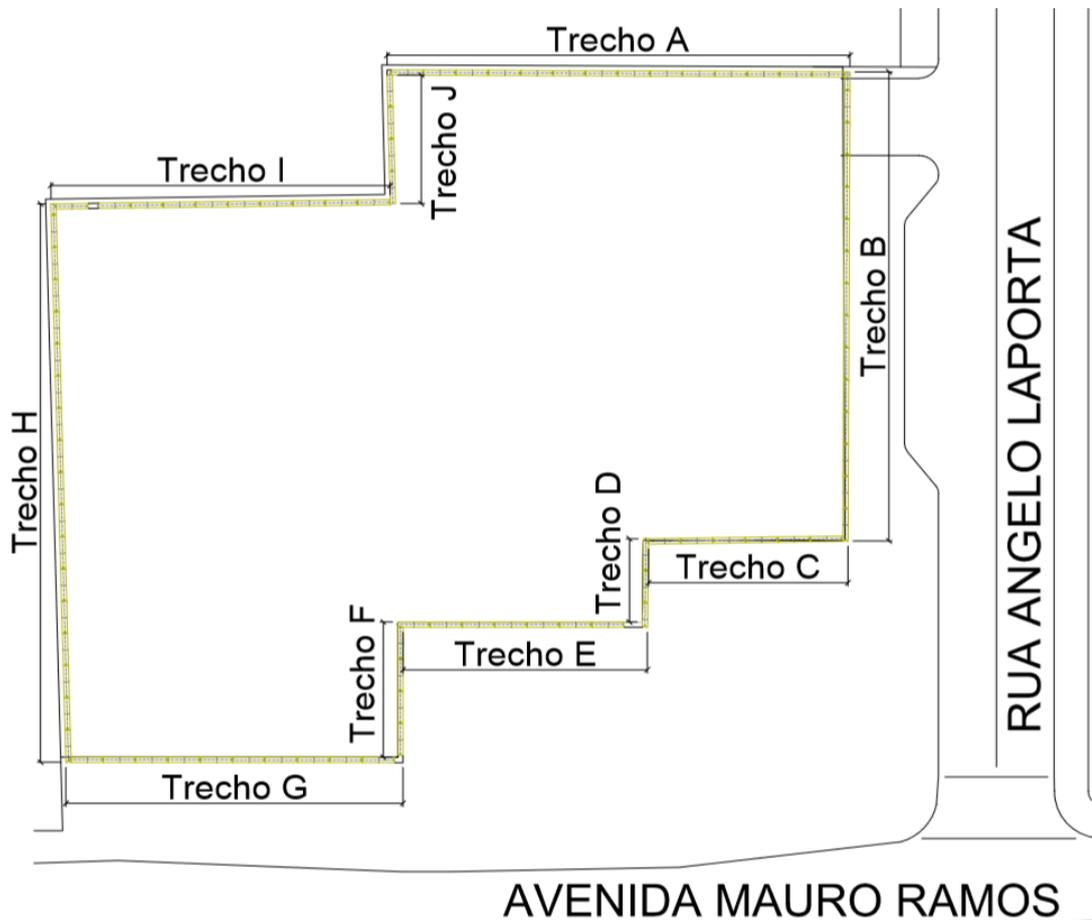


(fonte: adaptado de GOOGLE MAPS<sup>27</sup>)

Serão executadas dez cortinas atirantadas (trechos A a H) de diferentes comprimentos, alturas e quantidade de tirantes instalados. A localização de cada trecho é apresentada na figura 15.

<sup>27</sup> Disponível em: <https://www.google.com.br/maps/place/Av.+Mauro+Ramos,+Florian%C3%B3polis+-+SC/@-27.5879598,-48.5423193,256m/data=!3m1!1e3!4m2!3m1!1s0x9527383bb0429eb1:0x769d315b1d27da02>. Acesso em out. 2015.

Figura 15 – Trechos das cortinas atirantadas



(fonte: adaptado do projeto)

## 7.1 GEOLOGIA LOCAL

Segundo Florianópolis<sup>28</sup> (2004 apud FLORIANÓPOLIS, 2009, p. 16):

Florianópolis está geologicamente constituída por duas formações básicas: os terrenos rochosos chamados cristalinos e os terrenos sedimentares de formação recente. As rochas cristalinas estão no chamado Embasamento Cristalino ou Escudo Catarinense que ocorre em toda a borda leste do estado, são as rochas mais antigas [...]. Já os terrenos sedimentares estão em áreas baixas e planas com a chamada cobertura Sedimentar Quaternária (da Era Cenozóica), onde são denominadas “Planícies Costeiras”.

Florianópolis<sup>29</sup> (2008 apud FLORIANÓPOLIS, 2009, p. 16) também destaca que:

<sup>28</sup> FLORIANÓPOLIS. **Atlas do município de Florianópolis**. Florianópolis: Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis, 2004.

Os terrenos cristalinos formam as partes mais elevadas na Ilha de Santa Catarina, destacando-se uma cadeia central de direção N-S e os pontos rochosos que se sobressaem no entorno. Os terrenos sedimentares nas partes baixas formam a planície costeira com depósitos aluviais, dunas, restingas e manguezais.

## 7.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

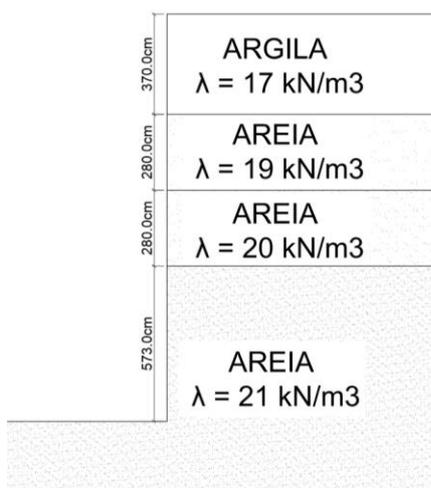
A investigação geotécnica foi realizada pelo método do *Standard Penetration Test* (SPT). Ao todo, foram realizados 15 furos de sondagem (Anexo A), a fim de se obter os tipos de solos presente no terreno e suas características.

Através dos furos de sondagem, constatou-se que o terreno se trata de um solo residual, apresentando em alguns casos, uma pequena camada de argila arenosa e logo após areia siltosa de compactidade variada até o fim da sondagem.

Com o resultado dos furos de sondagem, foi feito um perfil de solo típico para cada um dos trechos onde haverá estrutura de contenção e a partir das correlações existentes (capítulo 6.3), obteve-se os parâmetros do solo.

Os perfis estão apresentados nas figuras a seguir e os parâmetros do solo nas tabelas a seguir.

Figura 16 – Perfil de solo do trecho A



(fonte: elaborado pelo autor)

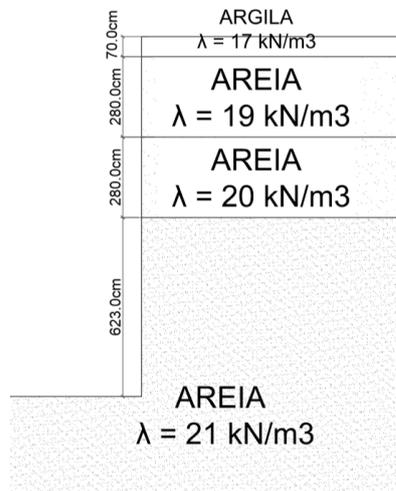
<sup>29</sup> FLORIANÓPOLIS. **Plano Diretor Participativo da Cidade**: Leitura da Cidade (vol. 1) 2008. Florianópolis: Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis, 2008.

Tabela 4 – Parâmetros geotécnicos do trecho A

Trecho A				
Camada	Material	espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$
1	Argila	3.70	17	31.02
2	Areia	2.80	19	25.31
3	Areia	2.80	20	33.11
4	Areia	-	21	42.19

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 17 – Perfil de solo do trecho B



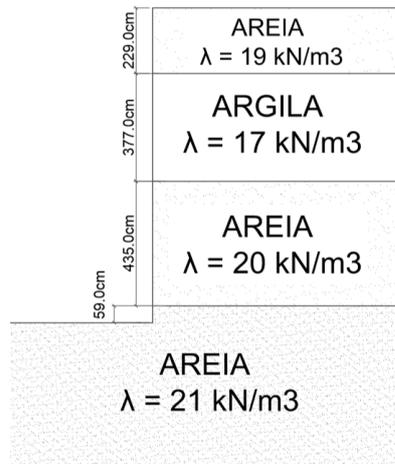
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 5 – Parâmetros geotécnicos do trecho B

Trecho B				
Camada	Material	espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$
1	Argila	0.70	17	31.02
2	Areia	2.80	19	25.31
3	Areia	2.80	20	33.11
4	Areia	-	21	42.19

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 18 – Perfil de solo dos trechos C e D



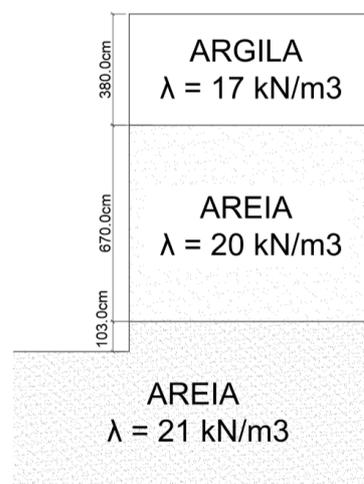
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6 – Parâmetros geotécnicos dos trechos C e D

Trecho C e D				
Camada	Material	espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'$
1	Areia	2.29	19	28.54
2	Argila	3.77	17	29.43
3	Areia	4.35	20	33.75
4	Areia	-	21	39.12

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 19 – Perfil de solo dos trechos E e F



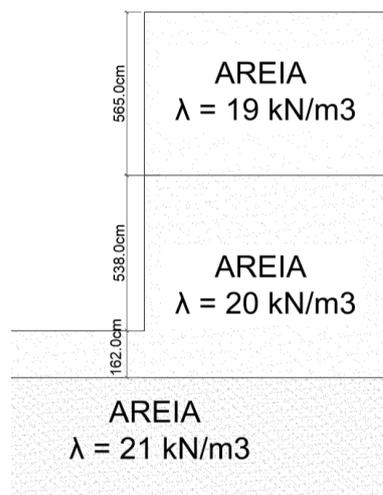
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 7 – Parâmetros geotécnicos dos trechos E e F

Trecho E e F				
Camada	Material	espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi^\circ$
1	Argila	3.80	17	29.43
2	Areia	6.70	20	34.37
3	Areia	-	21	41.35

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 20 – Perfil de solo do trecho G



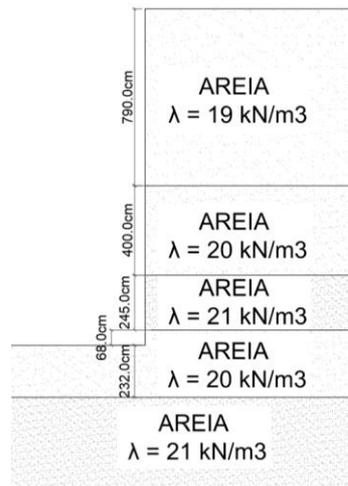
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos do trecho G

Trecho G				
Camada	Material	espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi^\circ$
1	Areia	5.65	19	28.54
2	Areia	7.00	20	33.75
3	Areia	-	21	40.48

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 21 – Perfil de solo do trecho H



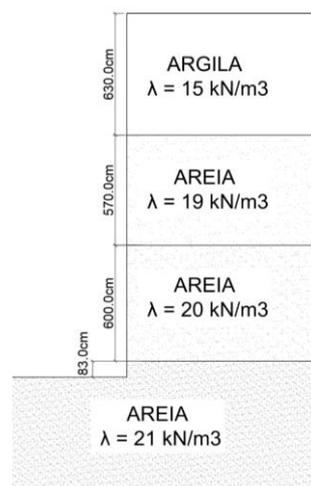
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 9 – Parâmetros geotécnicos do trecho H

Trecho H				
Camada	Material	espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi^{\circ}$
1	Areia	7.90	19	29.43
2	Areia	4.00	20	34.37
3	Areia	2.45	21	40.04
4	Areia	3.00	20	33.75
5	Areia	-	21	41.77

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 22 – Perfil de solo dos trechos I e J



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 10 – Parâmetros geotécnicos dos trechos I e J

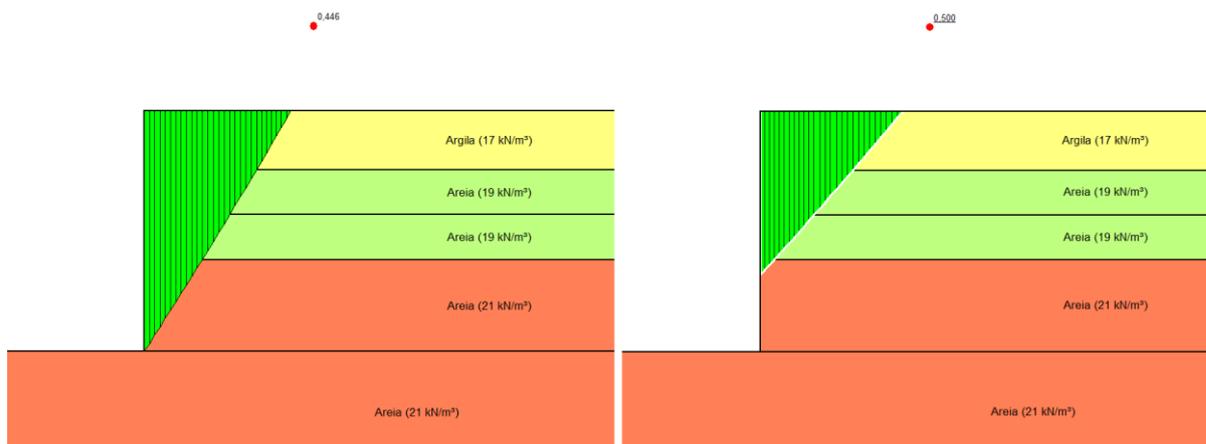
Trecho I e J				
Camada	Material	espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi^{\circ}$
1	Argila	6.30	15	27.58
2	Areia	5.70	19	28.54
3	Areia	6.00	20	33.75
4	Areia	-	21	40.48

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

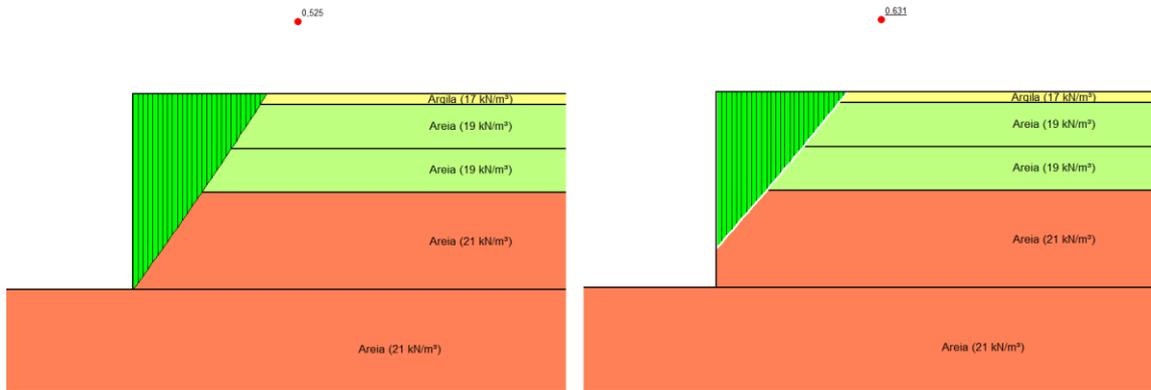
Através do programa Slope/W (GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 2013), foi realizada uma análise para determinar a estabilidade dos cortes realizados. Essa análise foi feita utilizando os métodos de equilíbrio limite de Morgenstern Price e Bishop Simplificado. Esses resultados estão apresentados nas figuras abaixo e na tabela 11. Foi considerada uma sobrecarga de 25 kPa nos terrenos vizinhos. (As análises foram realizadas na versão estudantil do programa, no qual limitava o número de matérias utilizados. Por isso, em alguns casos, as areias com peso específico de 20 kN/m<sup>3</sup> foram substituídas por areias de 19 kN/m<sup>3</sup>).

Figura 23 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price no trecho A



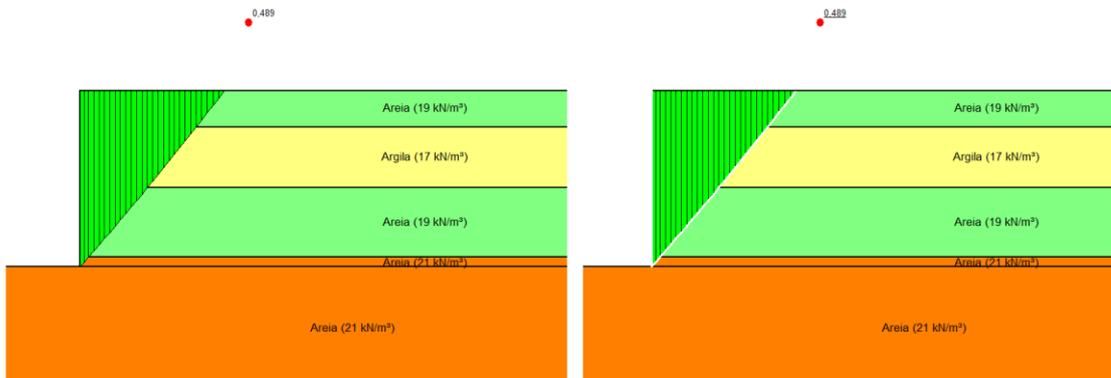
(fonte: GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 2013)

Figura 24 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price no trecho B



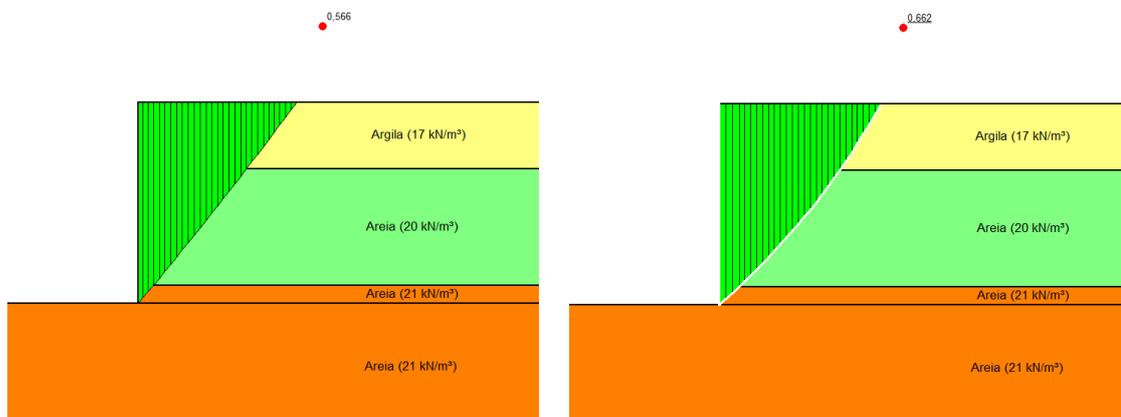
(fonte: GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 2013)

Figura 25 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price nos trechos C e D



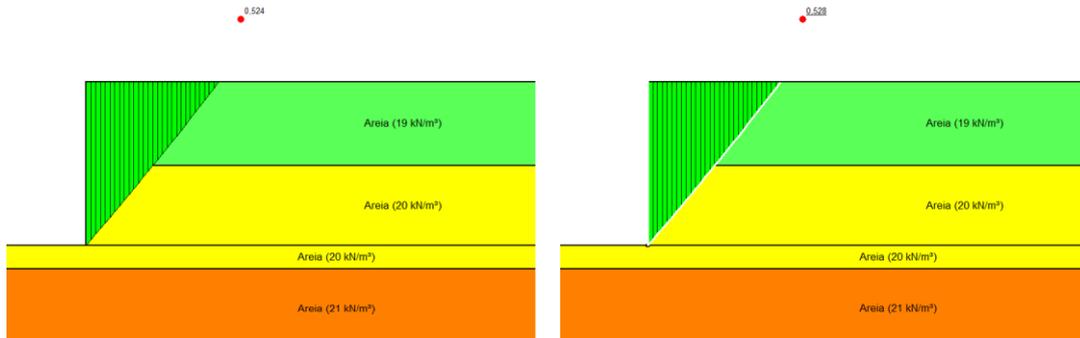
(fonte: GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 2013)

Figura 26 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price nos trechos E e F



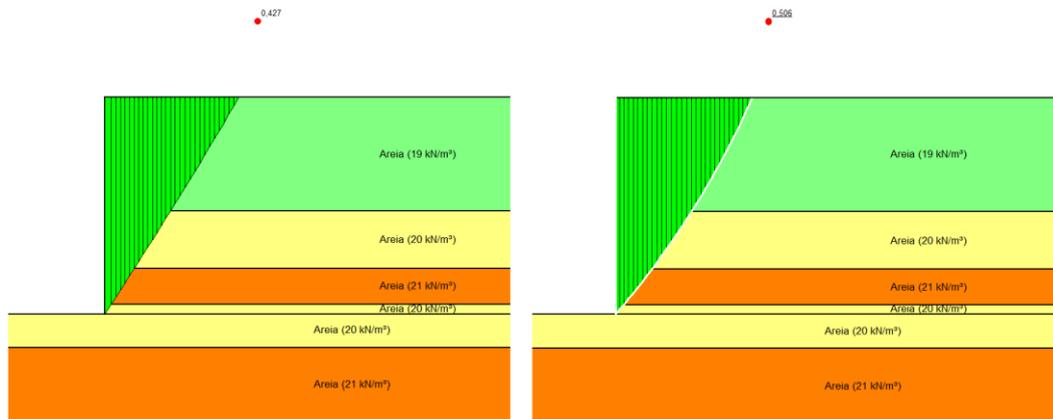
(fonte: GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 2013)

Figura 27 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price no trecho G



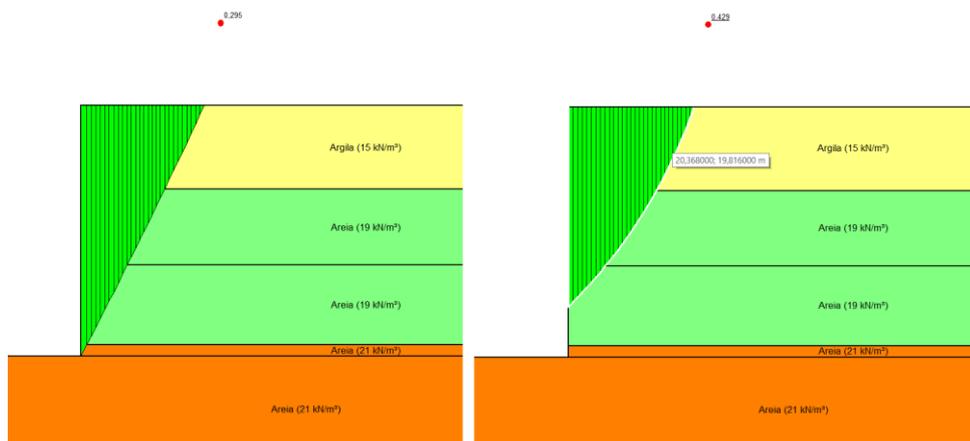
(fonte: GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 2013)

Figura 28 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price no trecho H



(fonte: GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 2013)

Figura 29 – Análise estabilidade por Bishop Simplificado e Morgenstern Price nos trechos I e J



(fonte: GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 2013)

Tabela 11 – Análise da estabilidade dos trechos do terreno

Trecho	FS (Bishop Simplificado)	FS (Morgenstern Price)
A	0.446	0.500
B	0.525	0.631
C e D	0.489	0.489
E e F	0.566	0.662
G	0.524	0.528
H	0.427	0.506
I e J	0.295	0.429

(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.4 PROJETO

Como verificado pelas análises de estabilidades, em todos os trechos serão necessárias estrutura de contenção. O projeto original das estruturas de contenção foi feito utilizando cortinas atirantadas, cujos dados estão apresentados na tabela 12.

Tabela 12 – Dados do projeto da cortina atirantada

Trecho	Largura cortina (m)	Altura cortina (m)	Ficha cortina (m)	Numero de tirantes
A	35.35	18.60	3.57	5
B	36.35	16.10	3.57	5
C	15.00	14.57	3.57	4
D	6.77	14.57	3.57	4
E	18.88	14.73	3.20	4
F	10.52	14.73	3.20	4
G	25.00	14.03	3.00	4
H	43.30	18.60	3.57	5
I	25.80	22.83	4.00	7
J	10.40	22.83	4.00	7

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir desses dados, foram calculadas algumas situações para a estrutura de contenção a ser adotada. Em todos os casos, foi adotado uma sobrecarga de 25 kPa para os terrenos vizinhos.

### 7.4.1 Caso 1

O caso 1 trata-se do cálculo da cortina, seguindo as dimensões do projeto original, porém sem a instalação dos tirantes. Essa situação foi calculada para ver a real necessidade dos tirantes no projeto.

O cálculo para a definição do fator de segurança utilizado é apresentado a seguir e para esse caso, o fator de segurança deve ser maior ou igual a 1.

(fórmula 14)

$$FS = \frac{\sum M_{estabilizante}}{2 \sum M_{instabilizante}}$$

Onde:

FS = fator de segurança;

$M_{estabilizante}$  = momentos causados pelo empuxo passivo;

$M_{instabilizante}$  = momentos causados pelo empuxo ativo.

Os resultados mostram que não é possível executar apenas a cortina, com as dimensões do projeto original, sem os tirantes, conforme tabela 13. Os valores de empuxos ativos e passivos calculados para esse caso estão no apêndice A.

Tabela 13 – Fatores de segurança

Trecho	altura cortina (m)	ficha cortina (m)	FS
A	18.60	3.57	0.065
B	16.10	3.57	0.098
C e D	14.57	3.57	0.102
E e F	14.73	3.20	0.087
G	14.03	3.00	0.054
H	18.60	3.57	0.041
I e J	22.83	4.00	0.043

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.4.2 Caso 2

O caso 2 trata-se da execução da cortina sem a instalação dos tirantes. Essa situação foi calculada para ver o tamanho necessário das cortinas sem ser necessária a instalação dos tirantes.

O cálculo para a definição do fator de segurança utilizado é apresentado a seguir e para esse caso, o fator de segurança deve ser maior ou igual a 1.

(fórmula 15)

$$FS = \frac{\sum M_{estabilizante}}{2 \sum M_{instabilizante}}$$

Onde:

FS = fator de segurança;

$M_{estabilizante}$  = momentos causados pelo empuxo passivo;

$M_{instabilizante}$  = momentos causados pelo empuxo ativo.

Os resultados mostraram ser possível a execução da cortina sem tirantes, porém tornam-se inviável a execução pelo tamanho que as fichas necessitam. Os resultados estão apresentados na tabela 14.

Tabela 14 – Tamanho da cortina sem ancoragem

Trecho	altura cortina (m)	ficha cortina (m)	FS
A	30.05	15.02	1.00
B	25.29	12.76	1.00
C e D	28.09	17.09	1.00
E e F	23.76	12.23	1.00
G	24.56	13.53	1.00
H	31.94	16.91	1.00
I e J	39.12	20.29	1.00

(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.4.3 Caso 3

No caso 3 foi calculado a estabilidade do projeto inicial (Anexo B), utilizando os dados contidos na tabela 12. Para isso, foi utilizado o software Plaxis.

Segundo Chuva (2011, p. 46), “o software Plaxis utilizado na modelação, fundamenta-se no método dos elementos finitos em duas dimensões. A malha existente no programa é unicamente triangular.”.

No programa, foram solicitados os dados dos solos (apresentados nas tabelas 4 a 10), os dados da cortina (utilizando os valores já existentes para cortina dentro do programa) e os dados da ancoragem (utilizando os dados conforme consta no projeto).

Com esses dados, foi possível desenhar cada uma das situações do projeto. A partir dos desenhos, iniciou-se os cálculos para saber se tal situação simulada atingia o fator de segurança mínimo exigido para projetos de cortina ( $FS = 1$ ).

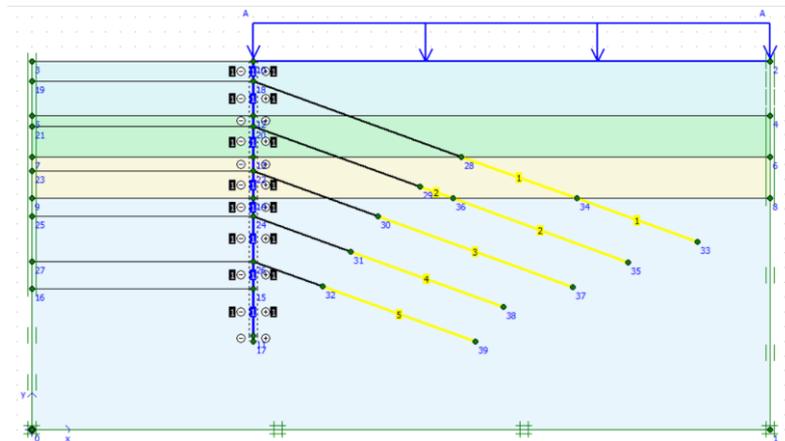
Os passos de simulação foram os seguintes (a simulação só avançava caso o passo anterior atingisse o fator de segurança desejável):

- a) ativação da cortina e do carregamento (25 kPa);
- b) primeiro passo de escavação;
- c) protensão da primeira ancoragem;
- d) segundo passo de escavação;
- e) protensão da segunda ancoragem;
- f) terceiro passo de escavação;
- g) protensão da terceira ancoragem;
- h) quarto passo de escavação;
- i) protensão da quarta ancoragem;
- j) quinto passo de escavação;
- k) protensão da quinta ancoragem (caso existisse tal situação);
- l) sexto passo de escavação (caso existisse tal situação);
- m) protensão da sexta ancoragem (caso existisse tal situação);
- n) sétimo passo de escavação (caso existisse tal situação);
- o) protensão da sétima ancoragem (caso existisse tal situação);
- p) oitavo passo de escavação (caso existisse tal situação).

Todos os trechos analisados executaram todos os passos citados acima, ou seja, todos estavam dentro do fator de segurança desejado. Com esses dados, obteve-se os máximos deslocamentos e tensões suportadas pela cortina em cada uma das situações exemplificadas acima.

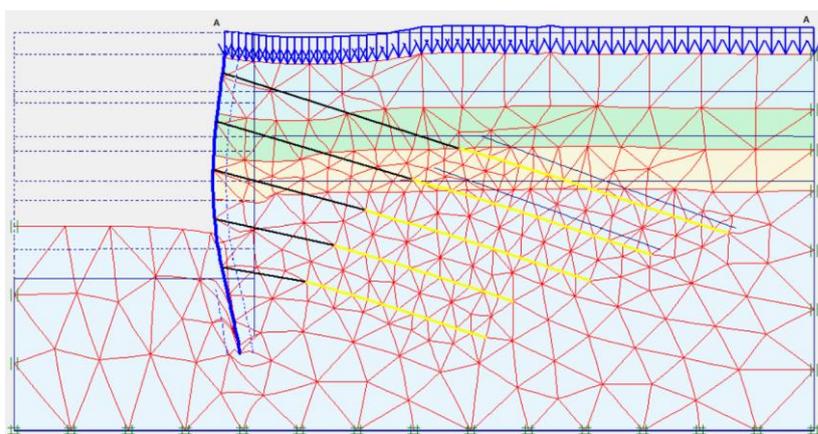
A seguir, será mostrado a configuração de cada trecho de cortina atirantada projetada, o gráfico de deslocamento final da estrutura, gráfico de tensões totais (nas direções principais) e uma tabela contendo os mesmos no fim de cada passo de escavação para cada trecho analisado.

Figura 30 – Trecho A simulado no Plaxis



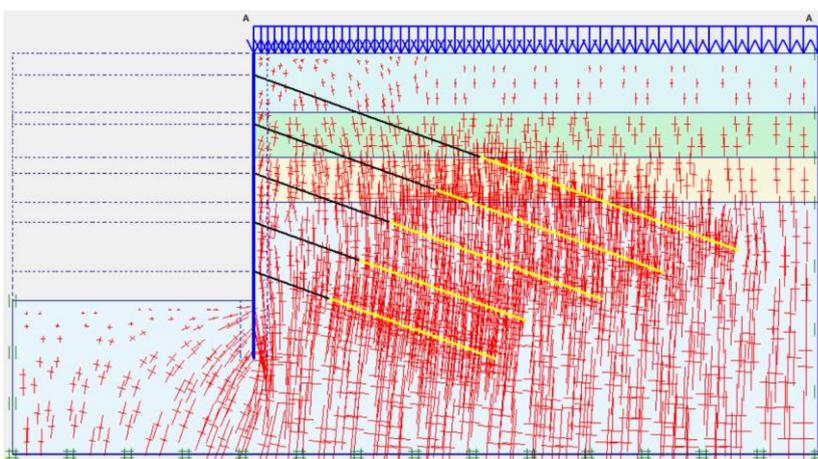
(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 31 – Deslocamento final no trecho A



(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 32 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação no trecho A



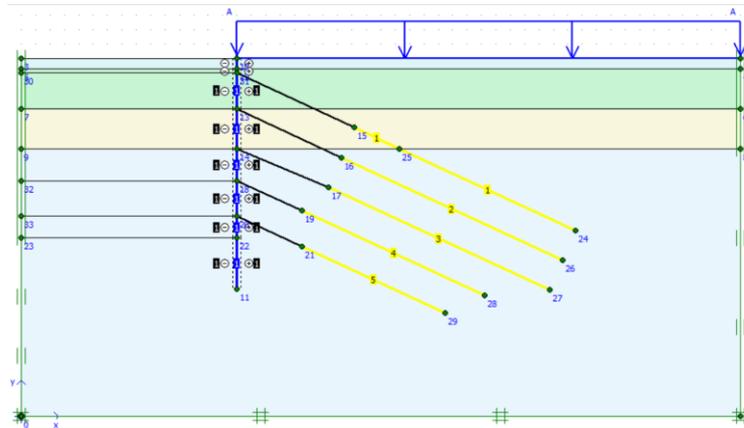
(fonte: PLAXIS, 2002)

Tabela 15 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) no trecho A

TRECHO A	1º passo de escavação	2º passo de escavação	3º passo de escavação	4º passo de escavação	5º passo de escavação	6º passo de escavação
deslocamento máximo [mm]	4.39	8.96	13.46	21.82	37.92	51.02
tensões totais (direções principais) [kPa]	460.18	458.34	455.88	453.10	582.33	653.99

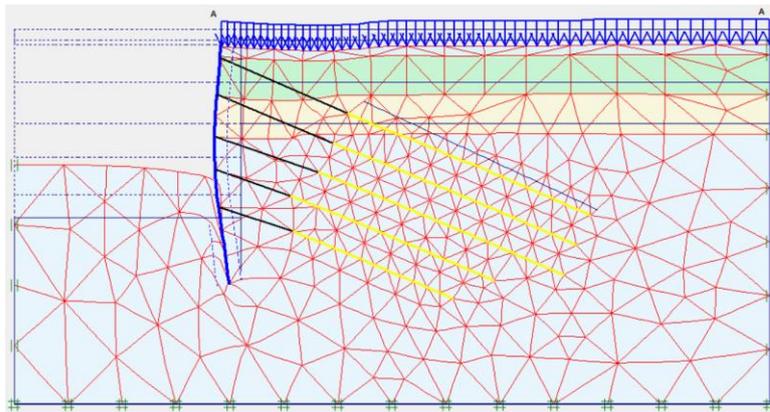
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 33 – Trecho B simulado no Plaxis



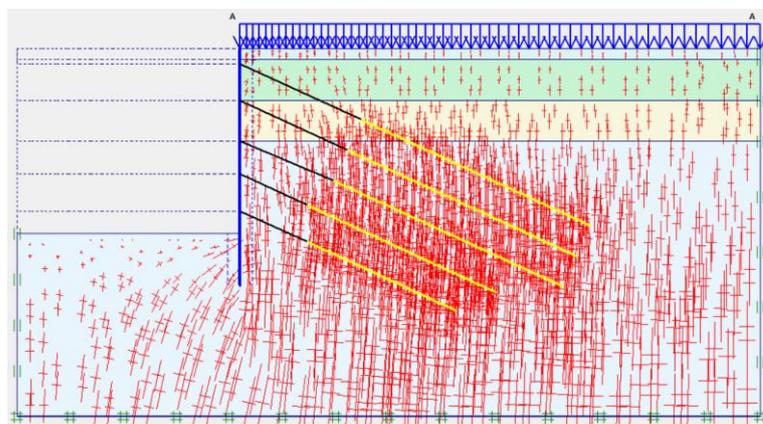
(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 34 – Deslocamento final no trecho B



(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 35 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação no trecho B



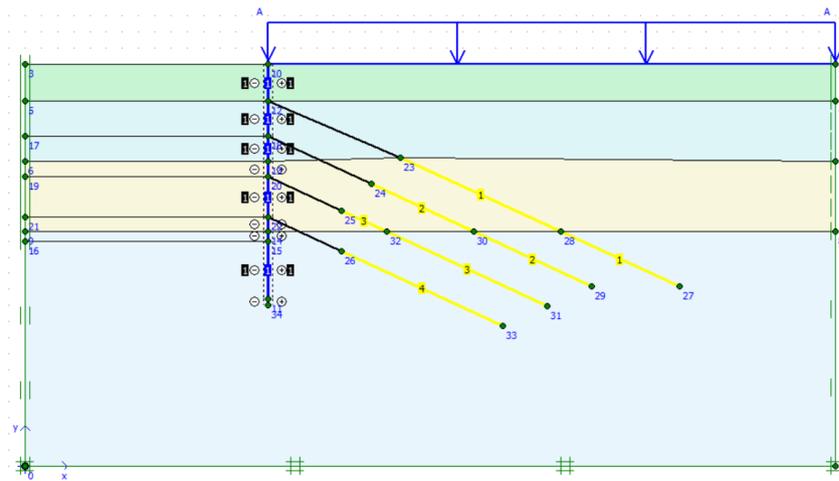
(fonte: PLAXIS, 2002)

Tabela 16 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) no trecho B

TRECHO B	1º passo de escavação	2º passo de escavação	3º passo de escavação	4º passo de escavação	5º passo de escavação	6º passo de escavação
deslocamento máximo [mm]	3.82	7.36	11.19	13.85	22.71	34.77
tensões totais (direções principais) [kPa]	462.39	461.39	459.94	458.28	455.12	453.94

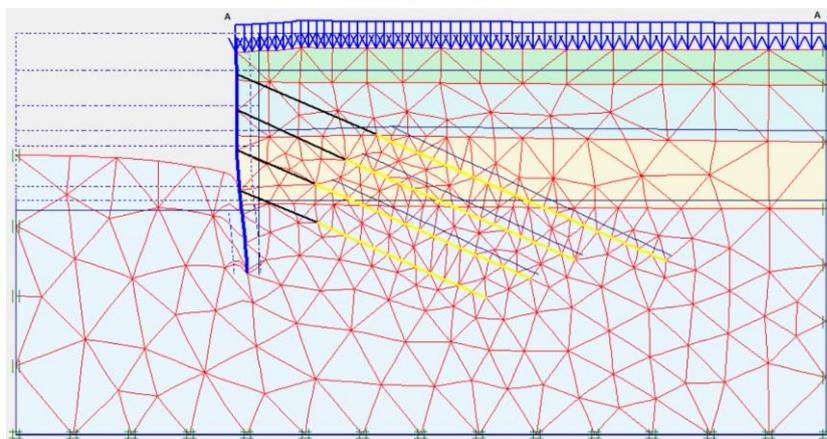
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 36 – Trechos C e D simulado no Plaxis



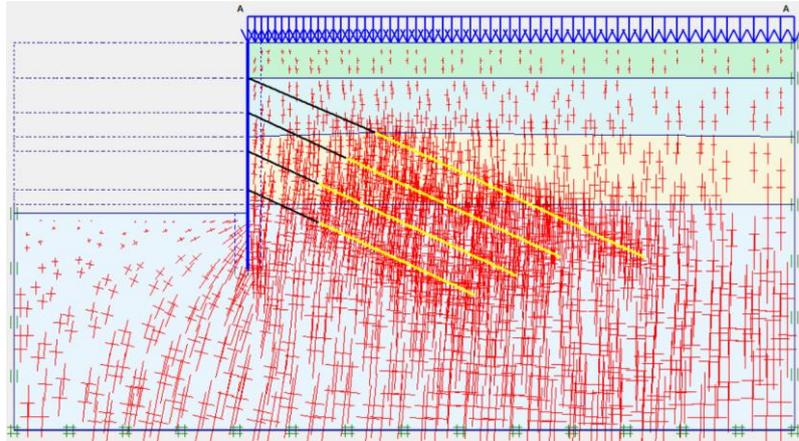
(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 37 – Deslocamento final nos trechos C e D



(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 38 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação nos trechos C e D



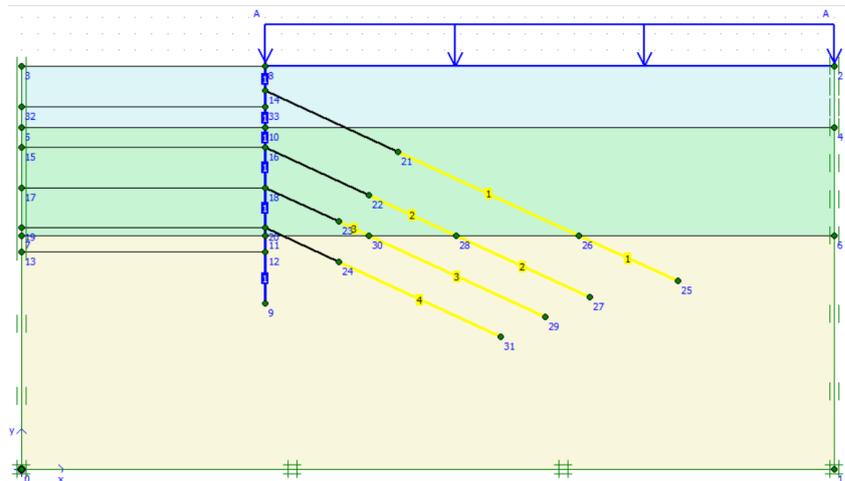
(fonte: PLAXIS, 2002)

Tabela 17 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) nos trechos C e D

TRECHO C e D	1º passo de escavação	2º passo de escavação	3º passo de escavação	4º passo de escavação	5º passo de escavação
deslocamento máximo [mm]	5.99	10.61	14.26	22.78	28.39
tensões totais (direções principais) [kPa]	458.53	457.08	455.03	452.22	521.91

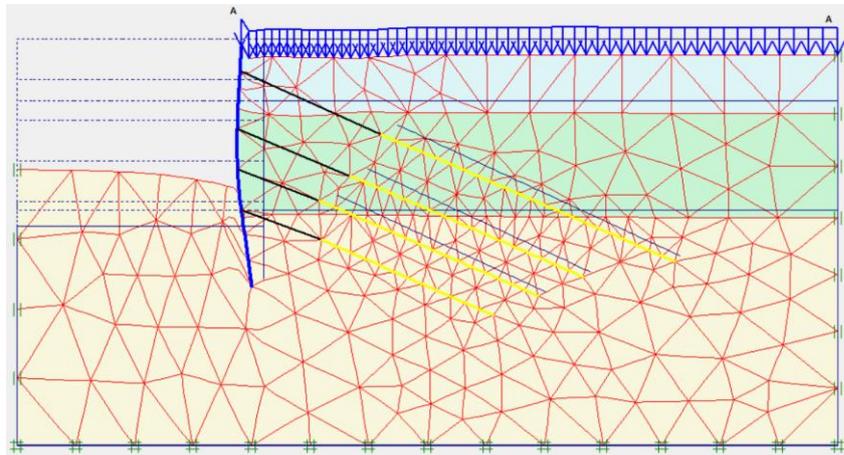
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 39 – Trechos E e F simulado no Plaxis



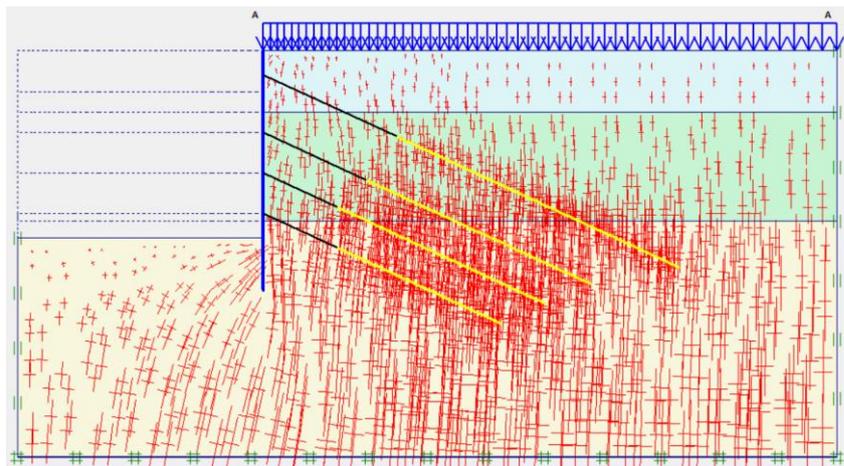
(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 40 – Deslocamento final nos trechos E e F



(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 41 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação nos trechos E e F



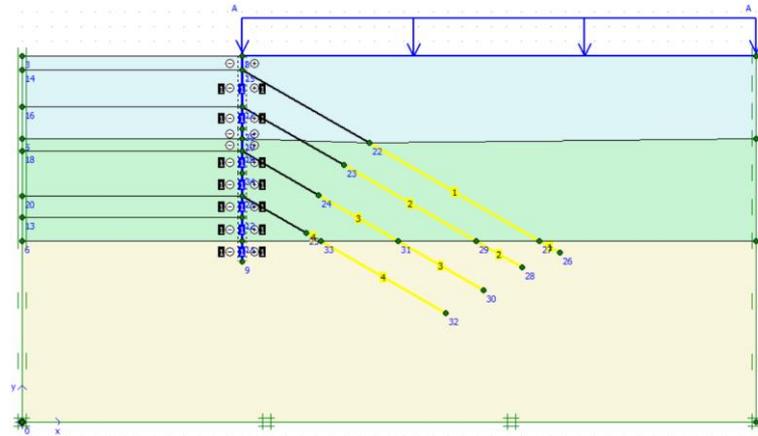
(fonte: PLAXIS, 2002)

Tabela 18 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) nos trechos E e F

TRECHO E e F	1º passo de escavação	2º passo de escavação	3º passo de escavação	4º passo de escavação	5º passo de escavação
deslocamento máximo [mm]	6.14	10.03	13.08	23.38	31.81
tensões totais (direções principais) [kPa]	461.27	459.97	458.14	455.36	472.00

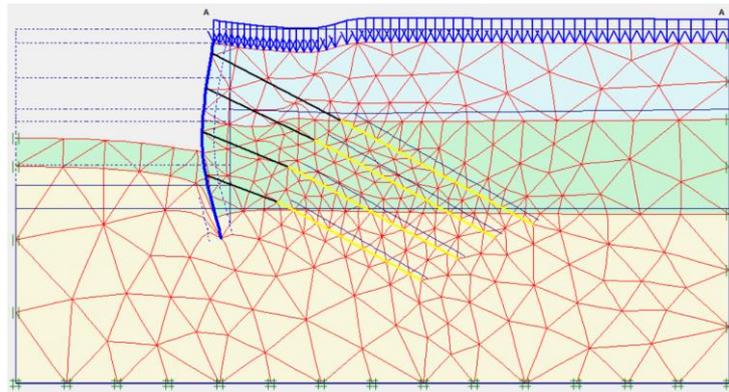
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 42 – Trecho G simulado no Plaxis



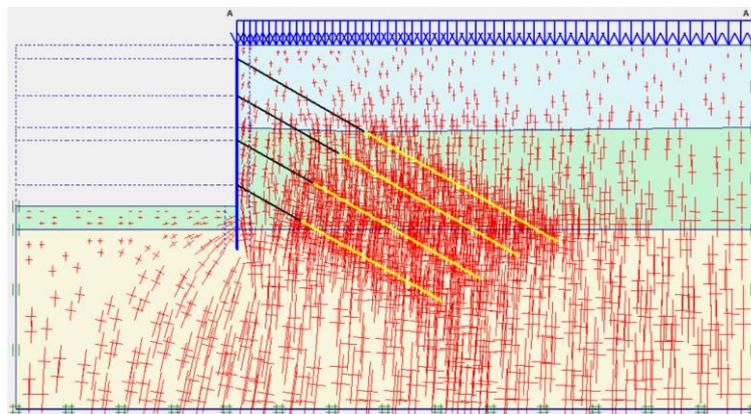
(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 43 – Deslocamento final no trecho G



(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 44 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação no trecho G



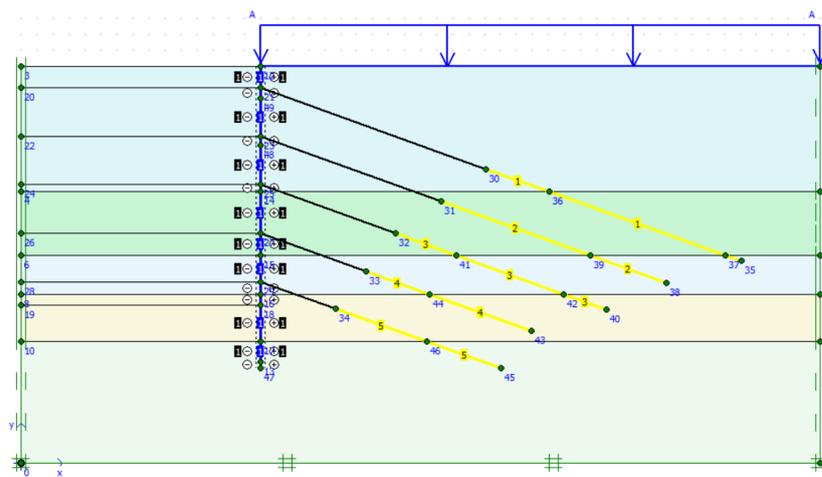
(fonte: PLAXIS, 2002)

Tabela 19 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) no trecho G

TRECHO G	1º passo de escavação	2º passo de escavação	3º passo de escavação	4º passo de escavação	5º passo de escavação
deslocamento máximo [mm]	3.60	7.24	11.64	25.26	38.52
tensões totais (direções principais) [kPa]	453.34	452.30	450.56	447.47	524.68

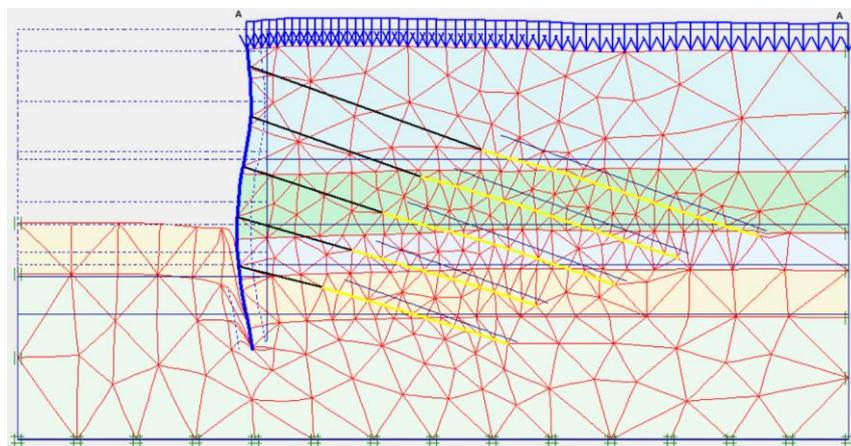
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 45 – Trecho H simulado no Plaxis



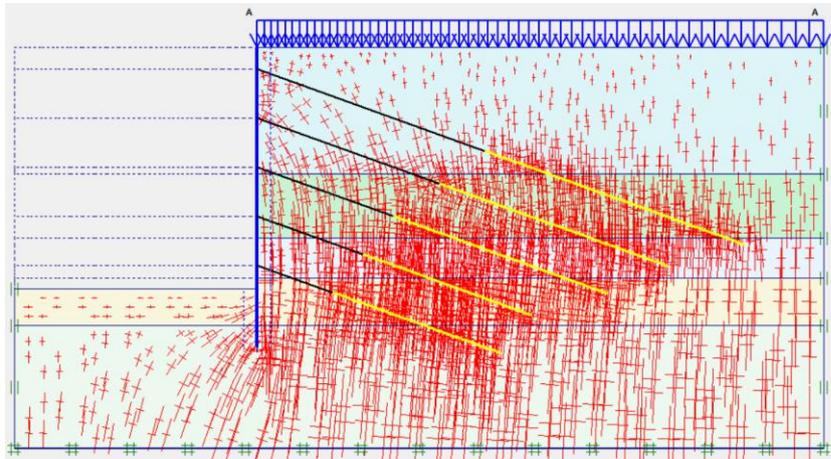
(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 46 – Deslocamento final no trecho H



(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 47 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação no trecho H



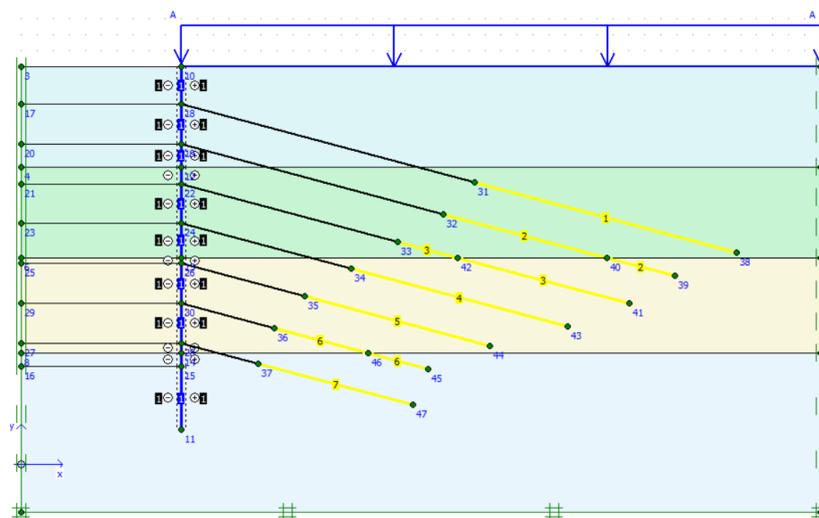
(fonte: PLAXIS, 2002)

Tabela 20 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) no trecho H

TRECHO H	1º passo de escavação	2º passo de escavação	3º passo de escavação	4º passo de escavação	5º passo de escavação	6º passo de escavação
deslocamento máximo [mm]	4.20	8.52	12.15	15.31	28.53	36.10
tensões totais (direções principais) [kPa]	448.98	447.34	691.06	681.48	660.02	648.39

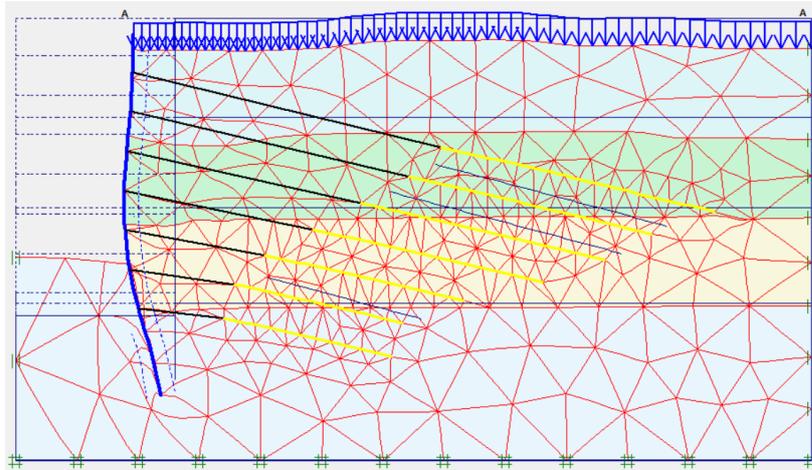
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 48 – Trechos I e J simulado no Plaxis



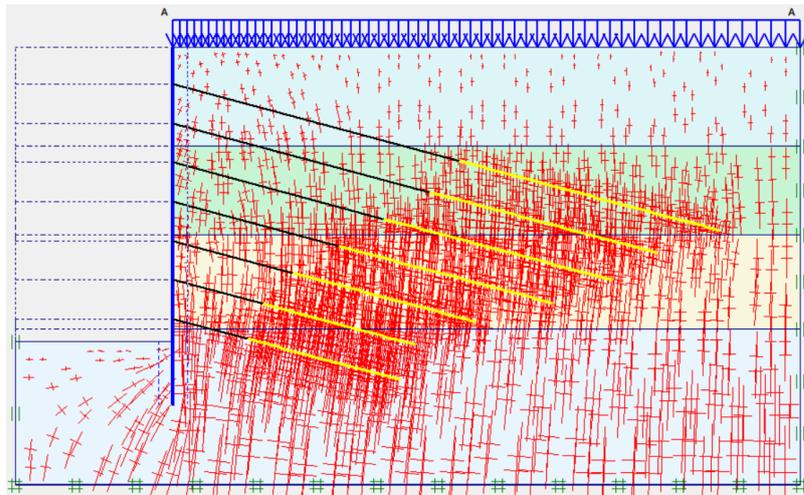
(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 49 – Deslocamento final nos trechos I e J



(fonte: PLAXIS, 2002)

Figura 50 – Tensões totais (nas direções principais) após o último passo de escavação nos trechos I e J



(fonte: PLAXIS, 2002)

Tabela 21 – Deslocamentos máximos e tensões totais (nas direções principais) nos trechos I e J

TRECHO I e J	1º passo de escavação	2º passo de escavação	3º passo de escavação	4º passo de escavação	5º passo de escavação	6º passo de escavação	7º passo de escavação	8º passo de escavação
deslocamento máximo [mm]	6.05	10.60	14.12	20.51	28.59	39.87	54.13	63.82
tensões totais (direções principais) [kPa]	488.63	487.26	485.30	482.82	480.34	498.03	693.14	749.11

(fonte: elaborado pelo autor)

Foram realizadas mais duas análises, variando o valor médio de  $N_{spt}$  adotado em mais e menos cinco devido ao fato do ensaio SPT não ser muito preciso e também devido ao fato dos parâmetros geotécnicos terem sido calculados a partir das médias dos valores obtidos nos próprios ensaios SPT.

Os valores dos parâmetros geotécnicos utilizados para essas duas análises estão apresentados nas tabelas 22 a 28.

Tabela 22 – Parâmetros geotécnicos do trecho A variando o  $N_{spt}$

Trecho A						
Camada	Material	Espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		$\phi^{\circ}$	
			$N_{spt} -5$	$N_{spt} +5$	$N_{spt} -5$	$N_{spt} +5$
1	Argila	3.70	15	19	26.51	34.37
2	Areia	2.80	19	19	22.01	30.25
3	Areia	2.80	20	20	29.43	36.08
4	Areia	-	21	21	40.04	44.17

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 23 – Parâmetros geotécnicos do trecho B variando o  $N_{spt}$

Trecho B						
Camada	Material	Espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		$\phi^{\circ}$	
			$N_{spt} -5$	$N_{spt} +5$	$N_{spt} -5$	$N_{spt} +5$
1	Argila	0.70	15	19	26.51	34.37
2	Areia	2.80	19	19	22.01	30.25
3	Areia	2.80	20	20	29.43	36.08
4	Areia	-	21	21	40.04	44.17

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 24 – Parâmetros geotécnicos dos trechos C e D variando o  $N_{spt}$

Trecho C e D						
Camada	Material	Espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		$\phi^{\circ}$	
			$N_{spt} -5$	$N_{spt} +5$	$N_{spt} -5$	$N_{spt} +5$
1	Areia	2.29	19	20	22.01	32.45
2	Argila	3.77	13	19	23.87	33,11
3	Areia	4.35	19	20	30.25	36,62
4	Areia	-	20	21	36.62	41,35

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 25 – Parâmetros geotécnicos dos trechos E e F variando o Nspt

Trecho E e F						
Camada	Material	Espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		$\phi^\circ$	
			Nspt -5	Nspt +5	Nspt -5	Nspt +5
1	Argila	3.80	13	19	23,87	33,11
2	Areia	6.70	20	21	31,02	37,15
3	Areia	-	21	21	39,12	43,39

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 26 – Parâmetros geotécnicos do trecho G variando o Nspt

Trecho G						
Camada	Material	Espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		$\phi^\circ$	
			Nspt -5	Nspt +5	Nspt -5	Nspt +5
1	Areia	5.65	19	20	22,01	32,45
2	Areia	7.00	19	20	30,25	36,62
3	Areia	-	21	21	38,16	42,60

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 27 – Parâmetros geotécnicos do trecho H variando o Nspt

Trecho H						
Camada	Material	Espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		$\phi^\circ$	
			Nspt -5	Nspt +5	Nspt -5	Nspt +5
1	Areia	7.90	19	20	23,87	33,11
2	Areia	4.00	20	21	31,02	37,15
3	Areia	2.45	21	21	37,66	42,19
4	Areia	3.00	19	20	30,25	36,62
5	Areia	-	21	21	39,58	43,78

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 28 – Parâmetros geotécnicos dos trechos I e J variando o Nspt

Trecho I e J						
Camada	Material	Espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		$\phi^\circ$	
			Nspt -5	Nspt +5	Nspt -5	Nspt +5
1	Argila	6.30	13	17	22,01	31,75
2	Areia	5.70	19	20	22,01	32,45
3	Areia	6.00	19	20	30,25	36,62
4	Areia	-	21	21	38,16	42,60

(fonte: elaborado pelo autor)

Assim como a análise anterior, foram executados os passos já citados, ou seja, estavam dentro do fator de segurança desejado. Portanto, mesmo que houvesse um erro na realização do ensaio SPT ou na interpretação do mesmo, desde que esse erro não seja grosseiro, a estrutura não teria problemas. As tabelas 29 a 35 mostram os valores para os deslocamentos máximos e tensão totais (nas direções principais) para as três formas de análise realizada.

Tabela 29 – Dados comparativos entre as três análises para o trecho A

TRECHO A	1º passo de escavação			2º passo de escavação			3º passo de escavação		
	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5
deslocamento máximo [mm]	4.15	4.39	4.63	8.28	8.96	9.60	13.87	13.46	13.57
tensões totais (direções principais) [kPa]	450.00	460.18	467.54	448.18	458.34	465.70	445.65	455.88	463.13
	4º passo de escavação			5º passo de escavação			6º passo de escavação		
	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5
deslocamento máximo [mm]	24.67	21.82	21.33	42.10	37.92	34.26	51.35	51.02	46.11
tensões totais (direções principais) [kPa]	462.53	453.10	460.46	538.63	582.33	614.88	580.14	653.99	668.12

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 30 – Dados comparativos entre as três análises para o trecho B

TRECHO B	1º passo de escavação			2º passo de escavação			3º passo de escavação		
	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5
deslocamento máximo [mm]	3.69	3.82	3.94	7.25	7.36	7.47	10.85	11.19	11.32
tensões totais (direções principais) [kPa]	458.21	462.39	463.77	457.11	461.39	462.80	455.56	459.94	461.41
	4º passo de escavação			5º passo de escavação			6º passo de escavação		
	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5
deslocamento máximo [mm]	13.73	13.85	14.16	27.40	22.71	20.68	41.01	34.77	29.95
tensões totais (direções principais) [kPa]	453.58	458.28	459.94	450.40	455.12	457.08	457.05	453.94	455.18

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 31 – Dados comparativos entre as três análises para os trechos C e D

TRECHO C e D	1º passo de escavação			2º passo de escavação			3º passo de escavação		
	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5
deslocamento máximo [mm]	14.48	5.99	5.82	21.66	10.61	9.56	26.42	14.26	13.56
tensões totais (direções principais) [kPa]	424.94	458.53	468.10	423.39	457.08	466.64	421.47	455.03	464.60
	4º passo de escavação			5º passo de escavação					
	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5			
deslocamento máximo [mm]	40.03	22.78	20.56	45.60	28.39	26.07			
tensões totais (direções principais) [kPa]	445.32	452.22	461.79	511.23	521.91	536.96			

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 32 – Dados comparativos entre as três análises para os trechos E e F

TRECHO E e F	1º passo de escavação			2º passo de escavação			3º passo de escavação		
	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5
deslocamento máximo [mm]	6.38	6.14	6.59	8.66	10.03	10.81	13.18	13.08	14.51
tensões totais (direções principais) [kPa]	446.20	461.27	475.52	445.06	459.97	474.16	443.31	458.14	472.29
	4º passo de escavação			5º passo de escavação					
	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5			
deslocamento máximo [mm]	25.99	23.38	22.38	35.62	31.81	29.44			
tensões totais (direções principais) [kPa]	440.61	455.36	469.51	443.61	472.00	497.53			

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 33 – Dados comparativos entre as três análises para o trecho G

TRECHO G	1º passo de escavação			2º passo de escavação			3º passo de escavação		
	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5
deslocamento máximo [mm]	3.60	3.60	3.70	7.33	7.24	7.54	12.77	11.64	12.19
tensões totais (direções principais) [kPa]	446.45	453.34	459.09	445.09	452.30	458.08	442.78	450.56	456.37
	4º passo de escavação			5º passo de escavação					
	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5			
deslocamento máximo [mm]	37.34	25.26	20.43	53.44	38.52	32.15			
tensões totais (direções principais) [kPa]	439.93	447.47	453.39	580.56	524.68	481.66			

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 34 – Dados comparativos entre as três análises para o trecho H

TRECHO H	1º passo de escavação			2º passo de escavação			3º passo de escavação		
	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5
deslocamento máximo [mm]	4.19	4.20	4.32	8.51	8.52	8.89	12.29	12.15	12.77
tensões totais (direções principais) [kPa]	445.99	448.98	460.86	443.92	447.34	459.29	697.37	691.06	684.83
	4º passo de escavação			5º passo de escavação			6º passo de escavação		
	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5	SPT -5	SPT	SPT +5
deslocamento máximo [mm]	18.18	15.31	16.15	34.93	28.53	27.65	44.22	36.10	35.02
tensões totais (direções principais) [kPa]	682.49	681.48	675.64	656.45	660.02	655.84	650.45	648.39	641.91

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 35 – Dados comparativos entre as três análises para os trechos I e J

TRECHO I e J	1º passo de escavação			2º passo de escavação			3º passo de escavação			4º passo de escavação		
	SPT -5	SPT	SPT +5									
deslocamento máximo [mm]	11.69	6.05	4.66	19.25	10.60	8.23	24.74	14.12	12.04	30.66	20.51	20.18
tensões totais (direções principais) [kPa]	470.10	488.63	506.89	468.64	487.26	505.53	466.37	485.30	503.53	463.13	482.82	501.02
	5º passo de escavação			6º passo de escavação			7º passo de escavação			8º passo de escavação		
	SPT -5	SPT	SPT +5									
deslocamento máximo [mm]	37.98	28.59	29.09	53.27	39.87	38.85	67.74	54.13	50.00	78.66	63.82	59.46
tensões totais (direções principais) [kPa]	460.76	480.34	498.33	586.52	498.03	495.30	676.36	693.14	708.72	729.91	749.11	788.62

(fonte: elaborado pelo autor)

## 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como mostraram as análises de estabilidade realizadas, eram necessárias, em todos os trechos, estruturas de contenção para absorver os esforços gerados pelo solo.

Como o projeto buscava aproveitar o máximo possível o espaço do terreno, para assim obter mais vagas de garagem, os projetistas optaram por adotar uma estrutura de contenção delgada, obtendo assim mais espaço no terreno.

Foram feitas simulações de cortinas para absorver esses esforços, que se mostraram ineficientes (mesmo tamanho da cortina atirantada do projeto, porém sem ancoragem) ou difíceis de serem realizadas (cortina sem ancoragem). Devido a isso, comprovou-se a validade, para esse caso, da afirmação de More (2003) que afirmava que para obras que necessitam de estruturas de contenção que buscam otimizar espaços, cortinas atirantadas é a melhor solução.

Com isso, utilizou-se o projeto original de cortinas atirantadas. Esse projeto estava de acordo com os critérios descritos por Ostermayer em relação ao comprimento do trecho livre, ângulo entre solo e ancoragem, etc. e ao critério descrito por Matos em relação a inclinação dos tirantes.

Com o projeto obedecendo as recomendações, foram feitas as análises para cada trecho projetado utilizando o software Plaxis.

A partir dessa análise, constatou-se que o projeto foi bem dimensionado e não apresenta nenhum risco, visto que a simulação só prosseguia caso o item anterior não apresentasse risco, no caso atingindo, no mínimo, o fator de segurança igual a 1.

Devido ao fato de todo o projeto ter sido realizado em função somente de ensaios SPT, cujos valores encontrados podem variar conforme a forma de execução, foram realizadas outras análises variando os valores de  $N_{spt}$  para mais e menos 5, sendo assim foram feitas três análises em um intervalo de  $N_{spt}$  igual a 10. Com isso, mesmo havendo erro de execução ou

interpretação do SPT, desde que o erro não fosse grosseiro, se o projeto atingisse o fator de segurança desejado ele estaria bem dimensionado. E conforme constatou-se através das análises realizadas pelo software, as cortinas atirantadas foram bem dimensionadas.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629**: execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 2006.
- AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. Estabilidade de taludes. In: OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A. de (Ed.). **Geologia de engenharia**. 1. ed. São Paulo: ABGE, 1998. p. 243-270.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1987. v. 2.
- CAVALCANTE, E. H. **Mecânica dos solos II**: notas de aula. Sergipe, 2006.
- CHUVA, F. A. C. D. R. **Análise de um muro de suporte de terras**. 2011, 54 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.
- COELHO, J. D. Projeto estrutural: contenções – parede diafragma – seções – tirantes. Florianópolis, 2014.
- CONSOLI, N. C. **Mecânica dos solos II**: empuxos de terras e estruturas de contenção. Porto Alegre, 1988.
- FERNANDES, M. M. **Estruturas de suporte de terras** 1. ed. Porto: FEUP, 1990.
- FIAMONCINI, C. M. **Estabilização de talude através da técnica de cortina atirantada**: estudo de caso. 2009. 110 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2009.
- FLORIANÓPOLIS. **Plano Municipal Integrado de Saneamento Básico**: Diagnostico da caracterização física (parte 1). Florianópolis: Secretaria Municipal de Habitação e Saneamento Ambiental, 2009.
- GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD. Slope/W, version 8. Calgary, Canada: GeoStudio, 2013. Disponível em: <http://www.geo-slope.com/downloads/2012.aspx>. Acesso em set. 2015.
- GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 2. ed. (7. reimpr.). São Paulo: Blucher, 1984. (reimpr. 2011).
- INFANTI JUNIOR, N.; FORNASARI FILHO, N. Processos de dinâmica superficial. In: OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A. de (Ed.). **Geologia de engenharia**. 1. ed. São Paulo: ABGE, 1998. p. 131-152.
- MARZIONNA, J. D.; MAFFEI, C. E. M.; FERREIRA, A. A.; CAPUTO, A. N. Análise, projeto e execução de escavações e contenções. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 537-578.

MORE, J. Z. P. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solo.** 2003. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

PLAXIS. Tutorial manual version 8. Delft University of Technology, Holanda: Plaxis, 2002.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JUNIOR, A. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 497-515.

SAES, J. L.; STUCCHI, F. R.; MILITITSKY, J. Concepção de obras de contenção. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 517-536.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** 2. ed. (1. Reimpr.). São Paulo: Oficina de Textos, 2012. (reimpr. 2014).

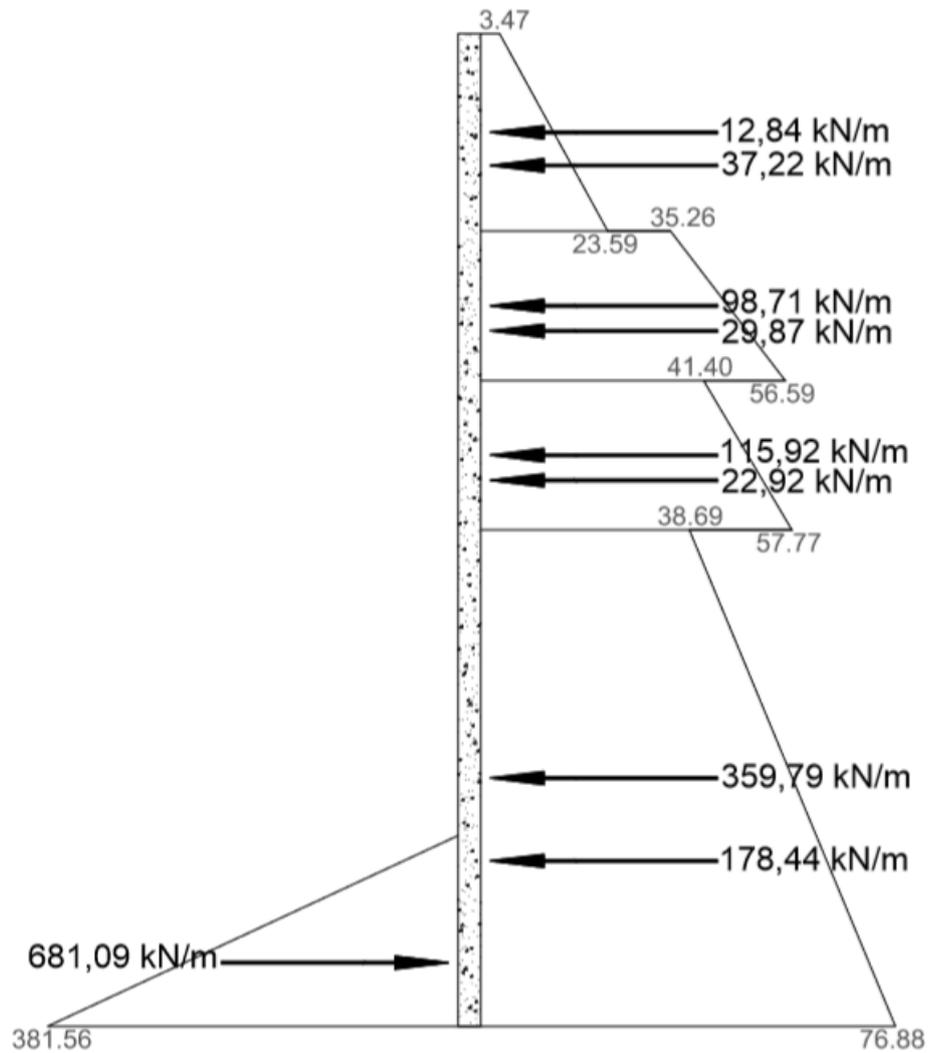
SILVA, A. P. **Cortinas atirantadas: verificação da segurança estrutural após o rompimento de tirantes.** 2014. 110 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais.** 2. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1997. v. 1.

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. Tirantes. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 603-640.

## **APÊNDICE A – Empuxos atuantes na estrutura**

Figura AP-A1 – Empuxos atuantes no trecho A

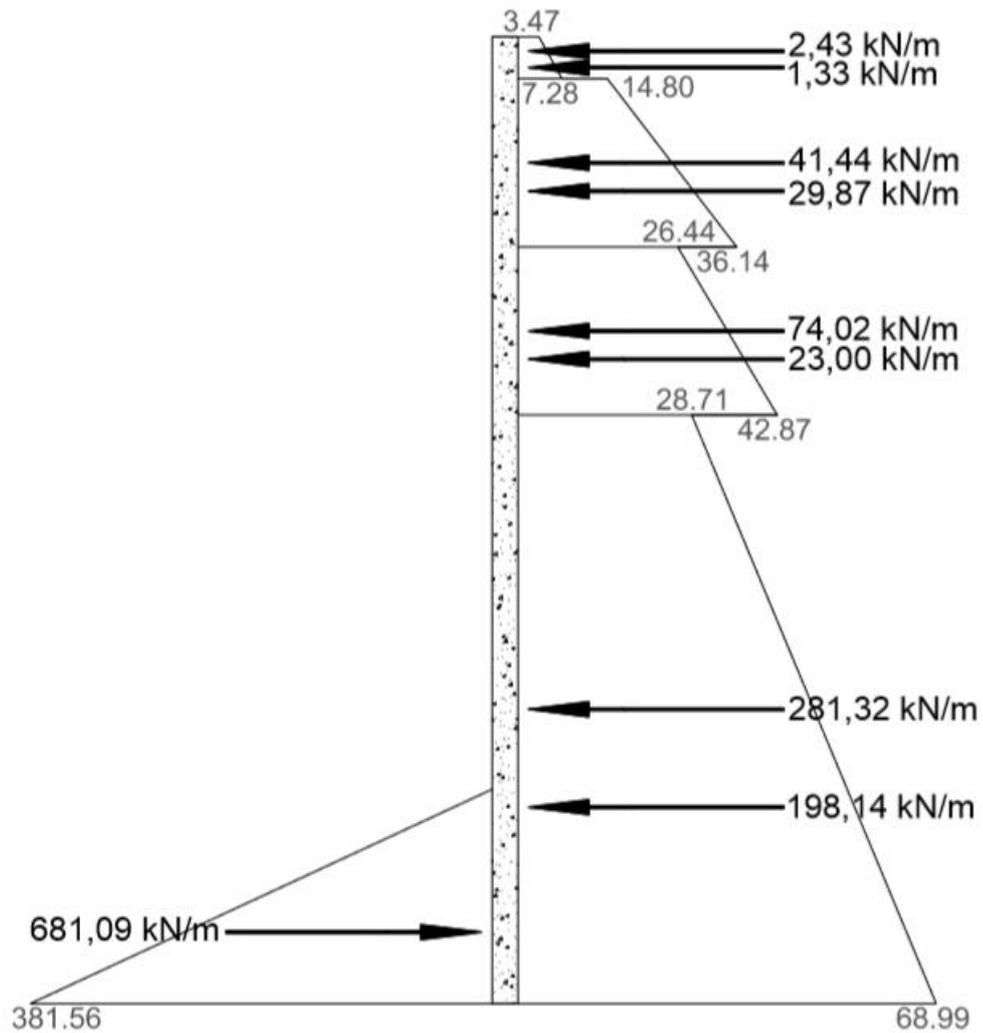


OBS1: AS ESCALAS DOS EMPUXOS ATIVOS E PASSIVOS SÃO DIFERENTES.

OBS2: kN/m<sup>2</sup> ONDE NÃO ESTÁ INDICADO UNIDADE

(fonte: elaborado pelo autor)

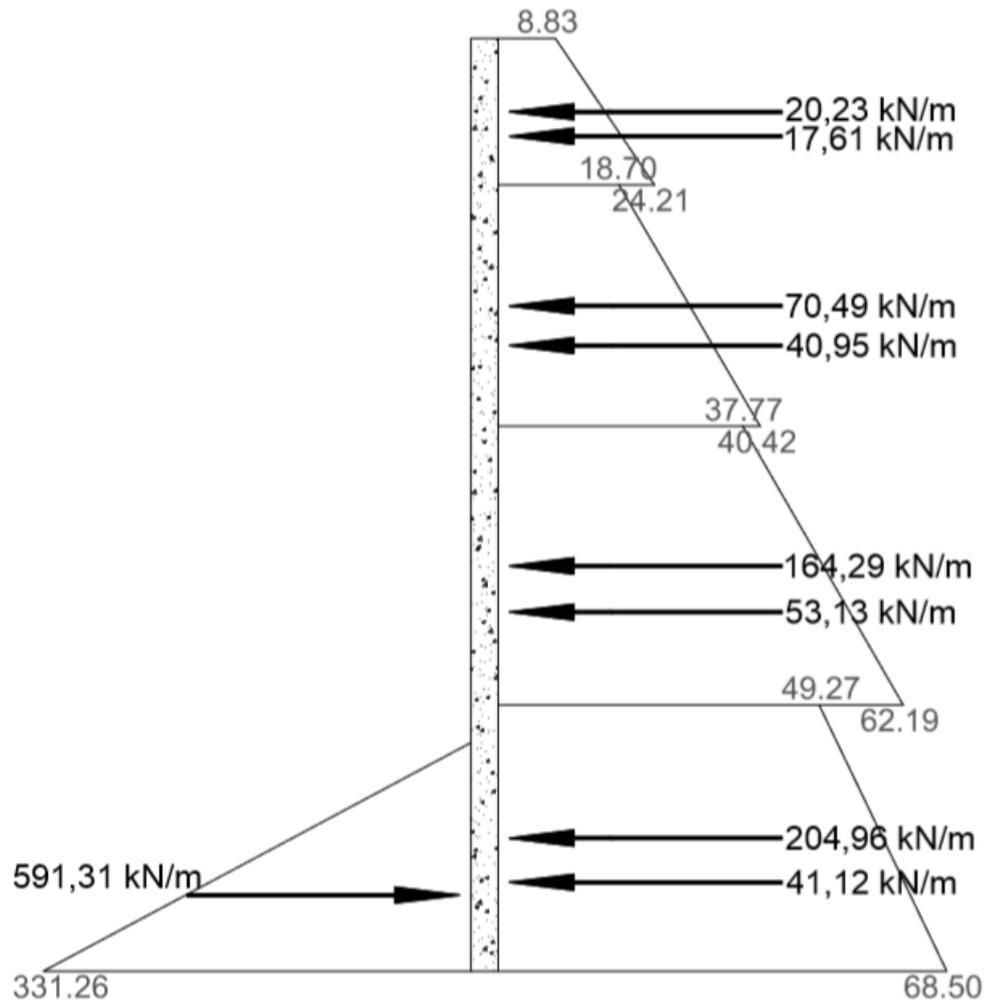
Figura AP-A2 – Empuxos atuantes no trecho B



OBS1: AS ESCALAS DOS EMPUXOS ATIVOS E PASSIVOS SÃO DIFERENTES.  
 OBS2: kN/m<sup>2</sup> ONDE NÃO ESTÁ INDICADO UNIDADE

(fonte: elaborado pelo autor)

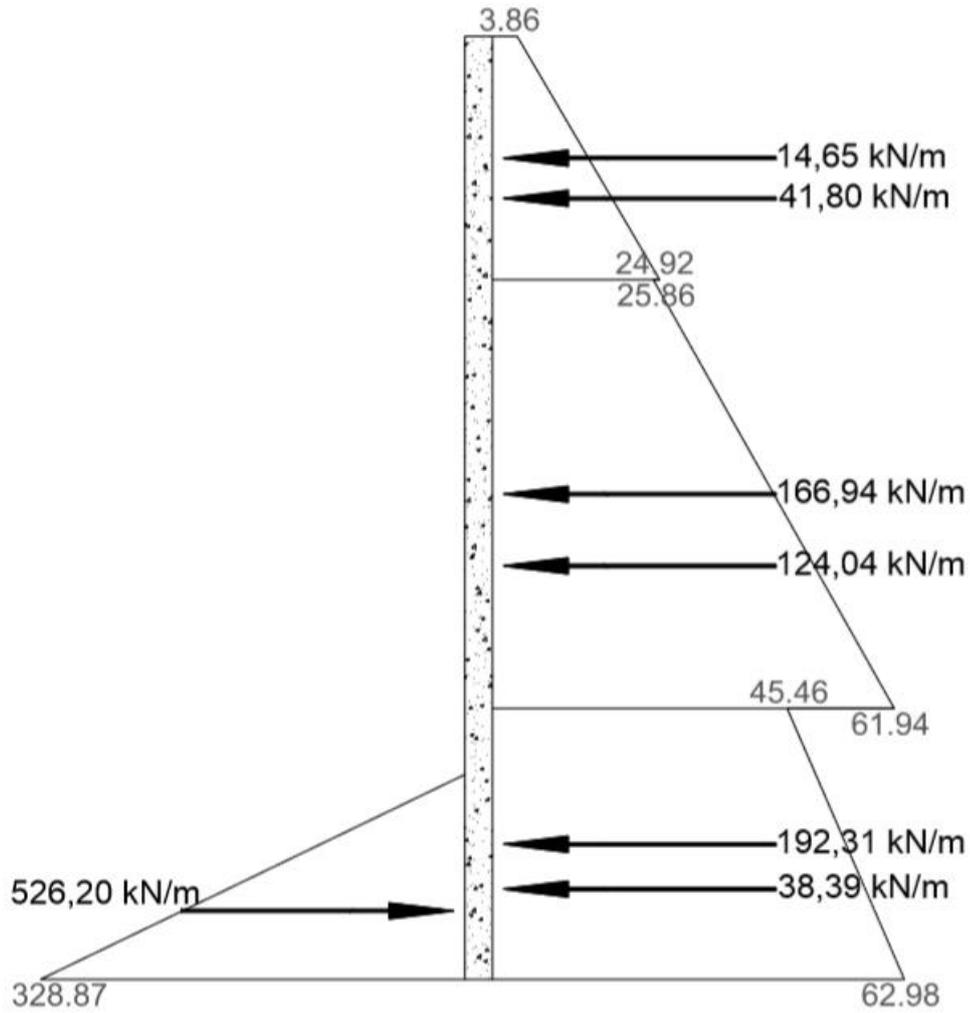
Figura AP-A3 – Empuxos atuantes nos trechos C e D



OBS1: AS ESCALAS DOS EMPUXOS ATIVOS E PASSIVOS SÃO DIFERENTES.  
 OBS2: kN/m<sup>2</sup> ONDE NÃO ESTÁ INDICADO UNIDADE

(fonte: elaborado pelo autor)

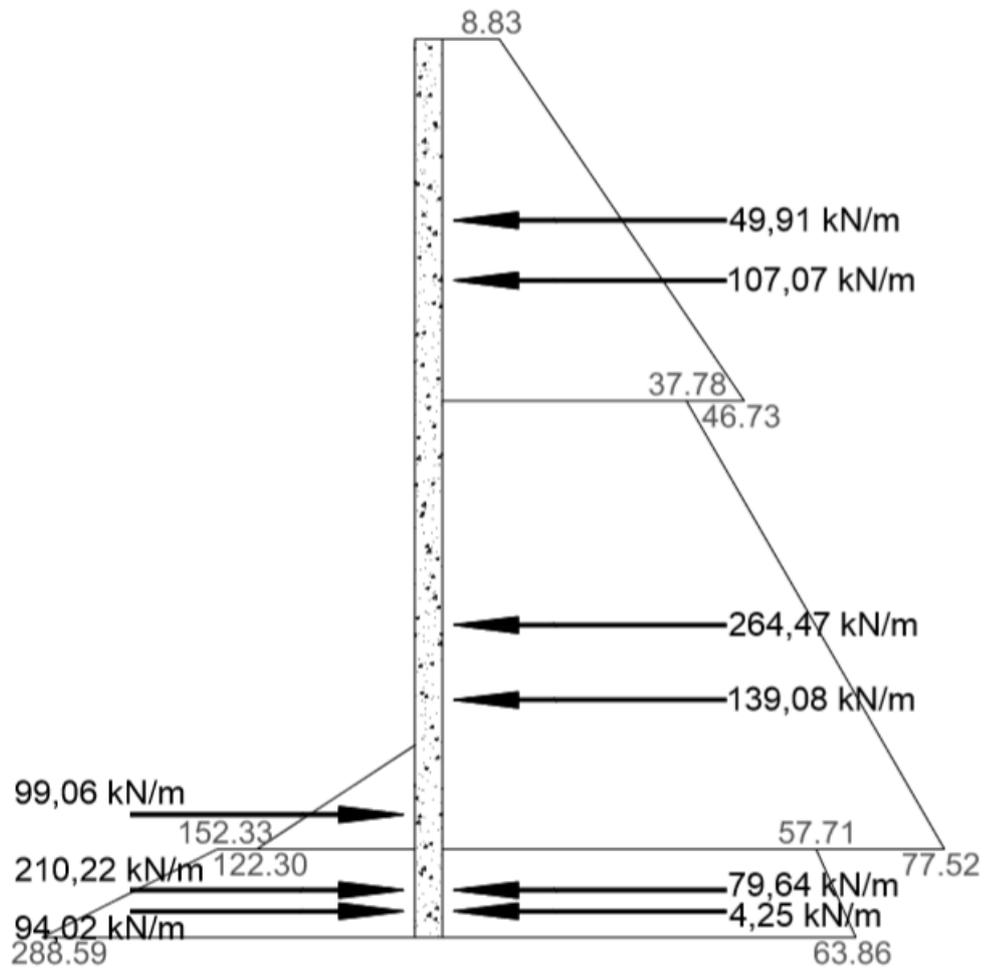
Figura AP-A4 – Empuxos atuantes nos trechos E e F



OBS1: AS ESCALAS DOS EMPUXOS ATIVOS E PASSIVOS SÃO DIFERENTES.  
 OBS2: kN/m<sup>2</sup> ONDE NÃO ESTÁ INDICADO UNIDADE

(fonte: elaborado pelo autor)

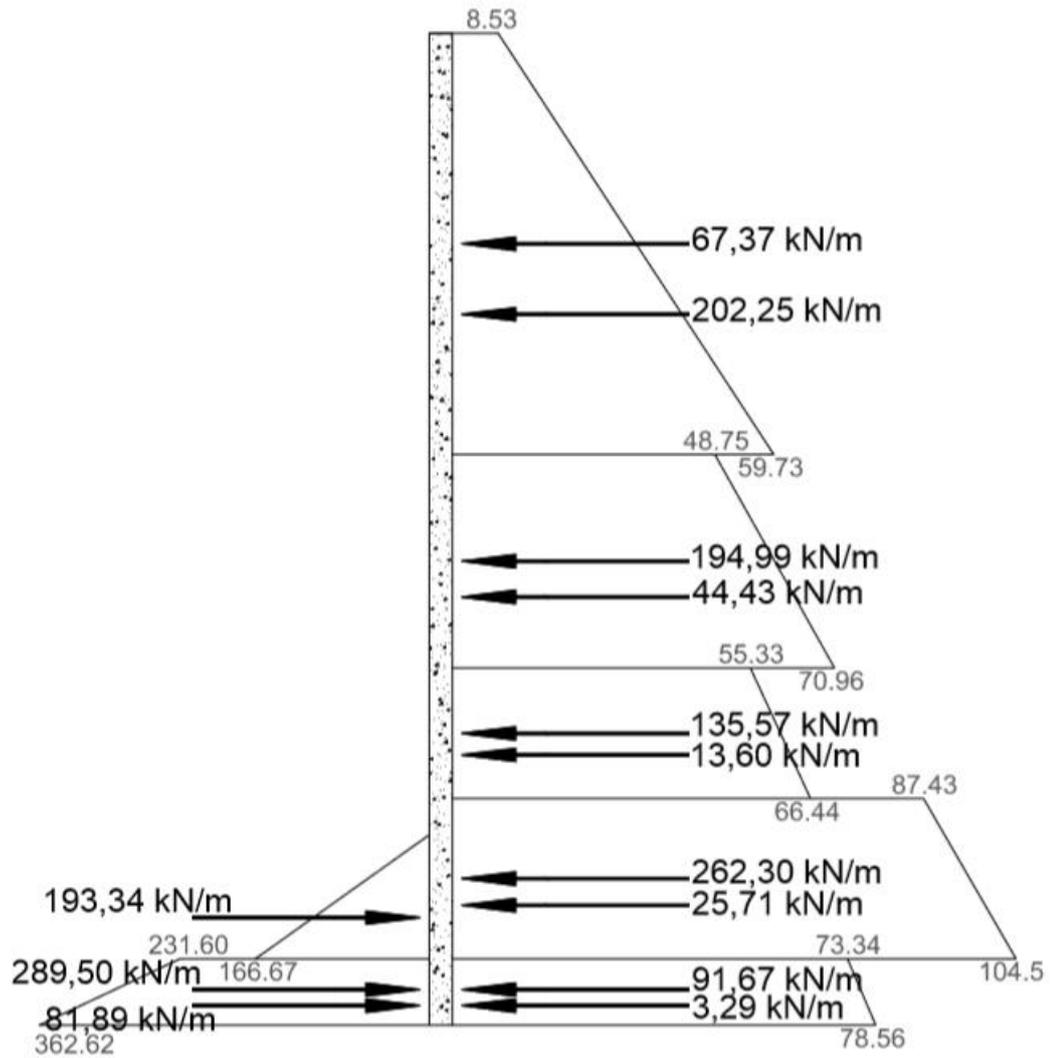
Figura AP-A5 – Empuxos atuantes no trecho G



OBS1: AS ESCALAS DOS EMPUXOS ATIVOS E PASSIVOS SÃO DIFERENTES.  
 OBS2: kN/m² ONDE NÃO ESTÁ INDICADO UNIDADE

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A6 – Empuxos atuantes no trecho H

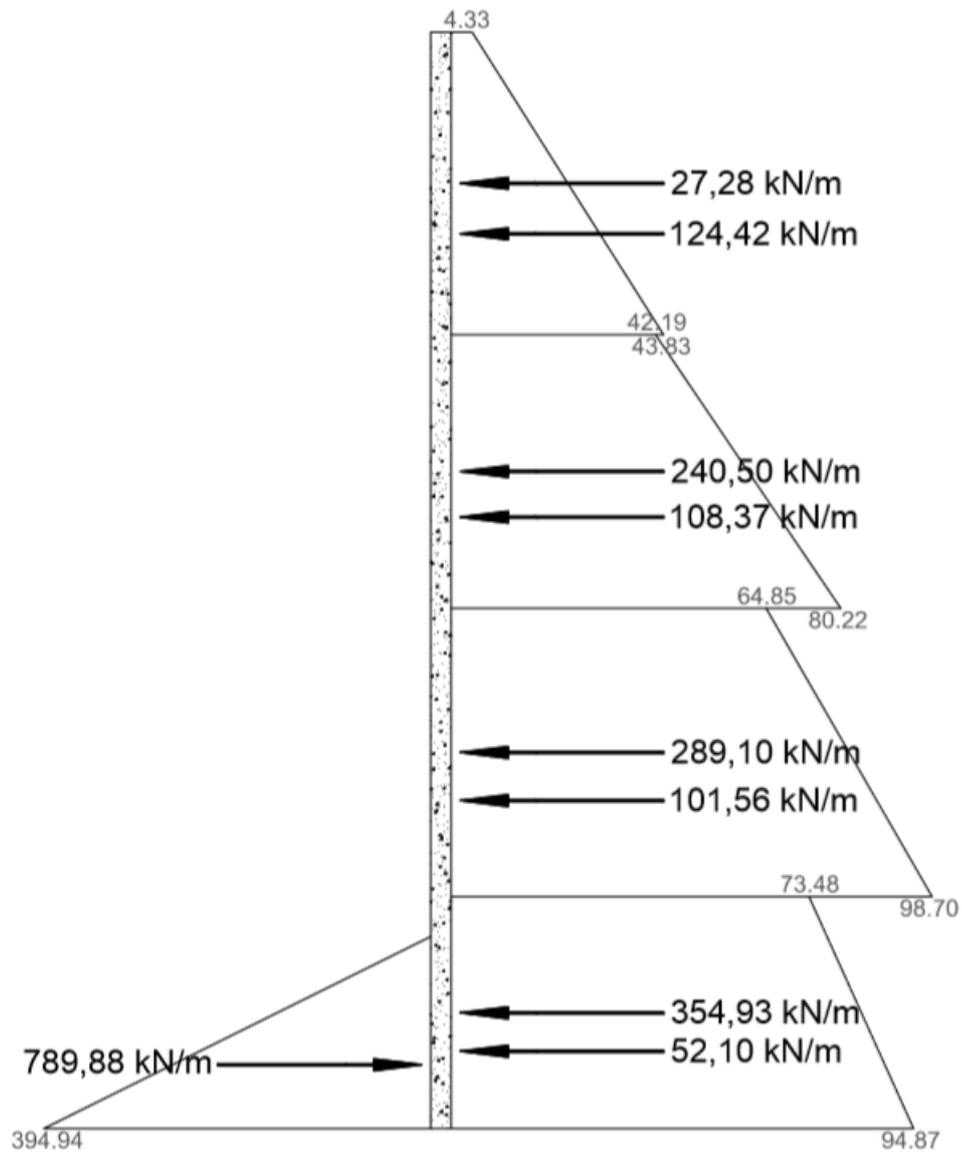


OBS1: AS ESCALAS DOS EMPUXOS ATIVOS E PASSIVOS SÃO DIFERENTES.

OBS2: kN/m<sup>2</sup> ONDE NÃO ESTÁ INDICADO UNIDADE

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura AP-A7 – Empuxos atuantes nos trechos I e J



OBS1: AS ESCALAS DOS EMPUXOS ATIVOS E PASSIVOS SÃO DIFERENTES.  
 OBS2: kN/m<sup>2</sup> ONDE NÃO ESTÁ INDICADO UNIDADE

(fonte: elaborado pelo autor)

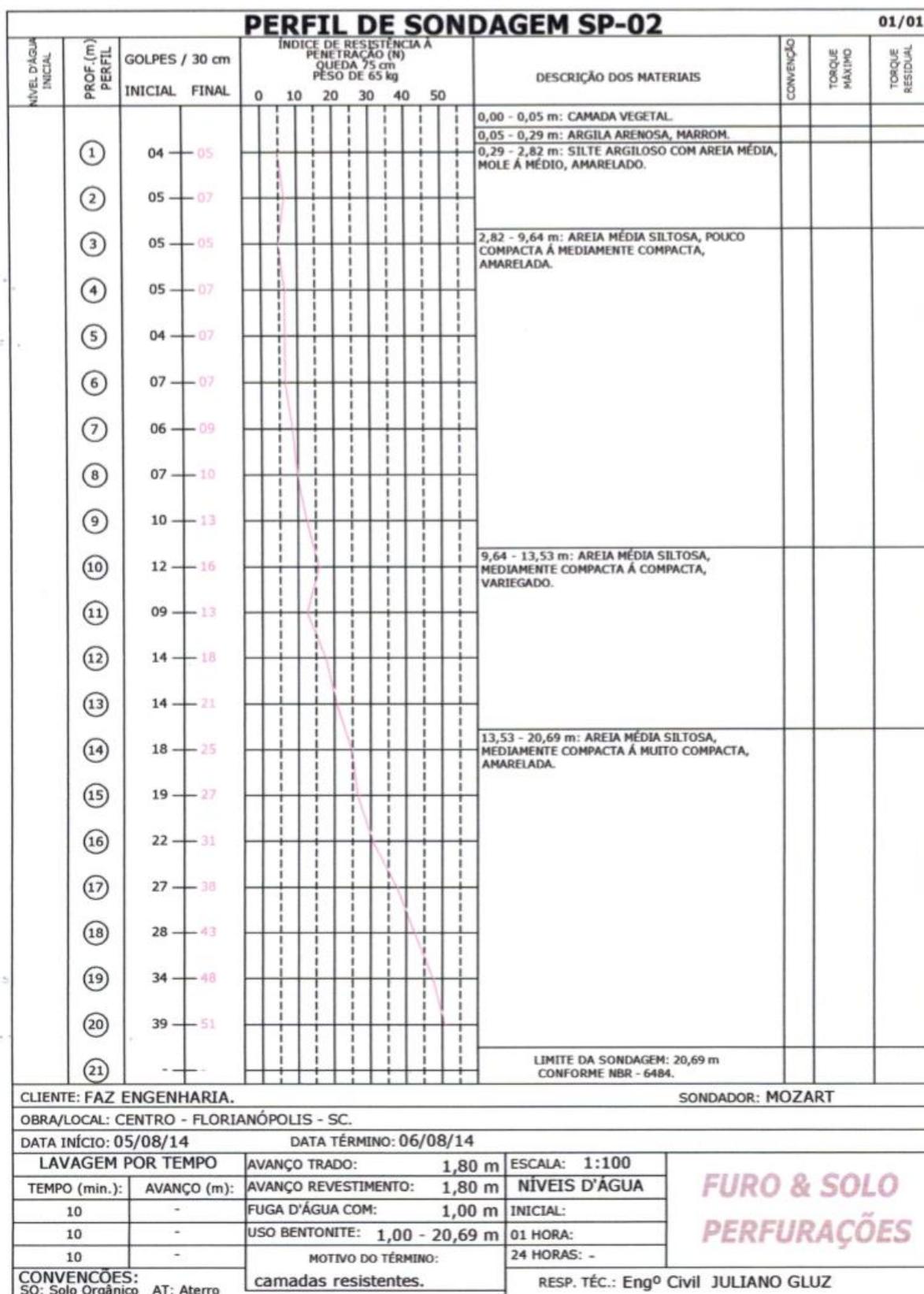
## **ANEXO A – Resultados da sondagem SPT**

Figura AN-A1 – Perfil de sondagem SP-01

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-01										01/01			
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PÊSO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50				
	①	03	03							0,00 - 0,05 m: CAMADA VEGETAL.			
	②	04	05							0,05 - 1,21 m: ARGILA ARENOSA, MOLE, MARRON.			
	③	05	05							1,21 - 5,64 m: AREIA MÉDIA COM SILTE ARGILOSO, FOFA À POUCO COMPACTA, AMARELADA.			
	④	04	04										
	⑤	05	06										
	⑥	05	06										
	⑦	07	08							5,64 - 13,72 m: AREIA MÉDIA SILTOSA COM PEDREGULHOS, POUCO COMPACTA À COMPACTA, AMARELADA.			
	⑧	09	11										
	⑨	11	17										
	⑩	15	21										
	⑪	15	23										
	⑫	15	24										
	⑬	16	26							13,72 - 16,51 m: AREIA MÉDIA SILTOSA COM PEDREGULHOS, MEDIAMENTE COMPACTA À COMPACTA, AMARELADA.			
	⑭	17	27										
	⑮	24	32										
	⑯	22	30							16,51 - 21,82 m: AREIA MÉDIA SILTOSA COM PEDREGULHOS, COMPACTA À MUITO COMPACTA, VARIEGADO.			
	⑰	26	35										
	⑱	30	40										
	⑲	32	44										
	⑳	31	48										
	㉑	38	52										
LIMITE DA SONDAÇÃO: 21,82 m CONFORME NBR - 6484.													
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART			
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.													
DATA INÍCIO: 04/08/14				DATA TÉRMINO: 05/08/14									
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,80 m		ESCALA: 1:100		<b>FURO &amp; SOLO PERFURAÇÕES</b>					
TEMPO (min.):		AVANÇO REVESTIMENTO:		1,80 m		NÍVEIS D'ÁGUA							
10		FUGA D'ÁGUA COM:		1,00 m		INICIAL:							
10		USO BENTONITE: 1,00 - 21,82 m				01 HORA:							
10		MOTIVO DO TÉRMINO:				24 HORAS: -							
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro				camadas resistentes.				RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ					

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A2 – Perfil de sondagem SP-02



(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)



Figura AN-A4 – Perfil de sondagem SP-04

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-04										01/01			
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF.(m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50				
	①	10	09							0,00 - 0,05 m: CAMADA VEGETAL.			
	②	02	03							0,05 - 1,19 m: ARGILA ARENOSA, MÉDIA, MARROM.			
	③	03	03							1,19 - 6,82 m: AREIA GROSSA SILTOSA COM PEDREGULHOS, FOFA À MEDIAMENTE COMPACTA, VARIEGADO.			
	④	05	06										
	⑤	09	11										
	⑥	12	13										
	⑦	17	23							6,82 - 11,93 m: AREIA MÉDIA E GROSSA COM ARGILA E PEDREGULHOS, MEDIAMENTE COMPACTA À MUITO COMPACTA, CINZA ESCURO.			
	⑧	21	28										
	⑨	18	25										
	⑩	23	34										
	⑪	35	43										
	⑫	19	26							11,93 - 16,54 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, COMPACTA À MUITO COMPACTA, VARIEGADO.			
	⑬	23	29										
	⑭	28	35										
	⑮	29	42										
	⑯	36	49										
	⑰	-	-							LIMITE DA SONDAÇÃO: 16,54 m CONFORME NBR - 6484.			
	⑱	-	-										
	⑲	-	-										
	⑳	-	-										
	㉑	-	-										
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART			
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.													
DATA INÍCIO: 07/08/14						DATA TÉRMINO: 07/08/14							
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,80 m		ESCALA:		1:100		<b>FURO &amp; SOLO PERFURAÇÕES</b>			
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO:		1,80 m		NÍVEIS D'ÁGUA					
10		-		FUGA D'ÁGUA COM:		1,00 m		INICIAL:					
10		-		USO BENTONITE:		1,00 - 16,54 m		01 HORA:					
10		-		MOTIVO DO TÉRMINO:		camadas resistentes.		24 HORAS: -					
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro			RESP. TÍC.: Engº Civil JULIANO GLUZ										

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A5 – Perfil de sondagem SP-05

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-05										01/01				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
	①	02	03								0,00 - 2,58 m: ATERRO. AREIA MÉDIA COM ARGILA, FOFA, AMARELADA.			
	②	03	04											
	③	04	06								2,58 - 4,62 m: AREIA MÉDIA COM SILTE ARGILOSO, FOFA À MEDIAMENTE COMPACTA, CINZA CLARO.			
	④	07	10											
	⑤	12	15								4,62 - 7,78 m: AREIA GROSSA SILTOSA COM PEDREGULHOS, MEDIAMENTE COMPACTA, VARIEGADO.			
	⑥	17	16											
	⑦	10	13											
	⑧	10	15								7,78 - 14,71 m: AREIA MÉDIA E GROSSA SILTOSA, MEDIAMENTE COMPACTA À COMPACTA, ESVERDEADA.			
	⑨	12	15											
	⑩	10	11											
	⑪	10	11											
	⑫	13	19											
	⑬	15	21											
	⑭	21	29											
	⑮	39	-								14,71 - 16,57 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, COMPACTA À MUITO COMPACTA, AMARELADA.			
	⑯	43	-											
	⑰	-	-								LIMITE DA SONDAÇÃO: 16,57 m IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.			
	⑱	-	-											
	⑳	-	-											
	㉑	-	-											
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART				
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.														
DATA INÍCIO: 12/08/14							DATA TÉRMINO: 13/08/14							
LAVAGEM POR TEMPO				AVANÇO TRADO: 1,80 m				ESCALA: 1:100				<b>FURO &amp; SOLO PERFURAÇÕES</b>		
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO: 1,80 m				NÍVEIS D'ÁGUA						
10		-		FUGA D'ÁGUA COM: 1,00 m				INICIAL:						
10		-		USO BENTONITE: 1,00 - 16,57 m				01 HORA:						
10		-		MOTIVO DO TÉRMINO: IMPENETRÁVEL.				24 HORAS: -						
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro				RESP. TÍC.: Engº Civil JULIANO GLUZ										

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A6 – Perfil de sondagem SP-06

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-06										01/01				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
	①	05	06								0,00 - 1,62 m: ATERRO. AREIA MÉDIA COM SILTE ARGILOSO, POUCO COMPACTA, VARIEGADO.			
	②	06	08								1,62 - 5,39 m: ARGILA PLÁSTICA, MOLE À MÉDIA, AMARELADA.			
	③	08	10											
	④	05	05											
	⑤	04	07								5,39 - 9,65 m: AREIA MÉDIA COM SILTE ARGILOSO, POUCO COMPACTA À MEDIAMENTE COMPACTA, VARIEGADO.			
	⑥	10	13											
	⑦	11	14											
	⑧	07	10								9,65 - 12,32 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, MEDIAMENTE COMPACTA À COMPACTA, ESVERDEADA.			
	⑨	11	15											
	⑩	14	15											
	⑪	14	21								12,32 - 14,18 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, COMPACTA À MUITO COMPACTA, AVERMELHADA.			
	⑫	17	23											
	⑬	28	42											
	⑭	45	-								LIMITE DA SONDAÇÃO: 14,18 m IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.			
	⑮	-	-											
	⑯	-	-											
	⑰	-	-											
	⑱	-	-											
	⑲	-	-											
	⑳	-	-											
	㉑	-	-											
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART				
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.														
DATA INÍCIO: 13/08/14						DATA TÉRMINO: 14/08/14								
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,80 m		ESCALA: 1:100		<b>FURO &amp; SOLO PERFURAÇÕES</b>						
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO:		2,80 m						NÍVEIS D'ÁGUA		
10		-		FUGA D'ÁGUA COM:		1,00 m						INICIAL:		
10		-		USO BENTONITE:		1,00 - 14,18 m						01 HORA:		
10		-		MOTIVO DO TÉRMINO:		IMPENETRÁVEL.						24 HORAS: -		
CONVENÇÕES: SO: Solo Oraânico AT: Aterro			RESP. TÍC.: Engº Civil JULIANO GLUZ											

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A7 – Perfil de sondagem SP-07

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-07										01/01				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
	①	05	06								0,00 - 0,05 m: CAMADA VEGETAL.			
	②	06	07								0,05 - 0,32 m: ARGILA POUCO ARENOSA, MARRON.			
	③	06	05								0,32 - 3,48 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA, VARIEGADO.			
	④	05	06								3,48 - 9,44 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, FOFA À POUCO COMPACTA, AMARELADA.			
	⑤	05	04											
	⑥	05	07											
	⑦	04	06											
	⑧	05	07											
	⑨	07	07											
	⑩	07	10								9,44 - 11,72 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA À MEDIAMENTE COMPACTA, ESVERDEADA.			
	⑪	11	11											
	⑫	15	20								11,72 - 13,41 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, MEDIAMENTE COMPACTA À COMPACTA, AMARELADA.			
	⑬	20	28											
	⑭	-	-								LIMITE DA SONDAÇÃO: 13,41 m IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.			
	⑮	-	-											
	⑯	-	-											
	⑰	-	-											
	⑱	-	-											
	⑲	-	-											
	⑳	-	-											
	㉑	-	-											
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART				
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.														
DATA INÍCIO: 14/08/14 DATA TÉRMINO: 14/08/14														
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO: 1,80 m		ESCALA: 1:100		<p style="text-align: center;"><b>FURO &amp; SOLO PERFURAÇÕES</b></p>						NÍVEIS D'ÁGUA		
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO: 1,80 m		INICIAL:										
10	-	FUGA D'ÁGUA COM: 1,00 m		01 HORA:										
10	-	USO BENTONITE: 1,00 - 13,41 m		24 HORAS: -										
CONVENÇÕES:		MOTIVO DO TÉRMINO:		RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ										
SO: Solo Orgânico AT: Aterro		IMPENETRÁVEL.												

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A8 – Perfil de sondagem SP-08

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-08										01/01				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
	①	06	07								0,00 - 0,05 m: CAMADA VEGETAL.			
	②	06	09								0,05 - 2,47 m: ARGILA ARENOSA, MÉDIA, VARIEGADO.			
	③	09	09								2,47 - 4,63 m: AREIA MÉDIA E GROSSA SILTOSA COM PEDREGULHOS, POUCO COMPACTA À MEDIAMENTE COMPACTA, VARIEGADO.			
	④	06	08								4,63 - 12,72 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA À MEDIAMENTE COMPACTA, AMARELADA.			
	⑤	07	07											
	⑥	07	09											
	⑦	08	09											
	⑧	06	08											
	⑨	09	11											
	⑩	12	13											
	⑪	12	16											
	⑫	14	18											
	⑬	15	23								12,72 - 18,56 m: AREIA GROSSA SILTOSA, MEDIAMENTE COMPACTA À MUITO COMPACTA, VARIEGADO.			
	⑭	25	33											
	⑮	26	38											
	⑯	29	44											
	⑰	35	48											
	⑱	37	52											
	⑲	-	-								LIMITE DA SONDAÇÃO: 18,56 m CONFORME NBR - 6484.			
	⑳	-	-											
	㉑	-	-											
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART				
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.														
DATA INÍCIO: 04/08/14						DATA TÉRMINO: 05/08/14								
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,80 m		ESCALA: 1:100		<b>FURO &amp; SOLO PERFURAÇÕES</b>						
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		1,80 m		NÍVEIS D'ÁGUA								
10		-		1,00 m		INICIAL:								
10		-		1,00 - 18,56 m		01 HORA:								
10		-		-		24 HORAS: -								
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro			MOTIVO DO TÉRMINO: camadas resistentes.				RESP. TÍC.: Engº Civil JULIANO GLUZ							

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A9 – Perfil de sondagem SP-09

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-09										01/02				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
	①	07	07								0,00 - 0,22 m: ATERRO. AREIA MÉDIA SILTOSA, AVERMELHADA.			
	②	08	07								0,22 - 2,34 m: AREIA FINA COM SILTE ARGILOSO, POUCO COMPACTA, AMARELADA.			
	③	05	05								2,34 - 6,31 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA À MUITO COMPACTA, AMARELADA.			
	④	11	21								LIMITE DA SONDAÇÃO: 6,31 m IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.			
	⑤	26	37											
	⑥	36	48											
	⑦	-	-											
	⑧	-	-											
	⑨	-	-											
	⑩	-	-											
	⑪	-	-											
	⑫	-	-											
	⑬	-	-											
	⑭	-	-											
	⑮	-	-											
	⑯	-	-											
	⑰	-	-											
	⑱	-	-											
	⑲	-	-											
	⑳	-	-											
	㉑	-	-											
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART				
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.														
DATA INÍCIO: 18/08/14							DATA TÉRMINO: 18/08/14							
LAVAGEM POR TEMPO			AVANÇO TRADO: 1,80 m			ESCALA: 1:100			<b>FURO &amp; SOLO PERFURAÇÕES</b>					
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO: 1,80 m			NÍVEIS D'ÁGUA							
10		-		FUGA D'ÁGUA COM: 1,00 m			INICIAL:							
10		-		USO BENTONITE: 1,00 - 6,31 m			01 HORA:							
10		-		MOTIVO DO TÉRMINO:			24 HORAS: -							
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro				IMPENETRÁVEL.				RESP. TÍC.: Eng <sup>o</sup> Civil JULIANO GLUZ						

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A10 – Perfil de sondagem SP-09A

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-09A										02/02				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF.(m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
	①	12	19								0,00 - 0,29 m: ATERRO. SILTE ARENOSO, AVERMELHADO.			
	②	23	31								0,29 - 2,63 m: AREIA MÉDIA COM SILTE ARGILOSO, MEDIAMENTE COMPACTA Á COMPACTA, AMARELADA.			
	③	04	05								2,63 - 7,88 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA Á MEDIAMENTE COMPACTA, VARIEGADO.			
	④	05	05											
	⑤	05	07											
	⑥	05	06											
	⑦	07	10											
	⑧	09	09											
	⑨	08	12								7,88 - 13,64 m: AREIA MÉDIA SILTOSA COM PEDREGULHOS, MEDIAMENTE COMPACTA Á COMPACTA, ESVERDEADA.			
	⑩	10	15											
	⑪	13	16											
	⑫	14	18											
	⑬	23	30											
	⑭	32	42											
	⑮	36	49								13,64 - 18,32 m: AREIA MÉDIA SILTOSA COM PEDREGULHOS, COMPACTA Á MUITO COMPACTA, VARIEGADO.			
	⑯	35	53/19											
	⑰	43	-											
	⑱	44/37	-											
	⑲	-	-											
	⑳	-	-											
	㉑	-	-								LIMITE DA SONDAÇÃO: 18,32 m CONFORME NBR - 6484.			
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART				
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.														
DATA INÍCIO: 18/08/14						DATA TÉRMINO: 18/08/14								
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,80 m		ESCALA: 1:100								
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO:		1,80 m								
10		-		FUGA D'ÁGUA COM:		1,00 m								
10		-		USO BENTONITE:		1,00 - 18,32 m								
10		-		MOTIVO DO TÉRMINO:		camadas resistentes.								
CONVENÇÕES: S0: Solo Orañico AT: Aterro				RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ				<b>FURO &amp; SOLO PERFURAÇÕES</b>						

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A11 – Perfil de sondagem SP-10

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-10										01/02				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
	①	07	08								0,00 - 0,13 m: ATERRO COM BRITA.			
	②	11	17								0,13 - 2,15 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCA COMPACTA À MEDIAMENTE COMPACTA, ROSADA.			
	③	25	34								2,15 - 6,42 m: AREIA GROSSA SILTOSA, COMPACTA À MUITO COMPACTA, ROSADA.			
	④	32	44											
	⑤	37	53											
	⑥	42	-											
	⑦	-	-								LIMITE DA SONDAÇÃO: 6,42 m IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.			
	⑧	-	-											
	⑨	-	-											
	⑩	-	-											
	⑪	-	-											
	⑫	-	-											
	⑬	-	-											
	⑭	-	-											
	⑮	-	-											
	⑯	-	-											
	⑰	-	-											
	⑱	-	-											
	⑲	-	-											
	⑳	-	-											
	㉑	-	-											
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART				
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.														
DATA INÍCIO: 20/08/14 DATA TÉRMINO: 20/08/14														
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,80 m		ESCALA:		1:100						
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO:		1,80 m		NÍVEIS D'ÁGUA						
10		-		FUGA D'ÁGUA COM:		1,00 m		INICIAL:						
10		-		USO BENTONITE:		1,00 - 6,42 m		01 HORA:						
10		-		MOTIVO DO TÉRMINO:		IMPENETRÁVEL.		24 HORAS: -						
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro				RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ										

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A12 – Perfil de sondagem SP-10A

PERFIL DE SONDAEM SP-10A										02/02				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N) QUIEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
	①	19	27								0,00 - 0,19 m: ATERRO COM BRITA.			
	②	32	43								0,19 - 3,15 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, COMPACTA À MUITO COMPACTA, ROSADA.			
	③	44/25	-								LIMITE DA SONDAEM: 3,15 m IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.			
	④	-	-											
	⑤	-	-											
	⑥	-	-											
	⑦	-	-											
	⑧	-	-											
	⑨	-	-											
	⑩	-	-											
	⑪	-	-											
	⑫	-	-											
	⑬	-	-											
	⑭	-	-											
	⑮	-	-											
	⑯	-	-											
	⑰	-	-											
	⑱	-	-											
	⑲	-	-											
	⑳	-	-											
	㉑	-	-											

CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.				SONDADOR: MOZART			
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.							
DATA INÍCIO: 20/08/14				DATA TÉRMINO: 20/08/14			
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO: 1,80 m		ESCALA: 1:100			
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO: 1,80 m		NÍVEIS D'ÁGUA			
10	-	FUGA D'ÁGUA COM: -		INICIAL:			
10	-	USO BENTONITE: -		01 HORA:			
10	-	MOTIVO DO TÉRMINO:		24 HORAS: -			
CONVENÇÕES:		IMPENETRÁVEL.		RESP. TÉCN.: Eng <sup>o</sup> Civil JULIANO GLUZ			
SO: Solo Orgânico		AT: Aterro					

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A13 – Perfil de sondagem SP-11

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-11										01/01					
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL		
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50						
	①	05	06								0,00 - 0,05 m: CAMADA VEGETAL.				
	②	04	05								0,05 - 3,21 m: AREIA MÉDIA COM SILTE ARGILOSO, POUCO COMPACTA, AMARELADA.				
	③	05	05												
	④	06	07								3,21 - 6,82 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA, VARIEGADO.				
	⑤	07	08												
	⑥	07	08								6,82 - 14,68 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA À COMPACTA, AMARELADA.				
	⑦	07	10												
	⑧	09	12												
	⑨	09	12												
	⑩	12	15												
	⑪	11	13												
	⑫	13	16												
	⑬	16	22												
	⑭	24	34												
	⑮	-	-												
	⑯	-	-								LIMITE DA SONDAÇÃO: 14,68 m IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.				
	⑰	-	-												
	⑱	-	-												
	⑲	-	-												
	⑳	-	-												
	㉑	-	-												
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART					
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.															
DATA INÍCIO: 20/08/14							DATA TÉRMINO: 20/08/14								
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,80 m		ESCALA: 1:100		<b>FURO &amp; SOLO PERFURAÇÕES</b>							
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO:		1,80 m								NÍVEIS D'ÁGUA	
10		-		FUGA D'ÁGUA COM:		1,00 m								INICIAL:	
10		-		USO BENTONITE:		1,00 - 14,68 m								01 HORA:	
10		-		MOTIVO DO TÉRMINO:		IMPENETRÁVEL.								24 HORAS: -	
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro										RESP. TÍC.: Engº Civil JULIANO GLUZ					

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A14 – Perfil de sondagem SP-12

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-12										01/01				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
	①	05	05								0,00 - 0,05 m: CAMADA VEGETAL.			
	②	06	07								0,05 - 4,71 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA À MEDIAMENTE COMPACTA, AMARELADA.			
	③	07	09											
	④	06	08											
	⑤	07	09											
	⑥	10	13								4,71 - 10,89 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA À COMPACTA, VARIEGADO.			
	⑦	08	13											
	⑧	10	16											
	⑨	14	20											
	⑩	20	23								10,89 - 13,51 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA À MEDIAMENTE COMPACTA, VARIEGADO.			
	⑪	08	07											
	⑫	05	05											
	⑬	09	12											
	⑭	17	24								13,51 - 19,44 m: AREIA FINA SILTOSA, MEDIAMENTE COMPACTA À MUITO COMPACTA, ESVERDEADA.			
	⑮	24	31											
	⑯	31	37											
	⑰	31	47											
	⑱	36	51								LIMITE DA SONDAÇÃO: 19,44 m CONFORME NBR - 6484.			
	⑲	43	52/11											
	⑳	-	-											
	㉑	-	-											
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART				
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.														
DATA INÍCIO: 21/08/14							DATA TÉRMINO: 21/08/14							
LAVAGEM POR TEMPO				AVANÇO TRADO: 1,80 m				ESCALA: 1:100				<b>FURO &amp; SOLO PERFURAÇÕES</b>		
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO: 1,80 m				NÍVEIS D'ÁGUA						
10		-		FUGA D'ÁGUA COM: 1,00 m				INICIAL:						
10		-		USO BENTONITE: 1,00 - 19,44 m				01 HORA:						
10		-		MOTIVO DO TÉRMINO:				24 HORAS: -						
CONVENÇÕES: SO: Solo Oroânico AT: Aterro				camadas resistentes.				RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ						

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A15 – Perfil de sondagem SP-13

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-13											01/01			
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
	①	05	06								0,00 - 0,05 m: CAMADA VEGETAL.			
	②	06	06								0,05 - 4,53 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA, AMARELADA.			
	③	07	08											
	④	07	08											
	⑤	09	09											
	⑥	11	14								4,53 - 10,45 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, MEDIAMENTE COMPACTA À COMPACTA, VARIEGADO.			
	⑦	09	15											
	⑧	12	17											
	⑨	15	22											
	⑩	23	28								10,45 - 13,72 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA À MEDIAMENTE COMPACTA, VARIEGADO.			
	⑪	09	11											
	⑫	06	07											
	⑬	10	14											
	⑭	19	25								13,72 - 18,60 m: AREIA FINA SILTOSA, COMPACTA À MUITO COMPACTA, ESVERDEADA.			
	⑮	23	32											
	⑯	30	36											
	⑰	32	48											
	⑱	38	52								LIMITE DA SONDAÇÃO: 18,60 m CONFORME NBR - 6484.			
	⑲	-	-											
	⑳	-	-											
	㉑	-	-											
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART				
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.														
DATA INÍCIO: 20/08/14						DATA TÉRMINO: 21/08/14								
LAVAGEM POR TEMPO			AVANÇO TRADO: 1,80 m			ESCALA: 1:100			<b>FURO &amp; SOLO PERFURAÇÕES</b>					
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO: 1,80 m			NÍVEIS D'ÁGUA							
10		-		FUGA D'ÁGUA COM: 1,00 m			INICIAL:							
10		-		USO BENTONITE: 1,00 - 18,60 m			01 HORA:							
10		-		MOTIVO DO TÉRMINO:			24 HORAS: -							
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro				camadas resistentes.				RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ						

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A16 – Perfil de sondagem SP-14

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-14										01/01				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
	①	05	05								0,00 - 0,05 m: CAMADA VEGETAL.			
	②	04	05								0,05 - 4,10 m: AREIA MÉDIA COM SILTE ARGILOSO, POUCO COMPACTA, AMARELADA.			
	③	05	06											
	④	07	07											
	⑤	07	08								4,10 - 7,45 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA À MEDIAMENTE COMPACTA, VARIADO.			
	⑥	09	09											
	⑦	08	11											
	⑧	10	14								7,45 - 15,30 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, MEDIAMENTE COMPACTA À COMPACTA, AMARELADA.			
	⑨	10	13											
	⑩	11	16											
	⑪	12	15											
	⑫	14	18											
	⑬	17	23											
	⑭	25	29											
	⑮	32	-											
	⑯	-	-								LIMITE DA SONDAÇÃO: 15,30 m IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.			
	⑰	-	-											
	⑱	-	-											
	⑳	-	-											
	㉑	-	-											
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART				
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.														
DATA INÍCIO: 19/08/14							DATA TÉRMINO: 20/08/14							
LAVAGEM POR TEMPO			AVANÇO TRADO: 1,80 m			ESCALA: 1:100			<b>FURO &amp; SOLO PERFURAÇÕES</b>					
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO: 1,80 m			NÍVEIS D'ÁGUA							
10		-		FUGA D'ÁGUA COM: 1,00 m			INICIAL:							
10		-		USO BENTONITE: 1,00 - 15,30 m			01 HORA:							
10		-		MOTIVO DO TÉRMINO:			24 HORAS: -							
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro				IMPENETRÁVEL.				RESP. TÍC.: Engº Civil JULIANO GLUZ						

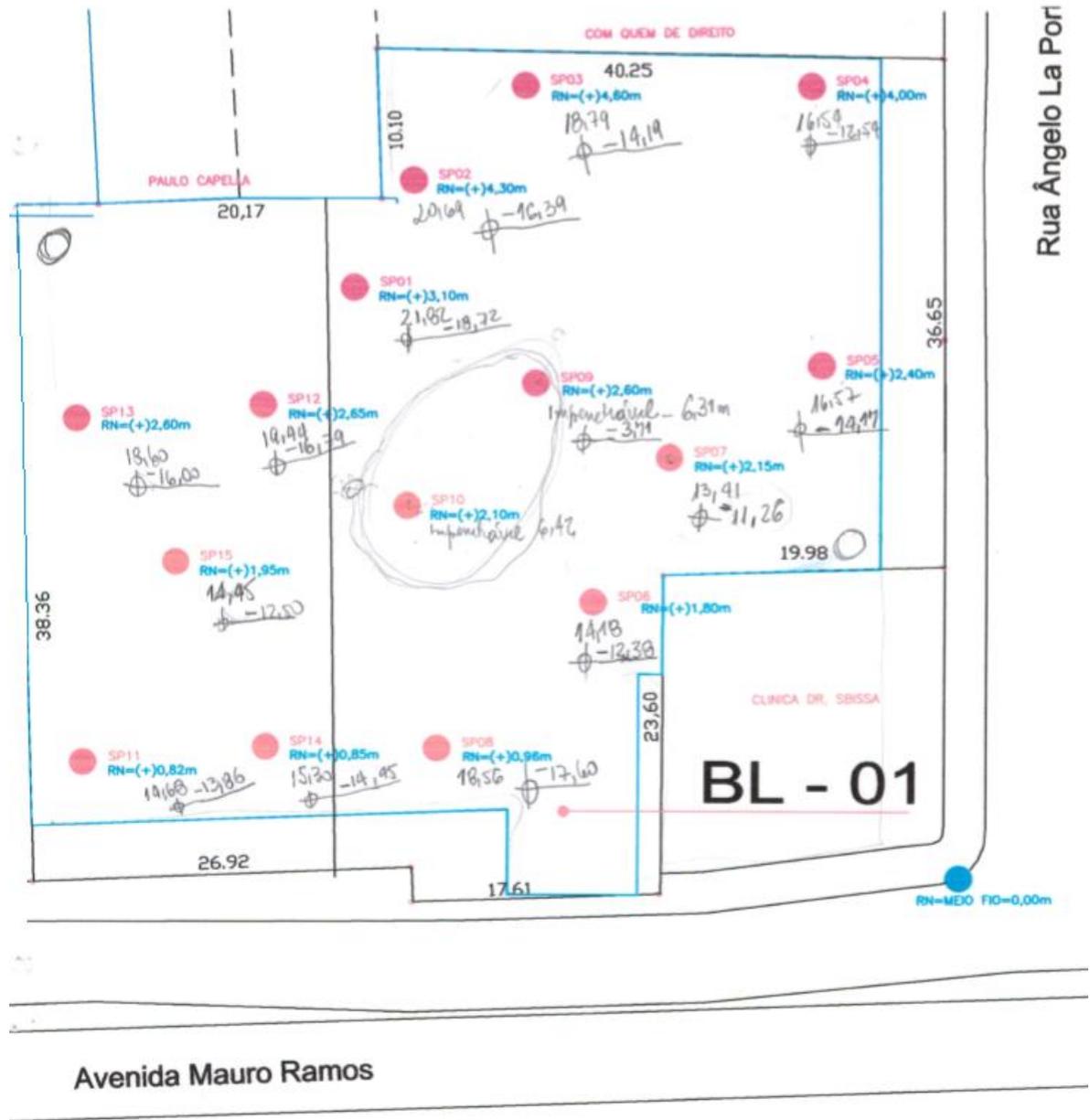
(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

Figura AN-A17 – Perfil de sondagem SP-15

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-15										01/01				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
	①	05	05								0,00 - 0,05 m: CAMADA VEGETAL.			
	②	05	06								0,05 - 3,36 m: AREIA MÉDIA COM SILTE ARGILOSO, POUCO COMPACTA, AMARELADA.			
	③	06	06											
	④	07	08								3,36 - 6,79 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, POUCO COMPACTA, VARIEGADO.			
	⑤	08	08											
	⑥	07	08								6,79 - 14,45 m: AREIA MÉDIA SILTOSA, MEDIAMENTE COMPACTA À COMPACTA, AMARELADA.			
	⑦	09	11											
	⑧	10	13											
	⑨	10	14											
	⑩	13	16											
	⑪	12	15											
	⑫	14	17											
	⑬	17	21								LIMITE DA SONDAÇÃO: 14,45 m IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO.			
	⑭	24	36											
	⑮	-	-											
	⑯	-	-											
	⑰	-	-											
	⑱	-	-											
	⑲	-	-											
	⑳	-	-											
	㉑	-	-											
CLIENTE: FAZ ENGENHARIA.										SONDADOR: MOZART				
OBRA/LOCAL: CENTRO - FLORIANÓPOLIS - SC.														
DATA INÍCIO: 18/08/14				DATA TÉRMINO: 19/08/14										
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO: 1,80 m		ESCALA: 1:100			<b>FURO &amp; SOLO PERFURAÇÕES</b>							
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO: 1,80 m		NÍVEIS D'ÁGUA										
10	-	FUGA D'ÁGUA COM: 1,00 m		INICIAL:										
10	-	USO BENTONITE: 1,00 - 14,45 m		01 HORA:										
10	-	MOTIVO DO TÉRMINO:		24 HORAS: -										
CONVENÇÕES:		IMPENETRÁVEL.		RESP. TÉCN.: Engº Civil JULIANO GLUZ										
SO: Solo Orgânico		AT: Aterro												

(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

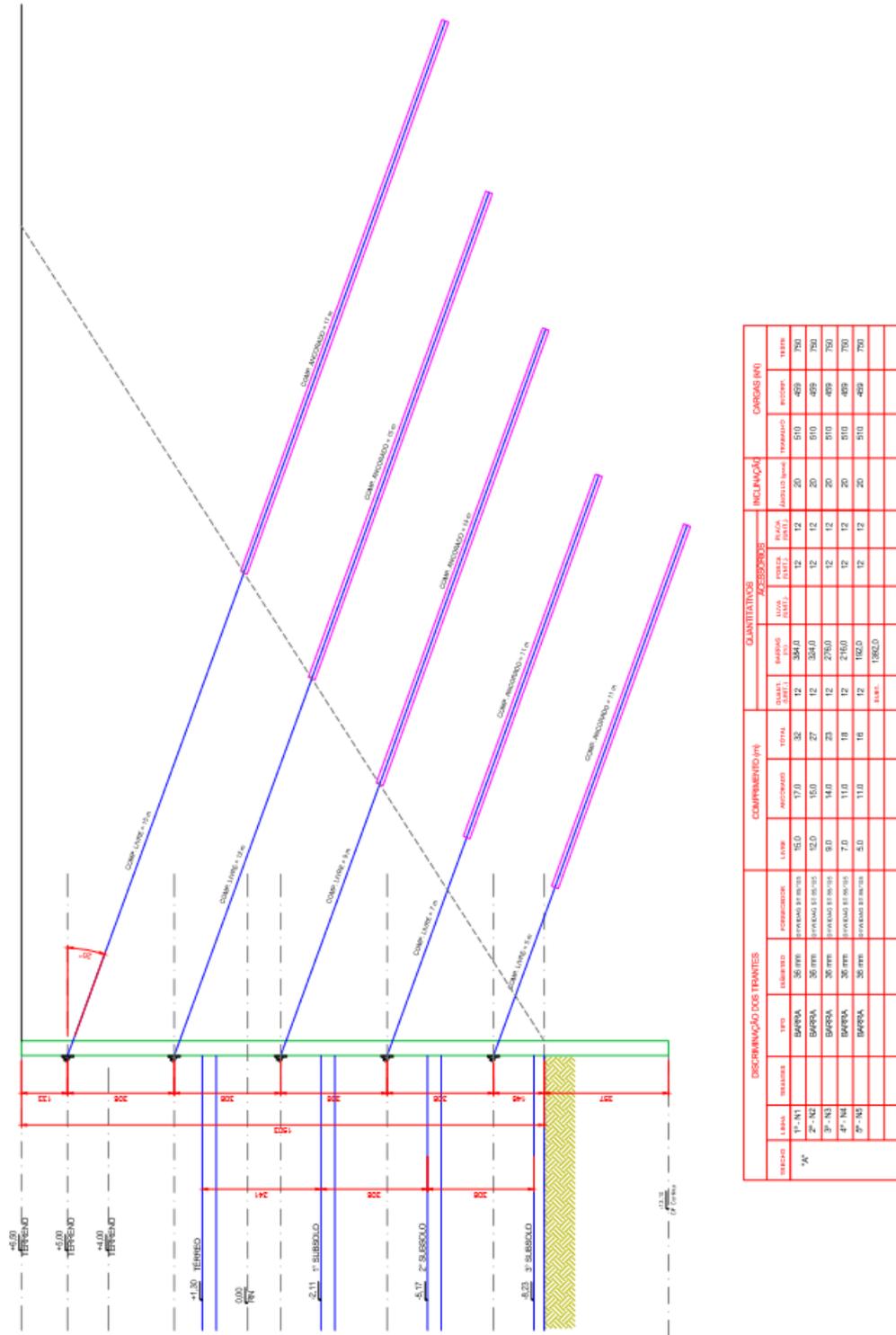
Figura AN-A18 – Localização dos furos de sondagem



(fonte: FURO E SOLO PERFURAÇÕES, 2014)

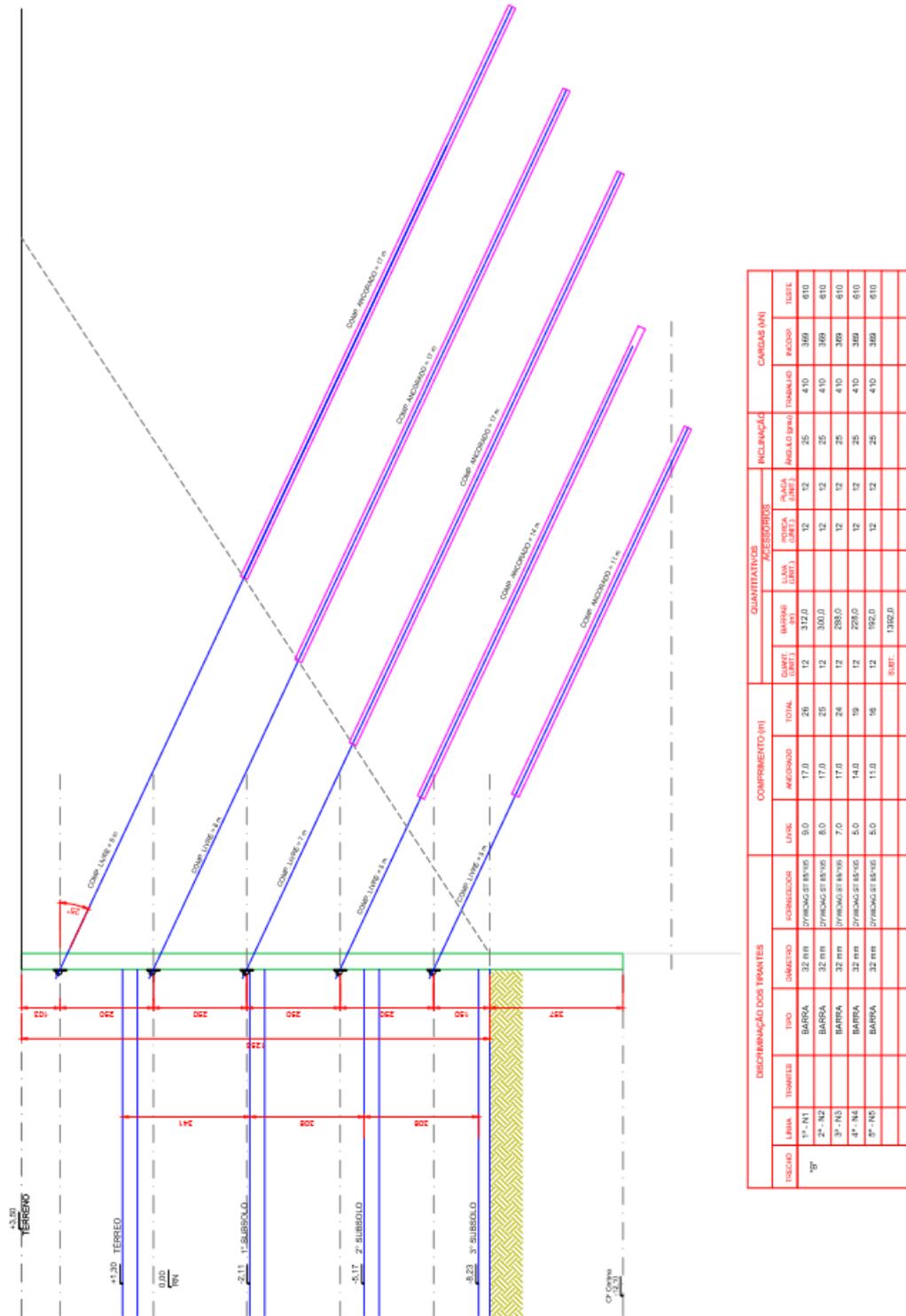
## **ANEXO B – Projetos das cortinas atirantadas**

Figura AN-B1 – Projeto da cortina atirantada no trecho A



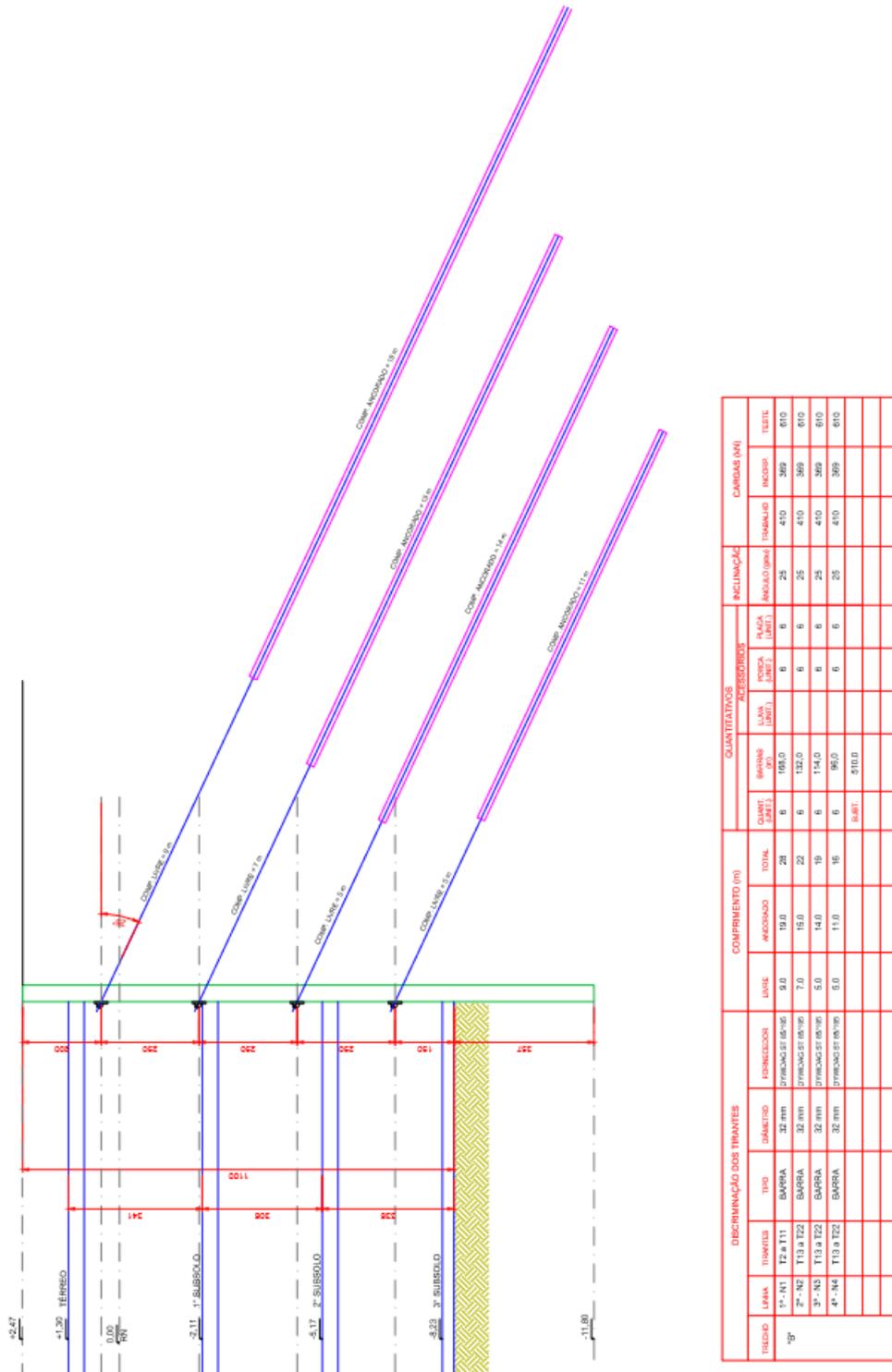
(fonte: COELHO, 2014)

Figura AN-B2 – Projeto da cortina atirantada no trecho B



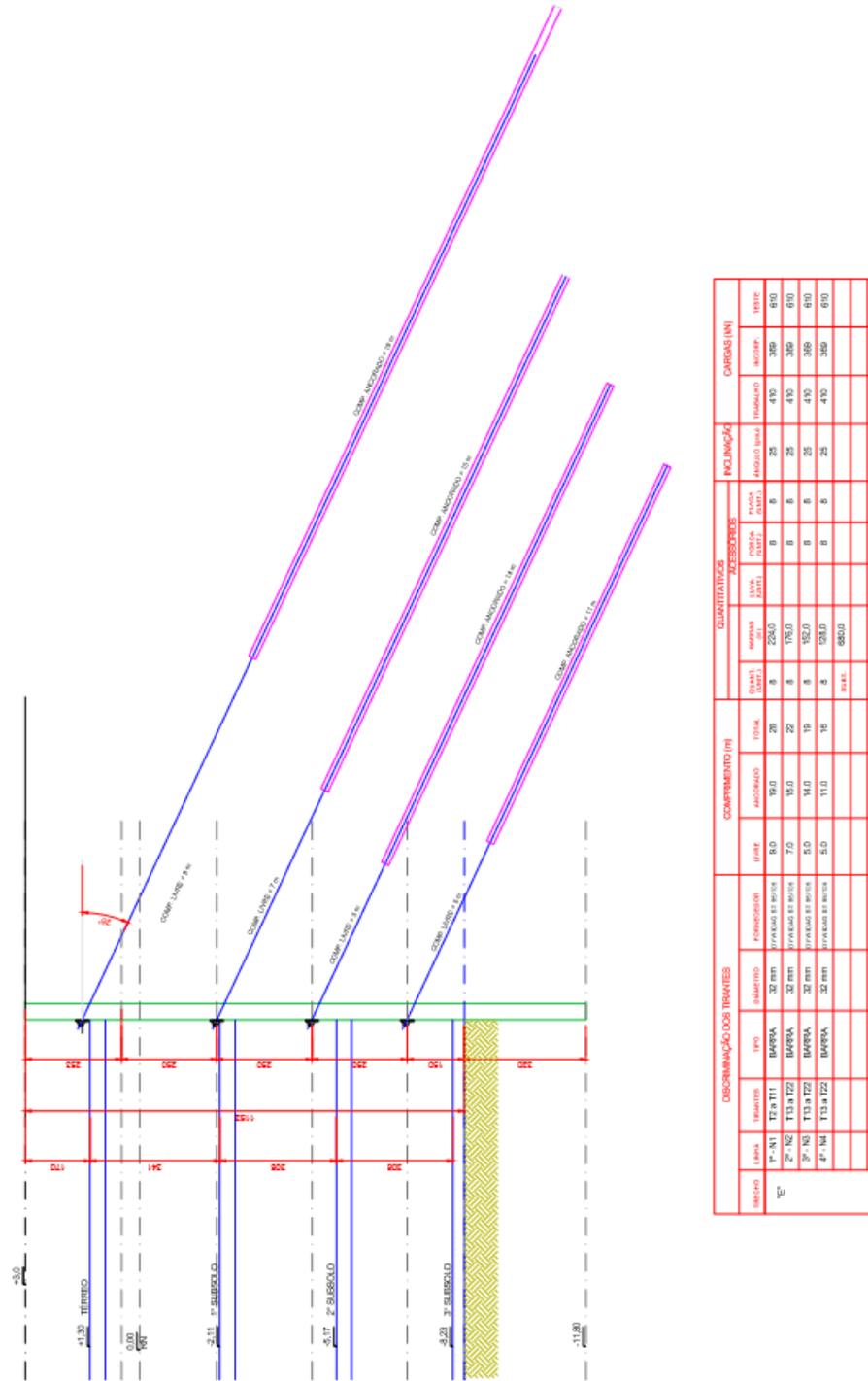
(fonte: COELHO, 2014)

Figura AN-B3 – Projeto da cortina atirantada no trecho C e D



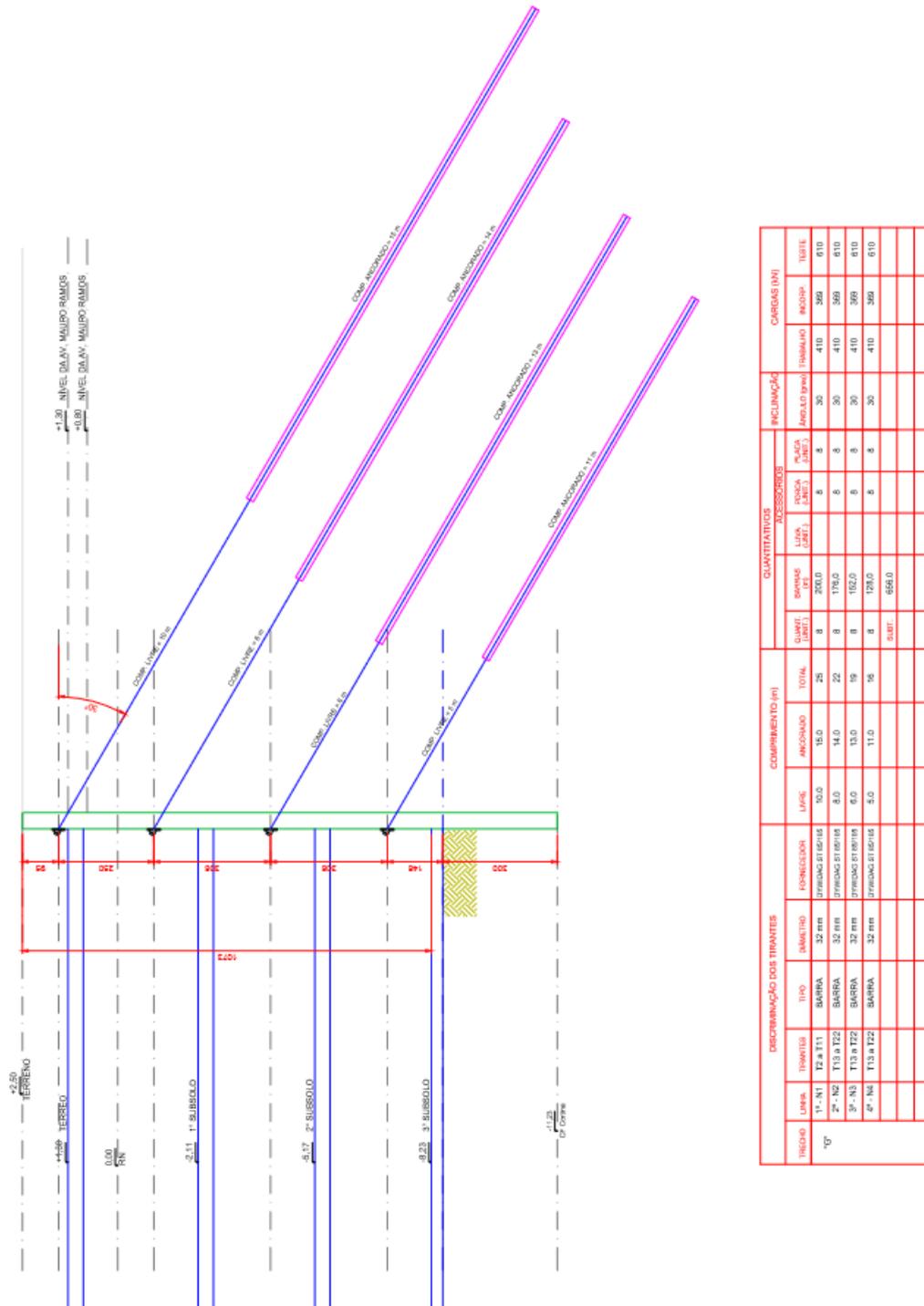
(fonte: COELHO, 2014)

Figura AN-B4 – Projeto da cortina atirantada no trecho E e F



(fonte: COELHO, 2014)

Figura AN-B5 – Projeto da cortina atirantada no trecho G

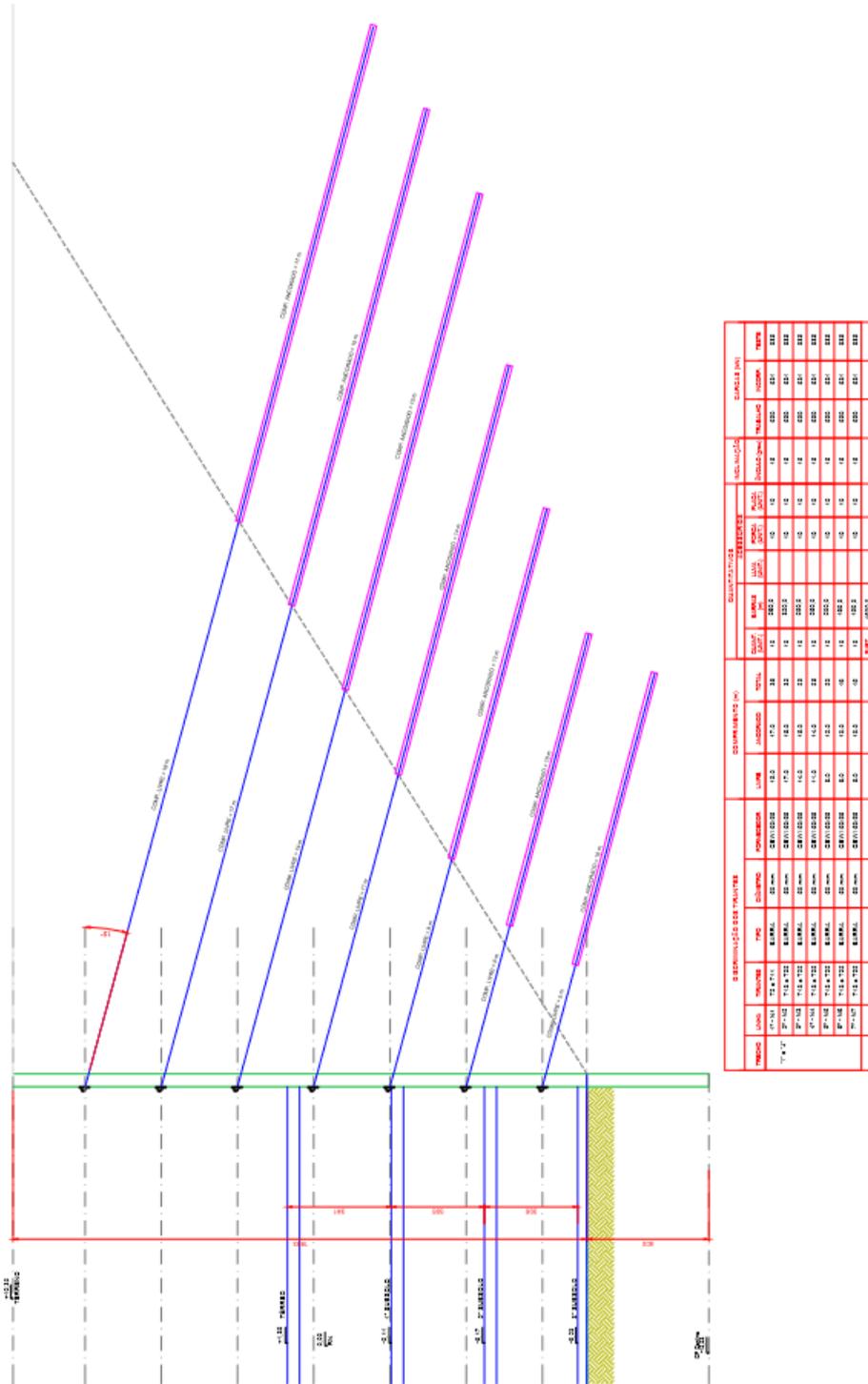


DESCRIÇÃO DOS TIPORES				COMPRIMENTO (m)		QUANTITATIVOS				CARGAS (kN)				
TRABALHO	TIPO	DIÂMETRO	FORMAÇÃO	LINEAR	ANGULAR	TOTAL	QUANT. (MET)	ESPES. (CM)	QUANT. (MET)	PLACA (CM²)	INCLINAÇÃO (GR)	INCISÃO	TABETE	
1º - N1	T2 a T11	32 mm	DIRREÇÃO ESTAVILIZ	10,0	15,0	25	8	200,0	8	30	30	410	360	610
2º - N2	T13 a T22	32 mm	DIRREÇÃO ESTAVILIZ	8,0	14,0	22	8	176,0	8	30	30	410	360	610
3º - N3	T13 a T22	32 mm	DIRREÇÃO ESTAVILIZ	6,0	10,0	16	8	152,0	8	30	30	410	360	610
4º - N4	T13 a T22	32 mm	DIRREÇÃO ESTAVILIZ	5,0	11,0	16	8	128,0	8	30	30	410	360	610
							SUBT.	656,0						

(fonte: COELHO, 2014)

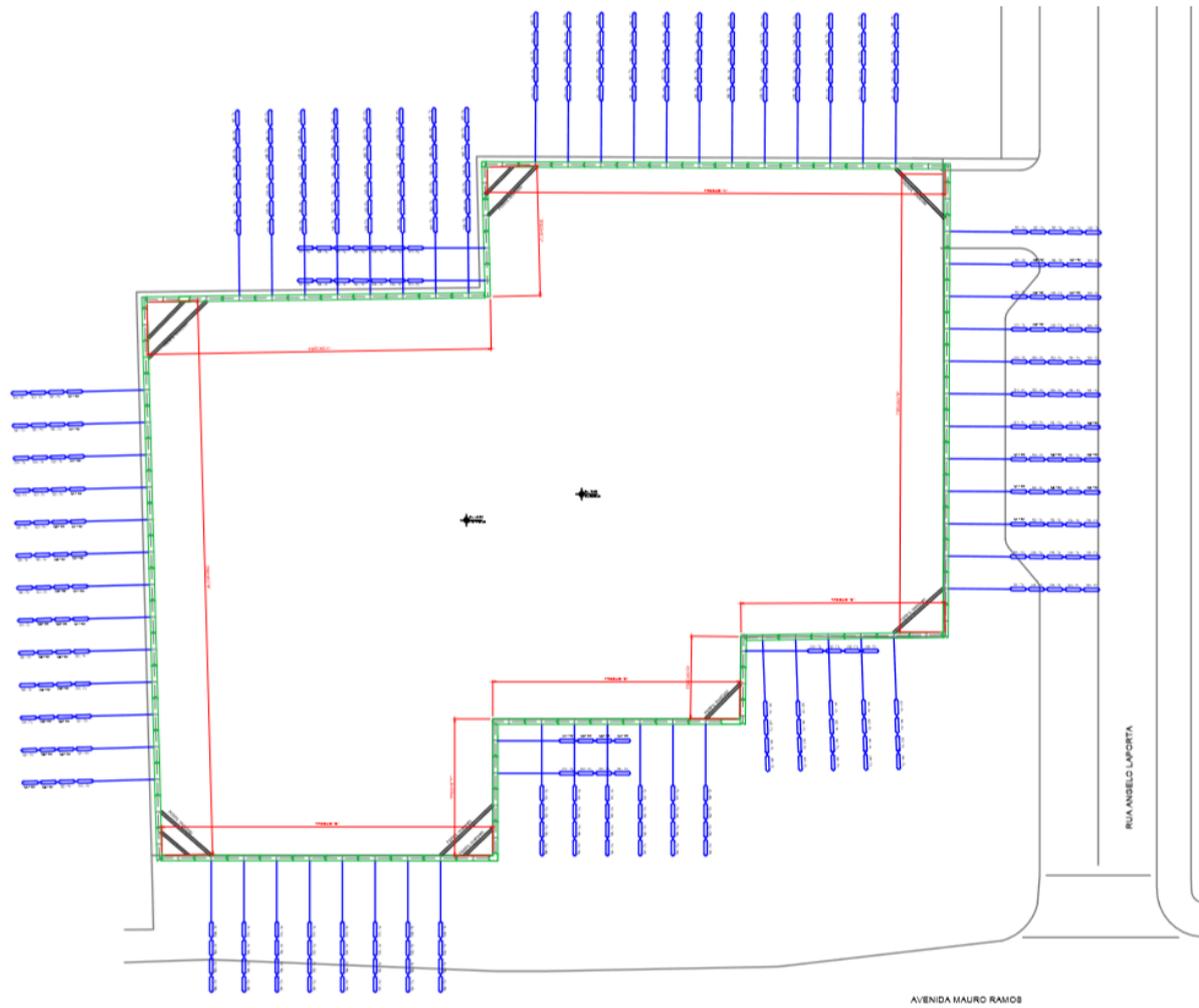


Figura AN-B7 – Projeto da cortina atirantada no trecho I e J



(fonte: COELHO, 2014)

Figura AN-B8 – Planta baixa do projeto da cortina atirantada



(fonte: COELHO, 2014)