



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Fabiana Alves dos Santos

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE UMA CORTINA DE ESTACAS
ESPAÇADAS, ATIRANTADA, EM AREIA**

Natal

2013

Fabiana Alves dos Santos

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE UMA CORTINA DE ESTACAS
ESPAÇADAS, ATIRANTADA, EM AREIA**

Dissertação apresentada ao Programa de
Pós-graduação em Engenharia Civil, da
Universidade Federal do Rio Grande do Norte,
como requisito parcial à obtenção do título de
Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

Natal

2013

UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede
Catalogação da Publicação na Fonte

Santos, Fabiana Alves dos.

Avaliação do desempenho de uma cortina de estacas espaçadas, atirantada, em areia. / Fabiana Alves dos Santos. – Natal, RN, 2013.
144 f.: il.

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Estrutura de contenção – Dissertação. 2. Instrumentação – Engenharia civil – Dissertação. 3. Tirantes – Dissertação. I. Costa, Yuri Daniel Jatobá. II. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624.137

Fabiana Alves dos Santos

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE UMA CORTINA DE ESTACAS
ESPAÇADAS, ATIRANTADA, EM AREIA**

Dissertação apresentada ao Programa de
Pós-graduação em Engenharia Civil, da
Universidade Federal do Rio Grande do Norte,
como requisito parcial à obtenção do título de
Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa - Orientador

Prof^a. Dr^a. Carina Maia Lins Costa - Examinadora Interna

Prof. Dr. Renato Pinto da Cunha - Examinador Externo

Natal

2013

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE UMA CORTINA DE ESTACAS ESPAÇADAS, ATIRANTADA, EM AREIA

Fabiana Alves dos Santos

Orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

RESUMO

O presente trabalho apresenta um estudo sobre uma estrutura de contenção projetada para construção do subsolo de um edifício residencial multifamiliar, localizado na cidade de Natal/RN, que consiste em uma cortina de estacas escavadas ancorada por tirantes, em areia. Essa estrutura foi instrumentada a fim de se medirem os deslocamentos horizontais da cortina e a distribuição de cargas ao longo do trecho ancorado dos tirantes. Os deslocamentos horizontais foram medidos através de inclinômetro, e as cargas nos tirantes foram obtidas com uso de extensômetros elétricos de resistência instalados em três pontos ao longo do trecho ancorado. As medições de deslocamento foram feitas após cada etapa de execução da cortina e após a conclusão da obra, enquanto as medições de carga nos tirantes foram feitas durante os ensaios de recebimento, no momento da incorporação e também após a conclusão da obra. A partir dos dados de deslocamento foram obtidos dados de velocidade e aceleração da cortina. Constatou-se que o tempo gasto na instalação do escoramento foi decisivo na magnitude dos deslocamentos. O deslocamento horizontal máximo final da cortina variou entre 0,18 e 0,66% da profundidade final de escavação. As cargas nos tirantes sofrem uma redução muito acentuada até aproximadamente a metade do trecho ancorado, seguindo uma distribuição exponencial. Além disso, constatou-se que houve perda de carga nos tirantes ao longo do tempo, chegando a 50% de perda em um deles.

Palavras-chave: Estrutura de contenção; instrumentação; tirantes.

PERFORMANCE OF A SPACED PILES WALL, ANCHORED BY TIEBACKS, IN SAND

Fabiana Alves dos Santos

Advisor: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

ABSTRACT

It is presented the analysis of a retaining wall designed for the basement of a residential building, located in Natal/RN, which consists in a spaced pile wall, anchored by tiebacks, in sand. This structure was instrumented in order to measure the wall's horizontal movements and the load distribution throughout the anchor fixed length. The horizontal movements were measured with an inclinometer, and the loads in the anchors were measured with strain gages, installed in three places throughout the anchor fixed length. Measurements for displacement were done right after the implementation of each stage of the building and right after the conclusion of the building, and the measurements for loads in the anchors were done during the performance test, at the moment of the locking off and, also, right after the conclusion of the building. From the data of displacement were obtained velocity and acceleration data of wall. It was found that the time elapsed on braced installation was decisive in the magnitude of the displacements. The maximum horizontal displacement of wall ranged between 0,18 and 0,66% of the final depth of excavation. The loads in the anchors strongly reduced to approximately half the anchor fixed length, followed an exponential distribution. Furthermore, it was found that there was a loss of load in the anchors over time, reaching 50% loss in one of them.

Key-words: Retaining wall; instrumentation; anchors.

Aos meus pais:

Francisco Alves e Elita Alves

AGRADECIMENTOS

A Deus, por sempre ter me dado forças durante a realização do mestrado.

Aos meus pais, pelo apoio dado durante toda minha formação.

Ao meu marido Robson, pela paciência e palavras de incentivo.

Ao meu orientador, professor Yuri Daniel Jatobá Costa, pela disponibilidade e pela orientação dada.

Aos demais professores do PEC-UFRN, pelas experiências e conhecimentos transmitidos.

À empresa Moura Dubeux, na pessoa da Eng. Larissa Veras, por viabilizar a realização desse estudo em obra.

Aos colegas Arthur Gomes, Carlos, Carlindo, Luciano e Rubens pelo companheirismo e pelas trocas de experiências durante o mestrado.

Aos técnicos e bolsistas do laboratório de Mecânica dos Solos, em especial a Felipe Coutinho e Arthur Brito, pela ajuda nos trabalhos de campo.

À empresa Engeo Engenharia, na pessoa do Eng. Floriano Medeiros, pela instalação dos tubos de inclinômetro.

Ao professor Paulo Albuquerque pelos conhecimentos repassados sobre instrumentação com extensômetros.

Ao CNPq, por ter financiado essa pesquisa.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xvi
LISTA DE EQUAÇÕES	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....	xix
CAPÍTULO 1	1
1.1 – JUSTIFICATIVA	1
1.2 - OBJETIVO E ESCOPO DA DISSERTAÇÃO	2
CAPÍTULO 2	4
2.1 – CORTINAS ATIRANTADAS.....	4
2.1.1 – Tirantes	4
2.1.1.1 – Classificação dos tirantes.....	6
2.1.1.1.1 – Quanto à constituição.....	6
2.1.1.1.2 – Quanto à vida útil.....	7
2.1.1.1.3 – Quanto à forma de trabalho.....	7
2.1.1.1.4 – Quanto ao sistema de injeção	7
2.1.1.2 – Ensaios para controle de qualidade	8
2.1.1.3 – Execução.....	8
2.1.2 – Modos de ruptura em cortinas atirantadas	9
2.1.3 – Cálculo do empuxo sobre a cortina	11
2.1.4 – Análise da estabilidade global do sistema de contenção	14
2.1.5 – Capacidade de carga das ancoragens	16
2.1.5.1 - Método NBR 5629 (2006)	17
2.1.5.2 - Método de Ostermayer (1975)	18

2.1.5.3 - Método de Bustamante e Doix (1985, apud MORE, 2003)	20
2.2 - INSTRUMENTAÇÃO DE CONTENÇÕES	22
2.2.1 – Tipos de medições em estruturas de contenção	23
2.3 – DESLOCAMENTOS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO E MOVIMENTOS DE SOLO ASSOCIADOS	25
2.3.1 – Movimentos devido à construção da cortina	26
2.3.2 – Movimentos devido à escavação na frente da parede	27
2.4 – CARGAS EM TIRANTES	37
CAPÍTULO 3	41
3.1 – DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	41
3.1.1 – Sequência de execução	45
3.2 – CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO	52
3.3 – DESCRIÇÃO GERAL DA INSTRUMENTAÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	59
3.3.1 – Instrumentação dos tirantes	59
3.3.1.1 – Confecção das barras instrumentadas com extensômetros	60
3.3.1.2 – Calibração das barras	66
3.3.1.3 – Montagem e instalação dos tirantes instrumentados	68
3.3.2 – Uso do Inclínômetro	70
CAPÍTULO 4	74
4.1 – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA CORTINA	74
4.1.1 – Deslocamentos horizontais medidos na seção 1 (contenção tipo A)	74
4.1.2 – Deslocamentos horizontais medidos nas seções 2 e 3 (contenção tipo C)....	75
4.1.3 – Análise da evolução dos deslocamentos horizontais máximos na seção 1....	80
4.1.4 – Análise da evolução dos deslocamentos horizontais máximos nas seções 2 e 3	83

4.1.5 - Comparação entre os resultados de deslocamentos horizontais máximos observados nesse estudo e os encontrados na literatura	89
4.2 – ANÁLISE DA RUPTURA DOS TIRANTES DA PRIMEIRA LINHA.....	91
4.2.1 – Método da NBR 5629 (2006).....	92
4.2.2 - Método de Ostermayer (1975)	93
4.2.3 - Método de Bustamante e Doix (1985).....	94
4.3 – COMPORTAMENTO DOS TIRANTES INSTRUMENTADOS.....	95
4.3.1 – Tirante 1 (Seção 2, Contenção tipo C)	96
4.3.2 – Tirante 2 (Seção 3, Contenção tipo C)	97
4.3.3 – Tirante 3 (Seção 2, Contenção tipo C)	99
4.3.4 – Tirante 4 (Seção 3, Contenção tipo C)	100
4.3.5 – Tirante 5 (Seção 1, Contenção tipo A)	107
4.3.6 – Comparação entre os valores de carga medidos e os observados na literatura	113
CAPÍTULO 5	114
5.1 – CONCLUSÕES	114
5.2 – SUGESTÕES	115
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117
APÊNDICE A.....	122
APÊNDICE B.....	131
ANEXOS	136

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Partes constituintes de um tirante (YASSUDA e DIAS, 1996)	5
Figura 2.2 – Modos de ruptura em cortinas atirantadas (STROM e EBELING, 2002).....	10
Figura 2.3 - Diagramas empíricos de Terzaghi e Peck (1967)	11
Figura 2.4 – Distribuição de tensões sobre cortina multiescorada, proposto por Gaba et al. (2003)	13
Figura 2.5 – Tipos de ruptura na análise de estabilidade global em estruturas atirantadas (MORE, 2003)	14
Figura 2.6 - Superfície de ruptura interna simplificada (YASSUDA e DIAS, 1996) ...	16
Figura 2.7 – Capacidade de carga de ancoragens executadas em solos granulares (OSTERMAYER, 1975).....	19
Figura 2.8 – Capacidade de carga de ancoragens em solos argilosos (OSTERMAYER, 1975).....	19
Figura 2.9 – Correlações empíricas para determinação de q_s em areias e pedregulhos (BUSTAMANTE e DOIX, 1985, apud MORE, 2003).....	21
Figura 2.10 – Correlações empíricas para determinação de q_s em siltes e argilas (BUSTAMANTE e DOIX, 1985).....	22
Figura 2.11 - Pinos de monitoramento instalados na contenção (RIBEIRO et al., 2012)	23
Figura 2.12 – Esquema de instrumentação de tirante durante a sua protensão (DUNNICLIFF, 1988).....	25
Figura 2.13 – Movimentos na superfície do solo, devido à construção de cortina de estacas em argila rija: (a) movimentos horizontais; (b) movimentos verticais (GABA et al., 2003)	28
Figura 2.14 - Comportamento de deslocamentos em estruturas de contenção atirantadas (GABA et al., 2003).....	29

Figura 2.15 – Relação entre o fator de segurança contra levantamento de fundo, definido por Terzaghi (1943) e o máximo deslocamento horizontal da cortina (MANA e CLOUGH, 1981).....	30
Figura 2.16 – Deslocamento lateral da parede como porcentagem da profundidade de escavação versus rigidez do sistema de suporte (CLOUGH et al., 1989).....	31
Figura 2.17 – Máximos deslocamentos horizontais observados em cortinas para escavações em argila de Londres (St John et al., 1992).....	32
Figura 2.18 – Deslocamentos horizontais e verticais em paredes assentes em argila rija, devido à escavação em frente à cortina (GABA et al., 2003)	33
Figura 2.19 – Deslocamentos verticais em paredes assentes em areia, devido à escavação em frente à parede (GABA et al., 2003)	34
Figura 2.20 – Variação da máximo deslocamento horizontal com a profundidade de escavação (MOORMAN, 2004).....	34
Figura 2.21: Valores de recalques superficiais obtidos por Wang et al. (2010), plotados no gráfico proposto por Peck (1969).....	35
Figura 2.22 – Deslocamentos máximos laterais versus profundidade de escavação: (a) cortinas construídas pelo método de escavação de cima para baixo; (b) cortinas relativamente rígidas construídas pelo método de baixo para cima; (c) cortinas de estacas metálicas (WANG et al., 2010).....	37
Figura 2.23 – Distribuição de carga ao longo do bulbo do tirante, medida por Li et al. (1988).....	38
Figura 2.24 – Distribuição de carga ao longo do tirante, medida por Li et al., 1988, para carga de trabalho igual a 400kN	39
Figura 2.25 – Distribuição de carga ao longo do tirante, medida por Iten e Pzrin (2010): (a) 340 kN; (b) 400kN.....	39
Figura 3.1 – Localização da obra instrumentada (indicada pela seta)	41
Figura 3.2 – Vista da contenção (sem escala) com as seções instrumentadas em destaque	44
Figura 3.3 – Imagem da obra, durante execução das estacas da contenção	46

Figura 3.4 – Sequência executiva da contenção tipo A: (a) primeira etapa; (b) segunda etapa; (c) terceira etapa; (d) quarta etapa (sem escala).....	49
Figura 3.5 – Sequência executiva da contenção tipo C: (a) primeira etapa; (b) segunda etapa; (c) terceira etapa; (d) quarta etapa; (e) quinta etapa (sem escala)..	50
Figura 3.6 – Linha do tempo: etapas de execução.....	51
Figura 3.7 – Mapa geológico da região de Natal/RN. Adaptado de Angelim et al. (2006).....	52
Figura 3.8 – Perfil representativo do subsolo (sem escala): (a) contenção tipo A; (b) contenção tipo C	53
Figura 3.9 – Curvas granulométricas dos solos: (a) camada 1 e (b) camada 2	55
Figura 3.10 – Resultado de ensaio triaxial do solo da camada 1: deformação axial x tensão desviadora.	57
Figura 3.11 – Resultado de ensaio triaxial do solo da camada 1: envoltória de resistência	57
Figura 3.12 – Resultado de ensaio triaxial do solo da camada 2: deformação axial x tensão desviadora.	58
Figura 3.13 – Resultado de ensaio triaxial do solo da camada 2: envoltória de resistência	58
Figura 3.14 – Detalhe da localização das barras instrumentadas ao longo do tirante.....	60
Figura 3.15 – Extensômetro utilizado	60
Figura 3.16 – Barra lixada	61
Figura 3.17 – Posicionamento do extensômetro na superfície da barra com o auxílio da fita adesiva	62
Figura 3.18 – Colagem do extensômetro na barra	63
Figura 3.19 – Colagem dos terminais na barra	63
Figura 3.20 – Ligação dos fios aos terminais de ligação	64

Figura 3.21 – Proteção dos extensômetros: (a) resina de silicone; (b) borracha de silicone; (c) fita de borracha de auto-fusão; (d) tubo de PVC com cola epóxi	65
Figura 3.22 – Ensaio de calibração das barras instrumentadas.....	66
Figura 3.23 – Gráfico de calibração da barra T1-I.....	67
Figura 3.24 – Barra instrumentada emendada por luvas metálicas.....	69
Figura 3.25 – Tirante instrumentado instalado no furo	69
Figura 3.26 – Torpedo de inclinômetro. Fonte: Geokon (2008).....	70
Figura 3.27 – Seção transversal do tubo guia. Fonte: Geokon (2008)	71
Figura 3.28 – Inclinômetro e seus acessórios	72
Figura 3.29 – Escavação do furo para instalação do tubo-guia para inclinômetro	73
Figura 3.30 – Tubo-guia instalado.....	73
Figura 4.1 – Deslocamentos horizontais normalizados na seção 1 (contenção tipo A).....	75
Figura 4.2 – Deslocamentos horizontais normalizados na seção 2 (contenção tipo C).. ..	77
Figura 4.3 – Deslocamentos horizontais normalizados na seção 3 (contenção tipo C).. ..	78
Figura 4.4 – Representação em planta dos deslocamentos horizontais máximos nas seções 2 e 3 (sem escala)	79
Figura 4.5 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após segunda etapa de execução (Seção 1).....	81
Figura 4.6 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após terceira etapa de execução (Seção 1).....	82
Figura 4.7 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após quarta etapa de execução (Seção 1)	82
Figura 4.8 - Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após terceira etapa de execução (Seção 2).....	84

Figura 4.9 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após a terceira etapa de execução (Seção 3).....	84
Figura 4.10 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após a quarta etapa de execução (Seção 2)	86
Figura 4.11 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após quarta etapa de execução (Seção 3)	87
Figura 4.12 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após a quinta etapa de execução (Seção 2).....	88
Figura 4.13 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após quinta etapa de execução (Seção 3).....	88
Figura 4.14 - Comparação entre os resultados de deslocamentos horizontais máximos observados nesse estudo e os encontrados na literatura	91
Figura 4.15 – Ensaio de recebimento do tirante 1: carga x deslocamentos totais.....	96
Figura 4.16 – Ensaio de recebimento do tirante 2: carga x deslocamentos totais.....	98
Figura 4.17 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 2, durante o ensaio de recebimento	99
Figura 4.18 – Ensaio de recebimento do tirante 3: carga x deslocamentos totais...	100
Figura 4.19 – Ensaio de recebimento do tirante 4: carga x deslocamentos totais...	101
Figura 4.20 – Repartição entre deslocamentos elásticos e plásticos – tirante 4	102
Figura 4.21 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 4, durante a fase de carregamento do ensaio de recebimento	103
Figura 4.22 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 4, durante a fase de descarregamento do ensaio de recebimento	104
Figura 4.23 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 4, durante a fase de recarregamento do ensaio de recebimento	105
Figura 4.24 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 4, durante a incorporação do mesmo	105
Figura 4.25 – Atrito ao longo do bulbo do Tirante 4	106

Figura 4.26 - Medições de carga ao longo do tempo no tirante 4	106
Figura 4.27 – Ensaio de recebimento do tirante 5: carga x deslocamentos totais...	107
Figura 4.28 – Repartição entre deslocamentos elásticos e plásticos – tirante 5	108
Figura 4.29 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 5, durante a fase de carregamento do ensaio de recebimento	109
Figura 4.30 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 5, durante a fase de descarregamento do ensaio de recebimento	110
Figura 4.31 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 5, durante a fase de descarregamento do ensaio de recebimento	110
Figura 4.32 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 5, durante a incorporação do mesmo	111
Figura 4.33 – Atrito ao longo do bulbo do Tirante 5	111
Figura 4.34 – Medições de carga ao longo do tempo no tirante 5.....	112
Figura 4.35 – Comparação entre os resultados de distribuição de carga ao longo dos bulbos dos tirantes 4 e 5 e os observados na literatura	113
Figura A-1 – Esquema de montagem típica de um extensômetro elétrico de resistência (KYOWA, 2005).....	122
Figura A-2 - Ponte de Wheatstone	124
Figura A-3 – 1/4 de ponte (2 fios).....	125
Figura A-4 – 1/4 de ponte (3 fios).....	125
Figura A-5 – meia ponte (braços adjacentes).....	126
Figura A-6 – meia ponte (braços opostos)	126
Figura A-7 – Ponte completa.....	127
Figura A-8 – (a) esquema de colagem dos extensômetro na barra instrumentada; (b) esquema de ligação dos fios	128

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tipos de solo contido (GABA et al., 2003).....	12
Tabela 2.2: Coeficientes de ancoragem k_f (NBR 5629, 2006).....	17
Tabela 2.3 – Coeficiente de majoração β do diâmetro do bulbo devido à injeção (BUSTAMANTE e DOIX, 1985, apud MORE, 2003)	21
Tabela 3.1 – Características da barra utilizada	45
Tabela 3.2 – Sequência de cargas aplicadas no ensaio de recebimento (Tipo D)....	45
Tabela 3.3 – Frações constituintes dos solos das camadas 1 e 2	56
Tabela 3.4 – Equação para barras instrumentadas.....	68
Tabela 4.1 - Deslocamentos horizontais máximos observados nesse estudo e encontrados na literatura.....	90
Tabela 4.2 – Cargas de ruptura dos tirantes da primeira linha; k_f e q_s	95

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1	14
Equação 2.2	15
Equação 2.3	17
Equação 2.4	18
Equação 2.5	20
Equação 2.6	20
Equação 2.7	30
Equação 4.1	80
Equação 4.2	80
Equação 4.3	81
Equação 4.4	81
Equação 4.5	83
Equação 4.6	83
Equação 4.7	83
Equação 4.8	83
Equação 4.9	83
Equação 4.10	83
Equação 4.11	85
Equação 4.12	85
Equação 4.13	87
Equação 4.14	87
Equação 4.15	87
Equação 4.16	87

Equação 4.17	101
Equação 4.18	104
Equação 4.19	104
Equação A-1.....	123
Equação A-2.....	123
Equação A-3.....	124
Equação A-4.....	125
Equação A-5.....	126
Equação A-6.....	126
Equação A-7.....	126
Equação A-8.....	128
Equação A-9.....	128
Equação A-10.....	129
Equação A-11.....	129
Equação A-12.....	129
Equação A-13.....	129
Equação A-14.....	129
Equação A-15.....	129
Equação A-16.....	129
Equação A-17.....	130

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A – seção transversal de um condutor ou atrito lateral ao longo do bulbo.

c – coesão do solo.

c_u – resistência não drenada das argilas.

d – deslocamento total da cabeça do tirante.

d_e – deslocamento elástico da cabeça do tirante.

d_p – deslocamento permanente da cabeça do tirante.

D_e – diâmetro médio adotado para o trecho ancorado.

D_p – diâmetro perfurado do trecho ancorado.

E – módulo de Young do solo.

E_{barra} – módulo de elasticidade da barra do tirante.

F_m – carga de tração medida no tirante.

F_a – carga de tração aplicada ao tirante.

F_0 – carga inicial do ensaio de recebimento.

F_t – carga de trabalho do tirante.

F_a^{ult} - carga máxima que pode ocorrer no tirante.

$F_a^{trabalho}$ - carga máxima que pode ocorrer no tirante.

f_{yk} - resistência característica à tração do aço.

h – espaçamento vertical entre os suportes da parede.

H – profundidade máxima de escavação ou altura da contenção (Terzaghi e Peck, 1967).

I – momento de inércia da área da seção da parede por metro.

I_a – empuxo ativo atuante na estrutura de contenção.

I_1 – empuxo ativo atuante na cunha.

k – fator de sensibilidade de um extensômetro.

k_f – coeficiente de ancoragem (NBR 6629, 1996).

K_a – coeficiente de empuxo ativo.

K_p – coeficiente de empuxo passivo.

L – comprimento da estaca ou comprimento de um condutor elétrico ou posição no bulbo do tirante.

L_b – comprimento do trecho ancorado do tirante.

L_l – comprimento do trecho livre do tirante.

L_{le} – comprimento livre efetivo do tirante.

p_1 – pressão limite do ensaio pressiométrico.

P – peso próprio da cunha.

S – área da seção transversal do aço.

q_s – resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo.

R – resistência elétrica de um condutor.

T – capacidade de carga do bulbo.

t – tempo.

T_1 – tirante instrumentado 1.

T_2 – tirante instrumentado 2.

T_3 – tirante instrumentado 3.

T_4 – tirante instrumentado 4.

T_5 – tirante instrumentado 5.

U – perímetro médio da seção transversal da ancoragem.

V_{exc} – tensão de excitação na ponte de Wheatstone.

V_{out} – tensão de saída na ponte de Wheatstone.

$V_{\delta h \text{ máx}}$ – velocidade de deslocamento da cortina.

$V_{\delta h \text{ máx}}$ – aceleração da cortina.

z – profundidade no maciço de solo.

α – coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento (NBR 6629, 1996).

β – coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo (Bustamante e Doix, 1985).

δ – ângulo de atrito entre a parede e o solo.

δ_h – deslocamento horizontal da cortina.

$\delta_{h \text{ máx}}$ – deslocamento horizontal máximo da cortina.

ε – deformação específica.

ϕ - ângulo de atrito do solo ou diâmetro da estaca.

ϕ' – ângulo de atrito efetivo do solo.

γ - peso específico aparente do solo.

γ' – peso específico submerso do solo.

γ_w – peso específico da água.

σ – tensão normal.

σ'_z – tensão efetiva no ponto médio da ancoragem.

ΣMR – somatório dos momentos resistentes na massa de solo.

ΣMA – somatório dos momentos atuantes na massa de solo.

τ - tensão cisalhante.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 – JUSTIFICATIVA

As estruturas de contenção são utilizadas em diversos tipos de obras. Nas grandes cidades, em especial, têm-se utilizado bastante esse tipo de estrutura na construção de edifícios, pois as mesmas viabilizam o maior aproveitamento de terrenos através de execução de subsolos.

A concepção de estruturas de contenção exige bastante atenção do projetista, pois, cada vez mais, é necessário se pensar no equilíbrio entre as grandes dimensões das escavações e a menor magnitude possível dos deslocamentos da estrutura, de modo que isso não afete negativamente a segurança das construções vizinhas. As cortinas ou paredes atirantadas se constituem, muitas vezes, em uma alternativa bastante viável para grande parte dos casos.

Na cidade de Natal – RN, as estruturas de contenção, principalmente aquelas que fazem parte de subsolos de edificações, constituem-se geralmente em cortinas atirantadas, sendo a parede composta por estacas escavadas igualmente espaçadas.

Apesar do largo emprego deste tipo de contenção, o empirismo ainda permeia importantes aspectos do seu projeto e da sua prática executiva. Também é comum o dimensionamento dessas estruturas considerado-se apenas o Método de Equilíbrio Limite Simplificado, analisando-se apenas a ruptura da massa de solo (estabilidade interna e externa), sem levar em consideração o comportamento mecânico e as deformações sofridas pelo solo e pelos elementos construtivos. Terzaghi (1943) já citava que as contenções são estruturas cujo projeto é condicionado por cargas que dependem dos deslocamentos da estrutura. No entanto, a prática corrente praticamente ainda não se utiliza deste conhecimento. Aliado a isso, tem-se o fato de que os esforços atuantes na estrutura variam com os estágios de construção da

obra, podendo levar ao subdimensionamento de elementos estruturais em determinada etapa da execução (Mendes, 2010).

Diante disso, o comportamento desse tipo de estrutura pode e deve ser estudado através da utilização de instrumentação de campo. A utilização desse tipo de ferramenta representa um grande avanço nas soluções de problemas geotécnicos, tendo em vista que os resultados obtidos por meio dessas instrumentações viabilizam uma melhor compreensão dos fenômenos que ocorrem na interação solo-estrutura.

A inexistência de estudos dessa natureza sobre estruturas de contenção com as características das executadas na região metropolitana de Natal – RN e o reduzido acervo de estruturas de contenção instrumentadas no Brasil e no mundo justificam a realização do presente trabalho.

1.2 - OBJETIVO E ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho tem por objetivo estudar, por meio da realização de instrumentação geotécnica, o comportamento de uma cortina atirantada, composta por estacas escavadas espaçadas. Este tipo de contenção constitui uma solução empregada com muita frequência na cidade de Natal – RN. Foi instrumentada nesse estudo, uma estrutura de contenção atirantada com paramento composto por estacas escavadas de concreto. Os instrumentos utilizados foram o inclinômetro, para medidas de deslocamentos horizontais da cortina, e extensômetros elétricos de resistência (*strain gages*), para medida de carga nos tirantes. É feita uma análise das grandezas medidas (deslocamento horizontal e cargas em tirantes) para cada estágio de execução da referida estrutura de contenção.

Além deste capítulo introdutório, a presente dissertação divide-se em mais quatro, descritos abaixo:

No Capítulo 2 é realizada uma revisão bibliográfica que embasa o trabalho, abordando os tipos de estruturas de contenção mais utilizados, com enfoque para as estruturas de contenção atirantadas e seus aspectos básicos, tais como: componentes de um tirante, classificação dos tirantes e modos de ruptura em

cortinas atirantadas. Também são apresentados aspectos sobre instrumentação de estruturas de contenção, além de resultados de medições em campo de deslocamento horizontal e cargas em tirantes, reunidos da literatura.

O Capítulo 3 trata da metodologia adotada no presente trabalho. Neste Capítulo, é apresentada a caracterização do problema proposto, indicando-se a localização e aspectos geológico-geotécnicos da área em estudo e a sequência executiva da obra instrumentada. Além disso, são apresentados os instrumentos utilizados na instrumentação da cortina.

O Capítulo 4 apresenta os resultados obtidos na instrumentação geotécnica, juntamente com as devidas análises e discussões.

Por fim, o Capítulo 5 apresenta as conclusões obtidas no presente trabalho e fornece sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – CORTINAS ATIRANTADAS

Quando o empuxo lateral é combatido apenas pelo engaste da cortina no solo (ficha), a cortina é dita em balanço. Caso a ficha não seja suficiente para equilibrar o empuxo lateral, pode-se considerar o uso de tirantes, a fim de providenciar um suporte lateral adequado.

A grande vantagem do uso de tirantes é que, uma vez instalados, a escavação fica livre de qualquer obstrução, permitindo a execução de trabalhos no interior da escavação. Além disso, quando os tirantes são previamente tracionados (protendidos) pode haver uma redução da deflexão da parede e do assentamento do solo adjacente, dependendo da magnitude da carga de protensão.

A desvantagem do uso de tirantes está no tempo de instalação e protensão dos tirantes, que aumenta o tempo de obra. Ademais, como os elementos se estendem além dos limites do terreno, é necessário cuidado especial com relação a possíveis obstáculos presentes no terreno vizinho, como fundações de estruturas, por exemplo, além de autorização prévia.

2.1.1 – Tirantes

Os tirantes são definidos como:

[...] peças especialmente montadas, tendo como componente principal um ou mais elementos resistentes à tração, que são introduzidos no terreno, em perfuração própria, nas quais, por meio de injeções de calda de cimento (ou outro aglutinante) em partes dos elementos, forma um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante (NBR 5629, 2006, p. 1).

O tirante é formado por:

- Cabeça: é a parte que suporta a estrutura do paramento. Existem várias configurações para a cabeça, dependendo do tipo de tirante, mas genericamente, suas partes podem ser divididas em placa de apoio, cunha de grau e bloco de ancoragem.

- Trecho livre: nessa região o elemento constituinte do tirante (barras, fios ou cordoalhas) é isolado da calda de cimento. Normalmente usa-se um tubo ou mangueira (bainha) para proteger essa região.

- Trecho ancorado: nessa região o elemento constituinte do tirante (barras, fios ou cordoalhas) está em contato com a nata de cimento, a qual forma o bulbo de ancoragem. É essa a região responsável por transmitir os esforços de tração do tirante para o terreno, através do atrito gerado entre o bulbo e o solo.

A Figura 2.1 ilustra as partes constituintes de um tirante.

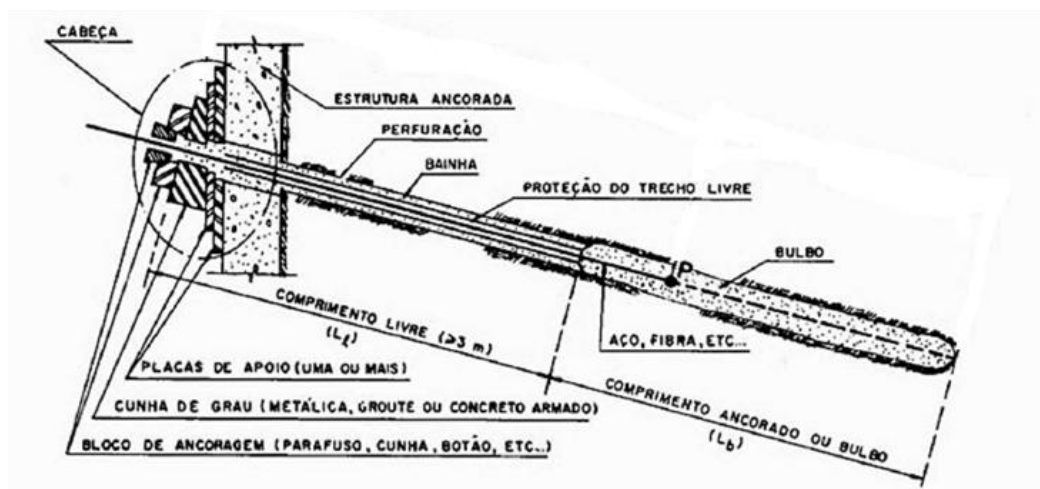


Figura 2.1 – Partes constituintes de um tirante (YASSUDA e DIAS, 1996).

2.1.1.1 – Classificação dos tirantes

2.1.1.1.1 – Quanto à constituição

Com relação à constituição do elemento principal do tirante resistente à tração, normalmente se usam os seguintes tipos:

- Tirante monobarra: esse tipo de tirante é constituído por uma única barra de aço. Normalmente, possui protuberâncias ao longo de todo o seu comprimento, as quais servem como rosca, permitindo a emenda de barras através de luvas especiais, além da fixação de porca na região da cabeça do tirante. O trecho livre é coberto por uma bainha, com diâmetro levemente maior do que o diâmetro da barra. O trecho ancorado possui vários espaçadores, em intervalos de 2 a 3 metros, a fim de manter a barra centralizada no furo. A cabeça do tirante é formada pela placa de apoio, cunha de grau e pelo bloco de ancoragem, que nesse caso, consiste em uma porca.

- Tirante de fios: como o próprio nome diz a parte resistente à tração do tirante é formada por fios, geralmente com 8 ou 9 mm de diâmetro (YASSUDA e DIAS, 1996). A quantidade desses fios depende da carga de trabalho a qual o tirante está submetido. O trecho ancorado possui espaçadores, os quais são responsáveis por manter os fios afastados uns dos outros, a fim de envolvê-los melhor com a calda de cimento. No trecho livre, os fios são normalmente envolvidos por bainhas individuais e logo depois por uma bainha coletiva. A cabeça é formada pela placa de apoio, cunha de grau e pelo bloco de ancoragem, que nesse caso, possui vários furos, por onde os fios passam individualmente e são presos por clavetes.

- Tirante de múltiplas barras: a parte resistente à tração é formada por mais de uma barra de aço.

- Tirante de cordoalhas: nesse tipo de tirante, cordoalhas de aço são usadas para constituir a parte resistente à tração.

Tanto nos tirantes de múltiplas barras quanto nos de cordoalhas, os elementos constituintes da cabeça, do trecho livre e do trecho ancorado são praticamente idênticos aos usados para os tirantes de fios.

2.1.1.1.2 – Quanto à vida útil

Os tirantes podem ser considerados permanentes, quando usados em construções com mais de dois anos de duração, e provisórios, quando se destinam a obras com tempo de duração menor que dois anos (NBR 5629, 2006). Essa classificação é importante, pois as especificações em normas, como a NBR 5629 (2006), costumam fazer distinção entre tirantes permanentes e temporários, como, por exemplo, na indicação do fator de segurança que deve ser usado em cada caso.

2.1.1.1.3 – Quanto à forma de trabalho

São classificados em ativos, quando há a protensão dos mesmos, e passivos, quando não são protendidos. Nesse último caso, o tirante começa a trabalhar, ou seja, adquire carga, apenas quando há deslocamento da cortina em relação à escavação, passando assim a reagir aos esforços impostos pelo maciço adjacente à cortina.

2.1.1.1.4 – Quanto ao sistema de injeção

Existem dois sistemas possíveis de injeção de nata de cimento no tirante: a injeção em um único estágio e a injeção em múltiplos estágios.

O sistema de injeção em um único estágio é geralmente usado nos casos em que o tirante é executado em material de boa capacidade de suporte, normalmente rocha, ou quando não há grande vantagem em se executar mais de um estágio de injeção, visto que praticamente não levará ao alargamento adicional do bulbo, nem ao aumento do atrito com o maciço (YASSUDA e DIAS, 1996).

No sistema de múltiplas injeções ocorre primeiramente o preenchimento do furo com a calda a baixa pressão, de modo que ela vaze pela boca do furo. Num segundo momento, após a cura do cimento, injeta-se mais calda de cimento, no estágio conhecido como primário. Nesse estágio, são usadas as chamadas válvulas

“manchete”, que consistem em furos em um tubo de PVC, sendo cada furo recoberto com borracha flexível, a qual se levanta quando a calda de cimento é aplicada sob pressão. A injeção é feita até que se atinja uma pressão desejada. Caso não se atinja essa pressão, são executados outros estágios, chamados de estágio secundário, terciário, etc.

2.1.1.2 – Ensaios para controle de qualidade

A NBR 5629 (2006) recomenda, em obra, a execução de ensaios a fim de avaliar o desempenho do tirante no terreno. Esses ensaios se dividem em: ensaio básico, ensaio de qualificação (obrigatório em 1% dos tirantes da obra, com um mínimo de dois ensaios por obra), ensaio de recebimento (executado em todos os tirantes da obra) e ensaio de fluência (obrigatório em 1% dos tirantes da obra, com um mínimo de dois ensaios por obra). Os detalhes dos ensaios podem ser consultados na referida norma.

2.1.1.3 – Execução

Para uma correta execução do tirante, a locação deve ser cuidadosamente feita, levando-se em conta as tolerâncias de projeto. Após a locação, o furo pode ser executado com qualquer sistema de perfuração que tenha condições de garantir perfeitos alinhamento, diâmetro, comprimento e inclinação do furo, além da estabilidade de suas paredes. É comum o uso de fluidos estabilizantes ou tubos de proteção para evitar desmoronamentos da parede do furo, desde que não comprometam as características de resistência do tirante (YASSUDA e DIAS, 1996).

Os elementos do tirante (barras ou cordoalhas) devem ser protegidos contra corrosão, por quaisquer dos métodos descritos na NBR 5629 (2006).

A colocação do tirante no furo pode ser feita tanto antes quanto depois da injeção de calda de cimento (ou outro aglutinante). Normalmente, a calda é

produzida a partir da mistura de água e cimento Portland na proporção água/cimento igual a 0,5, em peso. (YASSUDA e DIAS, 1996)

Após a cura do aglutinante, pode ser feita a protensão, com uso de um cilindro hidráulico acionado por bomba, devendo a força de tração aplicada ser coincidente com o eixo do tirante.

2.1.2 – Modos de ruptura em cortinas atirantadas

As escavações nas proximidades de edifícios nem sempre são conduzidas de forma segura e projetadas adequadamente, podendo resultar em acidentes (MILITITSKY, 2012).

De acordo com Gaba et al. (2003), a ruptura de contenções escoradas são raramente ocasionados por erros na determinação dos esforços ou dimensionamento das cortinas propriamente ditas. Geralmente, são associados a fatores como: conhecimento inadequado das condições geológico-geotécnicas e hidrológicas locais, projeto deficiente com mau detalhamento construtivo e de especificações, mão de obra de má qualidade na execução dos sistemas de suporte, sequência construtiva inadequada resultando empuxos diferentes e superiores aos de projeto e controle inadequado das etapas construtivas, tais como escavações além das cotas definidas para implantação dos escoramentos e sobrecargas não consideradas de equipamentos pesados adjacentes.

De modo geral, os modos de ruptura de uma cortina atirantada podem ser classificados da seguinte forma (STROM e EBELING, 2002):

- Ruptura da barra do tirante (ou fios, ou cordoalhas) (Figura 2.2a);
- Insuficiência de atrito entre o bulbo e o solo (Figura 2.2b);
- Insuficiência de protensão do tirante (Figura 2.2c);
- Baixa rigidez à flexão da cortina (Figura 2.2d);
- Ruptura por insuficiência do empuxo passivo na região da ficha (Figura 2.2e);

- Ruptura por rotação antes da colocação do primeiro nível de tirantes (Figura 2.2f);
- Puncionamento da base, que ocorre quando o solo de fundação tem baixa capacidade de suporte (Figura 2.2g);
- Ruptura por tombamento (Figura 2.2h);
- Ruptura por cisalhamento (Figura 2.2i);
- Ruptura global (Figura 2.2j).

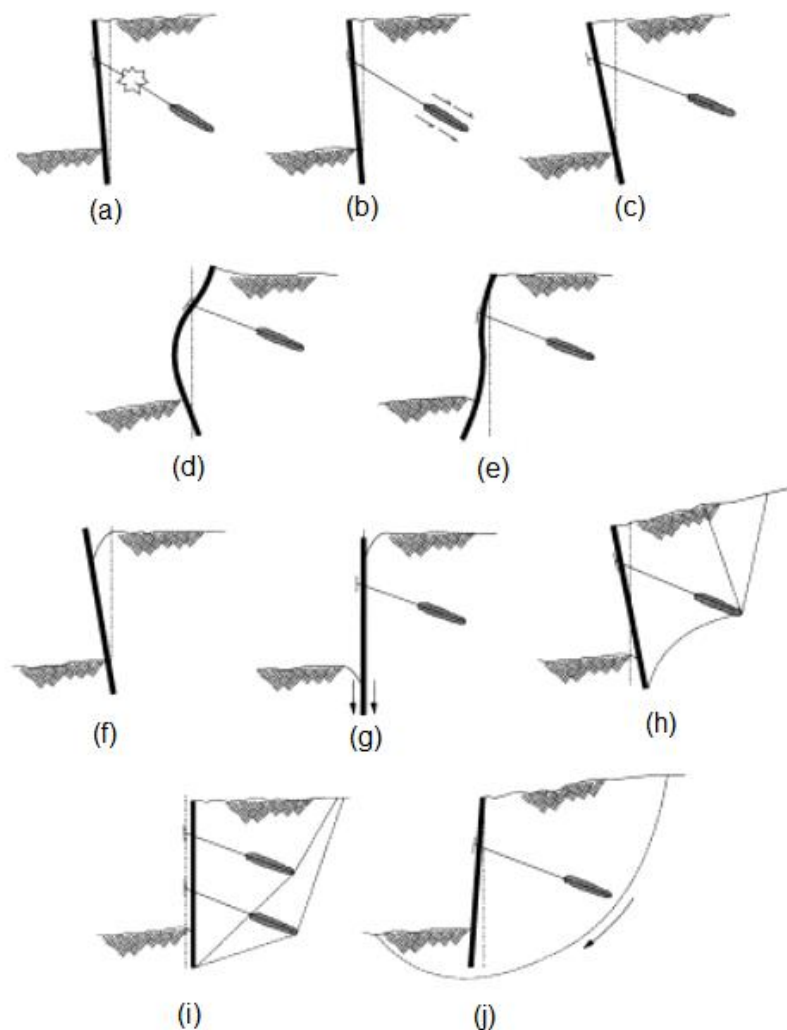


Figura 2.2 – Modos de ruptura em cortinas atirantadas (STROM e EBELING, 2002).

2.1.3 – Cálculo do empuxo sobre a cortina

O empuxo de terra sobre uma estrutura de contenção corresponde à resultante das forças aplicadas pela massa de solo circundante, sobre a estrutura. A forma de distribuição de tensões na estrutura e o valor dessas tensões dependem da interação entre o solo e a própria estrutura.

Quando uma estrutura de contenção rotaciona em torno de sua base, como é o caso dos muros de arrimo, as tensões geostáticas a ela aplicadas se distribuem de forma triangular. Nesses casos, o empuxo de terra pode ser calculado pelas Teorias de Rankine e Coulomb. Nas estruturas de contenção atirantadas ou escoradas, entretanto, as teorias de empuxo de terra de Rankine e Coulomb não podem ser utilizadas, pois o processo de deformações nesse tipo de estrutura é diferente do que ocorre nos muros de arrimo, gerando distribuições de tensão diferentes, ao longo da mesma (MARZIONNA et al. 1996).

Arends (1970) recomendou o uso dos diagramas empíricos de Terzaghi e Peck (1967), para utilização em escoramentos de valas escoradas a céu aberto. Tais diagramas foram elaborados a partir de medições experimentais de tensões horizontais em paredes escoradas com estroncas (Figura 2.3).

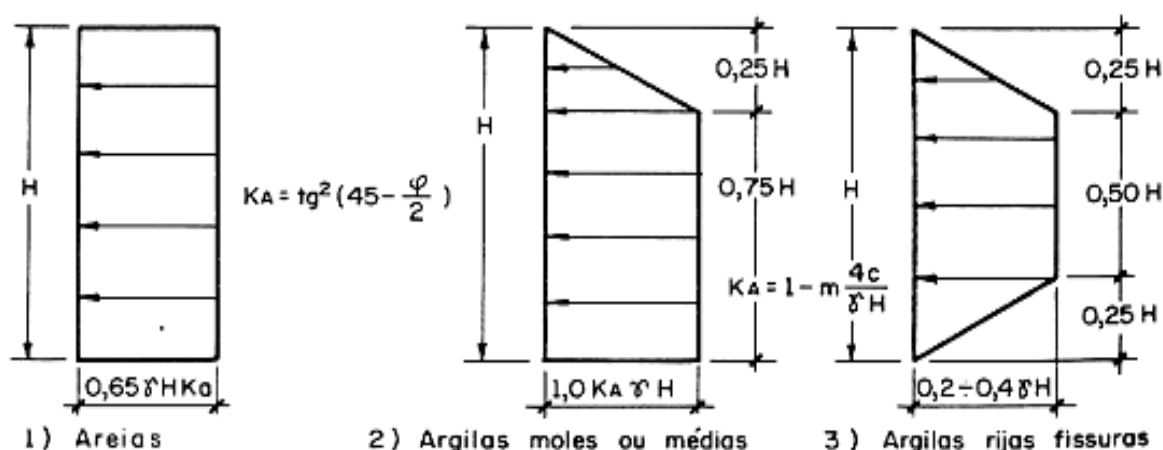


Figura 2.3 - Diagramas empíricos de Terzaghi e Peck (1967).

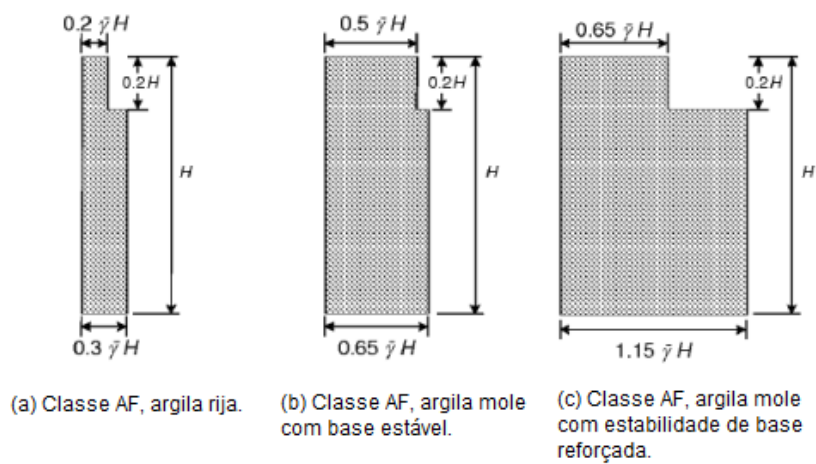
Esses diagramas ainda são muito utilizados no dimensionamento de estruturas escoradas, sendo também estendidos aos casos de cortinas atirantadas (MARTINS et al., 2002). É importante ressaltar as limitações desses diagramas, tendo em vista que foram obtidos a partir de medições experimentais que não levaram em consideração vários aspectos construtivos que podem influenciar as tensões horizontais atuantes em parede de apoios múltiplos.

Para se calcular o empuxo total sobre a cortina, deve-se levar em consideração, além do empuxo de terra, a parcela referente às sobrecargas nas proximidades da contenção, além das pressões exercidas pela água presente no solo.

Gaba et al. (2003) apresentam diagramas de distribuição de tensões sobre cortinas multiescoradas, conforme mostra a Figura 2.4. Esses diagramas foram elaborados a partir da observação de 81 casos históricos, dos quais 60 são referentes a cortinas flexíveis (cortina de estacas metálicas e cortinas tipo Berlim) e 21 referentes a cortinas rígidas (paredes-diafragma e paredes de estacas secantes e contíguas). As letras A, B e C se referem ao tipo de solo contido (Tabela 2.1) e as letras S e F indicam quando a cortina é, respectivamente, rígida ou flexível.

Tabela 2.1 – Tipos de solo contido (GABA et al., 2003).

Classificação do solo	Descrição
A	Solos argilosos normalmente e levemente sobreadensados (argilas de moles a rijas).
B	Solos argilosos muito sobreadensados (argilas de rijas a muito rijas).
C	Solos granulares.



Obs.: Para a classe AS, usar AF como estimativa.

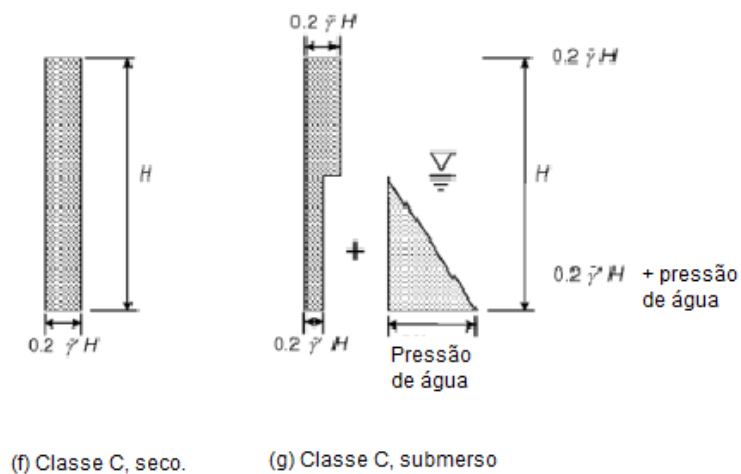
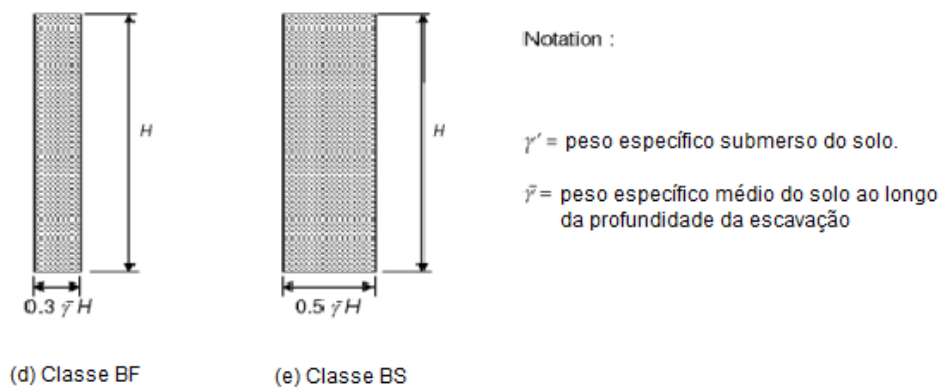


Figura 2.4 – Distribuição de tensões sobre cortina multiescorada, proposto por Gaba et al. (2003).

2.1.4 – Análise da estabilidade global do sistema de contenção

Para que a estabilidade global do sistema parede-macício-ancoragem seja garantida, devem-se analisar os aspectos relacionados à segurança contra a ruptura de duas superfícies diferentes: uma externa (ruptura global generalizada) e uma interna (ruptura em cunha). Essas superfícies são mostradas na Figura 2.5.

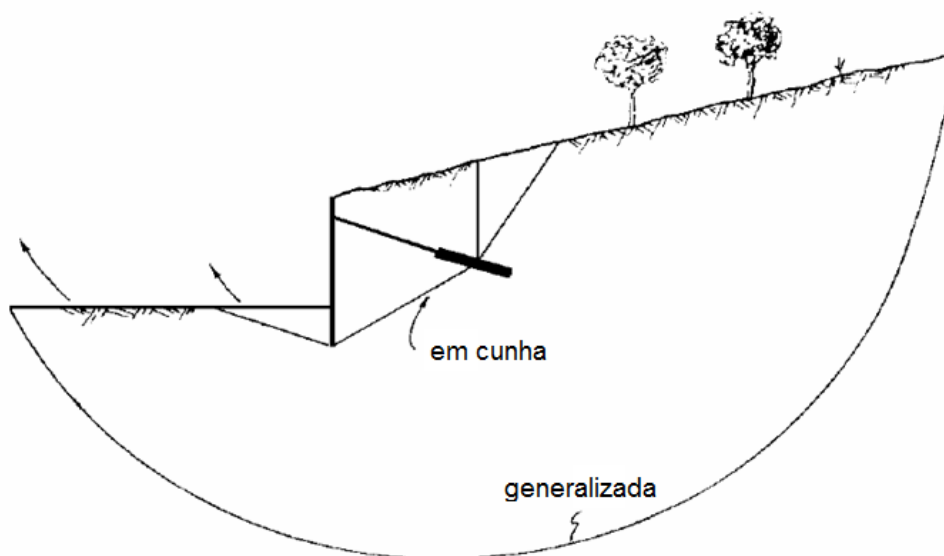


Figura 2.5 – Tipos de ruptura na análise de estabilidade global em estruturas atirantadas (MORE, 2003).

Na análise de estabilidade global generalizada, os mecanismos de ruptura têm pouca ou nenhuma relação com a execução da escavação. Normalmente, essa análise é realizada utilizando-se métodos convencionais de estabilidade de taludes, como por exemplo, os métodos de Cullman, Fellenius, Taylor ou Janbu.

A verificação consiste em se garantir um fator de segurança adequado, definido pela Equação 2.1.

$$FS = \frac{\sum MR}{\sum MA} \quad (2.1)$$

Em que:

$\sum MR$ é o somatório dos momentos resistentes na massa de solo e

$\sum MA$ é o somatório dos momentos atuantes na massa de solo.

A NBR 5629 (1996) admite, para esta análise, um fator de segurança mínimo de 1,5.

Na análise de segurança interna, a superfície de ruptura engloba apenas o solo adjacente à cortina e ocorre como consequência direta da variação no estado de tensões do solo devido à escavação. A estabilidade do conjunto está fortemente condicionada à posição dos bulbos de ancoragem.

A análise da estabilidade interna é feita através do equilíbrio limite da cunha que pode vir a ser mobilizada. Esse tipo de análise foi originalmente proposta por Kranz (1953) para cortinas de estacas-prancha. O método foi inicialmente desenvolvido para o caso de ancoragem isolada, sendo posteriormente estendido ao caso de se ter mais de um nível de tirantes no sistema de contenção.

A verificação da segurança de um tirante isolado é realizada considerando-se uma superfície de deslizamento simplificada, iniciando no pé da ficha da parede, chegando até o ponto médio do bulbo e, verticalmente, interceptando a superfície do terreno (Figura 2.6).

Através da consideração dos valores e direções das diversas cargas atuantes na cunha em questão, é possível estabelecer o polígono de forças do qual é deduzida a força de ancoragem compatível com a segurança da massa (Figura 2.6). O fator de segurança definido por Kranz (1953) é determinado pela Equação 2.2. É importante salientar que a análise discutida restringe-se a solo homogêneo, ou seja, admite-se que toda cunha encontra-se em um único material.

$$FS = \frac{F_a^{ult}}{F_a^{trabalho}} \quad (2.2)$$

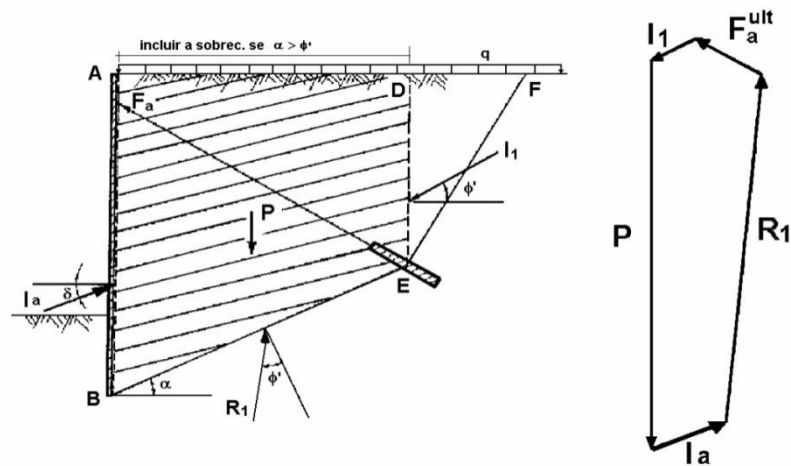


Figura 2.6 - Superfície de ruptura interna simplificada (YASSUDA e DIAS, 1996).

Na Figura 2.6 e na Equação 2.2:

I_a é o empuxo ativo atuante na parede de contenção;

I_1 é o empuxo ativo atuante na cunha;

P é o peso próprio da cunha;

ϕ é o ângulo de atrito interno do solo;

δ é o ângulo de atrito entre a parede e o solo;

F_a^{ult} é a carga máxima que pode ocorrer no tirante;

$F_a^{trabalho}$ é a carga de trabalho do tirante.

Para os casos em que o sistema de contenção apresenta mais de uma linha de tirantes, são válidos os mesmos princípios anteriormente expostos. Entretanto, é necessário se analisar diversas superfícies de deslizamento, passando por apenas um tirante ou ligando os pontos médios dos bulbos das ancoragens envolvidas.

2.1.5 – Capacidade de carga das ancoragens

A capacidade de carga do bulbo de ancoragem corresponde à carga de arrancamento do tirante. Essa capacidade de carga depende das dimensões do

bulbo (diâmetro e comprimento), da pressão efetiva ao redor do bulbo (peso do solo e pressão de injeção) e das características do solo.

2.1.5.1 - Método NBR 5629 (2006)

O método proposto pela NBR 5629 (2006) para cálculo da capacidade de carga das ancoragens não leva em consideração o efeito da injeção, e por isso, é considerado como uma formulação conservadora.

Para tirantes executados em solos arenosos a norma recomenda a utilização da Equação 2.3:

$$T = \sigma'_z U L_b k_f \quad (2.3)$$

em que:

T = capacidade de carga do bulbo;

σ'_z = tensão efetiva no ponto médio da ancoragem;

U = perímetro médio da seção transversal da ancoragem;

L_b = comprimento do bulbo de ancoragem;

k_f = coeficiente de ancoragem indicado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Coeficientes de ancoragem k_f (NBR 5629, 2006).

Solo	Compacidade		
	Fofa	Compacta	Muito compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa e pedregulho	1,0	2,0	3,0

No caso de tirantes executados em solos argilosos, a NBR 5629 (2006) recomenda a utilização da Equação 2.4:

$$T = \alpha UL_b s_u \quad (2.4)$$

em que:

α = coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento (para $s_u \leq 40kPa$, $\alpha = 0,75$ e para $s_u \geq 100kPa$, $\alpha = 0,35$);

s_u = resistência ao cisalhamento não drenada do solo argiloso.

2.1.5.2 - Método de Ostermayer (1975)

O método de Ostermayer (1975) consiste na utilização de gráficos, elaborados a partir de resultados de aproximadamente 300 ensaios de campo, em ancoragens na Alemanha. Os gráficos relacionam o comprimento de ancoragem à capacidade de carga das mesmas.

Os gráficos obtidos por Ostermayer (1975) para as ancoragens em solos granulares, relacionando a capacidade de carga e o comprimento do bulbo, são mostrados na Figura 2.7. Esses gráficos, porém, não fazem menção ao procedimento de injeção (estágio único ou estágios múltiplos) utilizado na execução das ancoragens.

A Figura 2.8 mostra os resultados obtidos para solos coesivos, dessa vez, apresentando os resultados para tirantes executados com e sem reinjeção.

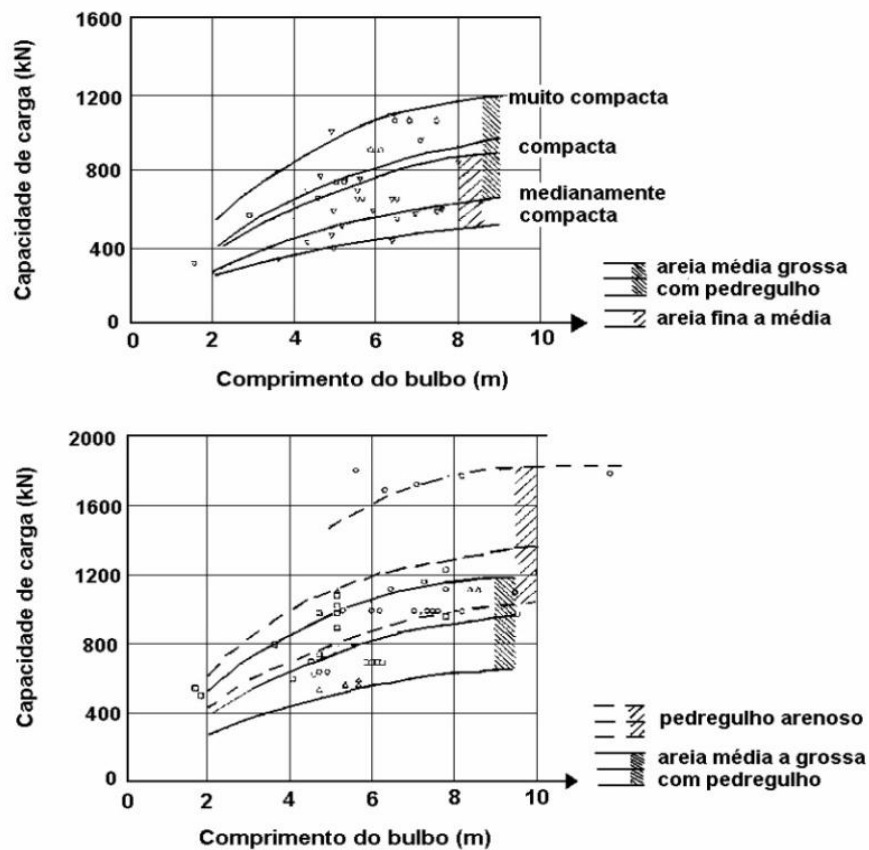


Figura 2.7 – Capacidade de carga de ancoragens executadas em solos granulares.
(OSTERMAYER, 1975)

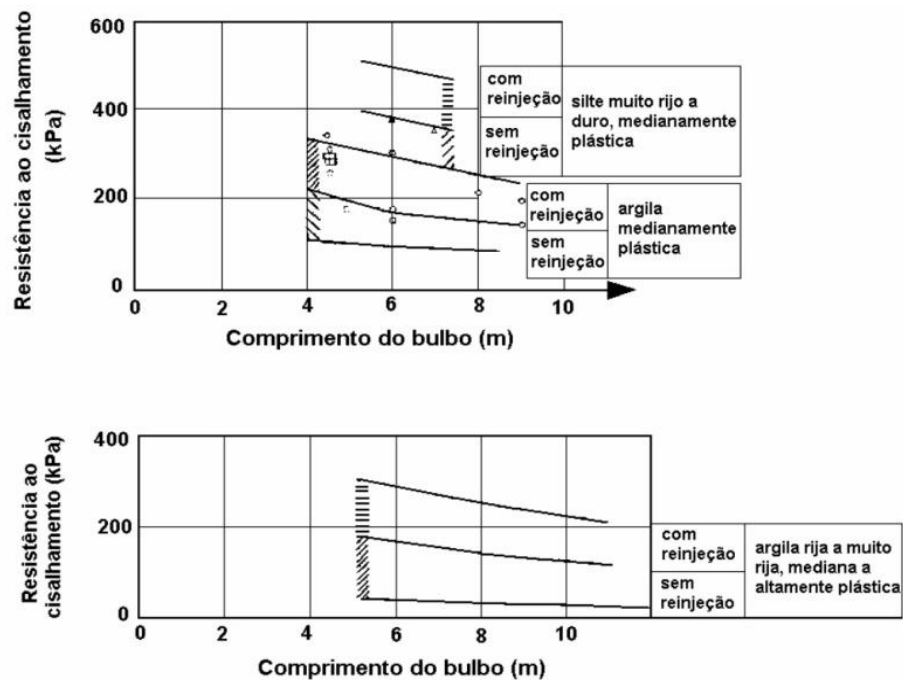


Figura 2.8 – Capacidade de carga de ancoragens em solos argilosos
(OSTERMAYER, 1975).

2.1.5.3 - Método de Bustamante e Doix (1985, apud MORE, 2003)

Esse método considera, de forma qualitativa, a influência da técnica de injeção, pressão de injeção e volume de calda de cimento injetada.

A capacidade de carga limite da ancoragem T pode ser determinada por:

$$T = \pi D_e L_b q_s \quad (2.5)$$

$$D_e = \beta D_p \quad (2.6)$$

em que:

D_e é o diâmetro médio adotado para o trecho ancorado;

D_p é o diâmetro da perfuração do trecho ancorado;

L_b é o comprimento do trecho ancorado;

β é o coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção;

q_s é a resistência ao cisalhamento.

A Tabela 2.3 apresenta os valores de coeficiente de majoração β para diversos tipos de solo, considerando as duas técnicas de injeção (com e sem reinjeção). Para que β atinja os valores indicados na Tabela 2.3, o volume de nata de cimento injetada deve ser de, no mínimo, 1,5 vezes o volume perfurado.

O valor de q_s pode ser obtido a partir de gráficos de correlações empíricas, apresentados na Figura 2.9, para areias e pedregulhos e na Figura 2.10, para siltes e argilas. No eixo das abscissas p_1 se refere à pressão limite do ensaio pressiométrico e N , ao número de golpes do ensaio SPT.

Tabela 2.3 – Coeficiente de majoração β do diâmetro do bulbo devido à injeção (BUSTAMANTE e DOIX, 1985, apud MORE, 2003).

Tipo de solo	Coeficiente β	
	Com reinjeção	Sem reinjeção
Cascalho	1,8	1,3 – 1,4
Cascalho arenoso	1,6 – 1,8	1,2 – 1,4
Areia com cascalho	1,5 – 1,6	1,2 – 1,3
Areia grossa	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2
Areia media	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2
Areia fina	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2
Areia siltosa	1,4 – 1,5	1,1 – 1,2
Silte	1,4 – 1,6	1,1 – 1,2
Argila	1,8 – 2,0	1,2

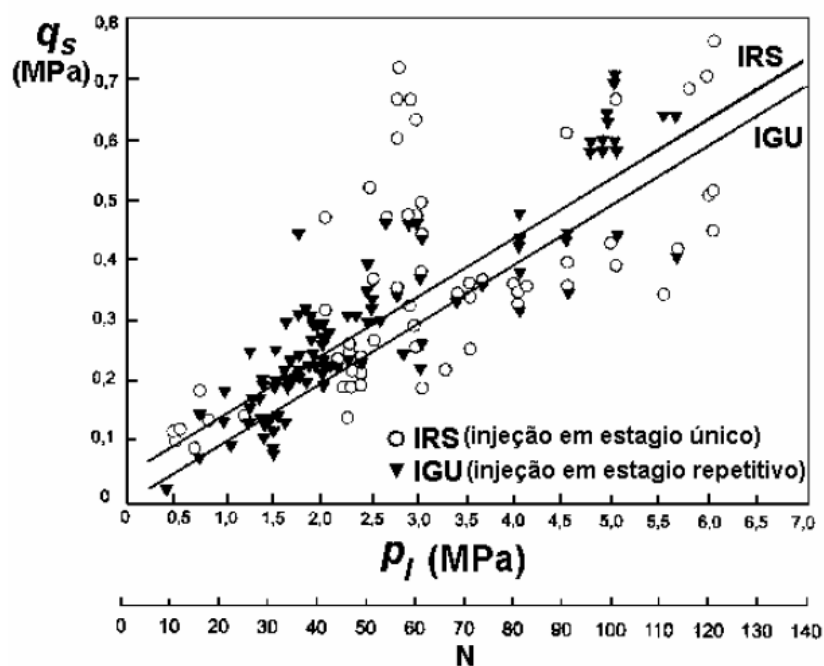


Figura 2.9 – Correlações empíricas para determinação de q_s em areias e pedregulhos (BUSTAMANTE e DOIX, 1985, apud MORE, 2003).

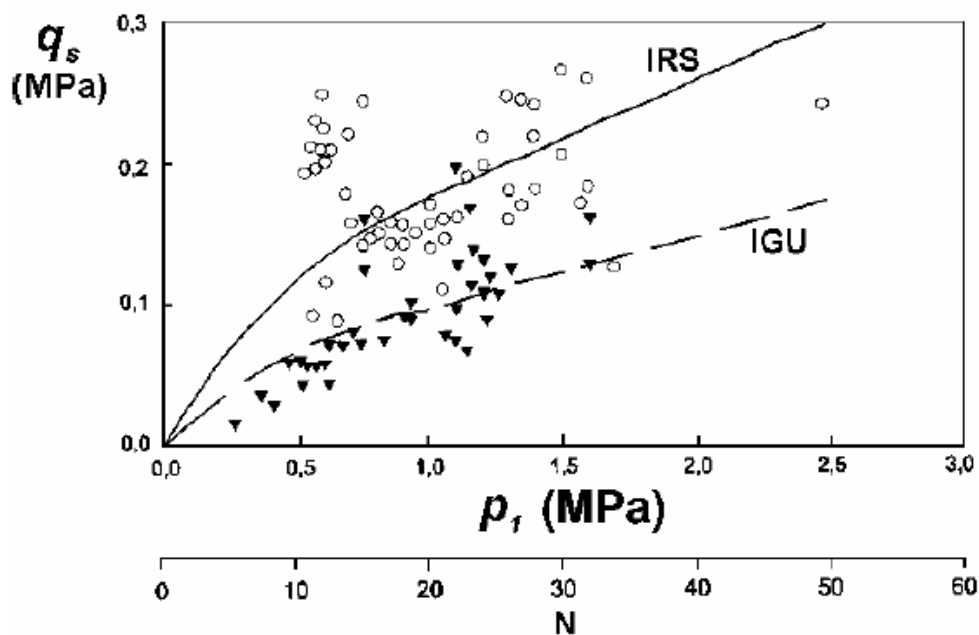


Figura 2.10 – Correlações empíricas para determinação de q_s em siltes e argilas (BUSTAMANTE e DOIX, 1985).

2.2 - INSTRUMENTAÇÃO DE CONTENÇÕES

A instrumentação de obras geotécnicas permite medir em campo grandezas como tensões, deslocamentos e pressões, fornecendo informações importantes sobre o comportamento de uma determinada estrutura, tanto durante sua construção quanto ao longo de sua vida útil.

Para que se obtenha sucesso em um programa de instrumentação, é necessário, antes de tudo, conhecer o projeto que está sendo instrumentado, para que se possa executar um planejamento adequado, envolvendo, entre outros fatores, a definição da posição e do tipo do instrumento utilizado e a definição do pessoal envolvido e responsabilidades de cada um.

Atualmente, a quantidade e a variedade de instrumentos e sensores no mercado são muito grandes, e a tecnologia continua avançando na fabricação de novos equipamentos e na melhoria dos existentes (BRESSANI, 2009).

A instrumentação de contenções não é tão frequente quanto a instrumentação de túneis, por exemplo, mas quando se faz, geralmente é por motivos de segurança,

quando se têm construções próximas à contenção. Segundo Ranzine e Negro Jr. (1996), é por esse motivo que o acervo de informações que se dispõe sobre o desempenho de estruturas de contenção é tão reduzido.

Muitos trabalhos utilizam dados oriundos de instrumentação de campo em conjunto com simulações numéricas, a fim de se analisar o comportamento de estruturas de contenção. Podem ser citados os seguintes trabalhos: Magalhães (2003), Medeiros (2005), Medeiros e Cunha (2006), Oliveira et al. (2009) e Correia et al. (1997).

2.2.1 – Tipos de medições em estruturas de contenção

Para medidas de deslocamento, tanto verticais quanto horizontais, na superfície de maciços de solo, podem ser utilizados métodos topográficos, que são relativamente simples e utilizam, geralmente, equipamentos convencionais, que podem fornecer medidas de boa qualidade, tanto em acurácia quanto em precisão (BRESSANI, 2009).

A Figura 2.11 mostra pinos de monitoramento instalados na estrutura de uma contenção instrumentada, descrita por Ribeiro et al. (2012). Esses pinos foram utilizados como marcos topográficos, para leituras de deslocamento horizontal e vertical, com o uso de teodolito.

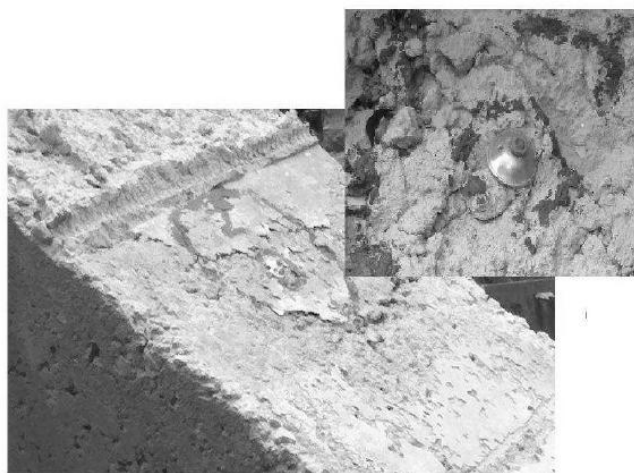


Figura 2.11 - Pinos de monitoramento instalados na contenção (RIBEIRO et al., 2012).

Outra alternativa para se medirem deslocamentos em estruturas de contenção é o uso de inclinômetro. Esse equipamento é usado quando se deseja medir os deslocamentos laterais, podendo ser útil em outros diversos tipos de situações, tais como no monitoramento de estabilidade de taludes de barragens ou aterros em geral e em áreas de deslizamento de encostas (GEOKON, 2008).

O tubo-guia do inclinômetro pode ser instalado tanto no interior do próprio elemento estrutural quanto no solo. Oliveira et al. (2009) comparou resultados de deslocamento horizontal no mesmo ponto, para as duas situações (tubo-guia dentro da estrutura e no solo) e encontrou valores bem próximos, com a diferença de que, para o tubo instalado dentro da contenção, o perfil de deslocamentos é claramente linear, devido à rigidez da estrutura, enquanto que para o tubo instalado dentro do solo o perfil apresenta certa inflexão, atribuída a uma provável relação com a mobilização das forças passivas do solo.

Correia et al. (1996) mediu os deslocamentos horizontais de três contenções do tipo Berlim, usado tanto método topográfico quanto inclinômetro, e encontrou correspondência adequada entre os resultados obtidos pelos dois métodos.

Em cortinas atirantadas, possíveis variações de carga nos tirantes podem ser medidas com uso de células de carga instaladas na cabeça dos mesmos, como feito por Correia et al. (1996), ou através de *strain gages* instalados ao longo do tirante.

Dunnicliff (1988) mostra um possível esquema para se medir as cargas nos tirantes, durante o processo de protensão dos mesmos (Figura 2.12). Observe, que além da célula de carga, instalada na cabeça do tirante, são usados *strain gages* em vários pontos ao longo do tirante. Os deslocamentos são medidos na cabeça do tirante, através de relógios apoiados em tripé.

É importante que se usem células de carga durante a protensão, pois manômetros de bombas hidráulicas geralmente não apresentam boa precisão nas medidas, podendo comprometer a análise correta dos resultados (DUNNICLIFF, 1988).

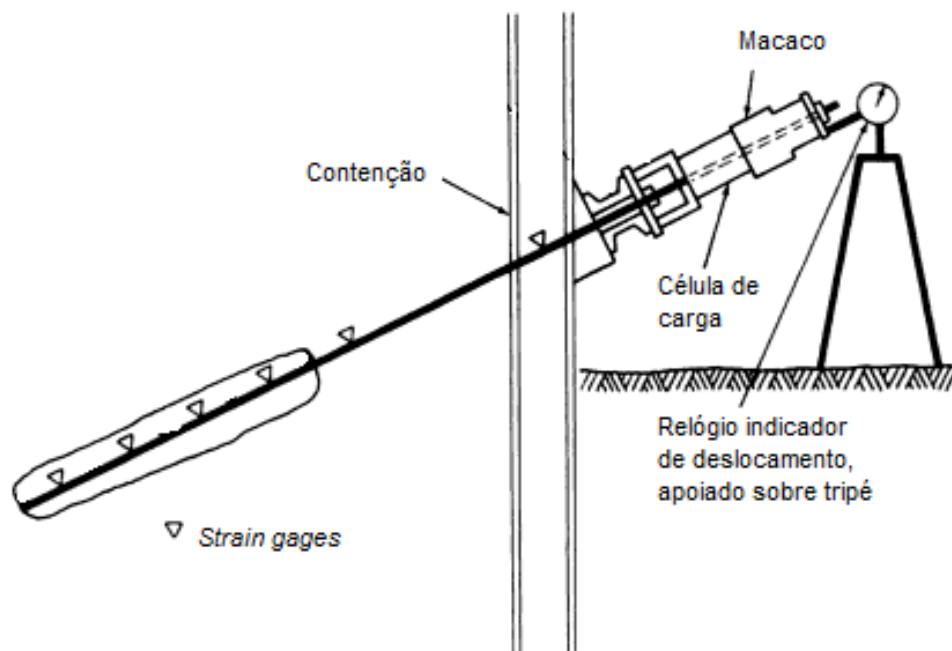


Figura 2.12 – Esquema de instrumentação de tirante durante a sua protensão (DUNNICLIFF, 1988).

A pressão de água no solo pode ser medida através de piezômetros instalados nas proximidades da parede, definindo assim, as poropressões que ocorrem antes, durante ou após a construção da estrutura.

As tensões totais no solo também podem ser medidas em campo, através de células de tensões totais, as quais podem ser instaladas tanto no interior do maciço, quanto na região de contato entre o maciço e a estrutura de contenção.

2.3 – DESLOCAMENTOS EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO E MOVIMENTOS DE SOLO ASSOCIADOS

A previsão ou cálculo de deslocamentos de estruturas de contenção é de difícil solução, pois existem muitos fatores complexos que influenciam na ocorrência e magnitude desses deslocamentos, tais como: condições do solo, tipo de contenção, rigidez do sistema de suporte, sequência construtiva, método de

execução, drenagem, efeito do tempo e condições geométricas do contorno da escavação.

As grandezas desses movimentos não podem ser previstas com precisão, mas podem ser estimadas por aproximações empíricas baseadas em medições de campo ou por métodos analíticos e numéricos calibrados a partir de comparações com a experiência. Dessa forma, a experiência anterior documentada se constitui em importante ferramenta e deve ser utilizada sempre.

Sabe-se, entretanto, que a literatura possui dados de desempenho de cortinas insuficientes, sendo necessário obterem-se, urgentemente, mais dados de casos históricos que providenciem medições de alta qualidade do comportamento atual dos diferentes tipos de paredes de contenção instalados em várias condições de solo (GABA et al., 2003).

O movimento do solo nas proximidades da contenção ocorre basicamente devido a três fatores: processo construtivo da parede, escavação do solo na frente da cotenção e fluxo de água próximo ou através da parede. Esses fatores são detalhados a seguir.

2.3.1 – Movimentos devido à construção da cortina

Os movimentos provocados durante a construção de uma cortina tendem a ser localizados e decorrem da escavação ou cravação de estacas ou da escavação e instalação de painéis dentro do solo.

Nas estacas cravadas, a vibração gerada pode causar a compactação de depósitos de solo granular fofo e pode se estender a distâncias consideráveis. Já na execução de estacas escavadas, pode haver uma movimentação de solo para a região da estaca adjacente, mas os movimentos são restritos à área local ao redor das mesmas (GABA et al., 2003).

Dados de deslocamentos coletados por Clough e O'Rourke (1990), Thompson (1991), Carder (1995) e Carder et al. (1997) são apresentados na Figura 2.13. Os gráficos elaborados permitem estimar as deformações no solo provocadas apenas pela construção de cortinas de estacas (contíguas e secantes).

A Figura 2.13a se refere aos movimentos horizontais do solo próximo à cortina de estacas. Observa-se que os movimentos de solo são maiores na região próxima à cortina, diminuindo à medida que se afasta dela. Esses dados experimentais sugerem que o deslocamento horizontal do solo é nulo a uma distância da cortina de aproximadamente 1,5 vezes a profundidade de escavação. Devido à diferença no processo construtivo, as cortinas de estacas secantes apresentaram deslocamento de solo maior do que as cortinas de estacas contíguas.

A Figura 2.13b mostra os deslocamentos verticais (recalques) do solo nas proximidades das estruturas de contenção, provocados pela construção da mesma. Pode-se considerar, a partir do gráfico, que o recalque do solo se iguala a zero a uma distância da cortina igual a duas vezes a profundidade de escavação.

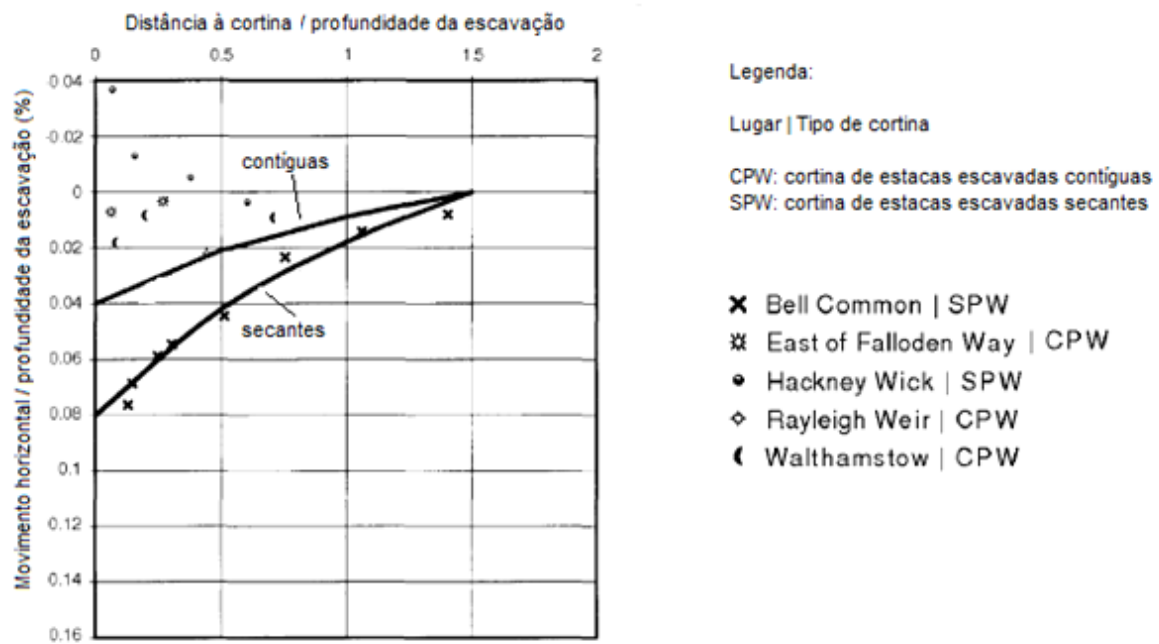
2.3.2 – Movimentos devido à escavação na frente da parede

Quando é feita uma escavação na frente de uma estrutura de contenção, há um alívio no suporte lateral do solo atrás da mesma, além de um alívio de carga vertical na base da escavação. Se a contenção for escorada ou atirantada, ela tenderá a se deslocar conforme mostrado na Figura 2.14.

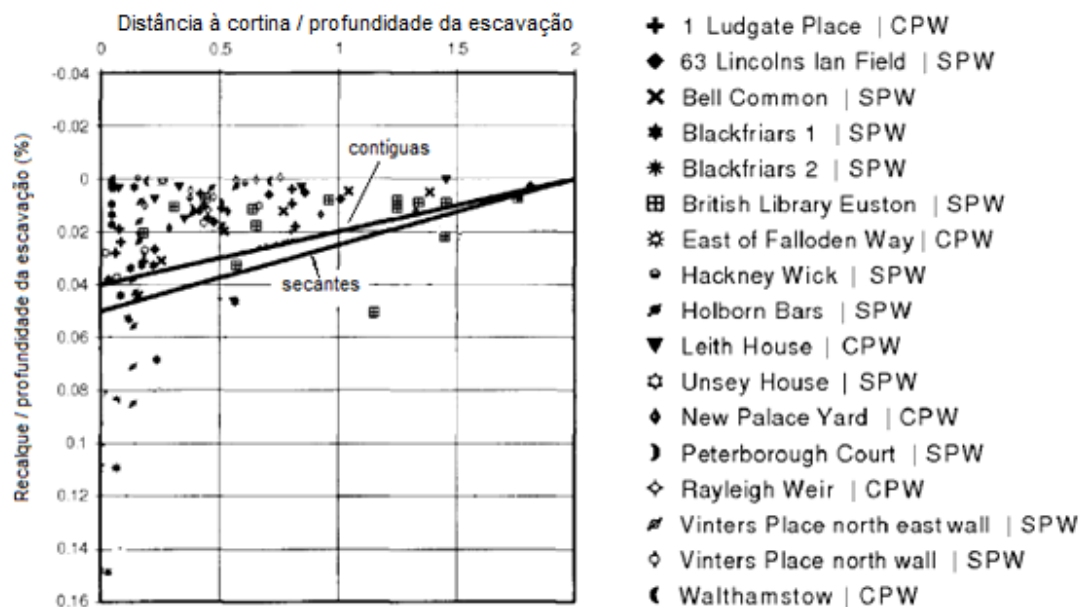
Durante o estágio inicial de escavação, a cortina se desloca como uma estrutura em balanço, provocando um recalque no solo adjacente. Esse recalque diminui à medida que aumenta a distância até a cortina, formando uma superfície de recalques aproximadamente triangular (Figura 2.14a).

Quando a escavação avança para o próximo nível, o movimento na parte superior da estrutura é restringido pela instalação de um suporte. Ocorrem, então, movimentos na região da cortina abaixo do suporte. Isso é mostrado como um componente incremental de deslocamentos totais na Figura 2.14b.

A combinação desses movimentos resulta em um perfil de deslocamentos da cortina e do solo, conforme mostra a Figura 2.14c. Se o movimento da cortina na região abaixo dos suportes for predominante, o padrão de recalque do solo tende a ser delimitado por um perfil trapezoidal. Se o movimento em balanço predominar, então o perfil de assentamento tende a formar um padrão triangular.



(a)



(b)

Figura 2.13 – Movimentos na superfície do solo, devido à construção de cortina de estacas em argila rijas: (a) movimentos horizontais; (b) movimentos verticais (GABA et al., 2003).

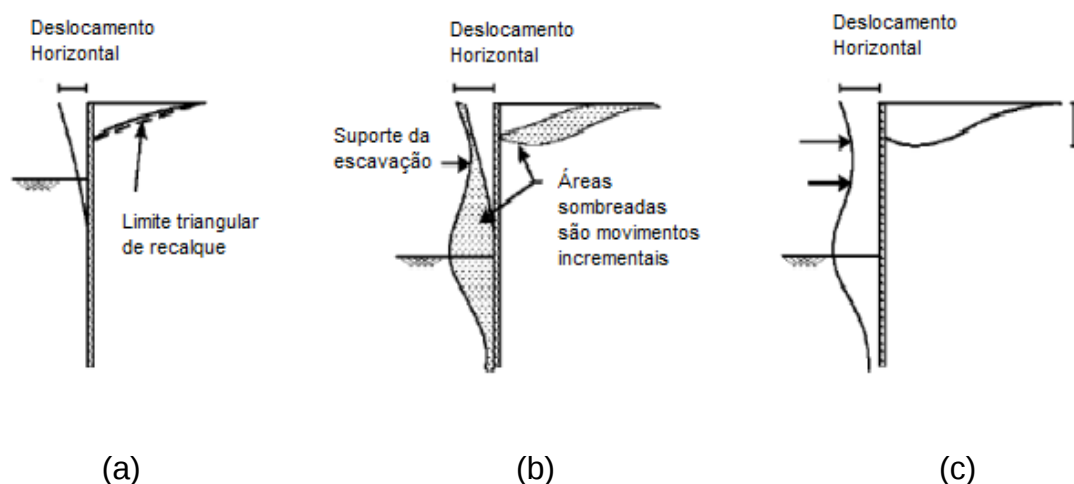


Figura 2.14 - Comportamento de deslocamentos em estruturas de contenção atirantadas (GABA et al., 2003).

A primeira coleção de dados reais sobre deslocamentos em cortinas, organizados na bibliografia técnica, foi a de Peck (1969), a qual mostra dados de recalque de solo, provocados pela escavação na frente da contenção, em pontos localizados a diversas distâncias da cortina, em função da profundidade de escavação.

No gráfico de Peck, observam-se três zonas (ver Figura 2.21): a zona I representa areia e argila mole a rija, a zona II representa argila muito mole a mole, com profundidade limitada de argila abaixo do fundo da escavação e a zona III representa argila mole a muito mole, para uma profundidade significativa abaixo do fundo da escavação.

A partir dos estudos de Peck, iniciaram-se vários outros estudos semiempíricos similares, conduzidos por vários pesquisadores, os quais analisaram o comportamento de diferentes tipos de estruturas de contenção em diferentes condições de solo e construção.

Mana e Clough (1981) examinaram 11 casos históricos. Os movimentos máximos observados são correlacionados com o fator de segurança ao levantamento do fundo da escavação, definido por Terzaghi (1943). A Figura 2.15 mostra o gráfico proposto por Mana e Clough (1981) para estimativa de deslocamentos da estrutura.

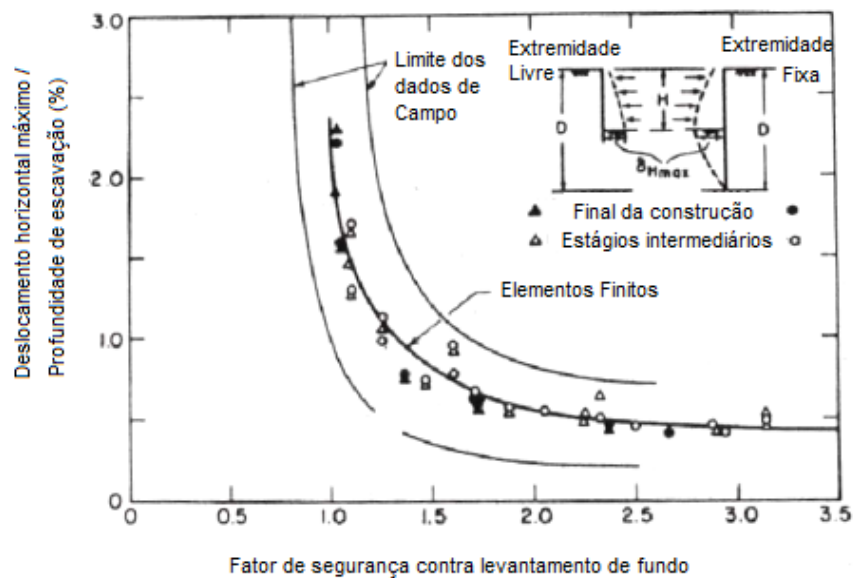


Figura 2.15 – Relação entre o fator de segurança contra levantamento de fundo, definido por Terzaghi (1943) e o máximo deslocamento horizontal da cortina (MANA e CLOUGH, 1981).

Clough et al. (1989) propuseram um método semi-empírico para estimar movimentos nas escavações em argila, em que o deslocamento lateral máximo da parede é relacionado com o fator de segurança definido por Terzaghi (1943) e com a rigidez do sistema de suporte da escavação.

A rigidez do sistema solo-estrutura de contenção η é definido por Clough et al. (1989) como:

$$\eta = EI/\gamma_w h^4 \quad (2.7)$$

Em que:

E é o módulo de Young;

I é o momento de inércia da área da seção da parede por metro;

γ_w é o peso específico da água;

h é o espaçamento vertical entre os suportes da parede.

Os deslocamentos máximos podem ser estimados a partir do gráfico mostrado na Figura 2.16.

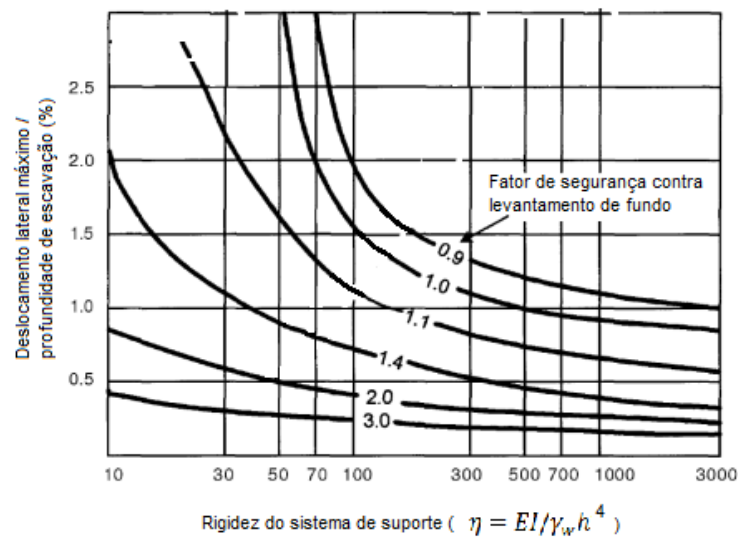


Figura 2.16 – Deslocamento lateral da parede como porcentagem da profundidade de escavação versus rigidez do sistema de suporte (CLOUGH et al., 1989).

St John et al. (1992) apresentaram valores de deslocamentos horizontais de cortinas construídas para suporte de escavações na argila de Londres (Figura 2.17). Para cortinas executadas de cima para baixo (rigidez de suporte alta) foram observados valores de deslocamentos horizontais menores que 0,2%H, tipicamente, 0,15%H (em que H é a altura máxima da escavação). No caso de cortinas em balanço (rigidez de suporte baixa), os deslocamentos horizontais máximos foram da ordem de 0,4%H.

Correia et al. (1996), através de instrumentação de campo e simulações numéricas, obtiveram dados de deslocamentos para duas contenções do tipo Berlim, construídas em solo variando entre silte e argila, obtendo valores de deslocamentos horizontais máximos, em relação à altura da contenção (H), da ordem de 0,15%H, para uma das contenções e 0,69%H para a outra.

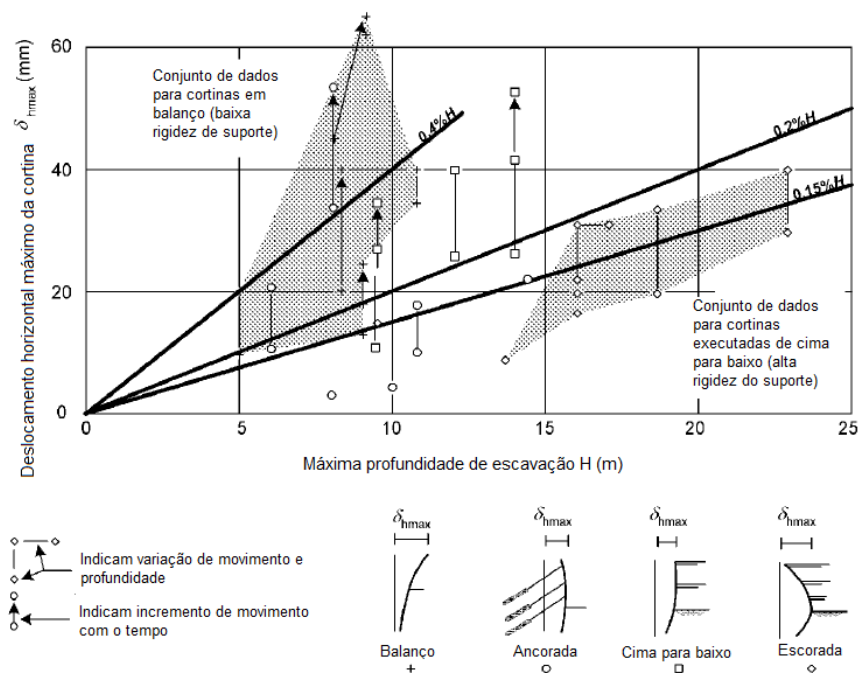


Figura 2.17 – Máximos deslocamentos horizontais observados em cortinas para escavações em argila de Londres (St John et al., 1992).

Gaba et al. (2003) apresenta gráficos elaborados a partir da reunião de vários trabalhos, os quais podem ser usados para estimar a magnitude de deslocamentos em estruturas de contenção, devido à escavação na frente da mesma. A Figura 2.18 se refere aos deslocamentos horizontais e verticais de paredes de estacas e paredes diafragma assentes em argila rija e a Figura 2.19 se refere aos deslocamentos verticais dos mesmos tipos de estruturas, quando assentes em areia. Observa-se que os valores de deslocamentos são maiores para estruturas menos rígidas, além disso, observa-se também que os deslocamentos no solo contido atingem uma distância em relação à cortina de aproximadamente $4H$ em solos predominantemente argilosos e $2H$ em solos predominantemente arenosos.

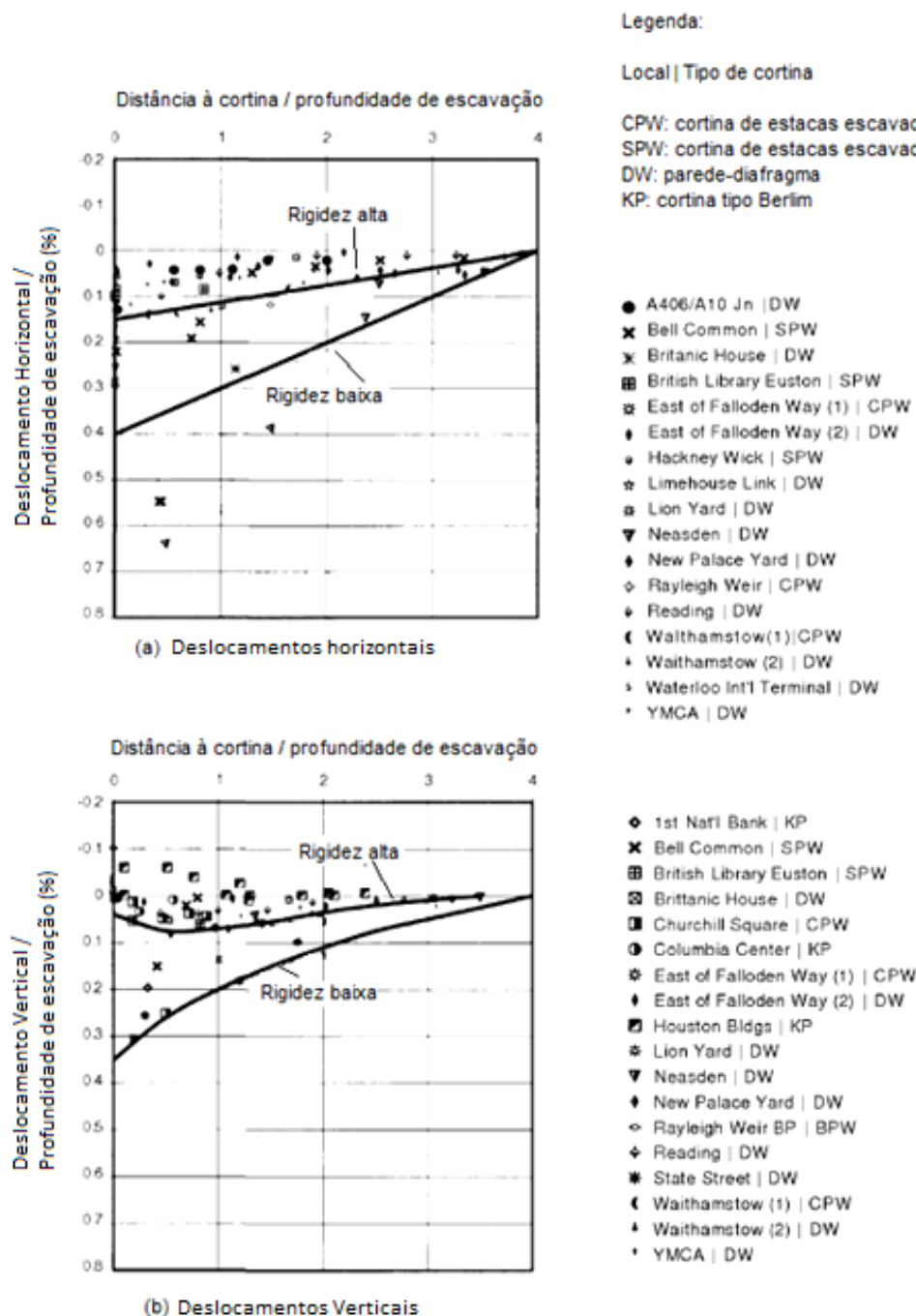


Figura 2.18 – Deslocamentos horizontais e verticais em paredes assentes em argila rija, devido à escavação em frente à cortina (GABA et al., 2003).

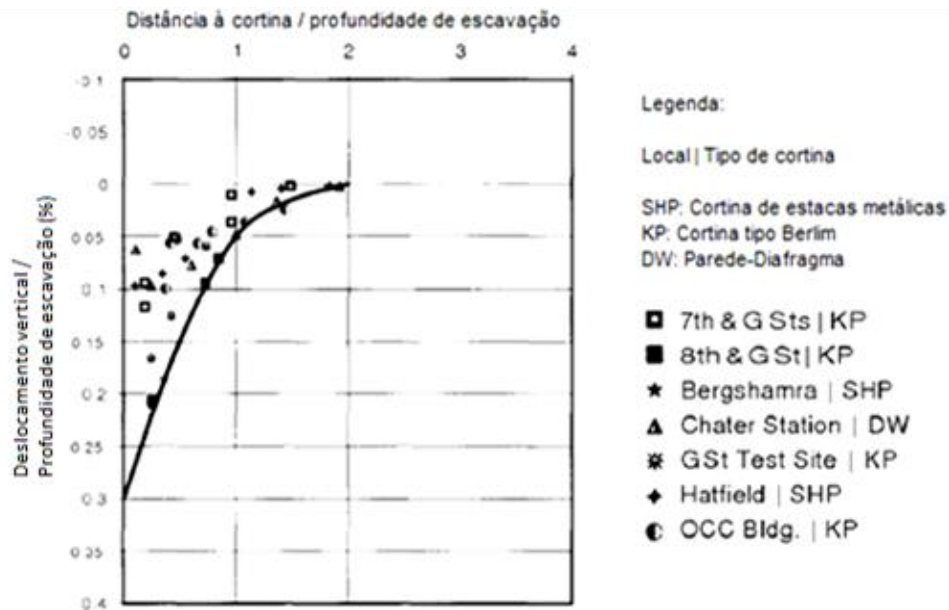


Figura 2.19 – Deslocamentos verticais em paredes assentes em areia, devido à escavação em frente à parede (GABA et al., 2003).

Moormann (2004) estudou cerca de 530 casos de deslocamento em estruturas de contenção, provocado por escavações executadas em solos argilosos de baixa consistência ($c_u < 75 \text{ kPa}$). Concluiu-se que o deslocamento horizontal máximo típico situa-se entre 0,5% e 1,0% da profundidade máxima de escavação (H), com média de 0,87% H (Figura 2.20).

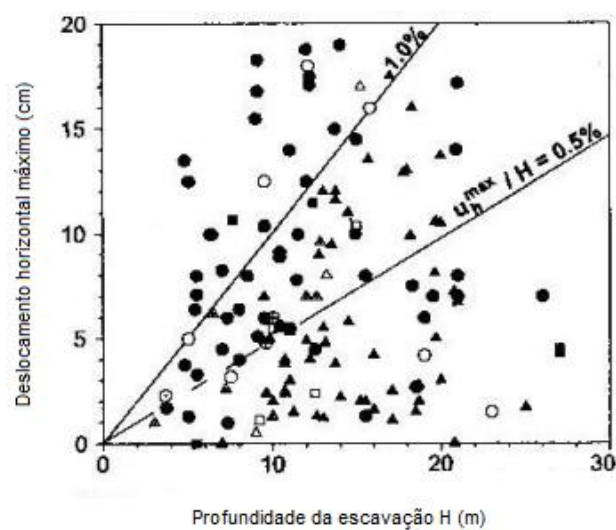


Figura 2.20 – Variação da máxima deslocamento horizontal com a profundidade de escavação (MOORMAN, 2004).

Oliveira et al. (2009) mediram os deslocamentos horizontais de uma parede diafragma assente em areia argilo-siltosa e encontraram deslocamentos máximos de 0,33 %H. Esse valor se aproxima bastante dos medidos por Hsieh et al. (2003), o qual encontrou valores de 0,3 a 0,5%H, para paredes-diafragma executadas em solos areno-siltosos.

Wang et al. (2010) reuniram dados de deslocamento de paredes em cerca de 300 escavações profundas em solo mole de Shanghai e compararam seus resultados com aqueles obtidos por Peck (1969). A Figura 2.21 mostra o recalque medido na superfície do terreno em função da distância à cortina. Ambas as grandezas são normalizadas pela profundidade máxima de escavação. Observa-se que a maioria dos recalques medidos na superfície do terreno se encontra dentro da Zona I, proposta por Peck (1969), mesmo sendo o solo de Shanghai constituído de material de baixa resistência, sendo esperado que estivessem dentro da zona III.



Figura 2.21: Valores de recalques superficiais obtidos por Wang et al. (2010), plotados no gráfico proposto por Peck (1969).

Wang et al. (2010) também apresentaram medições de deslocamentos horizontais para diferentes tipos de estruturas de contenção. Os gráficos da Figura 2.22 mostram os resultados de deslocamento horizontal para três classes diferentes de estruturas de contenção, em função da profundidade de escavação. Nesses

gráficos são mostradas retas representativas de deslocamento máximo, mínimo e médio, como porcentagem da profundidade de escavação (H). A classe 1 representa cortinas construídas pelo método de escavação de cima para baixo, incluindo paredes-diafragma e cortinas de estacas contíguas. A classe 2 representa cortinas relativamente rígidas construídas pelo método de baixo para cima, incluindo paredes-diafragma, cortinas de estacas contíguas e mistura de solo em profundidade (deep soil mixing). E a classe 3 representa cortinas de estacas metálicas (Figuras 2.22a, 2.22b e 2.22c, respectivamente).

Observa-se que as cortinas constituídas de estacas metálicas apresentaram, em média, os maiores valores de deslocamento horizontal e, por esse motivo, agora são raramente usadas em escavações profundas em Shanghai (WANG et al., 2010).

Magalhães (2003) mediu os deslocamentos horizontais no topo de uma cortina de estacas, através de método topográfico, e observou que os valores de deslocamento horizontal aumentavam com o passar do tempo, porém, tendendo à estabilização.

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

É importante frisar que a geometria da escavação afeta a magnitude e a distribuição de movimentos no solo nas proximidades da contenção. Observa-se, por exemplo, que as laterais da escavação tendem a restringir movimentos da estrutura nessa região, como observado por Guerra et al. (1997). Esse fenômeno é conhecido como efeito de canto e também foi reportado por Gaba et al. (2003).

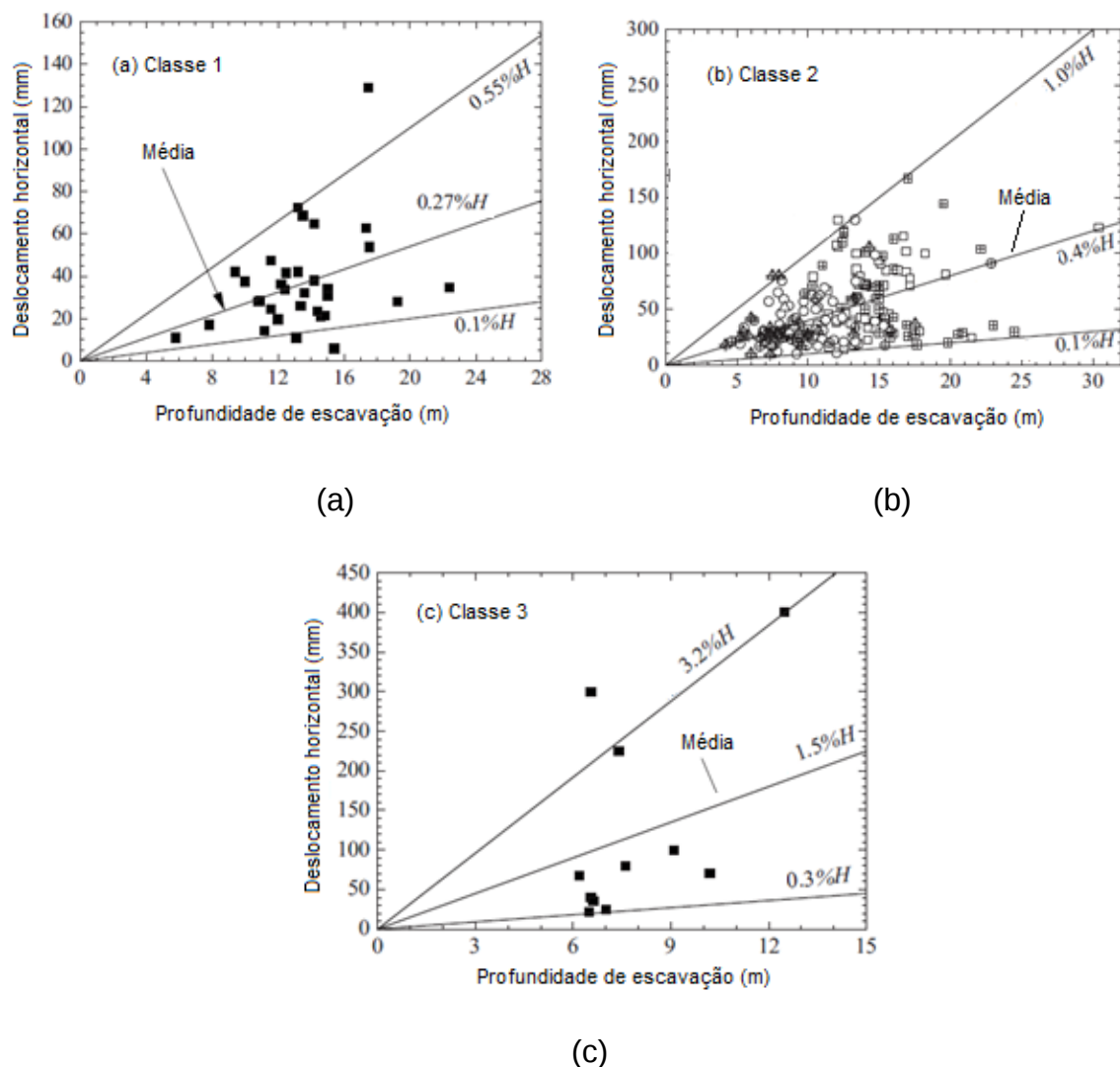


Figura 2.22 – Deslocamentos máximos laterais versus profundidade de escavação: (a) cortinas construídas pelo método de escavação de cima para baixo; (b) cortinas relativamente rígidas construídas pelo método de baixo para cima; (c) cortinas de estacas metálicas (WANG et al., 2010).

2.4 – CARGAS EM TIRANTES

Li et al. (1988) investigaram, através do uso de extensômetros elétricos instalados no bulbo de tirantes, a distribuição de carga ao longo dos mesmos. Os tirantes foram usados para contenção de uma parede diafragma, assente em terreno variando entre silte argiloso e argila siltosa. Cada tirante possuía 30 m de comprimento, sendo 23 m de comprimento ancorado. A Figura 2.23 mostra essa

distribuição de carga, para diversos níveis de carregamento. Observou-se que as cargas não se distribuíram de forma linear, se concentrando mais no início do bulbo do tirante. Aproximadamente na metade do trecho ancorado, essa carga é praticamente nula.

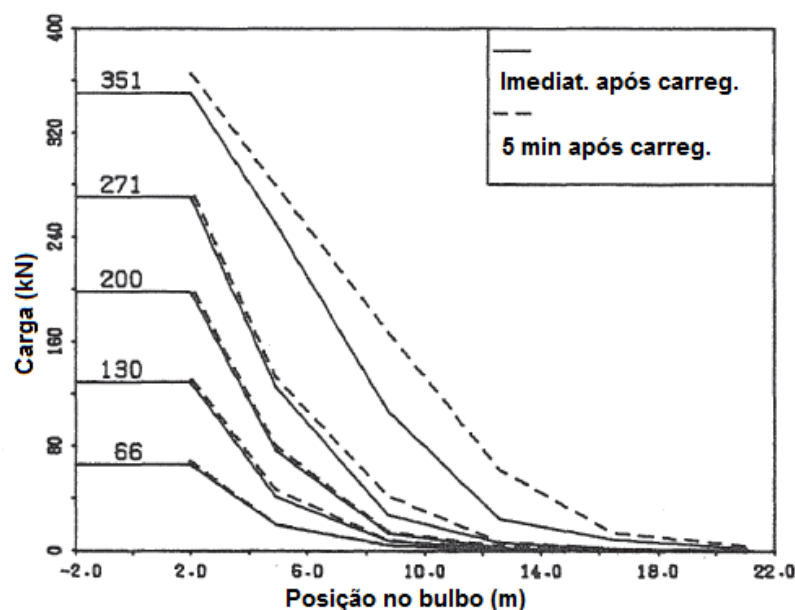


Figura 2.23 – Distribuição de carga ao longo do bulbo do tirante, medida por Li et al. (1988).

Briaud et al. (1998) usou extensômetros de corda vibrante para instrumentar tirantes com 13,8 m de comprimento, sendo 4,6 m de comprimento ancorado, instalados em argila. A distribuição de carga ao longo do tirante é mostrada na Figura 2.24, para a carga de trabalho de 400 kN (o eixo horizontal corresponde à posição no tirante, em que 0 e 4,6 m correspondem, respectivamente, ao final e ao início do trecho ancorado). Observa-se uma configuração de distribuição de carga parecida com a identificada por Li et al. (1988), com maior concentração de carga no início do bulbo do tirante.

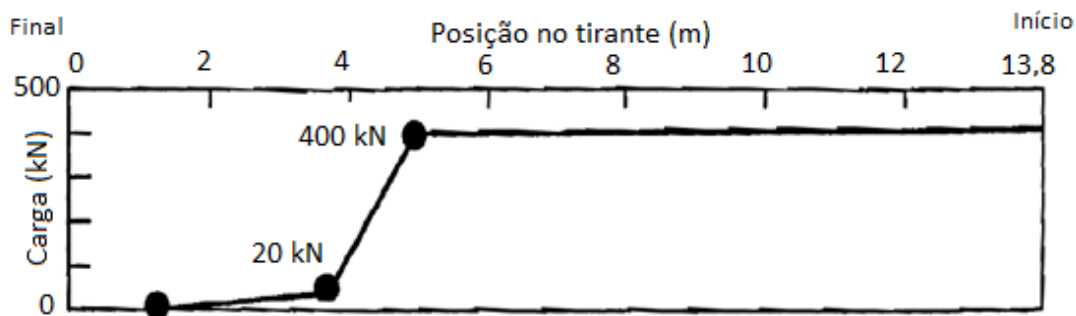


Figura 2.24 – Distribuição de carga ao longo do tirante, medida por Briaud et al., 1998, para carga de trabalho igual a 400kN.

Iten e Puzrin (2010) mediram a distribuição de carga ao longo de um tirante de 7m de comprimento, sendo 5,75m de comprimento ancorado e 1,25m de comprimento livre. Nessa instrumentação foram usados vários tipos de sensores de fibra óptica, os quais foram incorporados ao elemento resistente à tração do tirante. As Figuras 2.25a e 2.25b mostram os resultados dessa instrumentação, medidos por quatro tipos diferentes de sensores ópticos, para dois dos níveis de carga aplicados ao tirante (o eixo horizontal corresponde à posição no tirante, em que 0 e 5,75 m correspondem, respectivamente, ao final e ao início do trecho ancorado).

Observa-se que as cargas medidas se distribuíram de forma mais linear no trecho ancorado, diferente do que foi observado por Li et al. (1988) e Briaud et al. (1998).

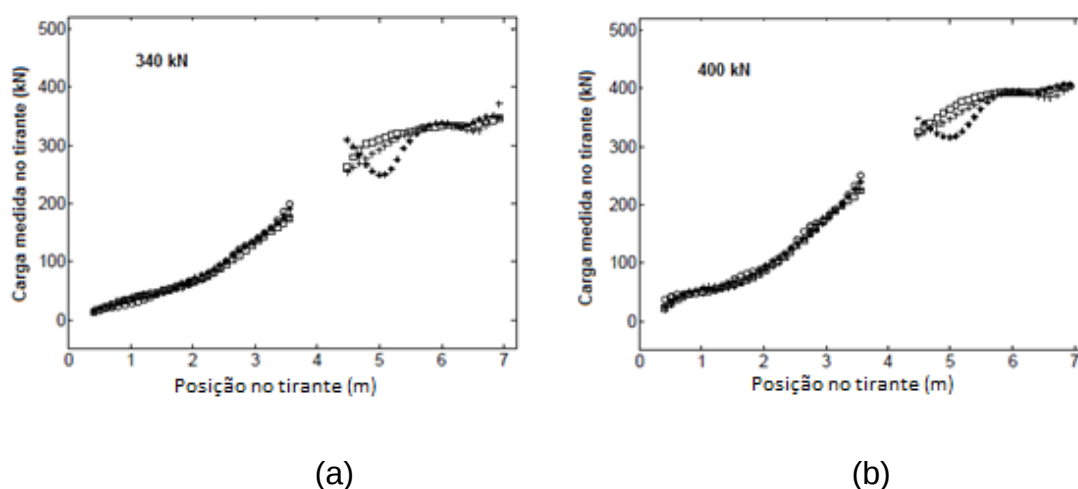


Figura 2.25 – Distribuição de carga ao longo do tirante, medida por Iten e Puzrin (2010): (a) 340 kN; (b) 400kN.

Normalmente, os tirantes utilizados para ancorar estruturas de contenção são protendidos até um determinado valor de carga, especificada em projeto (carga de incorporação). Após essa incorporação, à medida que se prossegue a escavação, as cargas nos tirantes podem variar para mais ou para menos, a depender, principalmente, da interação entre o bulbo de ancoragem e o solo ou rocha circundante (DUNNICLIFF, 1988).

Correia et. al. (1996), através da instrumentação de duas contenções do tipo Berlim, construídas em solo variando entre silte e argila, observaram um acréscimo máximo de carga em tirantes de 7,8% em relação à carga de incorporação do mesmo e um decréscimo máximo de 6%.

Guerra (1999) também mediu a variação de cargas em tirantes, para o mesmo tipo de cortina e observou acréscimos de carga maiores, da ordem de 10 a 13% da carga de incorporação dos tirantes.

Ehrlich e Silva (2012) identificaram variação de carga em ancoragens para uma contenção executada em solo residual do Rio de Janeiro, o qual possuía camadas intercaladas de solo pouco resistente. Os acréscimos de carga foram altos para algumas ancoragens, que apresentaram cargas até 25% maiores do que a carga de trabalho prevista em projeto. As medições feitas durante toda a execução da obra, com a utilização de extensômetros elétricos e células de carga, permitiram identificar a necessidade de se fazer um reforço nessas ancoragens.

Observa-se que os dados de campo apresentados pela literatura, tanto de deslocamentos da cortina quanto de cargas em tirantes, variam muito em função das características de cada obra. A extrapolação dos resultados de cada estudo para casos gerais são, portanto, limitados, em face da grande quantidade de variantes que influenciam no comportamento de uma estrutura de contenção. Muitos trabalhos ainda são necessários até que se estabeleçam correlações confiáveis para aplicações gerais.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 – DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

A estrutura de contenção estudada foi projetada para construção do subsolo de um edifício residencial multifamiliar, localizado na cidade de Natal/RN, na Avenida Senador Salgado Filho, bairro de Lagoa Nova (Figura 3.1) e consiste em uma cortina de estacas escavadas, ancorada por tirantes.

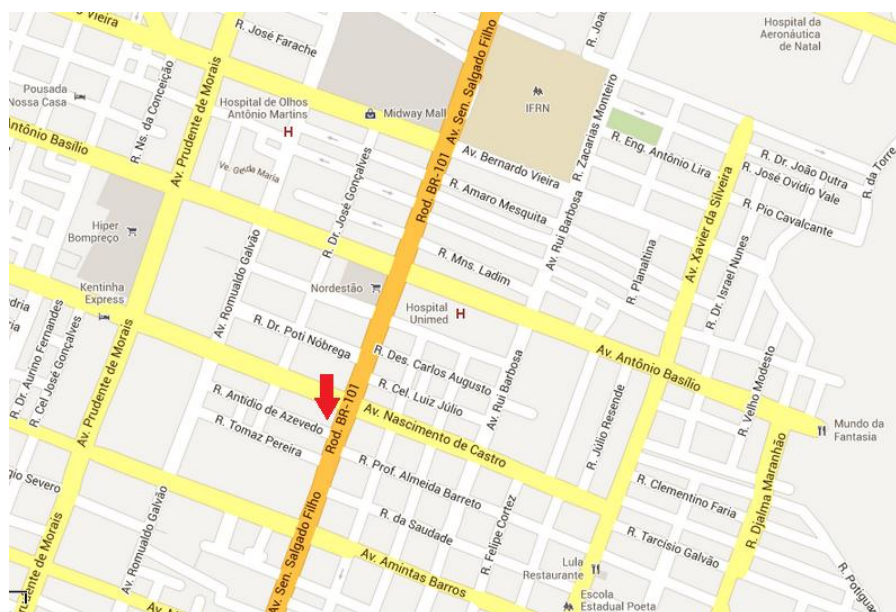


Figura 3.1 – Localização da obra instrumentada (indicada pela seta).

As estacas constituintes do paramento são do tipo escavadas a seco com trado mecanizado, com 300 mm de diâmetro. Foi usado, na concretagem das mesmas, concreto de 20 MPa e armadura longitudinal composta por 6 barras de 12,5 mm de diâmetro, além de armaduras transversais de 6,3 mm espaçadas a cada 150 mm. Acima das estacas foi executada uma viga de coroamento com dimensões de 450 x 400 mm.

A cortina possui um total de 176 estacas, espaçadas a cada 400 mm, de eixo a eixo. A maior parte dessas estacas possui 8 m de comprimento. Apenas onde foram construídos pilares acima da viga de coroamento (pilares da garagem do prédio), foram executadas estacas com 12 m de comprimento (ver Figura 3.2 e projeto da contenção em anexo).

A cortina é dividida em três trechos distintos, chamados de: contenção tipo A, contenção tipo B e contenção tipo C.

A contenção tipo A possui 35,92 m de comprimento e possui apenas um nível de tirantes. A profundidade de escavação nessa região é de 2,88 m, ou seja, a ficha é de 5,12 m. Os tirantes estão localizados a uma profundidade de 1,48 m, em relação à face superior da viga de coroamento.

A contenção tipo B possui 13,20 m de comprimento e dois níveis de tirantes. A profundidade de escavação nessa região é de 4,28 m, ou seja, a ficha é de 3,72 m. A primeira e a segunda linha de tirantes estão localizadas, respectivamente, a 0,80 e 2,88 m de profundidade em relação à face superior da viga de coroamento.

A contenção tipo C possui 21,34 m de comprimento e também possui dois níveis de tirantes. A profundidade de escavação nessa região é de 4,93 m, ou seja, a ficha é de 3,07 m. A primeira e a segunda linha de tirantes estão localizadas, respectivamente, a 1,45 e 3,53 m de profundidade em relação à face superior da viga de coroamento.

Apenas as contenções tipo A e tipo C foram instrumentadas no presente estudo.

Todos os tirantes da contenção são permanentes e do tipo monobarra, possuindo 10 m de comprimento cada um, sendo 6 m de trecho livre e 4 m de trecho ancorado. O espaçamento horizontal entre eles é de 2,80 m.

Os tirantes foram executados com inclinação de 30 graus em relação à horizontal. O furo para instalação do tirante foi executado com 100 mm de diâmetro e nele foi injetada bentonita, antes da instalação da barra do tirante, a fim de evitar um possível fechamento de suas paredes. Após a instalação da barra do tirante, foi feita a injeção de nata de cimento em múltiplos estágios, com pressão de aproximadamente 2500 kPa.

O projeto da estrutura de contenção em questão merece algumas considerações, do ponto de vista técnico. Em primeiro lugar, nota-se que, na região da contenção tipo A, têm-se uma ficha relativamente grande, sugerindo que os tirantes nessa região poderiam ter sido dispensados. Em segundo lugar, nas contenções tipo B e C, os tirantes da primeira linha são bastante superficiais e localizados em areia fofa, ou seja, o baixo confinamento a que estão submetidos ocasionam um valor baixo de resistência ao arrancamento dos mesmos. Além disso, o trecho ancorado desses tirantes são bastante curtos, o que contribui ainda mais para que os tirantes em questão não atendam as solicitações a eles impostas.

Como elemento resistente à tração do tirante foi utilizada uma barra de 32 mm de diâmetro, cujas características, fornecidas pelo fabricante, são reproduzidas na Tabela 3.1.

A carga de trabalho especificada em projeto era de 220 kN e a carga de incorporação, de 180 kN. O projeto da estrutura de contenção previa a realização de ensaio de recebimento em todos os tirantes e ensaio de qualificação em pelo menos um tirante. Os ensaios de recebimento deveriam ser do tipo A em pelo menos 10% dos tirantes da obra e do tipo B nos restantes, conforme especificação da NBR 5629 (2006). Entretanto, a empresa responsável pela execução realizou erroneamente, em todos os tirantes da obra, o ensaio do tipo D, recomendado para tirantes provisórios. É importante informar que se alertou a construtora sobre o ocorrido, porém não houve mudança no procedimento, de modo que todos os tirantes foram ensaiados conforme ensaio tipo D. A sequência de aplicação de cargas no ensaio de recebimento seguiu o exposto na Tabela 3.2.

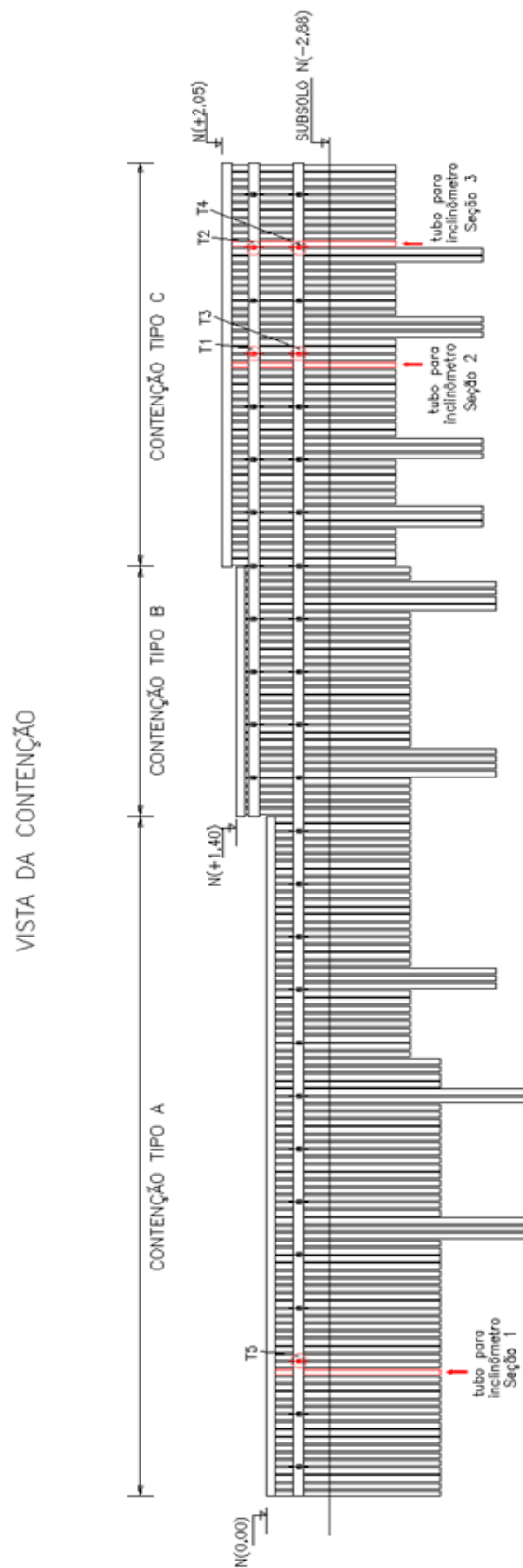


Figura 3.2 – Vista da contenção (sem escala) com as seções instrumentadas em destaque.

Tabela 3.1 – Características da barra utilizada.

Diâmetro (mm)	32
Tensão de escoamento (kN/m ²)	500.000
Tensão de ruptura (kN/m ²)	550.000
Carga de escoamento (kN)	400
Carga de ruptura (kN)	440
Módulo de elasticidade (kN/m ²)	210.000.000
Área de seção transversal (mm ²)	804

Tabela 3.2 – Sequência de cargas aplicadas no ensaio de recebimento (Tipo D).

Ensaio de Recebimento					
Carregamento		Descarregamento		Recarregamento	
Carga (kN)		Carga (kN)		Carga (kN)	
F_0	38,5	$1,2 \times F_t$	264	F_0	38,5
$0,3 \times F_t$	66	$1,0 \times F_t$	220	$0,3 \times F_t$	66
$0,6 \times F_t$	132	$0,8 \times F_t$	176	$0,6 \times F_t$	132
$0,8 \times F_t$	176	$0,6 \times F_t$	132	$0,8 \times F_t$	176
$1,0 \times F_t$	220	$0,3 \times F_t$	66	$1,0 \times F_t$	220
$1,2 \times F_t$	264	F_0	38,5		

Obs.: F_0 = carga inicial = $0,1 \times f_{yk} \times S$ e F_t = carga de trabalho prevista.

3.1.1 – Sequencia de execução

Com relação à sequência de execução, é importante mencionar que, antes mesmo da instalação do canteiro de obras, o nível do terreno da obra coincidia,

aproximadamente, com o nível zero indicado na Figura 3.2 (nível do topo da contenção tipo A).

Dessa forma, o projeto previa o nivelamento desse terreno até o nível zero, antes da escavação das estacas, de modo que todas as estacas fossem enterradas. Entretanto, a construtora optou por não executar esse nivelamento, e a parte superior das estacas das contenções tipo B e tipo C foram concretadas posteriormente com o uso de formas, visto que as armaduras das mesmas saíam do terreno, como pode ser visto na Figura 3.3.

A sequência executiva foi diferente para cada trecho da estrutura de contenção. Serão descritas a seguir as etapas referentes às contenções tipo A e C, focos desse estudo.



Figura 3.3 – Imagem da obra, durante execução das estacas da contenção.

Contenção tipo A

Para a contenção tipo A, a sequência executiva, ilustrada na Figura 3.4, foi a seguinte:

- Primeira etapa: execução das estacas, cujos topos coincidiam com o nível do terreno da obra (Figura 3.4a);
- Segunda etapa: escavação de 2,88 m (Figura 3.4b);
- Terceira etapa: execução da laje do primeiro pavimento, a qual se apoiou na viga de coroamento da contenção (Figura 3.4c);
- Quarta etapa: execução e incorporação dos tirantes (Figura 3.4d).

A Figura 3.6 mostra uma linha do tempo com as etapas de execução da contenção tipo A, e o período em que cada etapa ocorreu.

Contenção tipo C

Para a contenção tipo C, a sequência executiva, ilustrada na Figura 3.5, foi a seguinte:

- Primeira etapa: execução das estacas, cujos topos estavam aproximadamente 2 m acima do nível do terreno (Figura 3.5a);
- Segunda etapa: execução dos tirantes da primeira linha, seguida da primeira tentativa de realização de ensaio de recebimento dos mesmos. É importante informar que os deslocamentos das cabeças dos tirantes não estabilizaram durante a realização dos ensaios de recebimento, decidindo-se pela execução de reinjeções de nata de cimento (Figura 3.5b);
- Terceira etapa: mesmo sem incorporar os tirantes da primeira linha, foi feita uma escavação na frente da cortina, até o nível do subsolo, deixando-se uma berma na frente da contenção. Após as reinjeções, e respeitando-se o tempo de cura da nata de cimento, foi realizada uma segunda tentativa de ensaio de recebimento nos tirantes da primeira linha. É importante informar que, novamente, os deslocamentos das cabeças dos tirantes não estabilizaram durante a realização do ensaio de recebimento. (Figura 3.5c);
- Quarta etapa: diante do insucesso dos ensaios de recebimento e devido a atrasos da obra, o projetista dispensou toda a primeira linha de tirantes e autorizou a retirada da berma da frente da cortina (Figura 3.5d);

- Quinta etapa: execução da segunda linha de tirantes, seguida da realização dos ensaios de recebimento e da incorporação dos mesmos. Um dia após a incorporação dos tirantes, a laje do primeiro pavimento foi executada, sendo ancorada na cortina (Figura 3.5e).

A Figura 3.6 mostra a linha do tempo com as etapas de execução da contenção tipo C, e o período em que cada etapa ocorreu.

É importante mencionar que as lajes do prédio, as quais se apoiaram na estrutura de contenção, não foram dimensionadas para resistir aos empuxos laterais de solo sobre a cortina, por isso, a necessidade de se executar os tirantes, mesmo após a execução das lajes.

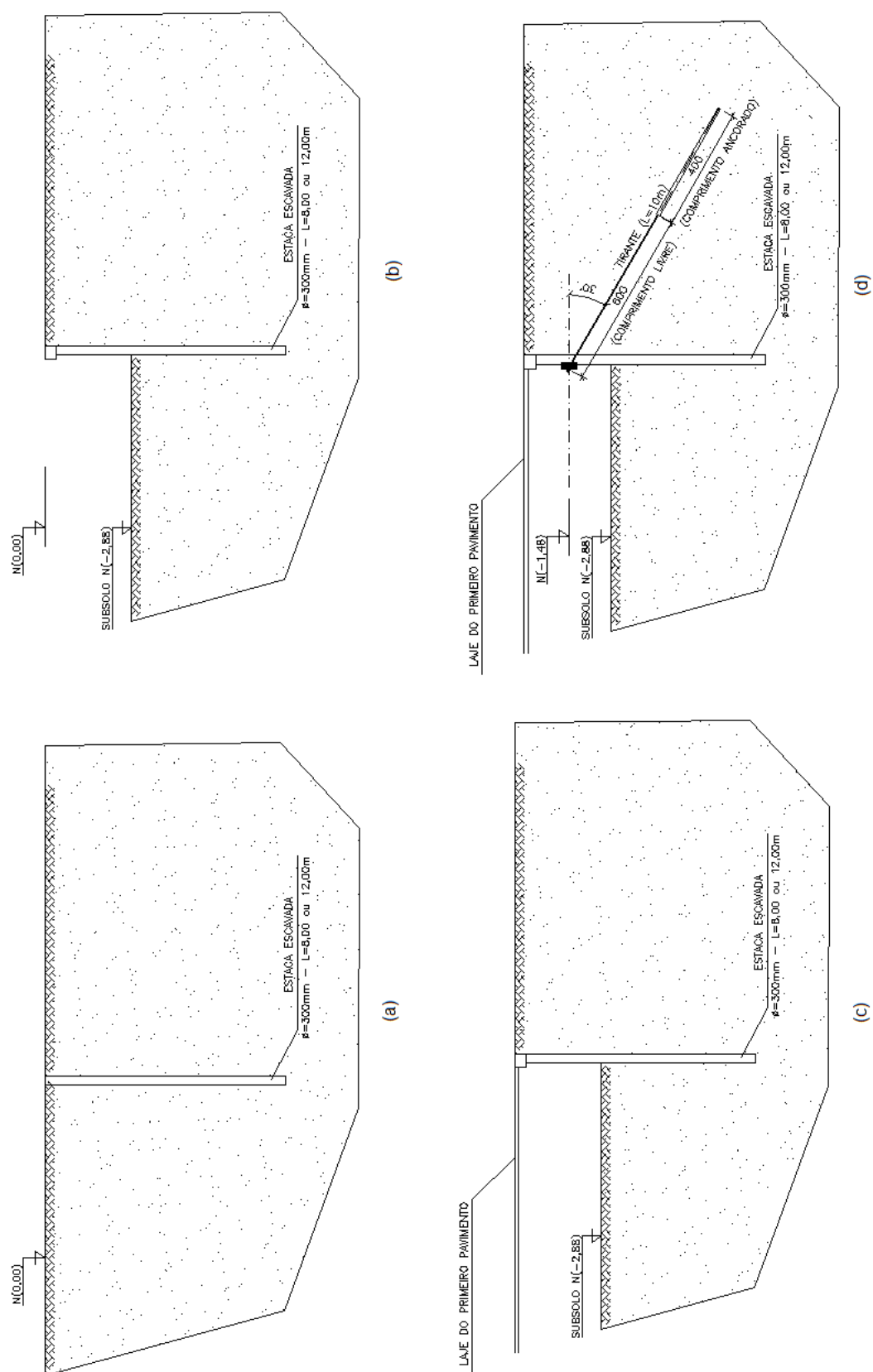


Figura 3.4 – Sequência executiva da contenção tipo A: (a) primeira etapa; (b) segunda etapa; (c) terceira etapa; (d) quarta etapa (sem escala).

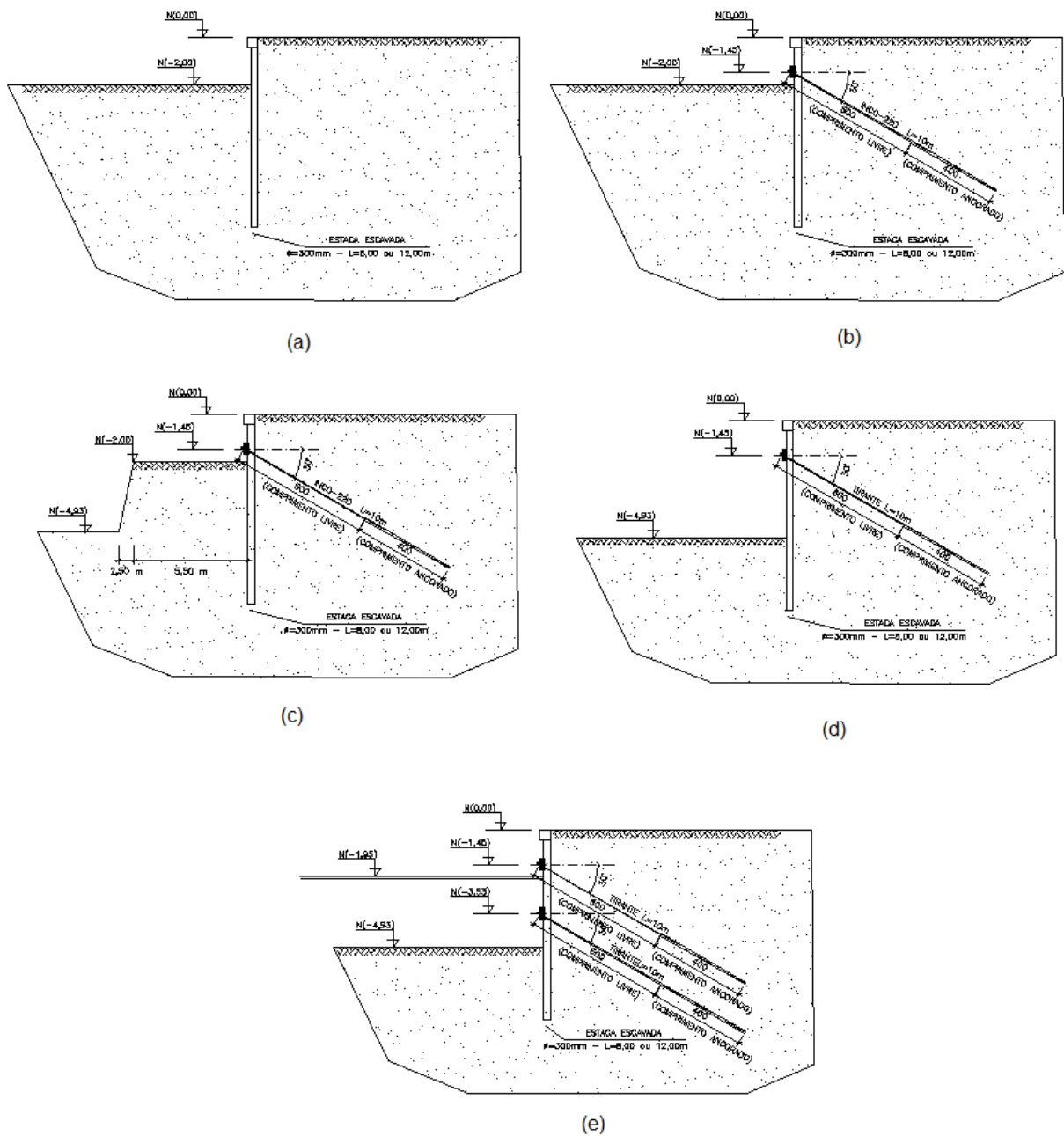


Figura 3.5 – Sequência executiva da contenção tipo C: (a) primeira etapa; (b) segunda etapa; (c) terceira etapa; (d) quarta etapa; (e) quinta etapa (sem escala).

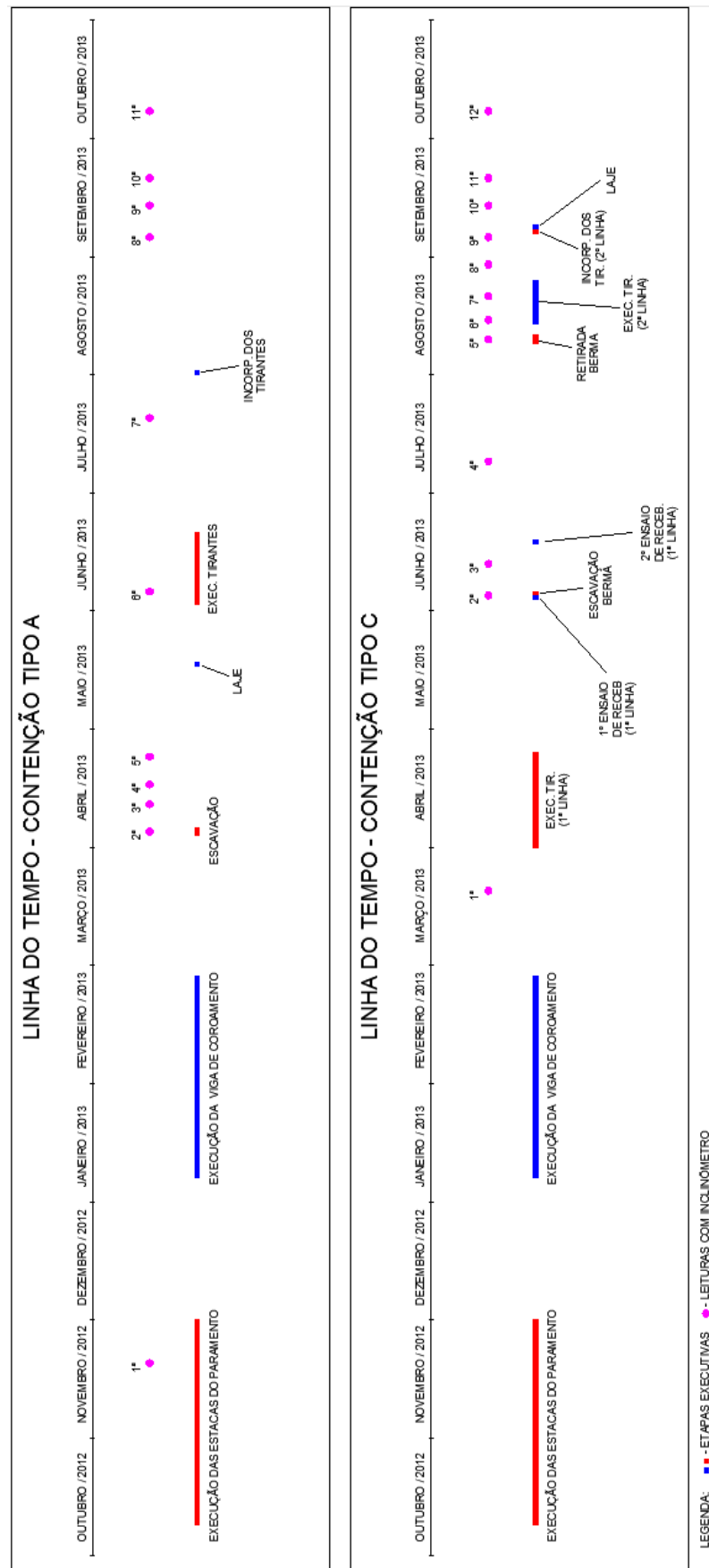
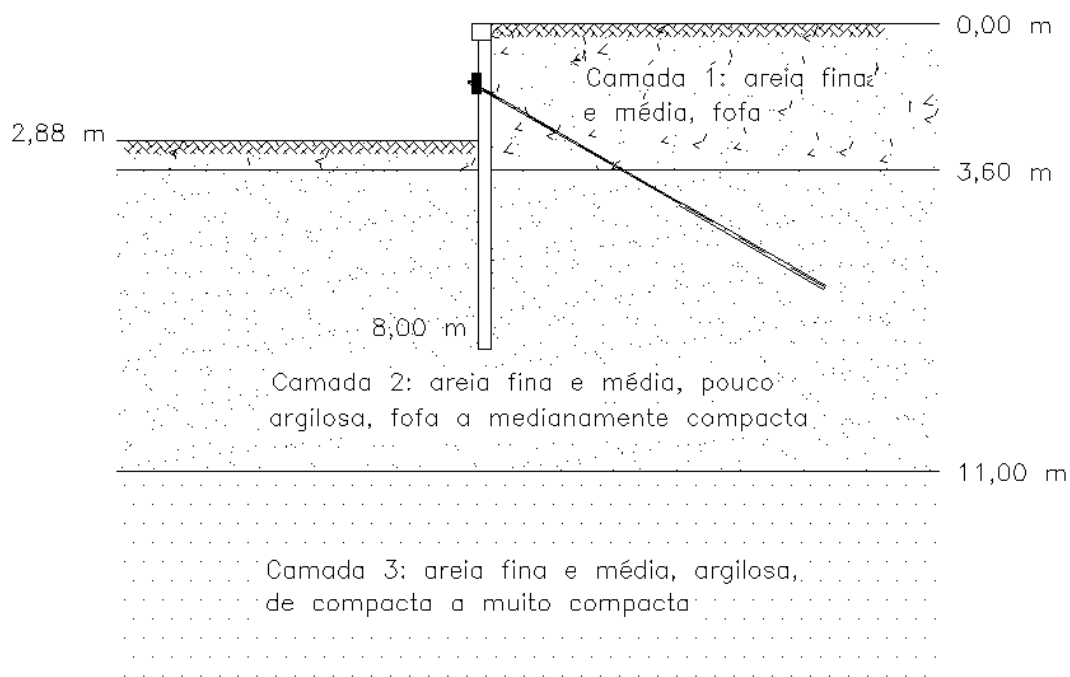
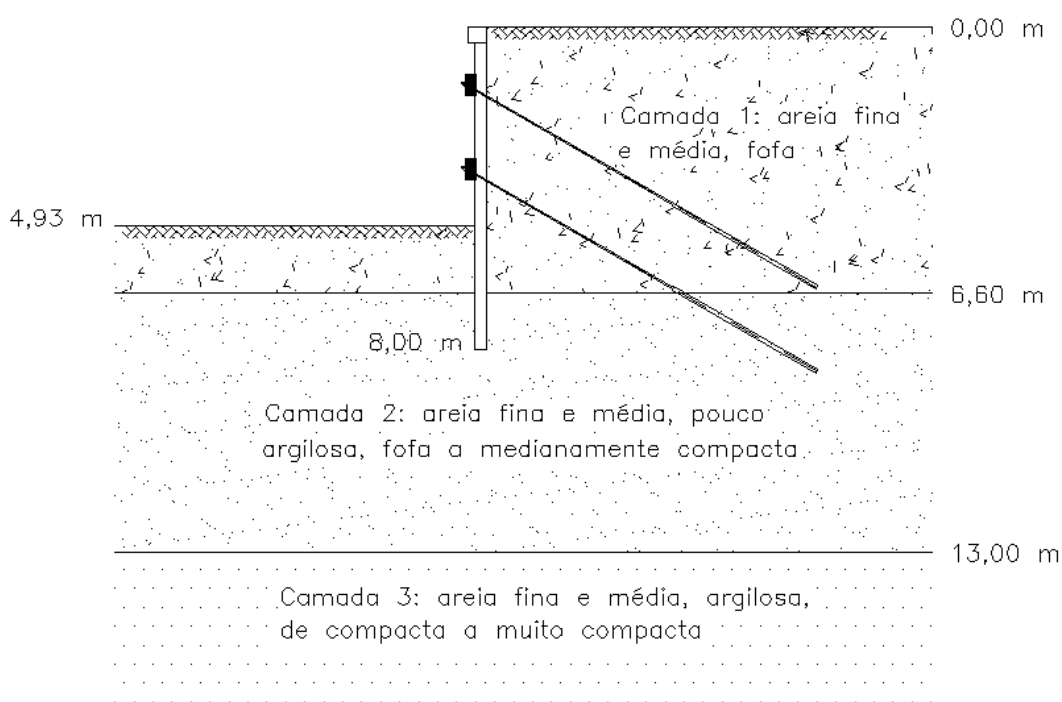


Figura 3.6 – Linha do tempo: etapas de execução.



(a)



(b)

Figura 3.8 – Perfil representativo do subsolo (sem escala): (a) contenção tipo A; (b) contenção tipo C.

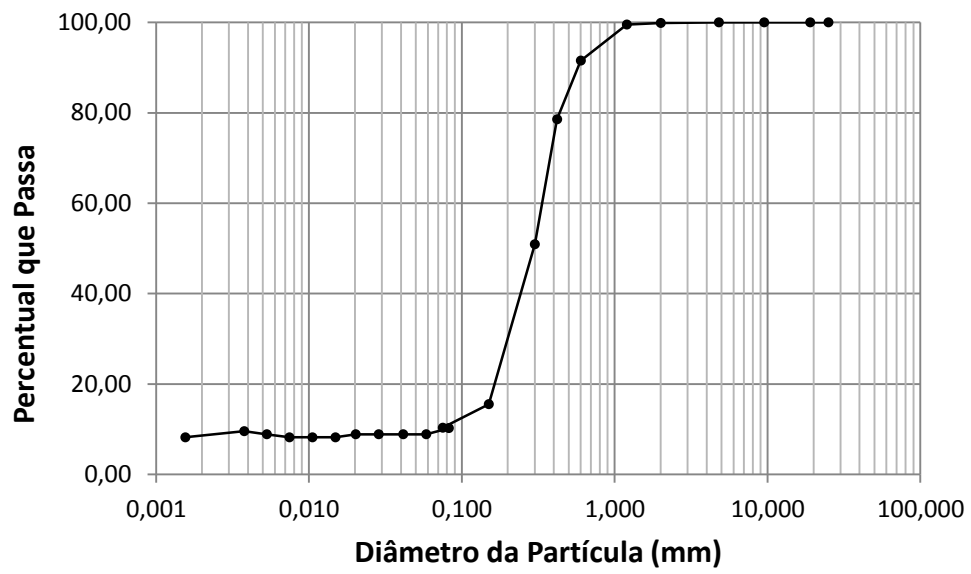
A coleta das amostras de solo, para realização dos ensaios de laboratório, foi feita durante a escavação do furo para instalação do tubo-guia do inclinômetro, na região da contenção tipo A (o inclinômetro será descrito no item 3.3.2). A amostra de solo da camada 1 foi coletada a 1,8 m de profundidade. Já a amostra da camada 2 foi coletada entre a 5,2 metros de profundidade. Não foi retirada amostra de solo da camada 3, pois a mesma se encontra muito abaixo do nível das estacas.

Os pesos específicos dos sólidos dos solos das camadas 1 e 2, obtidos pelo método disposto pela NBR 6508/1984, são 25,8 kN/m³ e 26,5 kN/m³, respectivamente.

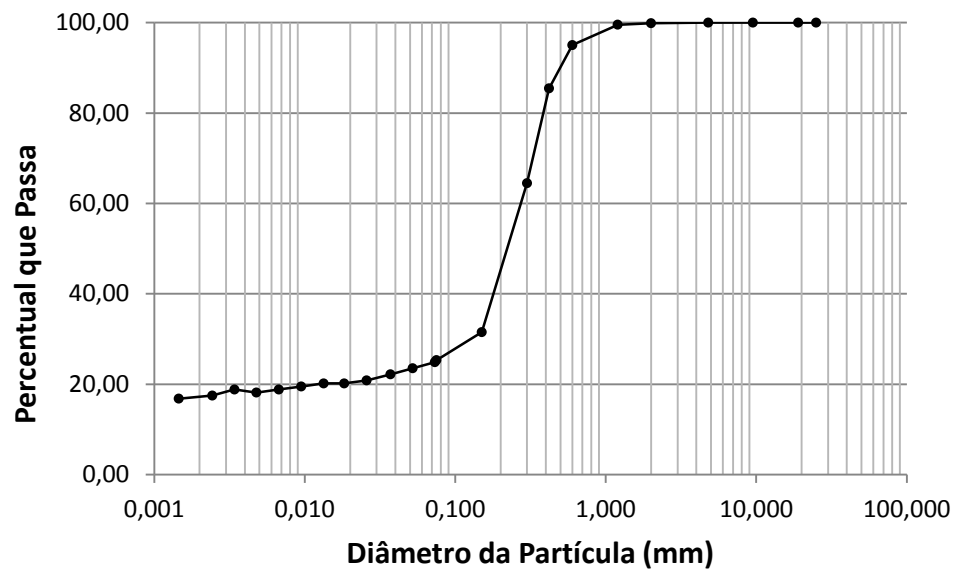
A Figura 3.9 apresenta as curvas granulométricas dos solos das camadas 1 e 2, as quais foram obtidas através de ensaio de análise granulométrica conjunta (peneiramento e sedimentação), conforme a NBR 7181/1984. O percentual de frações constituintes das camadas 1 e 2 pode ser observado na Tabela 3.3.

O coeficiente de não uniformidade do solo da camada 1 é igual a 4,40 e o coeficiente de curvatura igual a 1,66, portanto, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), o solo da camada 1 é classificado como areia mal graduada com argila (SP-SC). Já o solo da camada 2 é classificado como areia argilosa (SC).

Para o solo da camada 1 foram determinados, ainda, os valores de índice de vazios máximo e mínimo, os quais valem 0,96 e 0,65, respectivamente. Os valores de peso específico máximo e mínimo para a camada 1 valem, portanto, 15,63 kN/m³ e 13,16 kN/m³, respectivamente. Não foram determinados índices de vazios máximo e mínimo para o solo da camada 2, pois mais de 12% do material passou na peneira de número 200 (0,075 mm). Nenhuma das amostras apresentou plasticidade.



(a)



(b)

Figura 3.9 – Curvas granulométricas dos solos: (a) camada 1 e (b) camada 2.

Tabela 3.3 – Frações constituintes dos solos das camadas 1 e 2.

	Camada 1	Camada 2
Argila	8,18 %	17,47 %
Silte	0,34 %	1, 00 %
Areia fina	18,79 %	24,03 %
Areia média	64,23 %	52,52 %
Areia grossa	8,46 %	4,98 %

A resistência ao cisalhamento do solo das camadas foi obtida a partir de ensaios de compressão triaxial convencional, do tipo CD (consolidado drenado). Para cada amostra de solo foram moldados três corpos-de-prova, os quais foram submetidos a tensões confinantes diferentes (50, 100 e 200 kPa). A velocidade de carregamento imposta foi escolhida considerando que houvesse 20% de deformação axial em um intervalo de 4 horas.

O solo da camada 1 foi moldado com índice de vazios igual a 0,88, o que corresponde, para essa amostra, a uma compacidade relativa de 25%, típica de areias fofas. As amostras foram moldadas através de compactação estática, em molde plástico bipartido de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, em 7 camadas. O teor de umidade de moldagem foi de 5%.

O solo da camada 2 foi moldado com índice de vazios igual a 0,77, o que corresponde a uma massa específica aparente de 16 kN/m³. As amostras foram moldadas através de compactação estática, em molde metálico de 35 mm de diâmetro e 80 mm de altura, em 5 camadas. O teor de umidade de moldagem foi de 7%.

Os resultados do ensaio triaxial do solo da camada 1 são apresentados nas Figuras 3.10 e 3.11. A amostra apresentou ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') igual a 30,1° e coesão nula ($c = 0$ kPa).

Os resultados do ensaio triaxial do solo da camada 2 são apresentados nas Figuras 3.12 a 3.13. A amostra apresentou ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') igual a 28,5° e coesão nula ($c = 0$ kPa).

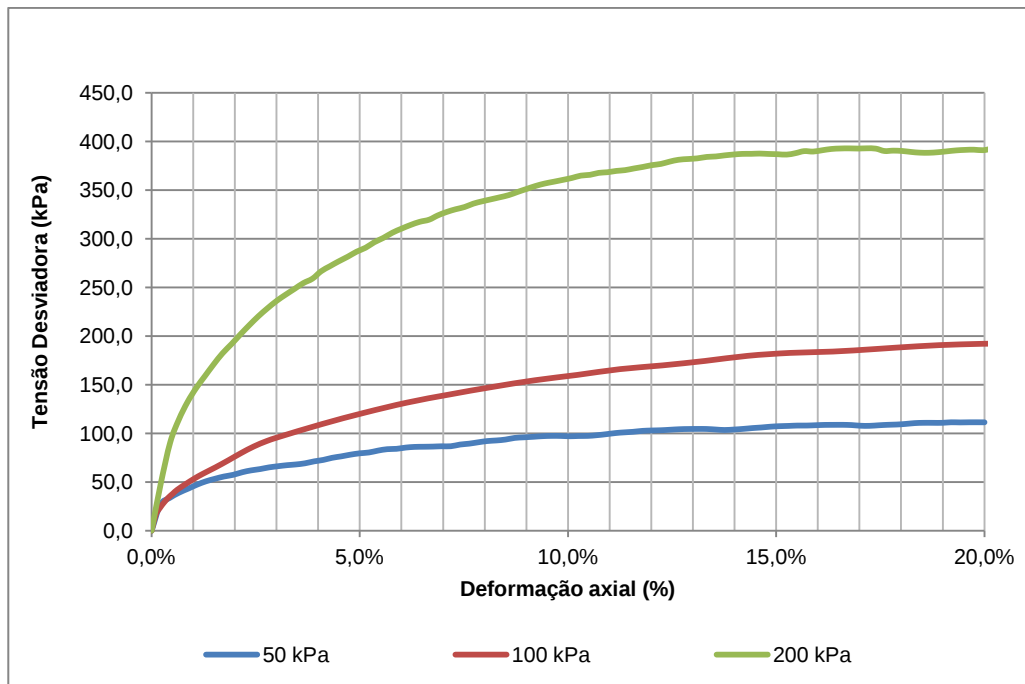


Figura 3.10 – Resultado de ensaio triaxial do solo da camada 1: deformação axial x tensão desviadora.

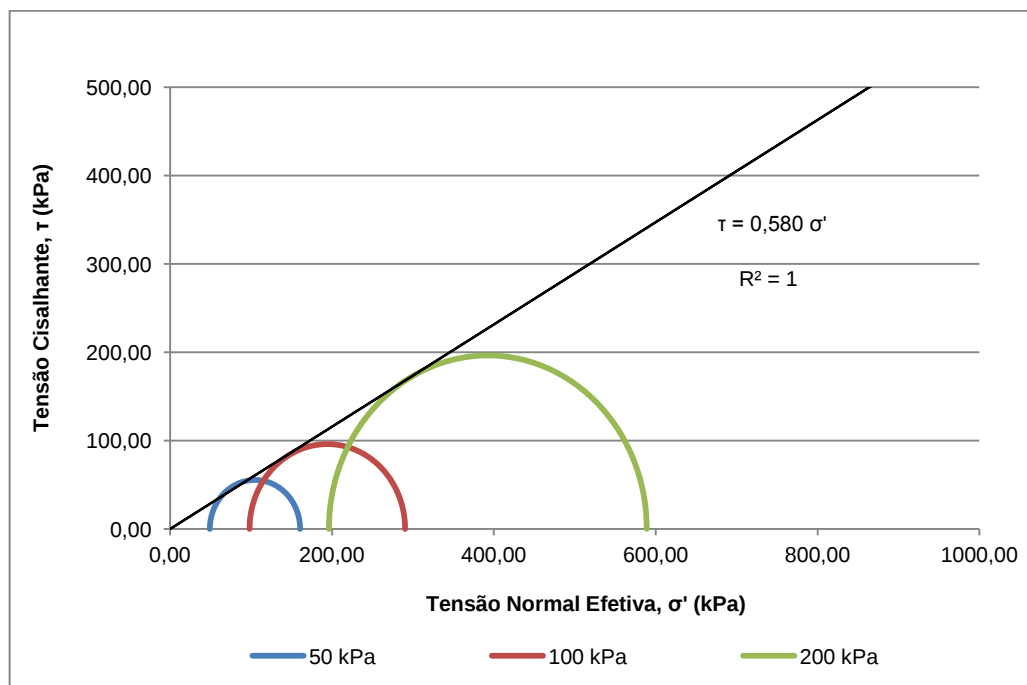


Figura 3.11 – Resultado de ensaio triaxial do solo da camada 1: envoltória de resistência.

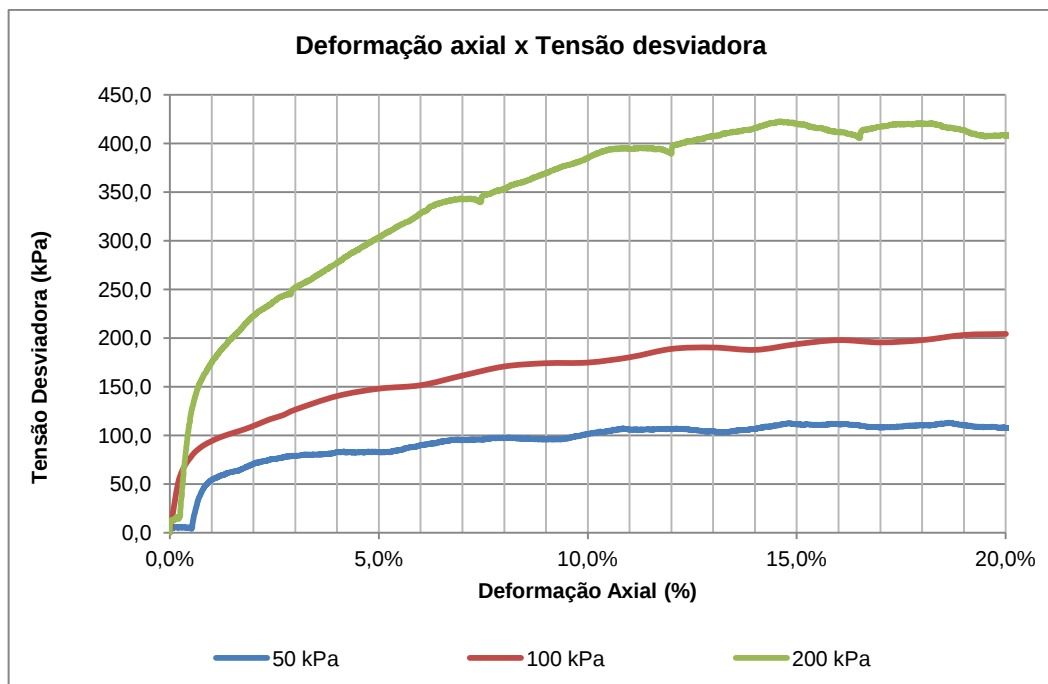


Figura 3.12 – Resultado de ensaio triaxial do solo da camada 2: envoltória de resistência.

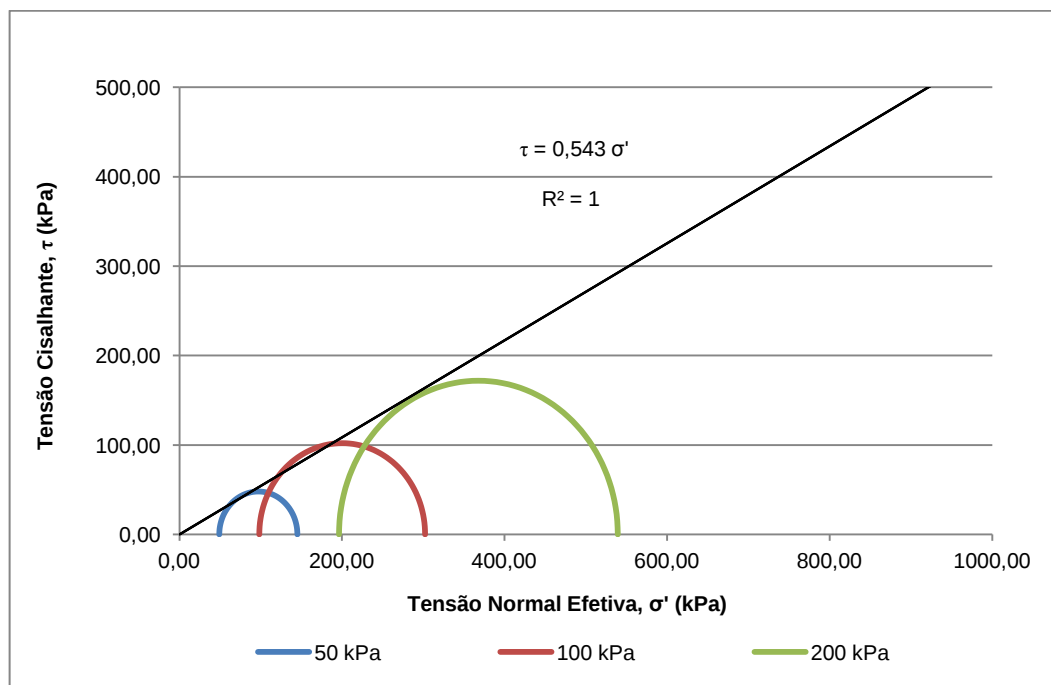


Figura 3.13 – Resultado de ensaio triaxial do solo da camada 2: envoltória de resistência.

3.3 – DESCRIÇÃO GERAL DA INSTRUMENTAÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

Três seções, ao longo da cortina, foram instrumentadas, a fim de se medirem os deslocamentos laterais e as cargas nos tirantes, ao longo de cada etapa de execução da referida cortina. As três seções instrumentadas são chamadas, nesse trabalho, de: seção 1, seção 2 e seção 3 e podem ser vistas na Figura 3.2.

A seção 1 é localizada na contenção tipo A, ao passo que as seções 2 e 3 são localizadas na contenção tipo C.

Para medição dos deslocamentos horizontais da cortina, foi usado um inclinômetro. Para tanto, três tubos-guias foram instalados, um para cada seção mencionada.

Para medição de carga nos tirantes, foram instrumentados 5 tirantes, localizados o mais próximo possível dos tubos para o inclinômetro. Na Figura 3.2, os tirantes instrumentados são indicados como T1, T2, T3, T4 e T5.

A seguir, são fornecidos mais detalhes da instrumentação realizada.

3.3.1 – Instrumentação dos tirantes

A instrumentação dos tirantes foi feita com extensômetros elétricos de resistência, instalados em três pontos ao longo do trecho ancorado. Conforme mostrado na Figura 3.14, os extensômetros foram colados no centro de segmentos de barra com 0,50 m de comprimento, preparados em laboratório e levados à obra para serem emendados a outros segmentos de barras não instrumentados, através de luvas.

As barras instrumentadas nos tirantes seguiram o padrão de nomenclatura indicado na Figura 3.14, sendo chamadas de $Ti-I$, $Ti-II$ e $Ti-III$, representando, respectivamente, a primeira, a segunda e a terceira barra, a contar do início do trecho ancorado, em que i representa a numeração do respectivo tirante (1, 2, 3, 4 ou 5).

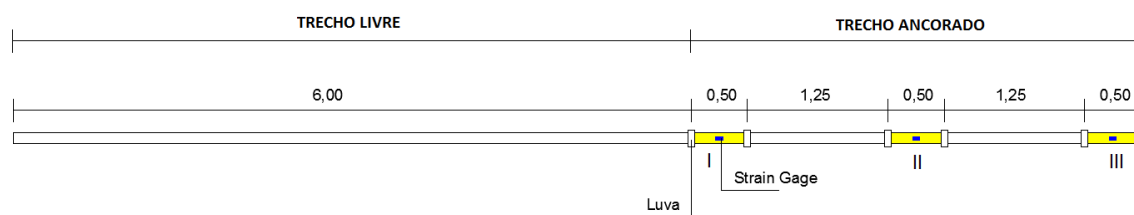


Figura 3.14 – Detalhe da localização das barras instrumentadas ao longo do tirante.

O extensômetro utilizado nessa pesquisa foi o modelo biaxial “PA-06-125TG-120LEN”, fabricado pela Excel Sensores (Figura 3.15). Possui duas grades de elemento resistivo, constituídas por filmes metálicos de constantan, apoiadas em uma única base de poliamida. Cada grade de medição tem uma resistência de 120 ohms. As dimensões desse extensômetro são: $a = 3,18$ mm, $b = 3,18$ mm, $c = 5,72$ mm e $d = 8,71$ mm (Ver Figura 3.15).

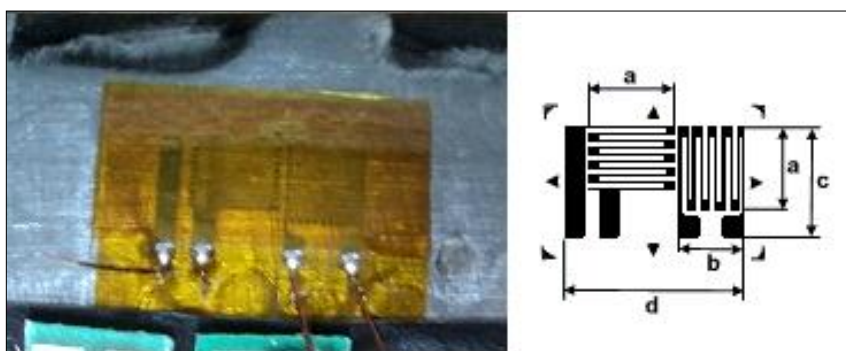


Figura 3.15 – Extensômetro utilizado.

3.3.1.1 – Confeção das barras instrumentadas com extensômetros

A aplicação do extensômetro na superfície da peça a ser instrumentada seguiu recomendações extremamente criteriosas, afinal, a deformação aplicada ao extensômetro deve ser tanto quanto possível, a mesma sofrida pela peça a ser examinada, e sem considerar influências de temperatura, umidade e qualquer outro fator. Os passos seguidos na aplicação dos extensômetros são detalhados a seguir.

- Preparação da superfície da barra:

As barras de 0,50 m de comprimento foram primeiramente lixadas, na sua região central, nos dois lados diametralmente opostos, com uso de lixas para metal nº 50. Essa etapa foi realizada a fim de se removerem os óxidos e grandes saliências existentes na superfície da barra.

Logo após, partiu-se para o lixamento fino da superfície, feito com a utilização de lixas para metal nº 60, 80, 120 e 150, respectivamente.

Por fim, passou-se duas vezes a lixa para metal nº 180 em duas diagonais cruzadas, em cada lado da barra. Esse processo foi feito com o intuito de proporcionar maior aderência entre a superfície da barra e a cola usada para fixar o extensômetro.

A Figura 3.16 mostra o aspecto final na superfície da barra, na qual foi posteriormente colado o extensômetro.



Figura 3.16 – Barra lixada.

Após a superfície ter sido preparada como desejado, procedeu-se à localização do extensômetro, com a marcação de traços de orientação para colagem do mesmo na posição exata.

- Limpeza da superfície:

Depois de marcada a posição do extensômetro na superfície de colagem, foi feita a limpeza da mesma com uso de gaze não estéril embebida em álcool

isopropílico. Essa operação foi refeita várias vezes, até se obter uma gaze limpa. A limpeza foi feita sempre do centro para as bordas da superfície, de modo que não houvesse contaminação da área de colagem por impurezas presentes nas bordas.

- Colagem:

O processo de colagem se iniciou com o posicionamento do extensômetro em uma placa de vidro, devidamente limpa. A manipulação do extensômetro durante essa fase foi feita com uso de uma pinça metálica.

Em seguida, o extensômetro foi retirado da placa de vidro com o auxílio de uma fita adesiva e posicionado na superfície da barra, tomando-se o cuidado de coincidir as marcações presentes na grade do mesmo com as marcações feitas anteriormente na superfície da barra. O posicionamento do extensômetro na barra pode ser visto na Figura 3.17.



Figura 3.17 – Posicionamento do extensômetro na superfície da barra com o auxílio da fita adesiva.

Após posicionar o extensômetro na barra, levantou-se a fita adesiva e passou-se o adesivo (cianocrilato) na superfície da barra. A fita foi abaixada e, em seguida, foi aplicada uma pressão sobre o extensômetro a fim de eliminar o excesso de adesivo e bolhas de ar que porventura possam ficar sob o extensômetro. A Figura 3.18 mostra esse procedimento.



Figura 3.18 – Colagem do extensômetro na barra.

Em seguida, colaram-se os terminais que fazem a ligação entre os fios do extensômetro e o cabo para aquisição dos dados. Uma fita isolante foi disposta logo abaixo dos fios do extensômetro, para que os mesmos não tocassem na barra e provocassem um curto-circuito indesejado (Figura 3.19).

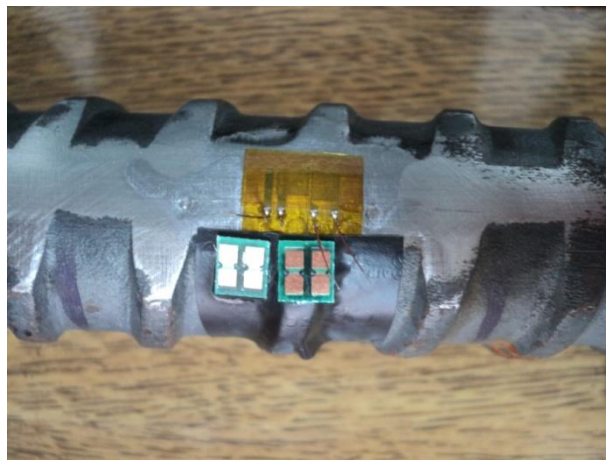


Figura 3.19 – Colagem dos terminais na barra.

- Teste:

Após a etapa de colagem, foi necessário fazer um teste com o auxílio de um ohmímetro, a fim de averiguar as condições elétricas do extensômetro. Primeiramente, efetuou-se a medida do valor da resistência do extensômetro, a qual deve ser a nominal fornecida pelo fabricante. Logo em seguida, verificou-se se havia bolhas de ar sob a grade do extensômetro, apalpando-o com uma borracha macia. Se após esse teste houvesse variação de resistência, seria sinal de que o extensômetro não estaria bem colado, devendo ser removido.

- Ligação dos fios:

Utilizou-se para a aquisição dos dados um cabo manga de 4 vias, com cores diferentes e correspondentes aos fios indicados na Figura A-8 (Ver apêndice A): P+ (fio amarelo), P- (fio laranja), S+ (fio marrom) e S- (fio vermelho).

A ligação entre os fios do extensômetro e as vias do cabo de aquisição de dados foi feita com solda, aplicada nos terminais de ligação. Tomou-se o cuidado para que os fios não ficassem tensionados, evitando-se, assim, rompimento por qualquer esforço mecânico que pudesse ocorrer.

A Figura 3.20 mostra a ligação entre os fios do extensômetro e as vias do cabo de aquisição de dados.



Figura 3.20 – Ligação dos fios aos terminais de ligação.

- Proteção:

Há no mercado ampla variedade de tipos de impermeabilizantes especiais, tais como: cera de abelha filtrada, borracha de silicone, fita de autofusão, resina de poliéster, resina epóxi e massa asfáltica. A aplicação desses materiais é feita sobre o extensômetro e suas ligações.

Nessa pesquisa, a proteção foi feita na seguinte ordem (Figura 3.21):

a) Aplicação de Resina de Silicone RK, fabricada pela Excel Sensores. Essa resina transparente polimeriza em contato com o ar, proporcionando alta proteção contra umidade e adequada proteção mecânica. Foi aplicada sobre o extensômetro

e os terminais, esperando-se sua cura por 12 horas, antes de se proceder ao próximo passo (Figura 3.21a).

b) Aplicação de Borracha de Silicone SK, fabricada também pela Excel Sensores. Essa borracha possui a cor preta e consistência viscosa, polimeriza-se em contato com a umidade do ar e forma uma camada de borracha protetora contra choques mecânicos. Foi aplicada em camadas não muito espessas, para que não aparecessem rachaduras após sua cura, a qual demora 24 horas (Figura 3.21b).

c) Aplicação de fita de borracha de auto-fusão, para reforçar a proteção mecânica (Figura 3.21c).

d) Recobrimento de todo o conjunto com um tubo de PVC, preenchido com cola epóxi, finalizando a proteção do sistema (Figura 3.21d).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.21 – Proteção dos extensômetros: (a) resina de silicone; (b) borracha de silicone; (c) fita de borracha de auto-fusão; (d) tubo de PVC com cola epóxi.

3.3.1.2 – Calibração das barras

As barras foram calibradas através de ensaios de tração, realizados em laboratório (Figura 3.22). Nestes ensaios, foram aplicadas, progressivamente, cargas de 5, 10, 20, 40, 60, 80 e 100 kN, em três ciclos de carga e descarga. Sempre que um valor de carga era aplicado, media-se o valor de deformação específica indicada pelo extensômetro.



Figura 3.22 – Ensaio de calibração das barras instrumentadas.

O sistema usado na aquisição dos dados foi o *SPIDER 8* da *HBM*, um sistema eletrônico capaz de medir sinais elétricos e variáveis como resistência, força, pressão, aceleração, temperatura e deslocamento linear. O *software* utilizado por este sistema é o *Catman*, que possibilita a leitura e tratamento de sinais de sensores usuais, como: acelerômetro, células de carga, extensômetros e LVDT's (*Linear Variable Differential Transformer*). Os dados adquiridos são visualizados e

analisados em tempo real, e também são estabelecidas as configurações dos projetos ou ensaios.

Através dos ensaios de calibração pôde-se definir a relação carga-deformação específica, para cada barra instrumentada e, desta forma, considerar os fatores intrínsecos aos processos de preparação, colagem e ligação dos extensômetros. A Figura 3.23 mostra a curva de calibração da barra T1-I, além das equações de cada reta. As curvas de calibração das demais barras encontram-se em anexo.

Observa-se que as curvas não apresentaram histerese.

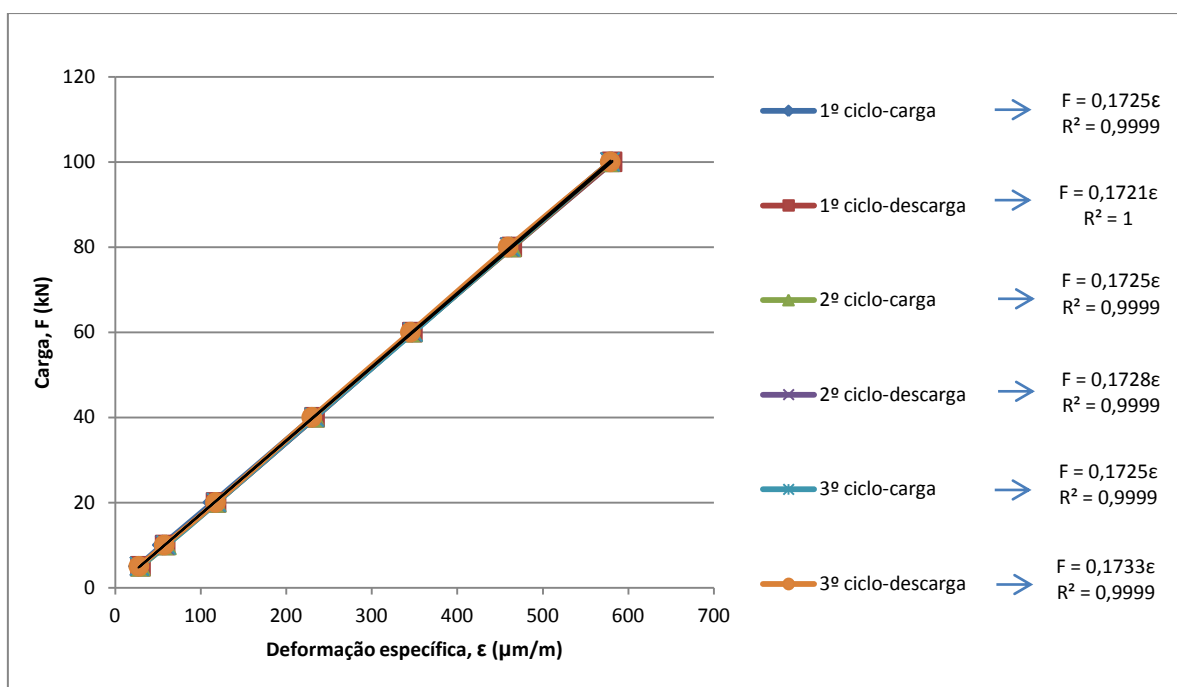


Figura 3.23 – Gráfico de calibração da barra T1-I.

Foi definida, para cada barra, uma equação própria para cálculo das cargas em função da deformação específica medida. Os coeficientes angulares dessas equações foram obtidos através da média aritmética entre os coeficientes angulares das seis retas obtidas em cada ciclo de calibração.

As equações encontradas com base nas curvas de calibração, para cada barra, estão listadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Equação para barras instrumentadas.

Barra	Equação (F em kN; ε em $\mu\text{m/m}$)	R²
T1 - I	$F = 0,1726\varepsilon$	0,9999
T1 - II	$F = 0,1660\varepsilon$	0,9998
T1 – III	$F = 0,1623\varepsilon$	1
T2 - I	$F = 0,1728\varepsilon$	0,9999
T2 - II	$F = 0,1630\varepsilon$	0,9999
T2 – III	$F = 0,1645\varepsilon$	0,9999
T3 - I	$F = 0,1745\varepsilon$	0,9999
T3 - II	$F = 0,1747\varepsilon$	0,9999
T3 – III	$F = 0,1599\varepsilon$	0,9999
T4 - I	$F = 0,1752\varepsilon$	0,9999
T4 - II	$F = 0,1753\varepsilon$	0,9999
T4 – III	$F = 0,1561\varepsilon$	0,9998
T5 - I	$F = 0,1765\varepsilon$	0,9999
T5 - II	$F = 0,1739\varepsilon$	0,9999
T5 – III	$F = 0,1774\varepsilon$	1

3.3.1.3 – Montagem e instalação dos tirantes instrumentados

As barras instrumentadas, com 0,50 m de comprimento, foram emendadas a outras barras através de luvas metálicas, especialmente fabricadas para tirantes (Figura 3.24). A emenda foi feita em obra, com auxílio de duas chaves de grifo.

Os cabos usados para leitura dos sinais dos extensômetros foram levados até a cabeça do tirante, passando pelo interior de um eletroduto, o qual foi usado com o intuito de protegê-los de possíveis danos durante a instalação do tirante no furo ou

durante a injeção da nata de cimento. Na região da cabeça do tirante, os cabos foram levados a sair por cima da viga de travamento, de modo a evitar um esmagamento dos mesmos pela placa de apoio. A Figura 3.25 mostra um tirante instrumentado já instalado, com os cabos saindo por cima da viga de travamento.

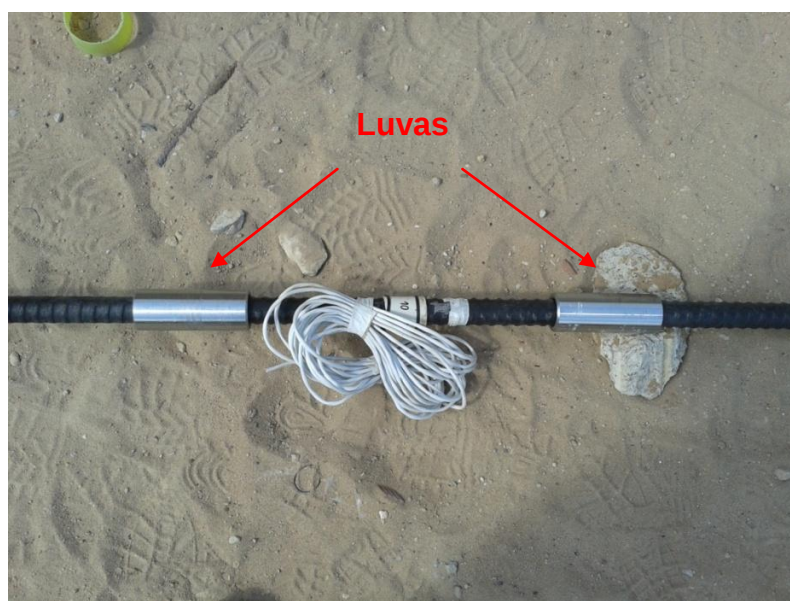


Figura 3.24 – Barra instrumentada emendadas por luvas metálicas.



Figura 3.25 – Tirante instrumentado instalado no furo.

3.3.2 – Uso do Inclínômetro

O inclinômetro é um equipamento capaz de medir deslocamentos laterais em uma massa de solo. A Figura 3.26 mostra o esquema de um torpedo (ou sonda) de inclinômetro, com suas partes constituintes. Esse torpedo é ligado a um cabo, o qual é responsável por transmitir as medições até uma caixa de leitura. Durante o processo de medição, o torpedo se movimenta ao longo de um tubo-guia, cuja seção transversal está mostrada na Figura 3.27. Esse tubo pode ser instalado dentro de um furo de sondagem, enterrado no corpo de um aterro ou até mesmo no interior de um elemento estrutural, como numa estaca de concreto, por exemplo (GEOKON, 2008). Nota-se que o tubo guia possui ranhuras, por onde irão passar as roldanas do torpedo.

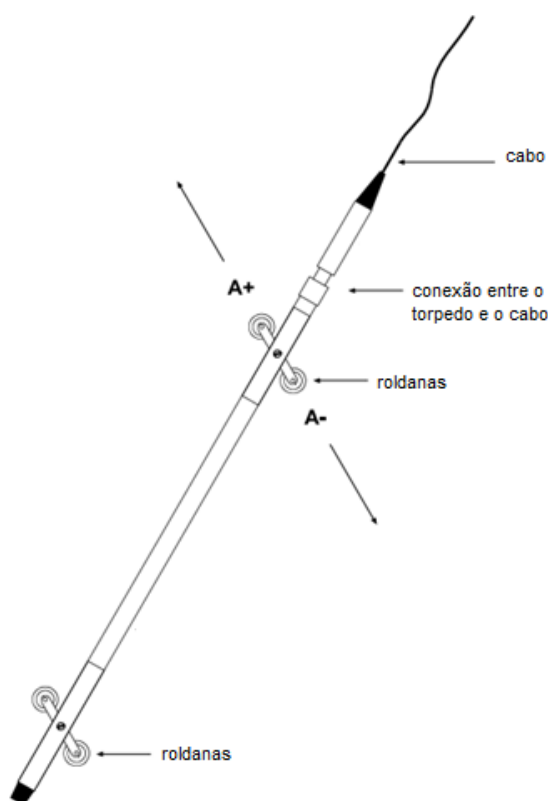


Figura 3.26 – Torpedo de inclinômetro. Fonte: Geokon (2008)

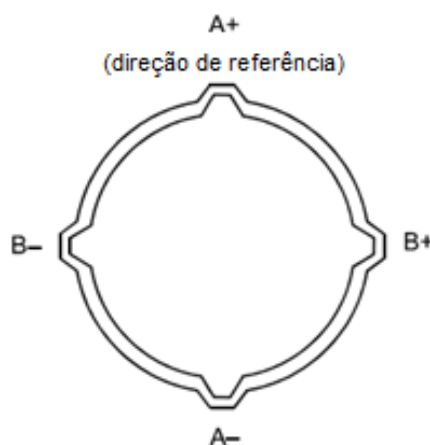


Figura 3.27 – Seção transversal do tubo guia. Fonte: Geokon (2008)

No interior do torpedo existe um pêndulo, o qual está submetido à força da gravidade. Um acelerômetro presente no torpedo detecta a posição da massa do pêndulo e gera uma força restauradora, proporcional ao ângulo de inclinação, capaz de retornar o pêndulo à posição vertical. A magnitude dessa força é captada através de pulsos elétricos e transportada até o sistema de aquisição de dados, obtendo-se assim a medida de inclinação.

Após a instalação do tubo guia, procedeu-se à primeira leitura do equipamento, a fim de definir a vertical de referência. O torpedo era movido de cima para baixo e as leituras eram feitas em intervalos regulares, geralmente a cada 0,50 m. Feita a primeira leitura (chama-se de leitura A+) ao longo de todo o comprimento do tubo, o torpedo era girado a 180° e fazia-se uma segunda leitura (A-). A maioria dos torpedos possui dois acelerômetros em posições ortogonais, portanto, a cada leitura A+ ou A-, também são feitas outras leituras B+ e B-.

Durante o processamento dos dados, essas quatro leituras (A+, A-, B+ e B-) são combinadas de forma a eliminar qualquer efeito de desvio na vertical de referência.

Nessa pesquisa, o inclinômetro utilizado foi o modelo 6000M da *Geokon*. Os dados foram coletados através de um programa específico instalado em um computador portátil, o qual se conecta ao carretel do cabo através de tecnologia *bluetooth* (Figura 3.28). A resolução do equipamento usado é de 0,025 mm / 500 m e a acurácia ± 6 mm / 30 m.



Figura 3.28 – Inclínômetro e seus acessórios.

Na obra, os tubos-guia utilizados foram de PCV, com 75 mm de diâmetro externo e 64 mm de diâmetro interno. Para a instalação dos mesmos foram executados furos de 100 mm de diâmetro, com o uso de trado manual, no solo por trás das estacas. Devido o pequeno diâmetro das estacas, não foi possível instalar tubos no interior das mesmas.

Essa etapa de escavação dos furos foi decisiva para a escolha das seções instrumentadas (indicadas na Figura 3.2), visto que as estacas da contenção estavam bastante próximas do muro que separa a obra do terreno vizinho. Houve várias tentativas de escavação sem sucesso, especialmente na região da contenção tipo “B”, onde o trado esbarrava na fundação de pedra do muro de divisa.

Após instalação do tubo no furo, o espaço formado entre as paredes do tubo e as paredes do furo foi preenchido com nata de cimento, com fator água cimento de 0,56 (28 litros de água para 1 saco de cimento). A Figura 3.29 mostra o momento da escavação do furo e a Figura 3.30 mostra o tubo instalado, com o furo já preenchido com a nata de cimento. A extremidade inferior dos tubos foi fechada com tampa própria, a fim de evitar a entrada de água no interior do tubo.

As ranhuras internas dos tubos foram posicionadas, de modo que coincidissem o máximo possível com os eixos principais da obra, ou seja, duas ranhuras perpendiculares à cortina e duas ranhuras paralelas à cortina.

Na seção 1, o comprimento total do tubo foi de 7,00 m e nas seções 2 e 3, o comprimento foi de 7,50 m.

A sequência de leituras de inclinometria pode ser vista nas linhas do tempo mostradas na Figura 3.6.



Figura 3.29 – Escavação do furo para instalação do tubo-guia para inclinômetro.



Figura 3.30 – Tubo-guia instalado.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA CORTINA

4.1.1 – Deslocamentos horizontais medidos na seção 1 (contenção tipo A)

No subitem 3.1 foram apresentadas as etapas de execução da contenção Tipo A, onde está localizada a seção 1. A Figura 3.6 mostra a linha do tempo com indicação das etapas de execução e das leituras com inclinômetro. As medidas de deslocamentos horizontais foram calculadas como incrementos da 1ª leitura, ou seja, o resultado da 1ª leitura corresponde ao deslocamento horizontal zero.

A Figura 4.1 mostra os valores de deslocamentos horizontais normalizados pela profundidade final de escavação da seção 1 (2,88 m), medidos a cada 0,5 m de profundidade (h), ao longo de cada etapa de execução da estrutura de contenção.

A 2ª leitura, representada na Figura 4.1, foi feita após a escavação de 2,88 m. Nota-se que a aproximadamente 3,5 m de profundidade há uma mudança de inclinação do gráfico de deslocamentos. Essa mudança de inclinação também foi observada por Oliveira et al. (2009), e ocorre quando o tubo-guia é instalado no solo e não no interior da estaca.

As 3ª, 4ª e 5ª leituras foram feitas, respectivamente, 7, 12 e 19 dias após a 2ª leitura. Observa-se que os deslocamentos horizontais aumentaram com o passar do tempo, mas tendendo à estabilização.

Após a execução de laje apoiada na viga de coroamento da cortina, foi feita a 6ª leitura. Observa-se que os deslocamentos horizontais aumentaram após essa etapa, passando de 0,10%H para 0,15%H a 0,50 m de profundidade. Cinco semanas depois, foi feita a 7ª leitura, a qual mostrou um aumento de 0,01%H em relação à 6ª leitura. Possivelmente, deformações na laje ocasionaram o aumento dos deslocamentos horizontais da estrutura de contenção.

A partir da 8ª leitura (após a incorporação dos tirantes) nota-se que houve estabilização dos deslocamentos da cortina.

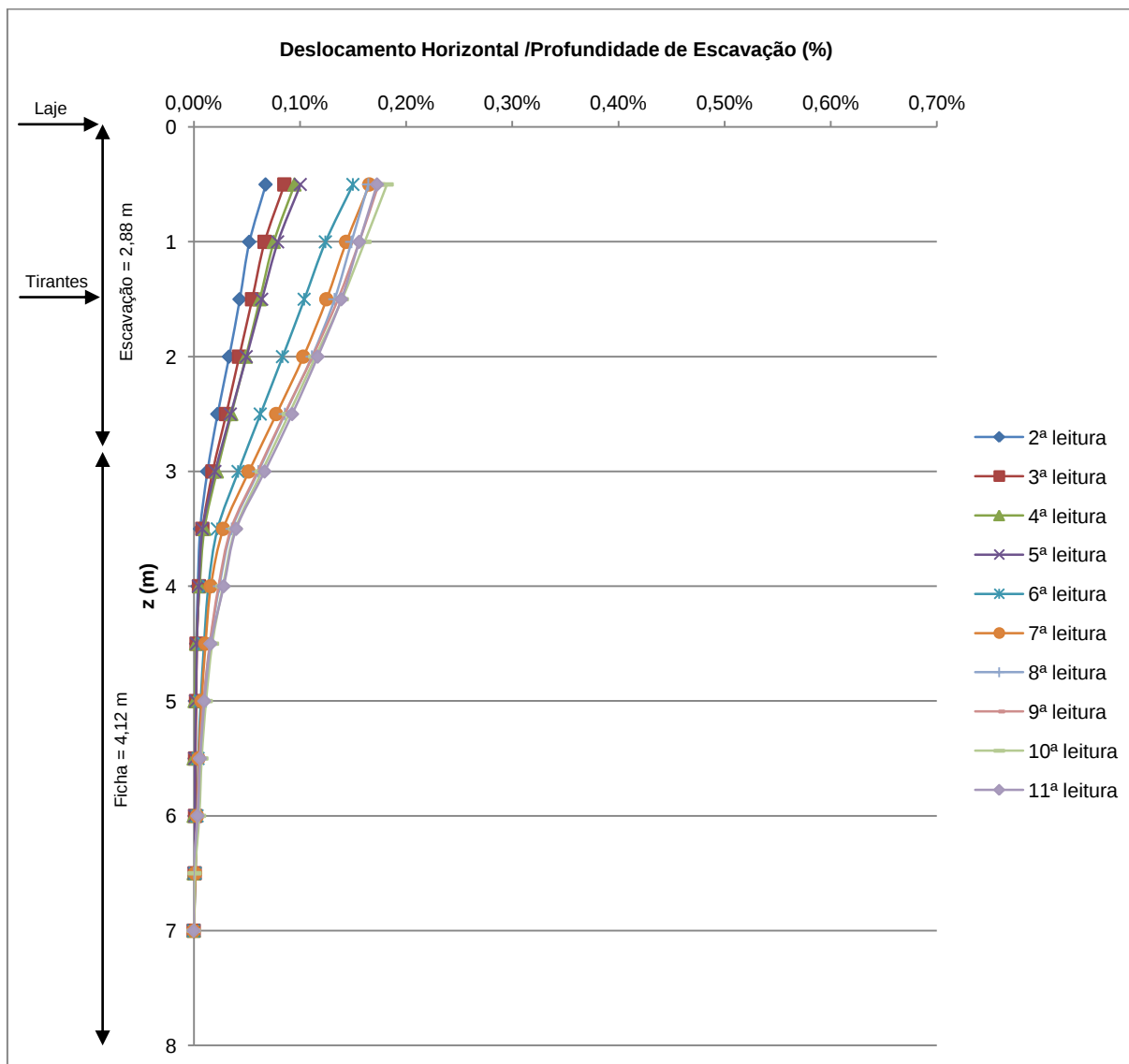


Figura 4.1 – Deslocamentos horizontais normalizados na seção 1 (contenção tipo A)

4.1.2 – Deslocamentos horizontais medidos nas seções 2 e 3 (contenção tipo C)

No subitem 3.1 foram apresentadas as etapas de execução da contenção Tipo C, onde estão localizadas as seções 2 e 3. A Figura 3.6 mostra a linha do

tempo com indicação das etapas de execução e das leituras com inclinômetro. As medidas de deslocamentos horizontais foram calculadas como incrementos da 1ª leitura, ou seja, o resultado da 1ª leitura corresponde ao deslocamento horizontal zero.

As Figuras 4.2 e 4.3 mostram os deslocamentos horizontais normalizados pela profundidade final de escavação (4,93 m), nas seções 2 e 3, respectivamente, medidos a cada 0,5 m de profundidade (h), ao longo de cada etapa de execução da estrutura de contenção.

Após a 2ª leitura, o gráfico de deslocamentos horizontais mostra que, em ambas as seções, houve uma resistência localizada aos deslocamentos da estrutura de contenção, a aproximadamente 1,5 m de profundidade, onde está localizada a primeira linha de tirantes. Essa resistência ao deslocamento ocorreu devido a primeira tentativa de realização dos ensaios de recebimento nos tirantes da primeira linha. Vale lembrar que esses tirantes não foram incorporados, pois não suportaram as cargas aplicadas durante o ensaio de recebimento. Atualmente, esses elementos trabalham como ancoragens passivas.

As 3ª e 4ª leituras foram feitas, respectivamente, 8 e 34 dias após a 2ª leitura. Observa-se que os deslocamentos horizontais aumentaram ao longo do tempo em ambas as seções, mas com tendência à estabilização.

Após a retirada da berma na frente da contenção tipo C foi feita a 5ª leitura. Observou-se uma grande variação de deslocamentos horizontais após essa etapa. Na seção 2, para 0,5 m de profundidade, houve um aumento de 416% nos deslocamentos horizontais, em relação à última leitura da etapa anterior. Na seção 3, o aumento foi de 287%. Essa grande variação nos valores de deslocamento horizontal se deve ao fato de que a berma foi retirada da frente da contenção, mesmo não tendo sido incorporados os tirantes da primeira linha.

As 6ª, 7ª e 8ª leituras foram feitas, respectivamente, 7, 14 e 21 dias após a 5ª leitura. Observa-se que a cortina possuía uma tendência clara de continuar se deslocando.

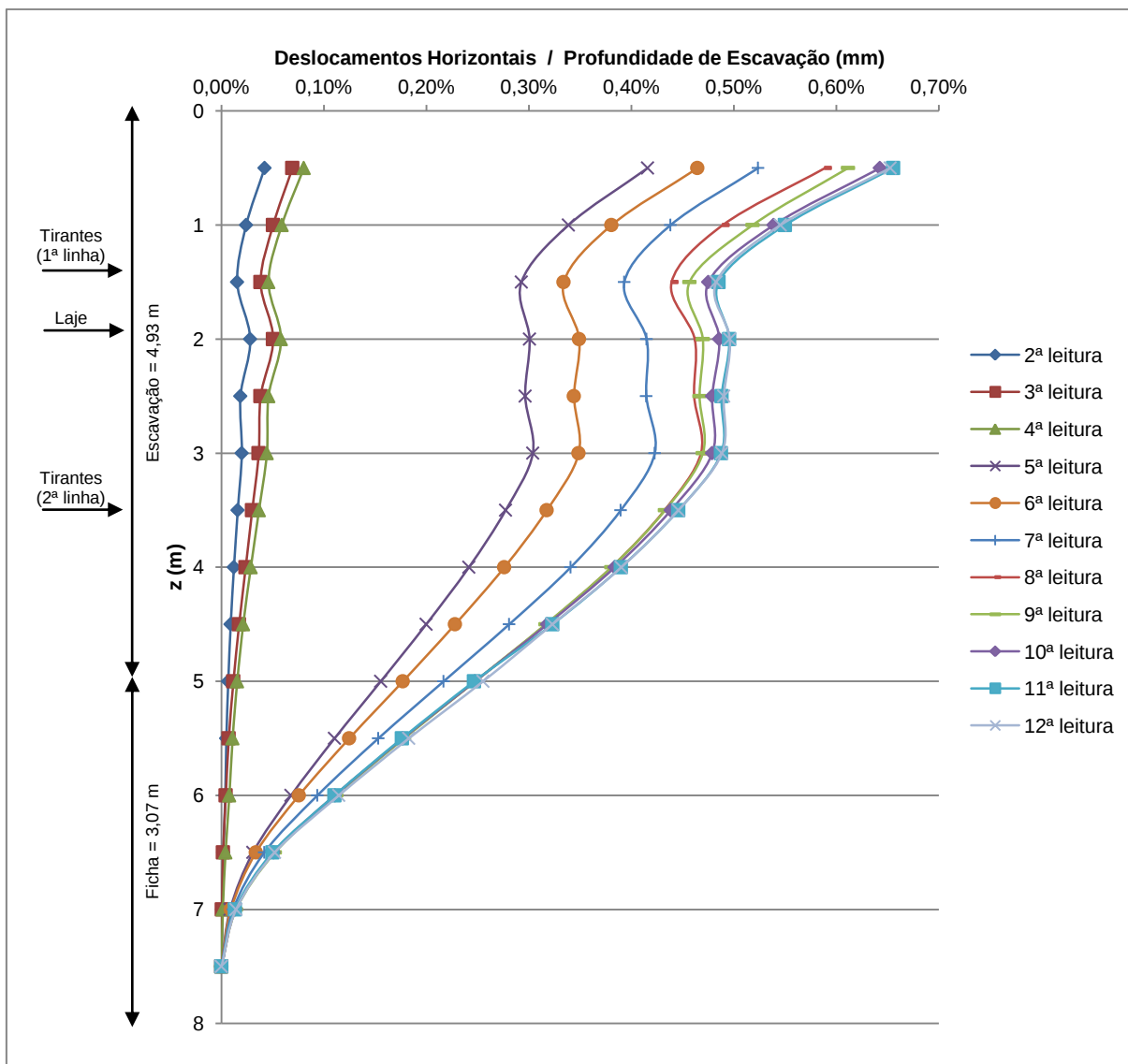


Figura 4.2 – Deslocamentos horizontais normalizados na seção 2 (contenção tipo C).

A 9ª leitura foi feita logo após a incorporação dos tirantes da segunda linha e execução da laje. Nota-se que a incorporação dos tirantes conteve a tendência de aumento de deslocamentos anteriormente observada, especialmente para profundidades maiores que 3,5 m, onde está localizada a segunda linha de tirantes.

As 10ª, 11ª e 12ª leituras foram feitas, respectivamente, 8, 15 e 32 dias após a 9ª leitura. Observa-se a clara estabilização dos deslocamentos.

Através dos resultados das medições é possível observar que os deslocamentos horizontais na seção 2 foram maiores do que os observados na seção 3.

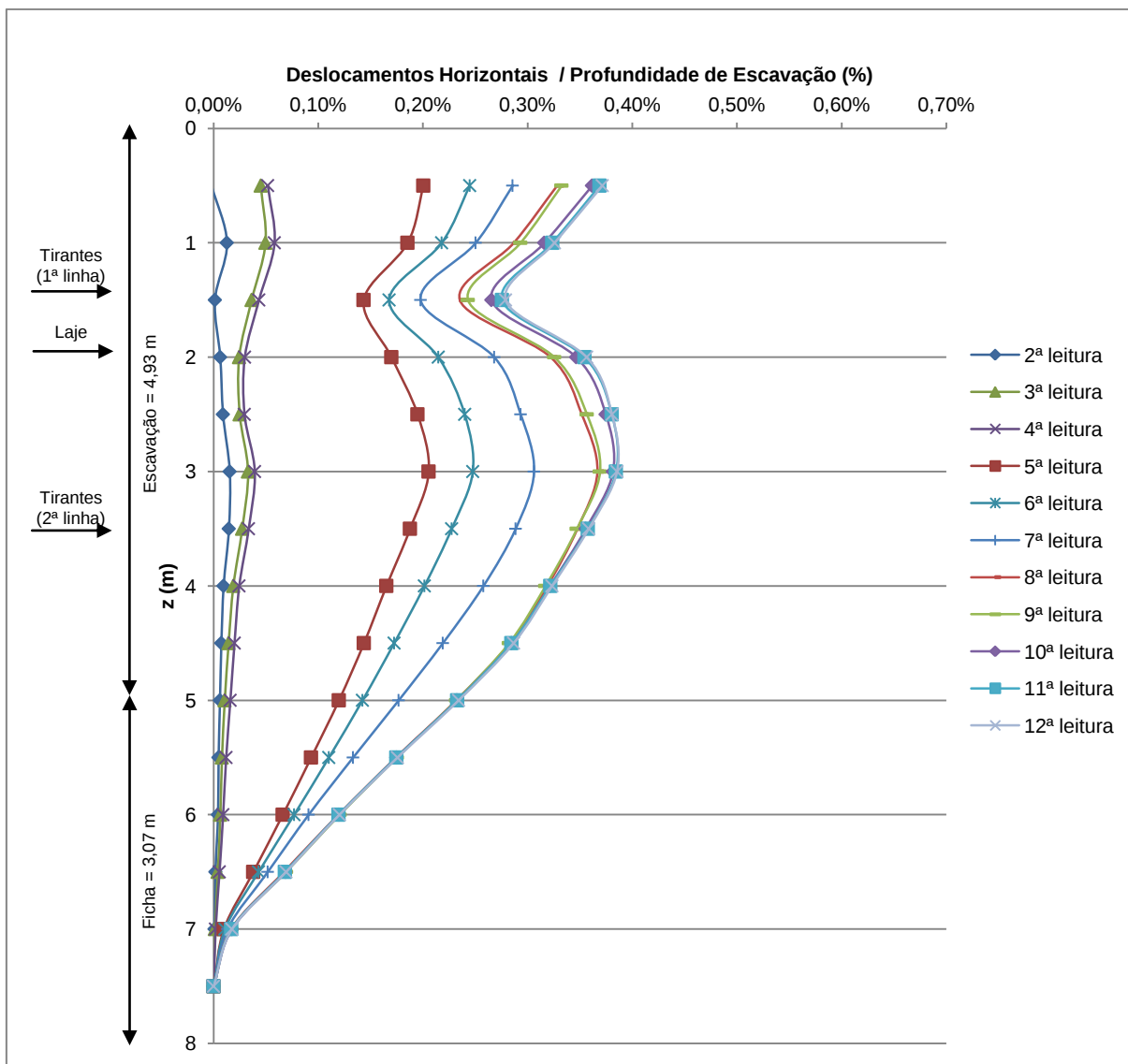


Figura 4.3 – Deslocamentos horizontais normalizados na seção 3 (contenção tipo C).

A Figura 4.4 mostra uma representação em planta dos deslocamentos horizontais máximos finais nas seções 2 e 3, onde fica visível essa diferença.

Além disso, nota-se que os valores de deslocamento horizontal máximo nas seções 2 e 3 ocorreram em profundidades diferentes, a 0,5 e 3,0 m de profundidade, respectivamente.

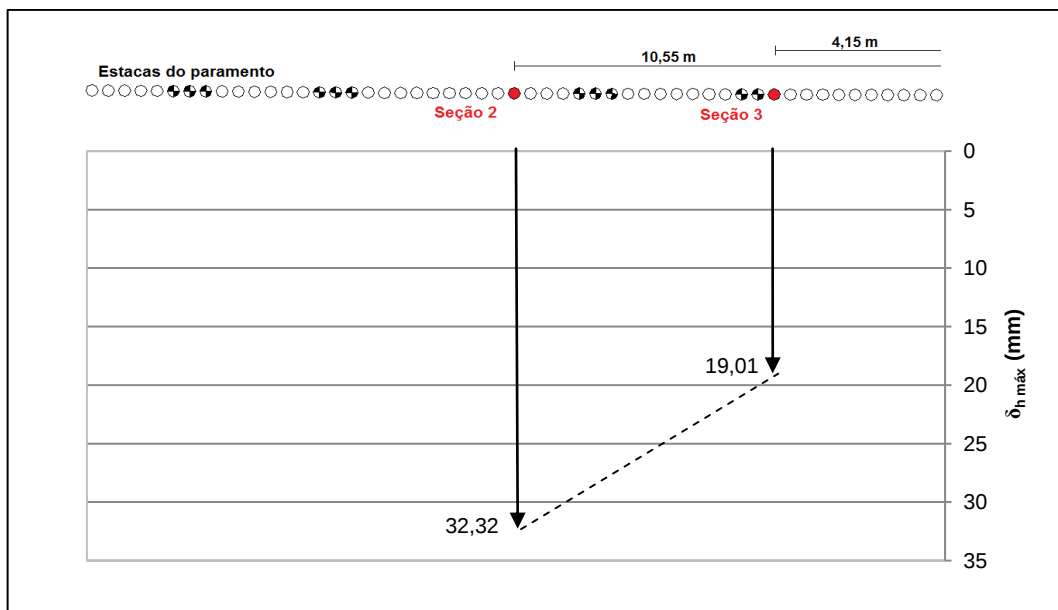


Figura 4.4 – Representação em planta dos deslocamentos horizontais máximos nas seções 2 e 3 (sem escala).

Os gráficos de deslocamentos (Figuras 4.2 e 4.3) apresentaram mudança de inclinação visível a 1,5 m de profundidade, onde os tirantes da primeira linha estão localizados. Isso demonstra que alguns tirantes da primeira linha trabalharam de forma passiva, ou seja, mesmo não tendo sido incorporados, foram mobilizados em algum momento ao longo da execução da escavação. Porém, essa mobilização passiva dos tirantes foi bem mais expressiva nas proximidades da seção 3, como pode ser constatado através da diferença entre os formatos desses gráficos.

Não foi possível medir as cargas nos tirantes instrumentados da primeira linha (tirantes 1 e 2), de modo que não se pôde fazer uma análise que relacionasse as cargas nos tirantes com os deslocamentos horizontais nas seções 2 e 3. Entretanto, constata-se que os deslocamentos horizontais na seção 3 foram menores devido à influência dos tirantes.

Além disso, já se esperava que os deslocamentos horizontais na seção 3 fossem menores, por dois motivos: em primeiro lugar, o tubo-guia da seção 3 está mais próximo às estacas com 12 m de comprimento (ver Figura 3.2). Em segundo lugar, a seção 3 está localizada mais próxima à extremidade da contenção e, portanto, sofreria mais com o efeito de canto, o qual corresponde a um fenômeno de restrição aos deslocamentos horizontais pelas extremidades da cortina. Esse

fenômeno foi observado por Guerra et al. (1997) e Gaba et al. (2003), e justifica a importância de se realizarem análises tridimensionais, quando se trabalha com métodos de cálculo baseados em elementos finitos, por exemplo.

4.1.3 – Análise da evolução dos deslocamentos horizontais máximos na seção 1

As Figuras 4.5 a 4.7 mostram os gráficos de evolução dos deslocamentos horizontais máximos da contenção tipo A, medidos após a execução da segunda, terceira e quarta terceira etapas de construção, respectivamente. As análises foram feitas para a profundidade de 0,5 m, onde ocorreram os maiores deslocamentos horizontais ($\delta_{h \text{ máx}}$).

Após a segunda etapa de execução da cortina, os deslocamentos horizontais máximos evoluíram segundo uma tendência polinomial de segundo grau (Figura 4.5), cuja equação é igual a:

$$\delta_{h \text{ máx}} = -0,0021t^2 + 0,0899t + 1,947 \text{ (mm)} \quad (4.1)$$

Derivando-se a equação 4.1 é possível calcular a equação da velocidade ($V_{\delta_{h \text{ máx}}}$) e o valor da aceleração ($a_{\delta_{h \text{ máx}}}$) de deslocamento da cortina.

Dessa forma:

$$\begin{aligned} V_{\delta_{h \text{ máx}}} &= \frac{d\delta_{h \text{ máx}}}{dt} \rightarrow V_{\delta_{h \text{ máx}}} = -0,0042t + 0,0899 \text{ (mm/dia)} \\ a_{\delta_{h \text{ máx}}} &= \frac{d\delta_{h \text{ máx}}}{dt^2} \rightarrow a_{\delta_{h \text{ máx}}} = -0,0042 \text{ mm/dia}^2 \end{aligned} \quad (4.2)$$

O valor de aceleração negativa indica que os deslocamentos tendiam a estabilizar ao longo do tempo.

Após a execução da terceira etapa de construção, foram feitas apenas duas leituras, não sendo possível determinar com precisão qual a tendência de evolução dos deslocamentos horizontais, mas constatou-se que houve aumento dos deslocamentos ao longo dessa fase. A Figura 4.6 mostra um ajuste linear dos pontos obtidos.

Após a quarta etapa de execução, há uma evolução dos deslocamentos horizontais máximos que também seguem uma tendência polinomial do segundo grau (Figura 4.7), cuja equação é igual à:

$$\delta_{h \text{ máx}} = -0,0014t^2 + 0,1519t + 1,1356 \text{ (mm)} \quad (4.3)$$

Derivando-se a equação 4.3 é possível calcular a equação da velocidade ($V_{\delta_{h \text{ máx}}}$) e o valor da aceleração ($a_{\delta_{h \text{ máx}}}$) de deslocamento da cortina.

Dessa forma:

$$V_{\delta_{h \text{ máx}}} = \frac{d\delta_{h \text{ máx}}}{dt} \rightarrow V_{\delta_{h \text{ máx}}} = -0,0028t + 0,1519 \text{ (mm/dia)} \quad (4.4)$$

$$a_{\delta_{h \text{ máx}}} = \frac{d\delta_{h \text{ máx}}}{dt^2} \rightarrow a_{\delta_{h \text{ máx}}} = -0,0028 \text{ mm/dia}^2$$

O valor de aceleração negativa indica que os deslocamentos tendiam a estabilizar ao longo do tempo.

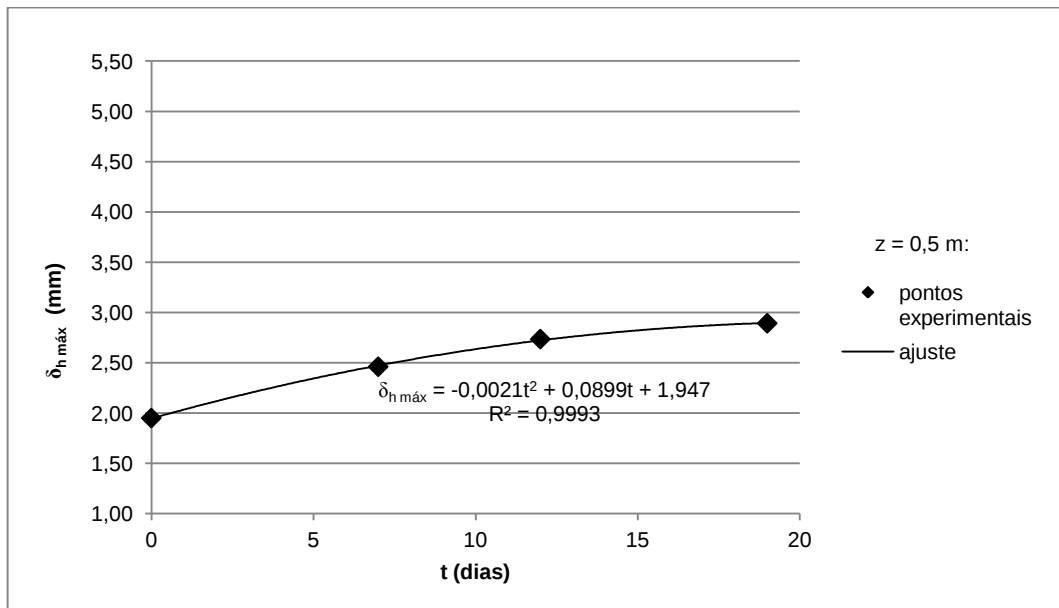


Figura 4.5 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após segunda etapa de execução (Seção 1).

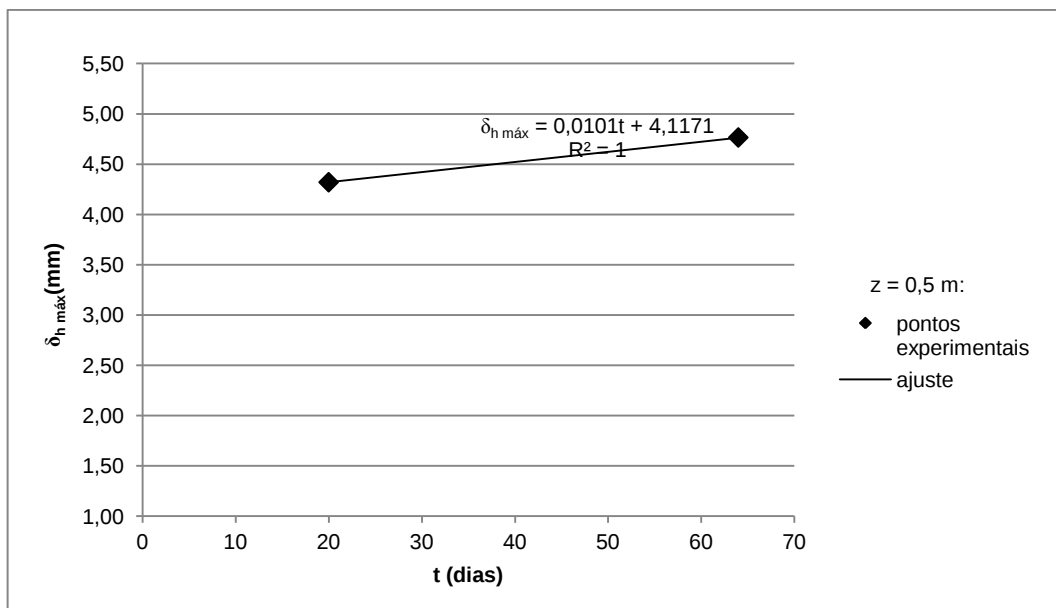


Figura 4.6 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após terceira etapa de execução (Seção 1).

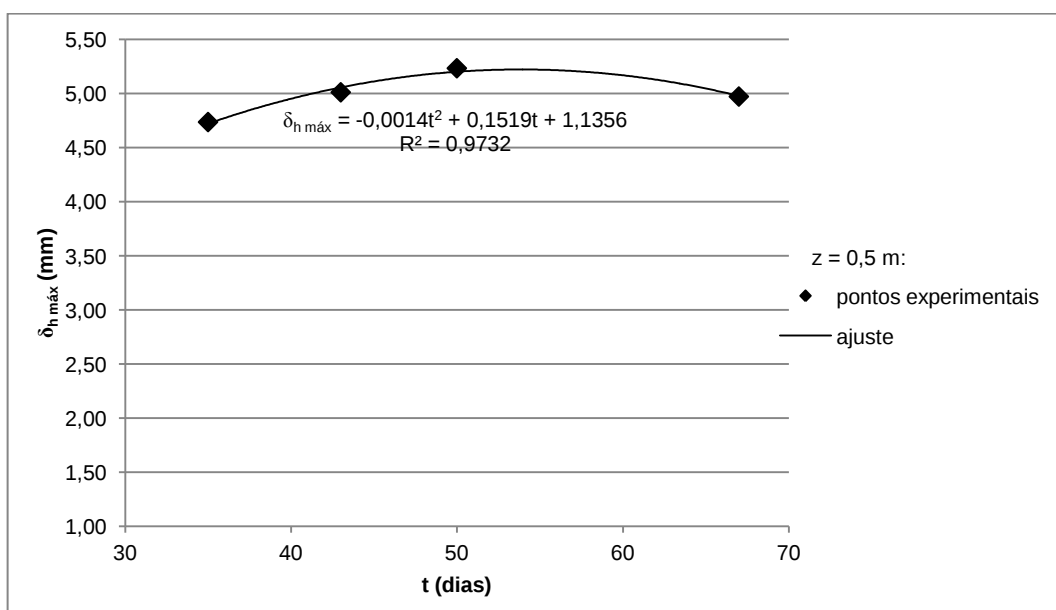


Figura 4.7 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após a quarta etapa de execução (Seção 1).

4.1.4 – Análise da evolução dos deslocamentos horizontais máximos nas seções 2 e 3

As Figuras 4.8 e 4.9 mostram a evolução dos deslocamentos horizontais máximos após a execução da terceira etapa de construção para as seções 2 e 3, respectivamente. Na seção 2, a análise foi feita para 0,5 m de profundidade e na seção 3 para 3,0 m de profundidade, onde ocorrem os deslocamentos horizontais máximos ($\delta_{h\text{ máx}}$).

Observa-se que, em ambas as seções, as curvas de evolução de deslocamentos horizontais seguiram uma tendência logarítmica. Portanto, derivando-se as equações obtidas para os deslocamentos, calcularam-se as equações da velocidade ($V_{\delta_{h\text{ máx}}}$) e da aceleração ($a_{\delta_{h\text{ máx}}}$) de deslocamento da cortina.

Dessa forma, para a seção 2:

$$\delta_{h\text{ máx}} = -0,0043t^2 + 0,2097t + 1,8753(mm) \quad (4.5)$$

$$V_{\delta_{h\text{ máx}}} = \frac{d\delta_{h\text{ máx}}}{dt} \rightarrow V_{\delta_{h\text{ máx}}} = -0,0086t + 0,2097(mm/dia) \quad (4.6)$$

$$a_{\delta_{h\text{ máx}}} = \frac{d\delta_{h\text{ máx}}}{dt^2} \rightarrow a_{\delta_{h\text{ máx}}} = -0,0086 (mm/dia^2) \quad (4.7)$$

E para a seção 3:

$$\delta_{h\text{ máx}} = -0,0015t^2 + 0,0892t + 0,6715(mm) \quad (4.8)$$

$$V_{\delta_{h\text{ máx}}} = \frac{d\delta_{h\text{ máx}}}{dt} \rightarrow V_{\delta_{h\text{ máx}}} = -0,003t + 0,0892(mm/dia) \quad (4.9)$$

$$a_{\delta_{h\text{ máx}}} = \frac{d\delta_{h\text{ máx}}}{dt^2} \rightarrow a_{\delta_{h\text{ máx}}} = -0,003 (mm/dia^2) \quad (4.10)$$

As acelerações negativas em ambas as seções comprovam a tendência de estabilização dos deslocamentos com o tempo.

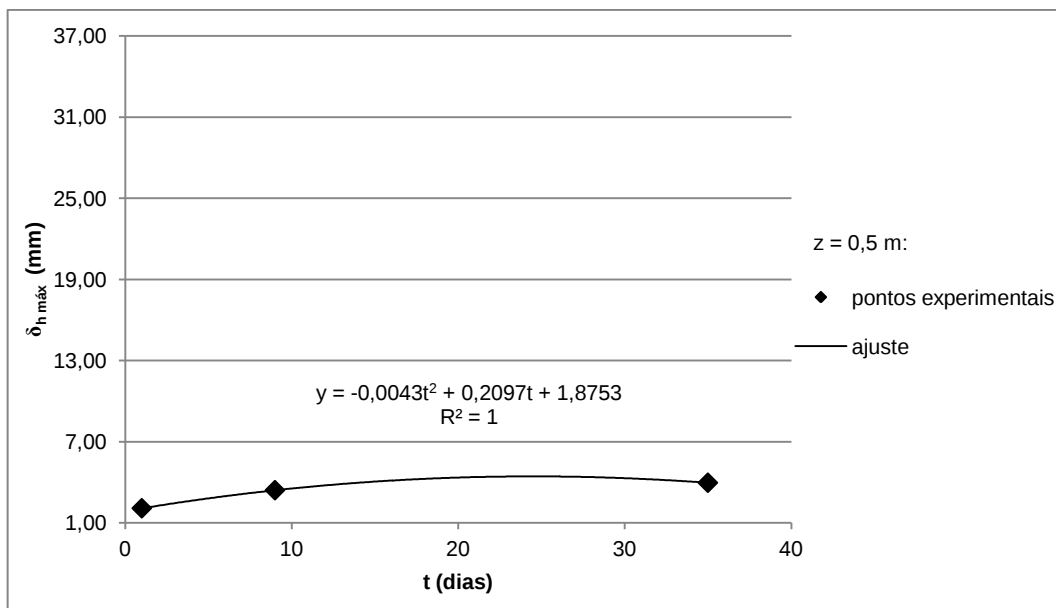


Figura 4.8 - Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após terceira etapa de execução (Seção 2).

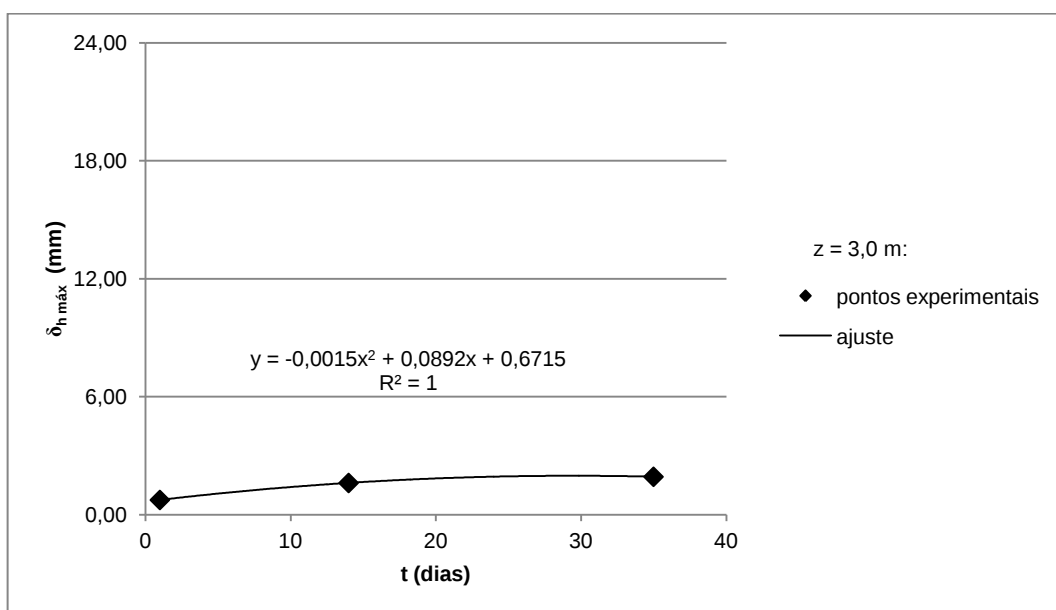


Figura 4.9 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após a terceira etapa de execução (Seção 3).

As Figuras 4.10 e 4.11 mostram a evolução dos deslocamentos horizontais máximos após a execução da quarta etapa de construção, para as seções 2 e 3, respectivamente. Novamente, na seção 2, a análise foi feita para 0,5 m de

profundidade e na seção 3 para 3,0 m de profundidade, onde ocorrem os deslocamentos horizontais máximos ($\delta_{h \text{ máx}}$).

Observa-se que a evolução de deslocamentos horizontais seguiu uma tendência linear em ambas as seções, ou seja, as velocidades de deslocamento eram constantes (aceleração nula).

Através das derivadas das equações das curvas indicadas nas Figuras 4.10 e 4.11, calcularam-se as velocidades ($V_{\delta_{h \text{ máx}}}$) de deslocamento da cortina para as duas seções.

Dessa forma, para a seção 2:

$$\delta_{h \text{ máx}} = 0,4127t + 20,334 \text{ (mm)} \quad (4.11)$$

$$V_{\delta_{h \text{ máx}}} = \frac{d\delta_{h \text{ máx}}}{dt} \rightarrow V_{\delta_{h \text{ máx}}} = 0,4127 \text{ mm/dia}$$

E para a seção 3:

$$\delta_{h \text{ máx}} = 0,3866t + 9,9155 \text{ (mm)} \quad (4.12)$$

$$V_{\delta_{h \text{ máx}}} = \frac{d\delta_{h \text{ máx}}}{dt} \rightarrow V_{\delta_{h \text{ máx}}} = 0,3866 \text{ mm/dia}$$

É importante lembrar que a quarta etapa correspondeu à retirada da berma da frente da cortina, mesmo sem que houvesse a incorporação dos tirantes da primeira linha. O valor de $V_{\delta_{h \text{ máx}}}$ constante nessa etapa, mostra que a segurança da obra estava comprometida, pois os deslocamentos eram crescentes no tempo, de modo que quanto mais tempo se passasse entre a retirada da berma e a execução dos tirantes da segunda linha, maiores seriam os valores de deslocamento horizontal da cortina, o que seria perigoso do ponto de vista de estabilidade da estrutura.

Isso mostra a importância do monitoramento de estruturas de contenção, mesmo que a obra não seja de grandes proporções (para a obra em análise, a profundidade máxima de escavação é de apenas 4,93 m). Além de mostrar a importância de não se negligenciar as recomendações de norma. A NBR 5629/1996 recomenda, nos casos de não aceitação dos tirantes pelo ensaio de recebimento, a

reavaliação do método executivo e do comprimento do bulbo, mas, na prática não foi isso que ocorreu.

Essa quarta etapa de execução foi decisiva no que diz respeito à magnitude dos deslocamentos horizontais da contenção tipo C, pois, como pode ser visto nos gráficos das Figuras 4.10 e 4.11, houve um aumento de quase 10 mm nos deslocamentos horizontais máximos, em ambas as seções, num período de 21 dias (tempo decorrido entre a execução da terceira etapa e a execução da quarta etapa de construção).

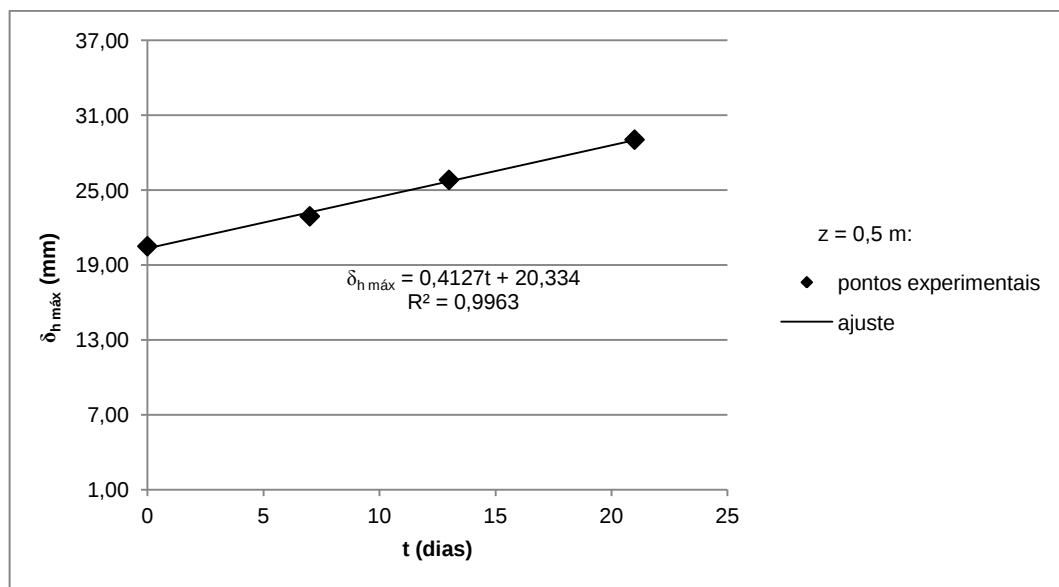


Figura 4.10 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após a quarta etapa de execução (Seção 2).

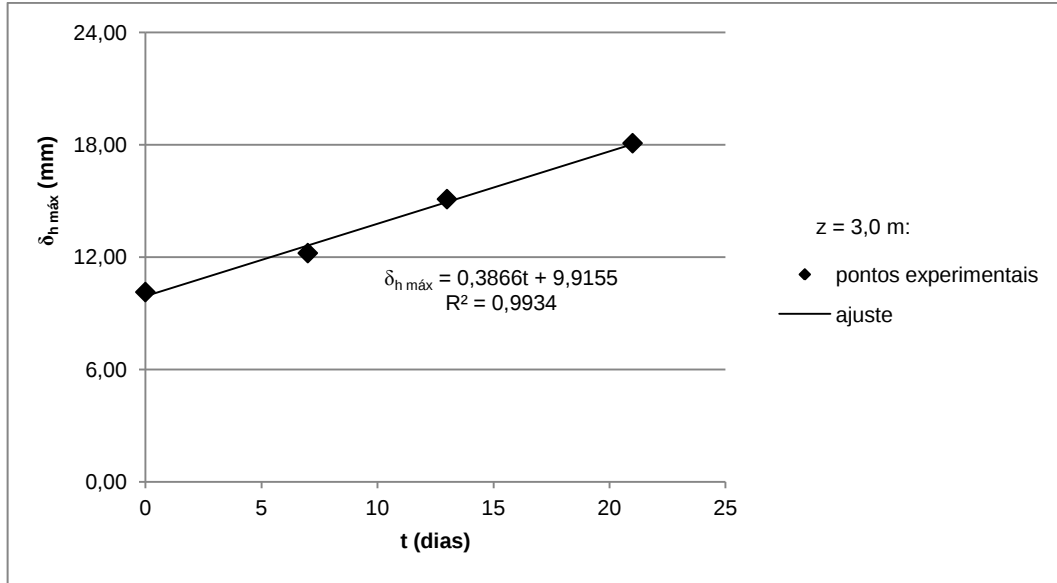


Figura 4.11 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após quarta etapa de execução (Seção 3).

As Figuras 4.12 e 4.13 mostram a evolução dos deslocamentos horizontais máximos após a execução da terceira etapa de construção, para as seções 2 e 3, respectivamente. Novamente, na seção 2, a análise foi feita para 0,5 m de profundidade e na seção 3 para 3,0 m de profundidade, onde ocorrem os deslocamentos horizontais máximos ($\delta_{h \text{ máx}}$).

Através da equação da curva é possível calcular a equação da velocidade ($V_{\delta_{h \text{ máx}}}$) e o valor da aceleração ($a_{\delta_{h \text{ máx}}}$) de deslocamento da cortina.

Dessa forma, para a seção 2:

$$\delta_{h \text{ máx}} = -0,0067t^2 + 0,1339t + 31,678 \text{ (mm)} \quad (4.13)$$

$$V_{\delta_{h \text{ máx}}} = \frac{d\delta_{h \text{ máx}}}{dt} \rightarrow V_{\delta_{h \text{ máx}}} = -0,0134t + 0,1339 \text{ (mm/dia)} \quad (4.14)$$

$$a_{\delta_{h \text{ máx}}} = \frac{d\delta_{h \text{ máx}}}{dt^2} \rightarrow a_{\delta_{h \text{ máx}}} = -0,0134 \text{ mm/dia}^2$$

E para a seção 3:

$$\delta_{h \text{ máx}} = -0,0018t^2 + 0,0794t + 18,218 \text{ (mm)} \quad (4.15)$$

$$V_{\delta_{h \text{ máx}}} = \frac{d\delta_{h \text{ máx}}}{dt} \rightarrow V_{\delta_{h \text{ máx}}} = -0,0036t + 0,0794 \text{ (mm/dia)} \quad (4.16)$$

$$a_{\delta_h \text{ máx}} = \frac{d\delta_h \text{ máx}}{dt^2} \rightarrow a_{\delta_h \text{ máx}} = -0,0036 \text{ mm/dia}^2$$

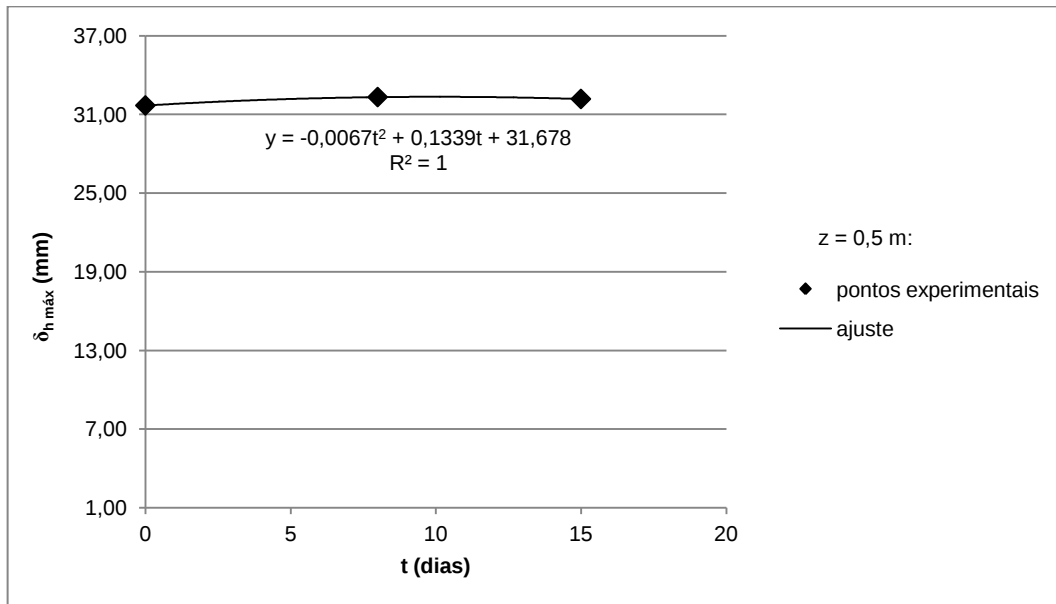


Figura 4.12 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após a quinta etapa de execução (Seção 2).

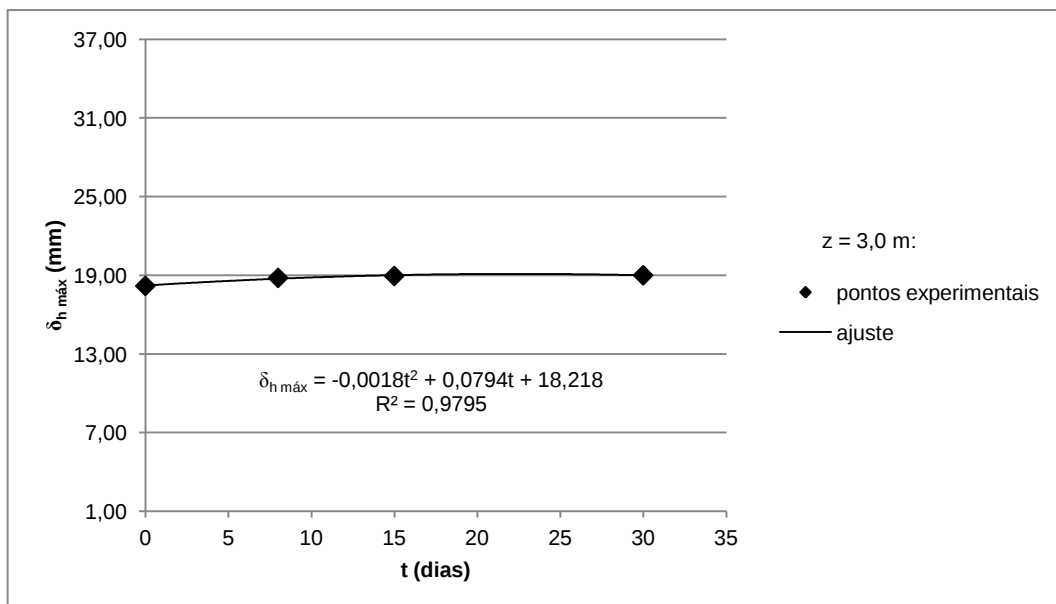


Figura 4.13 – Evolução dos deslocamentos horizontais máximos com o tempo, após quinta etapa de execução (Seção 3).

As acelerações negativas comprovam a tendência de estabilização dos deslocamentos com o tempo.

Observa-se que em todas as etapas de execução da contenção tipo C, a seção 2 apresentou velocidades de deslocamento horizontal máximo ($V_{\delta_h \text{máx}}$) maiores do que as observadas para a seção 3. Isso ocorreu devido o efeito de canto, à mobilização dos tirantes próximos à seção 3 e à proximidade entre a seção 3 e as estacas com 12 m de comprimento.

4.1.5 - Comparação entre os resultados de deslocamentos horizontais máximos observados nesse estudo e os encontrados na literatura

Os valores de deslocamentos horizontais máximos medidos nas seções 1, 2 e 3 são mostrados na Tabela 4.1, juntamente com os dados de Hsieh et al. (2003), Oliveira et al. (2009) e Clough e O'Rourke (1990). A Figura 4.16 mostra, graficamente, os valores de deslocamentos horizontais expostos na Tabela 4.1, relacionando-os com as profundidades máximas de escavação das cortinas.

A seção 1 apresentou os menores valores de deslocamentos horizontais, inclusive, abaixo dos valores observados na literatura. Vale lembrar que nessa seção houve sucesso nos ensaios de recebimento dos tirantes, além de que a profundidade final da escavação era de apenas 2,88 m, o que representa um comprimento de ficha da cortina igual a 5,12 m.

A seção 2 apresentou valor de deslocamento horizontal máximo maior do que os observados na literatura, enquanto que a seção 3 apresentou valor intermediário, mais próximo dos da literatura. Essa diferença nos valores de deslocamento horizontal máximo entre as seções 2 e 3 foi explicada anteriormente.

É importante lembrar que nessas duas seções (2 e 3), os tirantes da primeira linha não foram incorporados, pois não tiveram resultados satisfatórios nos ensaios de recebimento, mas que mesmo assim, foi feita a retirada da berma da frente da cortina. Além disso, na região da contenção tipo C a profundidade de escavação máxima foi de 4,93 m, o que representa uma ficha com comprimento igual a 3,07 m, menor do que a ficha da contenção tipo A. É presumível que, se os tirantes da

primeira linha tivessem sido incorporados com sucesso ou se tivessem sido executados outros tirantes com comprimentos de bulbo maiores, os valores de deslocamento horizontal nas seções 2 e 3 seriam menores do que os que foram observados.

Além disso, a partir das análises descritas nos itens 4.1.3 e 4.1.4 é possível notar que o tempo decorrido entre uma etapa e outra de execução influencia bastante a magnitude dos deslocamentos horizontais, visto que, tanto na contenção tipo A quanto na contenção tipo C, houve aumento de deslocamentos horizontais entre as etapas de execução, mesmo que em alguns momentos esses deslocamentos tendessem à estabilização. Dessa forma, quanto menor o tempo entre uma etapa e outra, menores os deslocamentos horizontais medidos.

Tabela 4.1 - Deslocamentos horizontais máximos observados nesse estudo e encontrados na literatura.

Referência	Tipo de estrutura de contenção	Tipo de solo	$\delta_h \text{ máx}/H$ (%)
Este estudo (Seção 1)	Cortina de estacas escavadas atirantada	Areia	0,18
Este estudo (Seção 2)	Cortina de estacas escavadas atirantada	Areia	0,66
Este estudo (Seção 3)	Cortina de estacas escavadas atirantada	Areia	0,39
Hsieh et al. (2003)	Parede diafragma	Areia e silte	0,30 a 0,50
Oliveira et al. (2009)	Parede diafragma	Areia argilosa	0,33
Clough e O'Rourke (1990)	Construções de cima para baixo	Areia	0,50

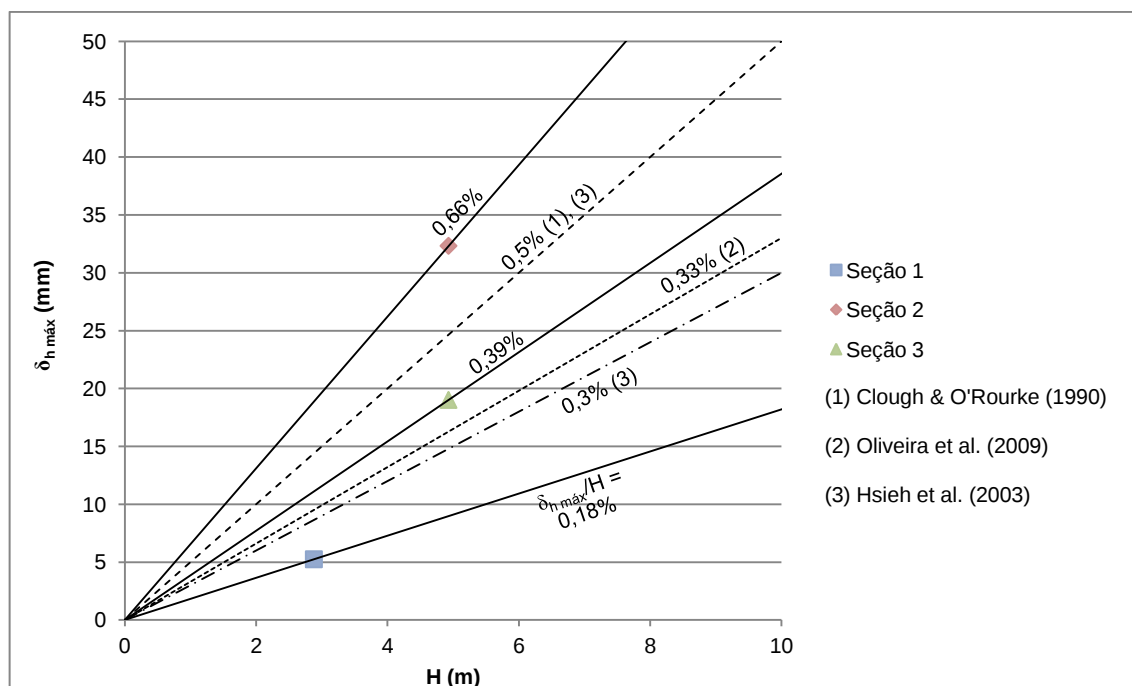


Figura 4.14 - Comparação entre os resultados de deslocamentos horizontais máximos observados nesse estudo e os encontrados na literatura.

4.2 – ANÁLISE DA RUPTURA DOS TIRANTES DA PRIMEIRA LINHA

Conforme o exposto no Capítulo 3, os tirantes da primeira linha da estrutura de contenção não suportaram as cargas aplicadas durante o ensaio de recebimento. A Tabela 4.2 mostra as cargas de ruptura (T) aproximadas de cada tirante da primeira linha, medidas durante a segunda tentativa de realização do ensaio de recebimento.

Observa-se que os valores de carga de ruptura são, em geral, muito menores do que a carga de trabalho de projeto (220 kN). Além disso, nota-se que os valores são bastante diferentes entre si, por exemplo, o 9º tirante apresentou carga de ruptura quase 5 vezes maior do que o 7º tirante. Essa diferença entre as cargas de ruptura e a baixa carga em comparação com a prevista pode estar relacionada a vários fatores.

Primeiramente, a primeira tentativa de realização dos ensaios de recebimento não foi feita em todos os tirantes. Não houve controle de deslocamentos da cabeça do tirante nessa primeira tentativa, nem se seguiu as etapas de carregamento

previstas para o ensaio. Simplesmente, foi aplicada carga progressivamente com o macaco e, quando se percebeu que os tirantes ensaiados não suportariam as cargas máximas de trabalhos, decidiu-se pela reinjeção de nata de cimento em todos os tirantes da primeira linha.

Em segundo lugar, é importante observar que os ensaios de sondagem SPT, que serviram como base para a elaboração do projeto da cortina, foram executados no interior da obra em questão. Considerou-se, portanto, que as condições geotécnicas do terreno vizinho eram semelhantes à da obra. Entretanto, durante a execução dos tirantes da primeira linha, por diversas vezes, o trado de perfuração sofreu dificuldades de prosseguir a escavação, o que sugere a presença de pedras ou entulhos no terreno vizinho. Isso facilita a dispersão de nata de cimento, prejudicando a aderência entre a barra do tirante e a nata de cimento e entre esta e o solo circundante.

Em terceiro lugar, durante a execução de algumas reinjeções nos tirantes dessa primeira linha, observou-se o surgimento de nata de cimento na superfície do terreno vizinho, em pontos localizados, o que indica que a pressão de reinjeção de nata utilizada (2500 kPa) era muito alta para as condições do terreno.

Em quarto lugar, mesmo que o terreno vizinho fosse considerado semelhante ao terreno da obra, do ponto de vista geotécnico, observa-se que os bulbos dos tirantes estariam na primeira camada de solo, que corresponde a uma areia fofa. Os cálculos de capacidade de carga dos tirantes, feitos através dos três métodos expostos no capítulo 2 são mostrados a seguir.

4.2.1 – Método da NBR 5629 (2006)

Para o cálculo da capacidade de carga dos tirantes, através do método proposto pela NBR 5629 (2006), utilizaram-se os seguintes dados:

- Profundidade do ponto médio da ancoragem $h = 5,45$ m;
- Peso específico aparente do solo da primeira camada $\gamma = 14,4$ kN/m³ (calculado para 25% de compactação relativa e umidade de 5%);

- Diâmetro médio da ancoragem $D = 0,145$ m (foi usado coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo $\beta = 1,45$, conforme Bustamante e Doix (1985));
- Comprimento do bulbo do tirante $L_b = 4$ m;
- Coeficiente de ancoragem $k_f = 0,5$ (Tabela 2.2).

Dessa forma, o valor da capacidade de carga do tirante (T) encontrado foi igual a 71,5 kN. Observa-se que esse valor se aproxima dos valores expostos na Tabela 4.2, ou seja, é menor do que a carga de trabalho especificada em projeto (220 kN), portanto, era previsível que os tirantes sofreriam ruptura durante a realização dos ensaios de recebimento.

Fazendo-se uma retroanálise, a fim de definir um valor de k_f representativo da obra em estudo, foram utilizados os valores de carga de ruptura reais dos tirantes da obra, sendo encontrados os valores de k_f para cada tirante, expostos também na Tabela 4.2. Como os valores de carga de ruptura são bastante diferentes, obtiveram-se valores de k_f também diferentes, mas, em média, k_f é igual a 0,58, valor próximo ao proposto pela norma. Isso demonstra que o procedimento proposto pela NBR 5629 (2006) é indicado para as condições da obra estudada.

4.2.2 - Método de Ostermayer (1975)

Nesse método utiliza-se o gráfico da Figura 2.7. Os dados de entrada se restringem à compacidade do solo (solo fofo, $N_{SPT} = 3$) e ao comprimento do bulbo $l_b = 4$ m.

Do gráfico, obtém-se a capacidade de carga da ancoragem $T = 400$ kN, o que representa um valor bem distante da média observada na prática, para essa obra. Diante do alto valor obtido para T, fica claro que o Método de Ostermayer não se aplica ao caso em estudo.

4.2.3 - Método de Bustamante e Doix (1985)

Para o cálculo da capacidade de carga dos tirantes através do método proposto por Bustamante e Doix (1985), utilizaram-se os seguintes dados:

- Diâmetro perfurado do comprimento ancorado $D_p = 0,1 \text{ m}$;
- Coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção $\beta = 1,45$;
- Comprimento do bulbo do tirante $L_b = 4\text{m}$;
- Resistência ao cisalhamento na interface solo bulbo $q_s = 30 \text{ kPa}$, obtida através da Figura 2.9, em função do N_{SPT} .

Dessa forma, o valor da capacidade de carga do tirante (T) encontrado foi igual a 54,7 kN. Observa-se que esse valor se aproxima da maioria dos valores expostos na Tabela 4.2, ou seja, é menor do que a carga de trabalho especificada em projeto (220 kN), portanto, também por esse método, era previsível que os tirantes sofreriam ruptura durante a realização dos ensaios de recebimento. Isso demonstra que o procedimento proposto por Bustamante e Doix (1985) é indicado para as condições da obra estudada.

Fazendo-se uma retroanálise, a fim de definir um valor de q_s representativo da obra em estudo, utilizaram-se os valores de carga de ruptura reais dos tirantes da obra, sendo encontrados os valores de q_s para cada tirante, expostos também na Tabela 4.2. Em média q_s é igual a 43,6 kPa.

Tabela 4.2 – Cargas de ruptura dos tirantes da primeira linha; k_f e q_s .

TIRANTE	T (kN)	k_f (NBR 5629, 2006)	q_s (kN/m²) (Bustamante e Doix, 1985)
1º tirante	94	0,66	51,59
2º tirante	66	0,46	36,22
3º tirante	40	0,28	21,95
4º tirante	47	0,33	25,79
5º tirante	47	0,33	25,79
6º tirante	60	0,42	32,93
7º tirante	38	0,26	20,86
8º tirante	47	0,33	25,79
9º tirante (tirante 1)	180	1,26	98,79
10º tirante	84	0,59	46,10
11º tirante (tirante 2)	170	1,19	93,30
12º tirante	80	0,56	43,91
	Média = 79,42 Desvio Padrão = 48,18 Coef. De Variação = 0,6	Média = 0,58 Desvio Padrão = 0,35 Coef. De Variação = 0,6	Média = 43,58 Desvio Padrão = 26,44 Coef. De Variação = 0,6

4.3 – COMPORTAMENTO DOS TIRANTES INSTRUMENTADOS

As cargas nos tirantes instrumentados foram medidas através de extensômetros elétricos de resistência, conforme exposto no Capítulo 3. Observou-se que quando os tirantes foram instalados e após a cura da nata de cimento, os extensômetros funcionavam adequadamente. Com o passar do tempo, alguns extensômetros perderam o sinal e outros foram danificados.

4.3.1 – Tirante 1 (Seção 2, Contenção tipo C)

Conforme mencionado no Capítulo 3, os tirantes da primeira linha não suportaram as cargas aplicadas durante os ensaios de recebimento. No caso específico do tirante 1, a carga máxima que se conseguiu aplicar foi 180 kN. A partir daí, constatou-se que, mesmo sendo acionado o macaco, a carga medida não aumentava, ao contrário, diminuía progressivamente. O ensaio foi então interrompido.

A Figura 4.15 mostra o gráfico de carga versus deslocamento, resultante do ensaio de recebimento do tirante 1. O deslocamento correspondente ao último ponto do gráfico foi medido após ter sido verificada a ruptura do tirante, para uma carga de aproximadamente 170 kN (esse valor de carga não corresponde à carga de estabilização). O ensaio foi interrompido rapidamente, não sendo possível fazer mais leituras de deslocamento da cabeça do tirante.

Durante a realização do ensaio, os extensômetros dos pontos T1-I e T1-III foram danificados, restando apenas o sinal do extensômetro do ponto T1-II, o qual apresentou, para todos os estágios de carregamento, valores entre 2 e 4% da carga aplicada na cabeça do tirante. Dessa forma, não foi mostrado nesse trabalho o gráfico de distribuição de cargas ao longo do bulbo do tirante 1.

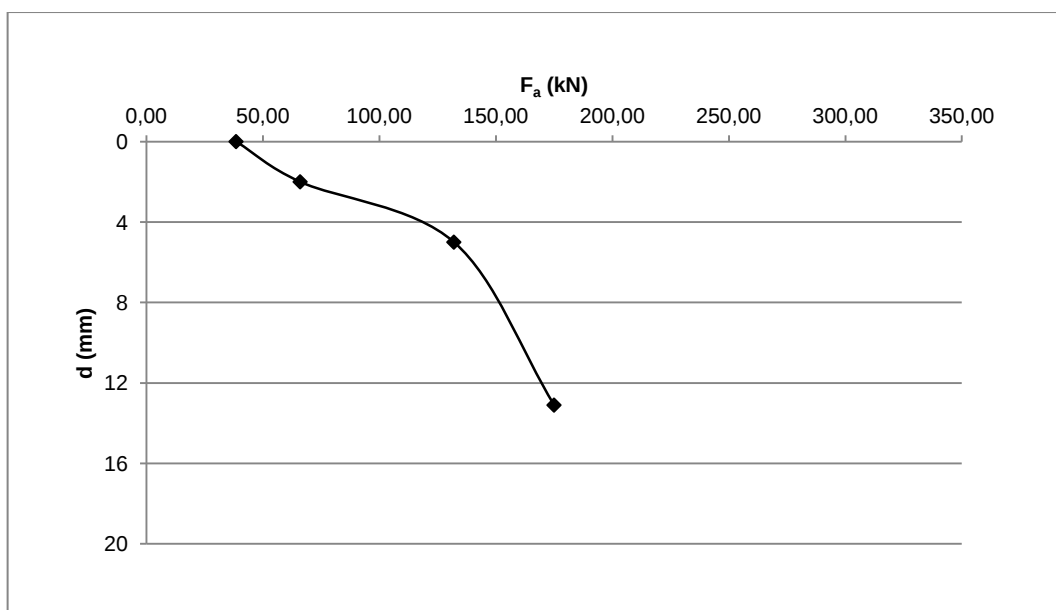


Figura 4.15 – Ensaio de recebimento do tirante 1: carga x deslocamentos totais.

4.3.2 – Tirante 2 (Seção 3, Contenção tipo C)

No caso do tirante 2, a carga máxima que se conseguiu aplicar foi 170 kN. A partir daí, constatou-se que, mesmo sendo acionado o macaco, a carga medida não aumentava, ao contrário, diminuía progressivamente. O ensaio foi então interrompido.

A Figura 4.16 mostra o gráfico de carga versus deslocamento, resultante do ensaio de recebimento do tirante 2. O deslocamento correspondente ao último ponto do gráfico foi medido após ter sido verificada a ruptura do tirante, para uma carga de aproximadamente 165 kN (esse valor de carga não corresponde à carga de estabilização). O ensaio foi interrompido rapidamente, não sendo possível fazer mais leituras de deslocamento da cabeça do tirante.

A Figura 4.17 mostra o gráfico de distribuição de cargas ao longo do bulbo do tirante 2 para os estágios iniciais de carregamento, antes da ruptura do mesmo, medidas através dos extensômetros instalados. Nesse gráfico, o eixo horizontal corresponde à posição do ponto de medição no bulbo (L) normalizada pelo comprimento do bulbo (L_b) e o eixo vertical corresponde à carga medida no ponto (F_m).

Para os três primeiros níveis de carregamento (38,5; 66 e 132 kN), observa-se que a carga medida no ponto T2-III é aproximadamente nula, enquanto que no meio do bulbo (T2-II), a carga fica em torno de 10% da carga aplicada, para os três primeiros níveis de carregamento.

Com relação à carga no ponto T2-I, observa-se que as porcentagens de carga variaram ao longo do ensaio, sem seguir um padrão. Para o primeiro nível de carregamento (38,5 kN), a carga medida nesse ponto correspondeu a aproximadamente 25% da carga aplicada, ou seja, é como se parte da carga fosse resistida pelo trecho livre do tirante. Com o aumento da carga para 66 kN há um aumento da carga medida nesse ponto, que passou para aproximadamente 80% da carga aplicada, sugerindo redução na mobilização da carga no trecho livre. Entretanto, quando se aplica a carga de 132 kN, observou-se que a porcentagem de carga no ponto T2-I voltou a diminuir, chegando a apenas 45% da carga aplicada, sugerindo nova mobilização do trecho livre. Essa variação de carga no ponto T2-I ao

longo do ensaio pode estar relacionada com problemas na instrumentação desse ponto.

Após a ruptura do tirante, para uma carga de aproximadamente 165 kN observou-se um padrão diferente de distribuição de carga, com porcentagens de carga nos pontos T1-I, T2-II e T2-III iguais a 57, 17 e 1%, respectivamente.

Ao longo do tempo, os extensômetros instalados nesse tirante não apresentaram mais resultados coerentes, sendo, portanto, considerados como inutilizados.

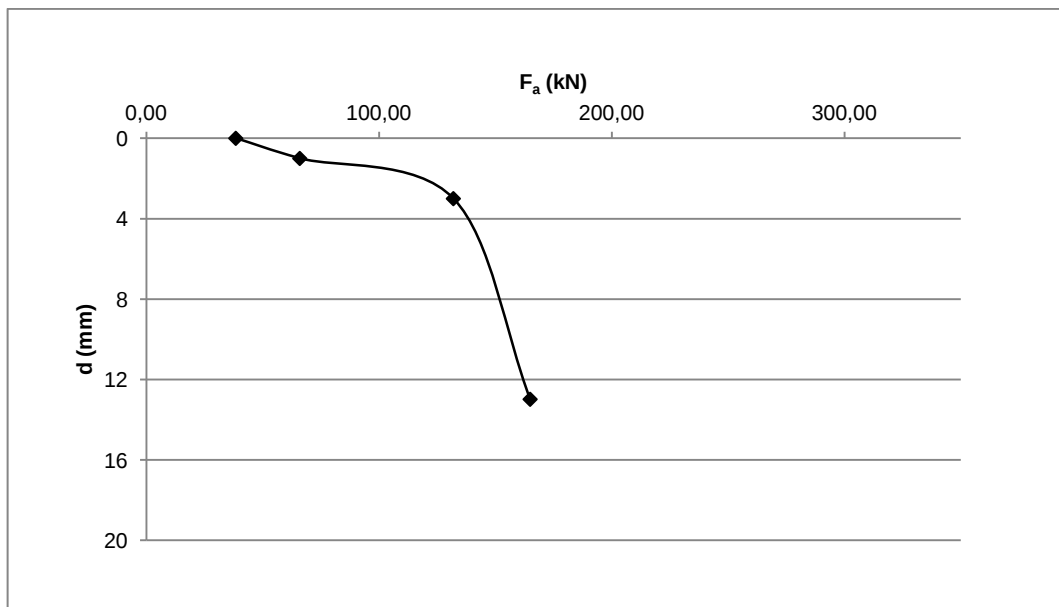


Figura 4.16 – Ensaio de recebimento do tirante 2: carga x deslocamentos totais.

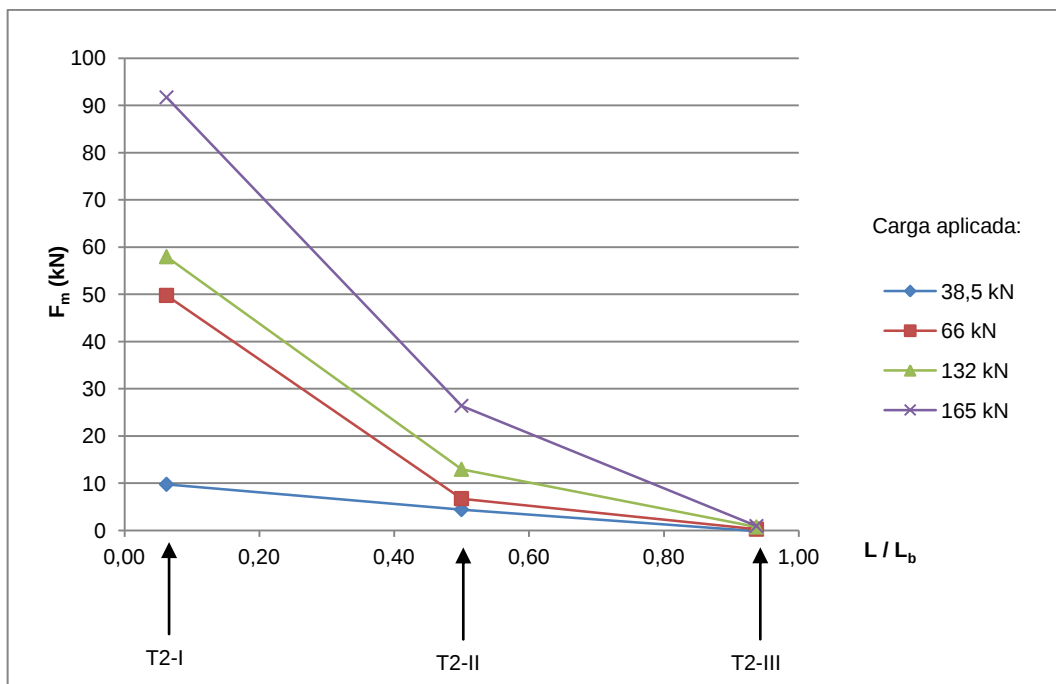


Figura 4.17 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 2, durante o ensaio de recebimento.

4.3.3 – Tirante 3 (Seção 2, Contenção tipo C)

O ensaio de recebimento do tirante 3 não seguiu todas os estágios de carga proposto por norma, pois durante a primeira fase de carregamento percebeu-se que, a partir do quinto nível de carregamento (220 kN) as cargas não conseguiam se estabilizar. Mesmo diante disso, os responsáveis pela execução decidiram incorporar o tirante com uma carga aproximada de 169 kN.

O gráfico de carga versus deslocamento, resultante do ensaio de recebimento do tirante 3 é mostrado na Figura 4.18. O último ponto do gráfico corresponde ao deslocamento medido na cabeça do tirante no momento da incorporação do tirante (carga de 169 kN). Observa-se também uma curvatura brusca na parte final do gráfico, típica de tirantes que estão sendo arrancados.

A NBR 5629 (2006) lista alguns procedimentos a serem tomados nesses casos, em que o tirante não se estabiliza com a aplicação da carga máxima de trabalho. No caso de aproveitamento do tirante nas condições em que se encontra, poderia se aceitar uma carga de trabalho inferior à carga de trabalho definida em

projeto, porém essa carga deveria ser igual à carga máxima de estabilização obtida no ensaio dividida pelo fator de segurança, sendo que nesse caso, é obrigatória a execução do ensaio de fluência nesse tirante. Entretanto, esse não foi o procedimento adotado.

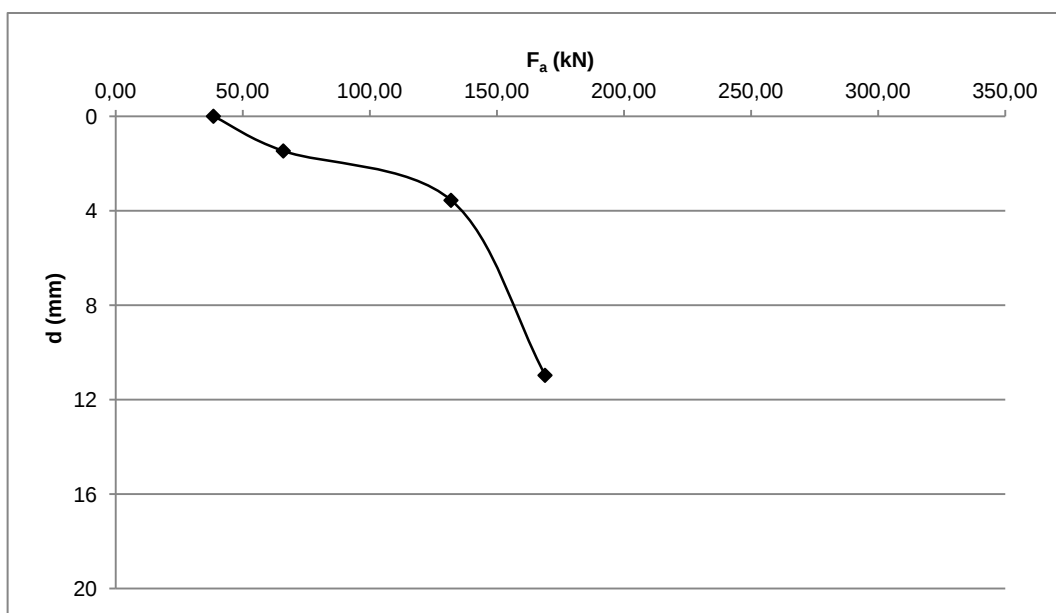


Figura 4.18 – Ensaio de recebimento do tirante 3: carga x deslocamentos totais.

4.3.4 – Tirante 4 (Seção 3, Contenção tipo C)

A Figura 4.19 mostra o gráfico de carga versus deslocamento do tirante 4, resultante do ensaio de recebimento do mesmo. O deslocamento total da cabeça do tirante (d) foi de 11,03 mm, enquanto que o deslocamento permanente (d_p), que corresponde ao arrancamento do tirante, foi de aproximadamente 3,88 mm. Dessa forma, obteve-se um deslocamento elástico (d_e) igual a 7,15 mm.

A partir desses dados de deslocamento, traçou-se o gráfico de repartição entre deslocamentos elásticos e permanentes do tirante (Figura 4.20). A linha A do gráfico corresponde ao deslocamento elástico teórico do elemento resistente à tração do tirante, considerando o comprimento livre efetivo do mesmo igual ao comprimento livre de projeto mais 50% do comprimento do bulbo ($L_{le} = L_l + 0,5L_b$); a linha B corresponde ao deslocamento elástico teórico do elemento resistente à

tração do tirante, considerando que o comprimento livre efetivo do mesmo seja igual a 80% do comprimento livre de projeto ($L_{le} = 0,8L_l$) e a linha C corresponde ao deslocamento elástico teórico do elemento resistente à tração do tirante, considerando o comprimento livre efetivo do mesmo igual ao comprimento livre de projeto. Como pode se ver no gráfico, a linha real de deslocamentos elásticos do tirante 4 se situa entre as linhas A e B. Esse é justamente um dos critérios de aceitação do tirante quanto ao ensaio de recebimento, estabelecido pela NBR 5629 (2006). Além disso, a linha de deslocamentos elásticos reais está entre a linha B e a linha C, ou seja, o comprimento livre efetivo do tirante 4 é menor do que o comprimento livre de projeto.

Calculando-se o comprimento livre efetivo do tirante, encontramos:

$$L_{le} = \frac{d_e \times E_{barra} \times S_{barra}}{(F - F_0)} \quad (4.17)$$

$$\therefore L_{le} = \frac{(7,15 \times 10^{-3} \text{ m}) \times \left(2,1 \times \frac{10^8 \text{ kN}}{\text{m}^2}\right) \times (8,04 \times 10^{-4} \text{ m}^2)}{(264 \text{ kN} - 38,5 \text{ kN})}$$

$$\therefore L_{le} = 5,35 \text{ m}$$

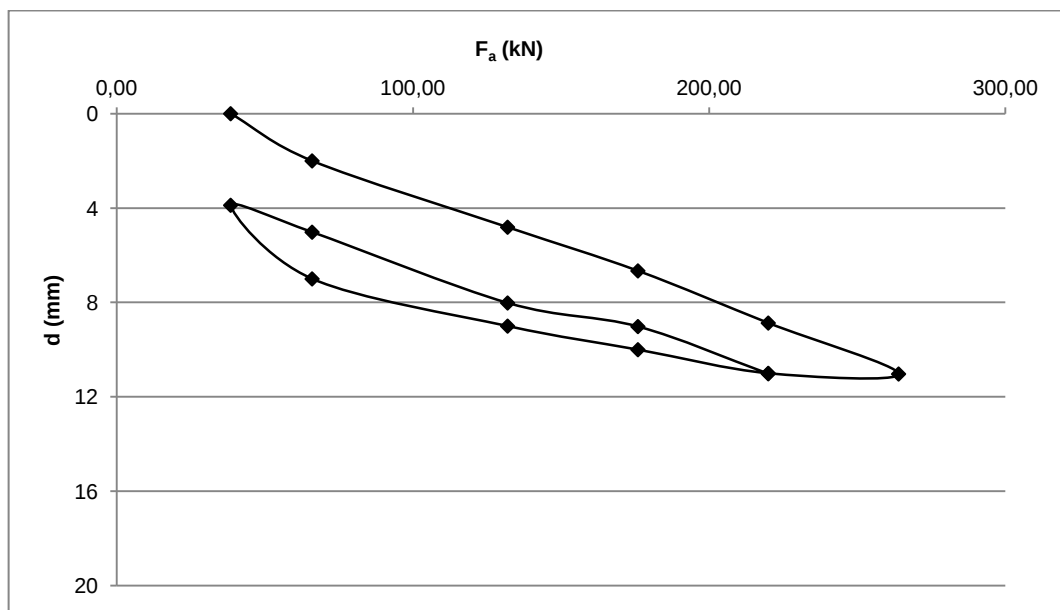


Figura 4.19 – Ensaio de recebimento do tirante 4: carga x deslocamentos totais.

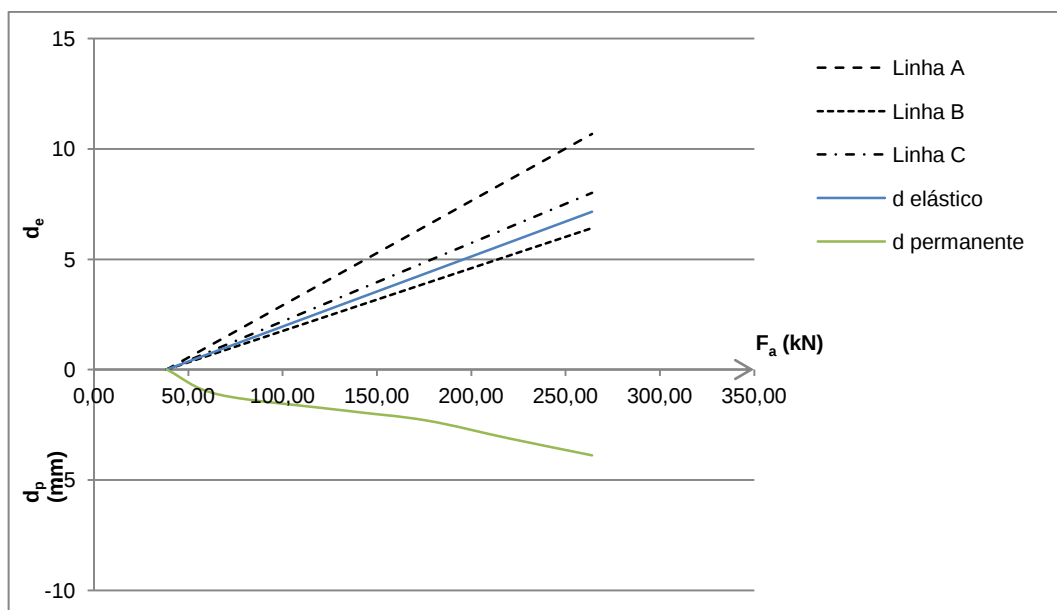


Figura 4.20 – Repartição entre deslocamentos elásticos e plásticos – tirante 4.

As Figuras 4.21 a 4.23 mostram os valores de cargas de tração, medidas pelos extensômetros, ao longo do bulbo do tirante 4 para os diferentes níveis de carga do ensaio de recebimento, nas fases de carregamento, descarregamento e recarregamento, respectivamente. O extensômetro do ponto T4-III foi inutilizado durante a realização do ensaio de recebimento.

No início da fase de carregamento (Figura 4.21), quando foram aplicadas as cargas de 38,5 e 66 kN, observa-se que praticamente não houve solicitação de tração na região do bulbo. À medida que se aumentou a carga no ensaio, os valores de carga medidos ao longo do bulbo aumentaram também, especialmente no primeiro ponto instrumentado (T4-I), chegando a aproximadamente 80% da carga aplicada.

Na fase de descarregamento (Figura 4.22) as porcentagens de carga medidas no primeiro ponto instrumentado do bulbo (T4-I) aumentaram, ficando em torno de 100% da carga aplicada para os diversos níveis de carregamento.

Na fase de recarregamento (Figura 4.23) a porcentagem de carga medida no ponto T4-I foi praticamente a mesma para todas os níveis de carga.

A partir da análise desses resultados, nota-se que, inicialmente, o trecho livre foi solicitado. É provável que tenha sido gerado um atrito inicial pela possível entrada

de nata de cimento no espaço entre a barra de aço e o tubo de PVC que a envolve. Como esse atrito é frágil, ele foi se dissipando à medida que se aumentava a carga, por esse motivo, não houve tanta variação nas porcentagens de carga medidas nas fases de descarregamento e recarregamento, comparado ao que aconteceu na fase de carregamento.

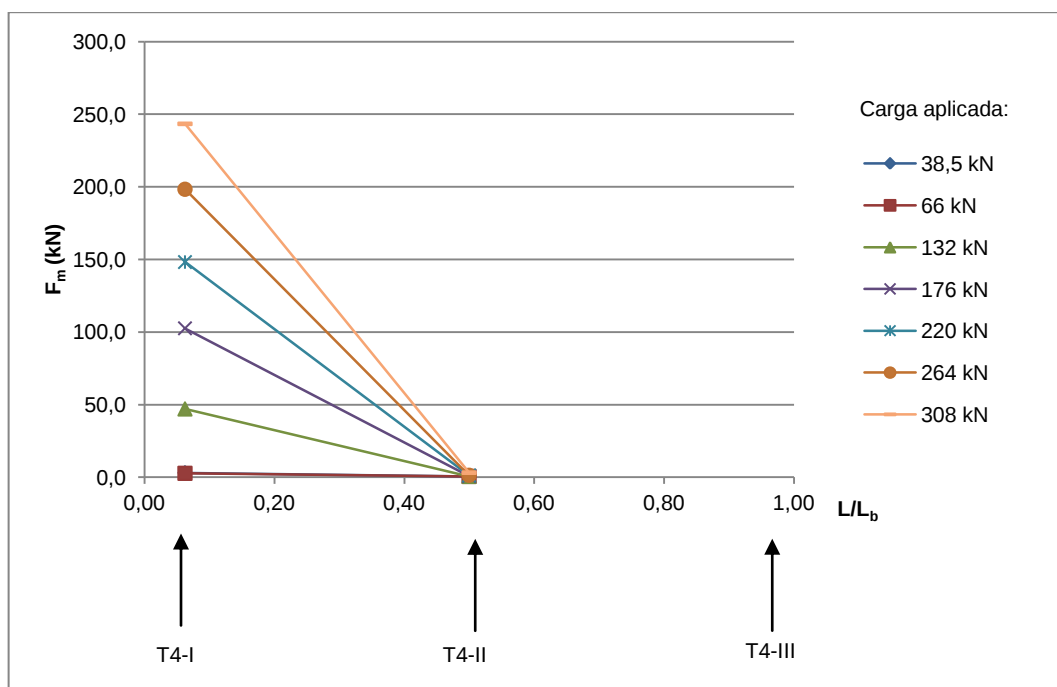


Figura 4.21 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 4, durante a fase de carregamento do ensaio de recebimento.

A Figura 4.24 mostra a distribuição de carga F_m ao longo do bulbo do tirante 4, medida no momento da incorporação do tirante (Carga de 180 kN). Observa-se que a linha de tendência que melhor representa essa distribuição é a do tipo exponencial, cuja equação é mostrada no gráfico. Para o traçado dessa linha de tendência, considerando-se que no ponto inicial do bulbo ($L / L_b = 0$) a carga medida é igual à carga aplicada.

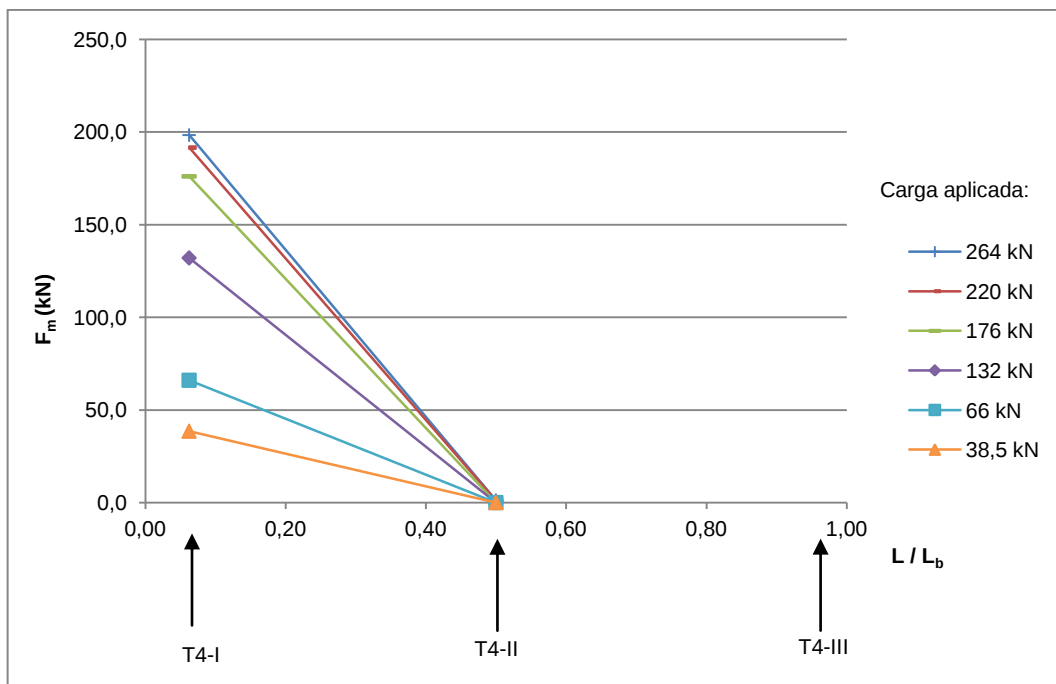


Figura 4.22 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 4, durante a fase de descarregamento do ensaio de recebimento.

A Figura 4.25 mostra o gráfico de atrito lateral desenvolvido ao longo do bulbo do tirante, calculado de forma simplificada, de acordo com as Equações 4.18 e 4.19.

$$A_{0,25-2,00} = \frac{F_{0,25} - F_2}{1,75 \times \pi \times D} \quad (4.18)$$

$$A_{2,00-3,75} = \frac{F_{2,00} - F_{3,75}}{1,75 \times \pi \times D} \quad (4.19)$$

Observa-se que, para esse tirante, que praticamente não houve atrito da metade para o final do trecho ancorado.

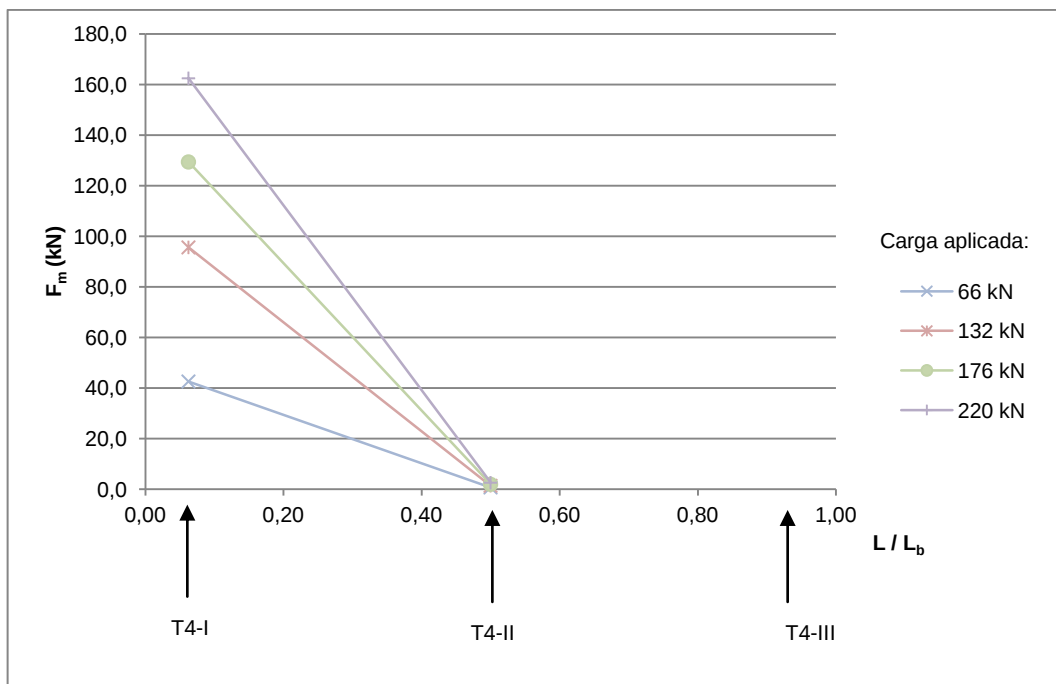


Figura 4.23 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 4, durante a fase de recarregamento do ensaio de recebimento.

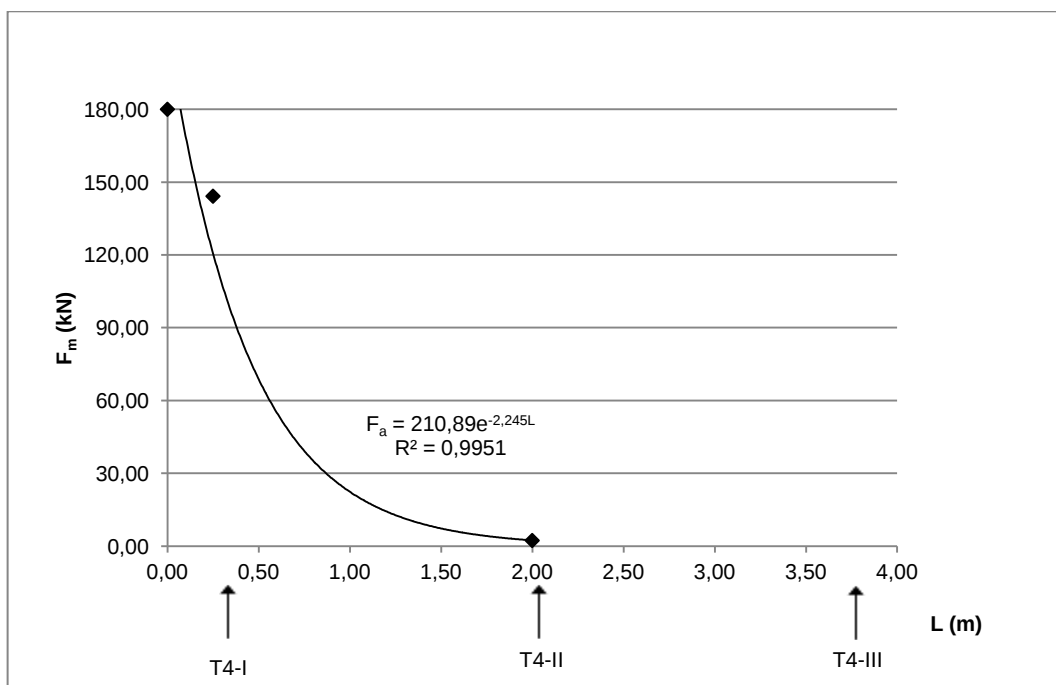


Figura 4.24 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 4, durante a incorporação do mesmo.

Após a incorporação do tirante 4, foram medidas as cargas nos 2 pontos instrumentados ao longo do tempo. A Figura 4.26 mostra essa variação de cargas, onde o tempo $t = 0$ corresponde ao dia da incorporação do tirante. Observa-se que houve uma perda de carga no tirante ao longo do tempo, com tendência de estabilização a partir de 8 dias. 15 dias após a incorporação do tirante, houve uma queda total de 32,6% da carga.

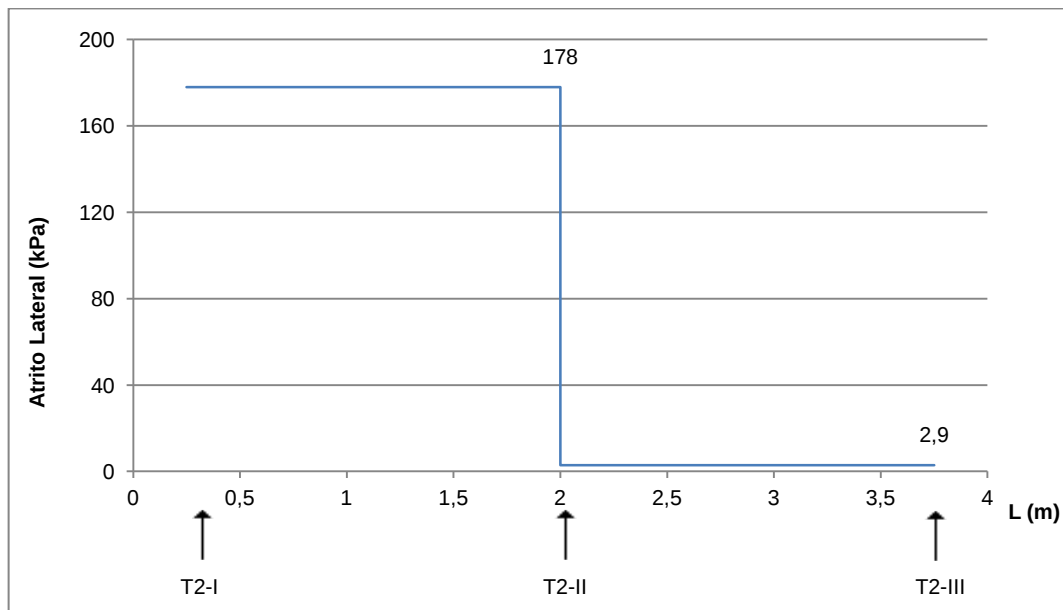


Figura 4.25 – Atrito ao longo do bulbo do Tirante 4.

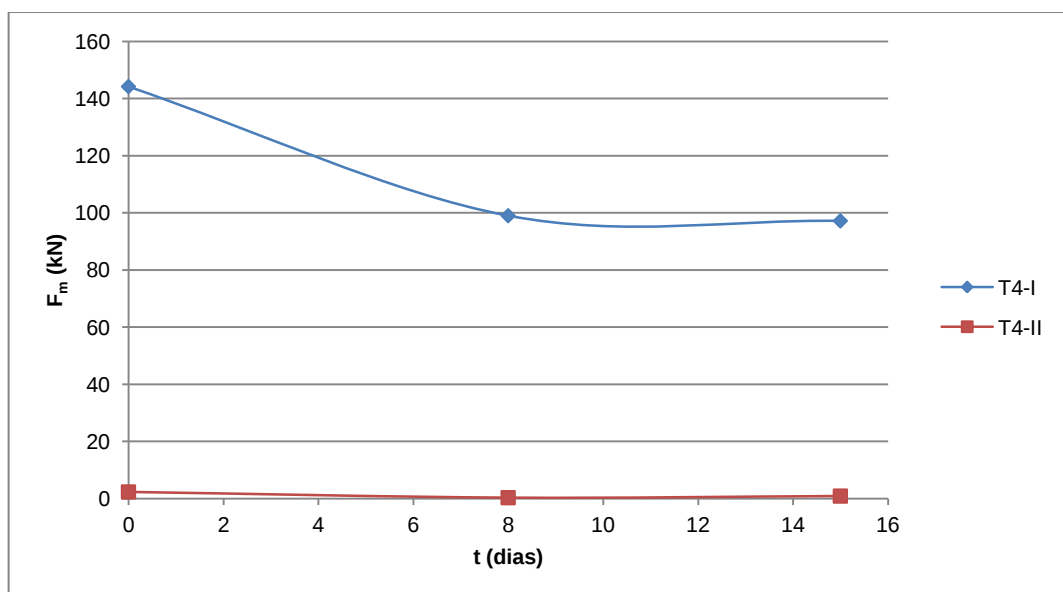


Figura 4.26 - Medições de carga ao longo do tempo no tirante 4.

4.3.5 – Tirante 5 (Seção 1, Contenção tipo A)

A Figura 4.27 mostra o gráfico de carga versus deslocamento do tirante 5, resultante do ensaio de recebimento do mesmo. O deslocamento total da cabeça do tirante (d) foi de 11,49 mm, enquanto que o deslocamento permanente (d_p), que corresponde ao arrancamento do tirante, foi de aproximadamente 3,49 mm. Dessa forma, obteve-se um deslocamento elástico (d_e) igual a 8,00 mm.

A partir desses dados de deslocamento, traçou-se o gráfico de repartição entre deslocamentos elásticos e permanentes do tirante (Figura 4.28). Como pode se ver no gráfico, a linha real de deslocamentos elásticos do tirante 5 também se situa entre as linhas A e B, sendo portanto aceito de acordo com a exigência da norma NBR 5629 (2006). Além disso, a linha de deslocamentos elásticos reais está praticamente em cima da linha C, ou seja, o comprimento livre efetivo do tirante 5 é praticamente igual ao comprimento livre de projeto.

Calculando-se o comprimento livre efetivo do tirante, através da equação 4.17, encontra-se:

$$L_{le} = \frac{(8,00 \times 10^{-3} \text{ m}) \times \left(2,1 \times \frac{10^8 \text{ kN}}{\text{m}^2}\right) \times (8,04 \times 10^{-4} \text{ m}^2)}{(264 \text{ kN} - 38,5 \text{ kN})} = 5,99 \text{ m}$$

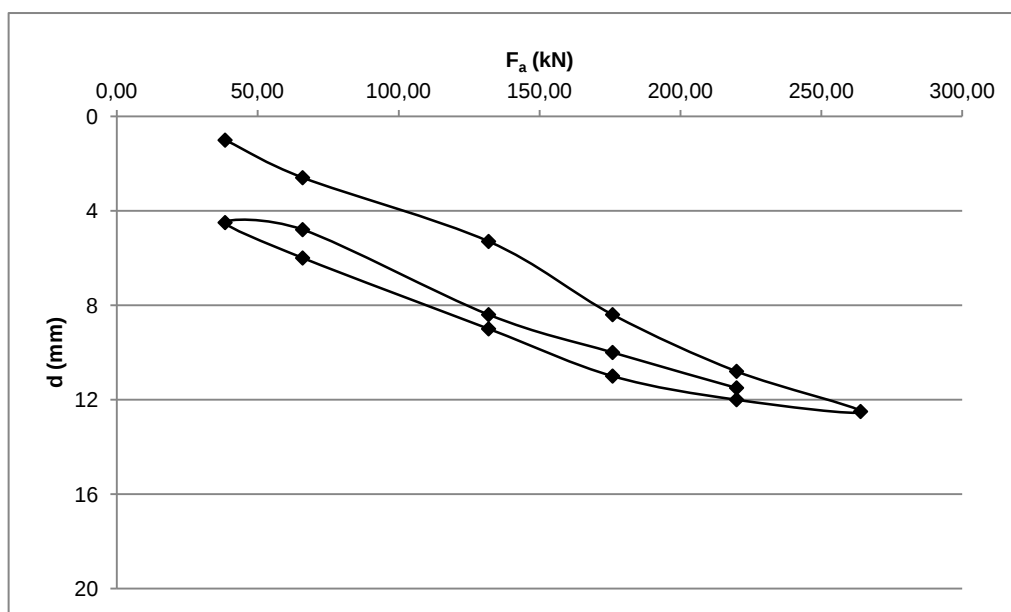


Figura 4.27 – Ensaio de recebimento do tirante 5: carga x deslocamentos totais.

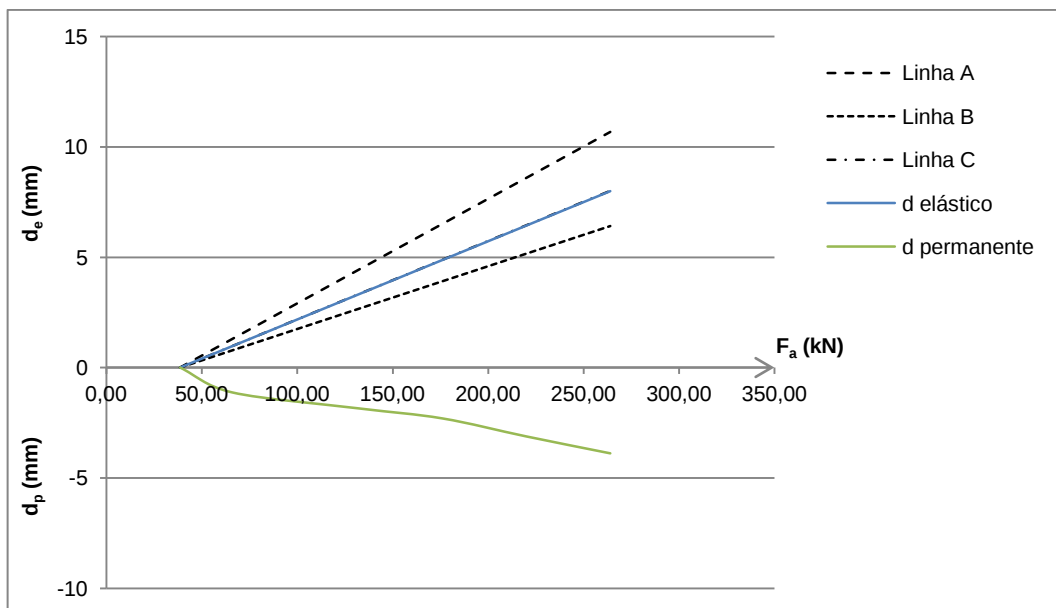


Figura 4.28 – Repartição entre deslocamentos elásticos e plásticos – tirante 5.

As Figuras 4.29 a 4.31 mostram a distribuição de carga de tração ao longo do bulbo do tirante 5 para os diferentes níveis de carga do ensaio de recebimento, nas fases de carregamento, descarregamento e recarregamento, respectivamente.

No início da fase de carregamento (Figura 4.29), quando foram aplicadas as cargas de 38,5 e 66 kN, observa-se que praticamente não houve solicitação de tração na região do bulbo, assim como aconteceu com o tirante 4. É provável que no início do ensaio o trecho livre tenha sido solicitado, devido à baixa magnitude das cargas. À medida que se aumentou a carga no ensaio, os valores de carga medidos ao longo do bulbo também aumentaram, especialmente no primeiro ponto instrumentado (T5-I). Nessa fase, a porcentagem de carga na barra T5-I variou entre 50 a 60% da carga aplicada, para cargas maiores do que 66 kN.

Na fase de descarregamento (Figura 4.30) as porcentagens de carga medidas no primeiro ponto instrumentado do bulbo (T5-I) foram, em geral, maiores do que os observados na primeira fase de carregamento, variando entre 60 e 85% da carga aplicada.

Na fase de recarregamento (Figura 4.31) observou-se o mesmo padrão visto na primeira fase de carregamento, em que quanto maior a carga aplicada, maiores

as porcentagens de carga transferidas ao bulbo. Nessa fase, a porcentagem de carga na barra T5-I variou entre 43 e 67% da carga aplicada.

A Figura 4.32 mostra a distribuição de carga ao longo do bulbo do tirante 5, para a fase de incorporação do tirante (Carga de 180 kN). A linha de tendência exponencial e a equação da curva são mostradas no gráfico. Nesse gráfico, considerou-se que a carga no início do bulbo é igual a 100% da carga aplicada.

A Figura 4.33 mostra o gráfico de atrito lateral ao longo do bulbo do tirante, o qual foi calculado pelas Equações 4.18 e 4.19. Observa-se que no tirante 5, o atrito nos 2 últimos metros do bulbo foi um pouco maior do que o observado no tirante 4, mas mesmo assim, apresentou valor menor do que o atrito desenvolvido nos dois primeiros metros do trecho ancorado.

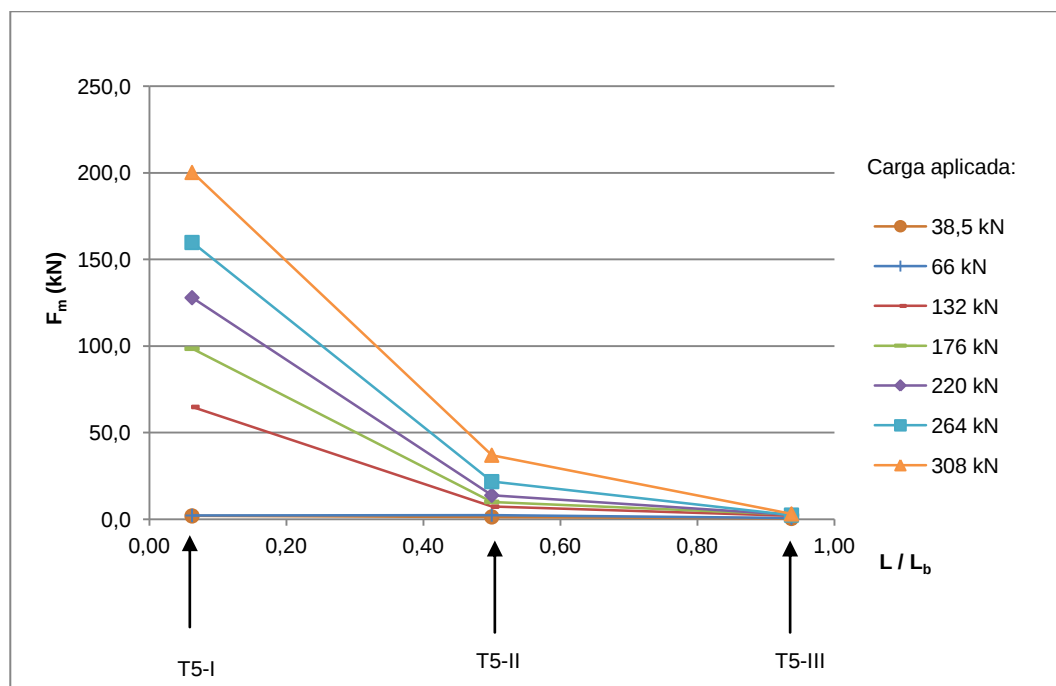


Figura 4.29 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 5, durante a fase de carregamento do ensaio de recebimento.

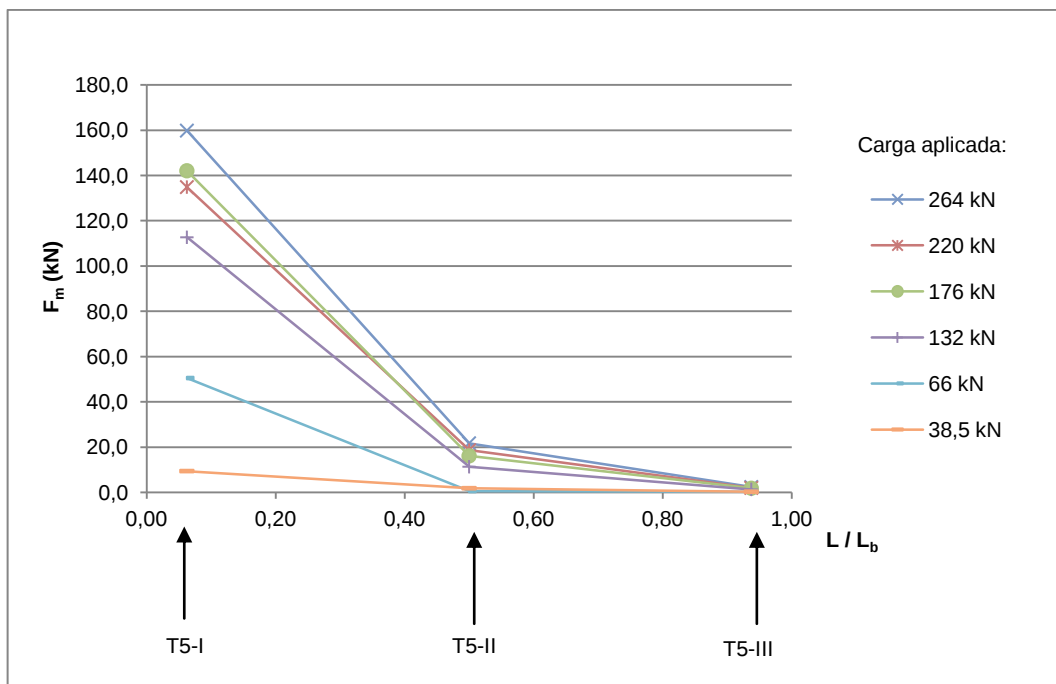


Figura 4.30 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 5, durante a fase de descarregamento do ensaio de recebimento.

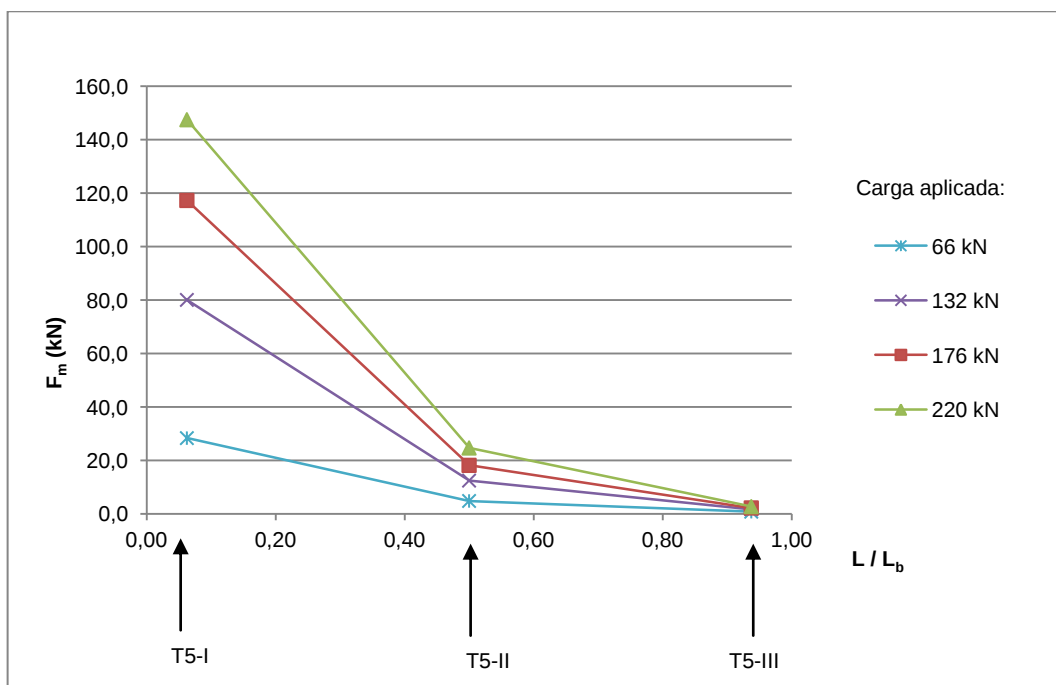


Figura 4.31 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 5, durante a fase de recarregamento do ensaio de recebimento.

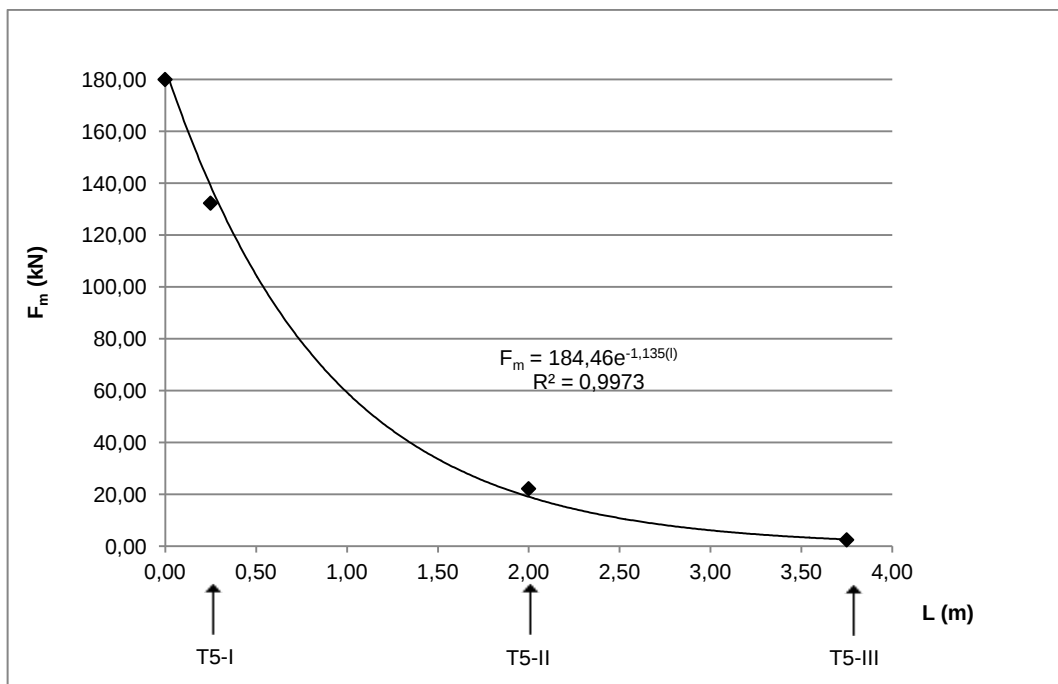


Figura 4.32 – Distribuição de cargas ao longo do bulbo do Tirante 5, durante a incorporação do mesmo.

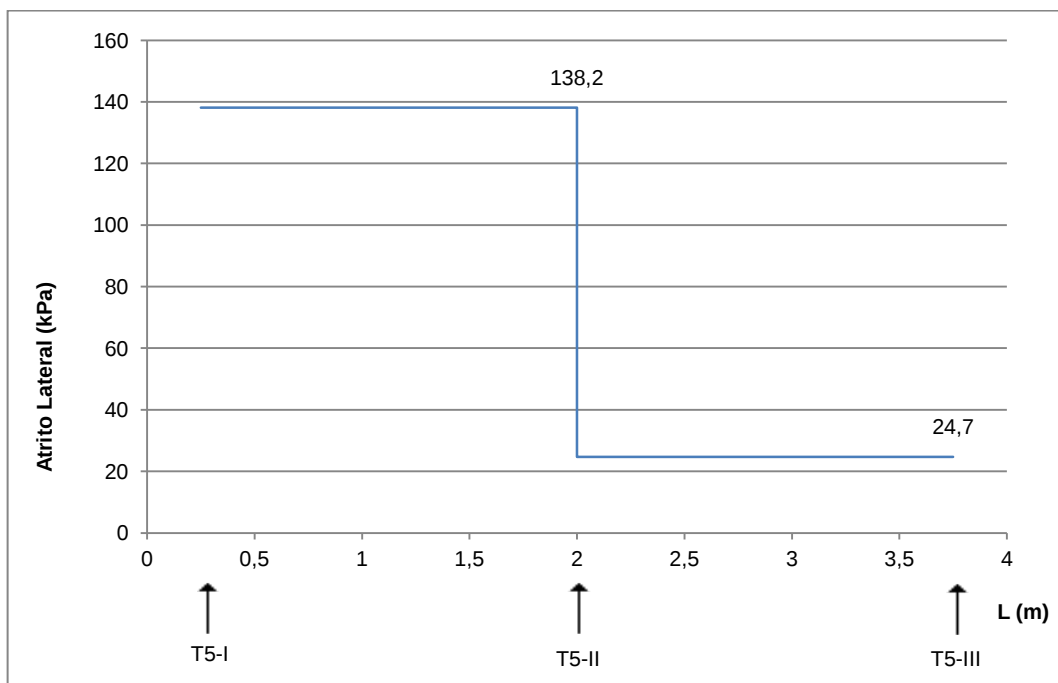


Figura 4.33 – Atrito ao longo do bulbo do Tirante 5.

Após a incorporação do tirante 5, foram medidas as cargas nos 3 pontos instrumentados ao longo do tempo. A Figura 4.34 mostra os valores de carga medidos ao longo do tempo, onde o tempo $t = 0$ corresponde ao dia da incorporação do tirante.

Para esse tirante, no momento da incorporação, após se apertar a porca e descarregar o macaco, houve uma queda imediata das cargas medidas nos pontos instrumentados. Para o ponto T5-I a queda foi de 44,6% e para o ponto T5-II foi de 56,3%.

Ao longo dos dias, a carga no ponto T5-III se manteve praticamente constante. Já para o ponto T5-I, observa-se que até 21 dias após a incorporação do tirante 5, as cargas diminuíram gradualmente, chegando a uma perda de carga máxima de 61,1%. A partir daí, observa-se um aumento gradativo dessas cargas ao longo do tempo. A perda de carga total, 62 dias após a incorporação, foi de 50% da carga de incorporação, no ponto T5-I.

O ponto T5-II apresentou uma queda gradativa ao longo do tempo, e 62 dias após a incorporação, apresenta uma carga negativa. É possível que tenha ocorrido algum problema com a instrumentação nesse ponto, pois não é possível fisicamente que esse ponto apresente carga de compressão.

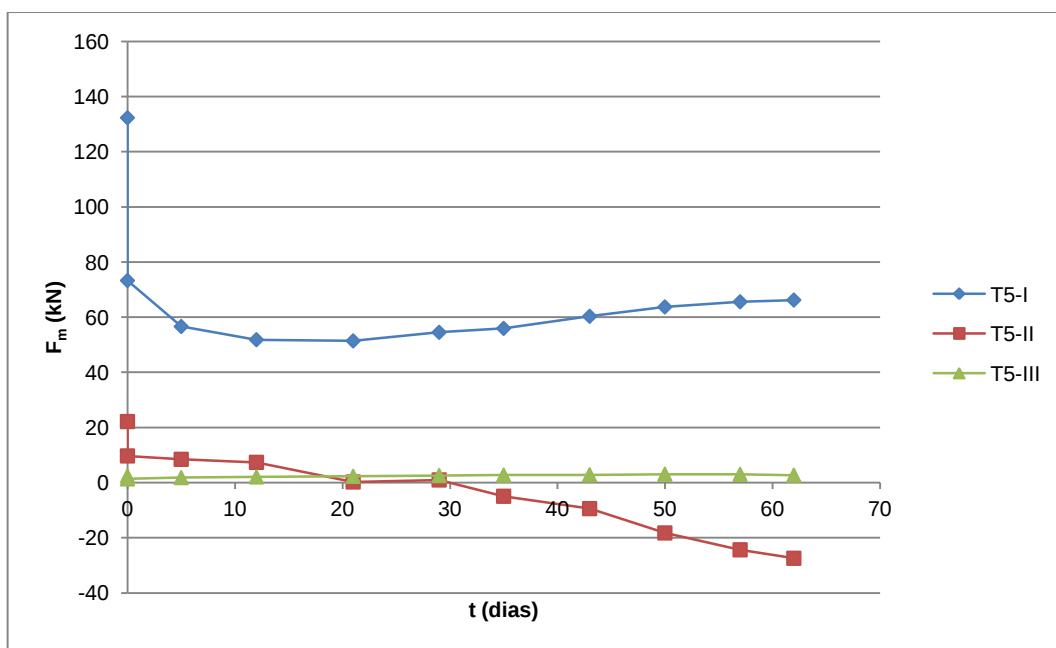


Figura 4.34 – Medições de carga ao longo do tempo no tirante 5.

4.3.6 – Comparação entre os valores de carga medidos e os observados na literatura

A Figura 4.35 mostra uma comparação entre os valores de carga medidos ao longo dos bulbos dos tirantes 4 e 5 e aqueles observados por Li et al. (1988), Briaud et al. (1998) e Iten e Puzrin (2010). As cargas medidas são normalizadas pela carga aplicada na cabeça do tirante.

Para os tirantes dessa pesquisa, é mostrada a distribuição de carga no momento da aplicação de 220kN (carga de trabalho), na fase de recarregamento do ensaio de recebimento. Observa-se que os tirantes 4 e 5, instrumentados nesse trabalho, apresentaram uma distribuição de carga intermediária entre os observados na literatura.

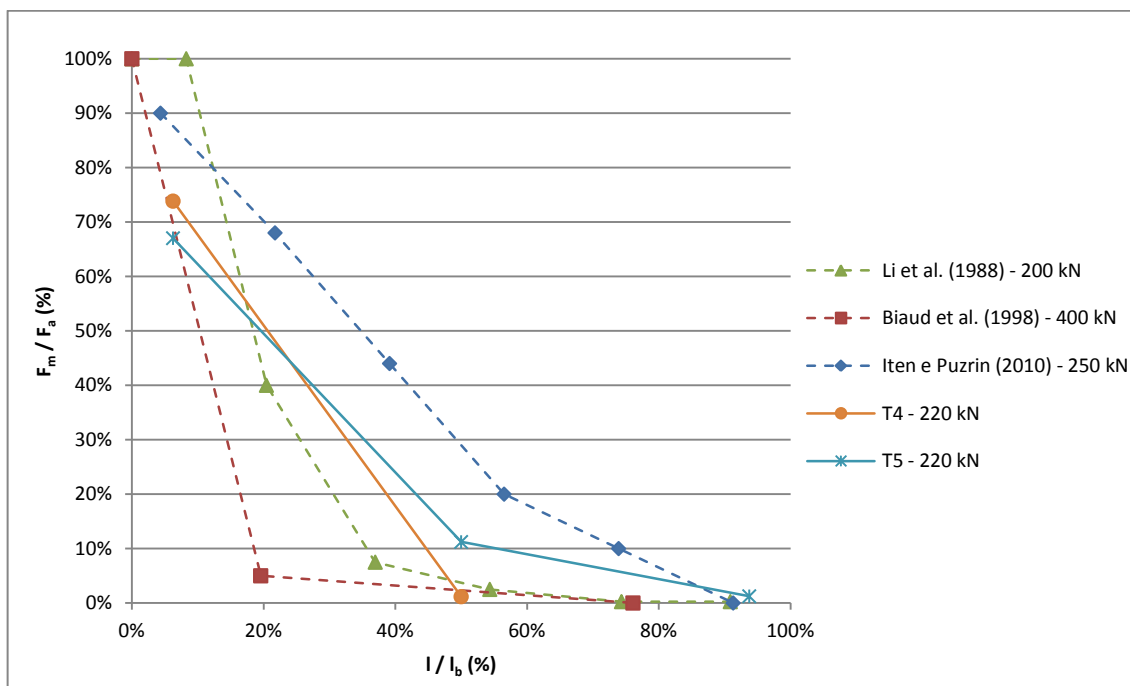


Figura 4.35 – Comparação entre os resultados de distribuição de carga ao longo dos bulbos dos tirantes 4 e 5 e os observados na literatura.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

Esse trabalho estudou o comportamento de uma estrutura de contenção projetada para construção do subsolo de um edifício residencial multifamiliar, localizado na cidade de Natal/RN, que consiste em uma cortina de estacas escavadas ancorada por tirantes, em areia. A cortina foi instrumentada a fim de se medirem os deslocamentos horizontais da mesma e a distribuição de cargas ao longo do trecho ancorado dos tirantes. Os deslocamentos horizontais foram medidos através de inclinômetro, e as cargas nos tirantes foram obtidas com uso de extensômetros elétricos de resistência instalados em três pontos ao longo do trecho ancorado.

5.1 – CONCLUSÕES

- A pressão de 2500 kPa utilizada na injeção de nata de cimento nos tirantes se mostrou alta para as condições do terreno da obra.
- Na maior parte dos casos, entre uma etapa e outra de execução, os deslocamentos horizontais tendem a estabilizar com o tempo. No caso em que foi executada escavação, sem a devida execução dos suportes (tirantes) no nível previsto, a tendência de estabilização não foi observada.
- Constatou-se que quanto maior o retardo na execução dos escoramentos da cortina, maiores são os deslocamentos horizontais medidos.
- A execução de laje apoiada na viga de coroamento das estacas do paramento, na seção 1, aumentou a magnitude dos deslocamentos horizontais da cortina, provavelmente devido à influência das deformações da laje.
- A linha de tirantes da contenção tipo A poderia ter sido dispensada, visto que a seção 1 apresentou baixos valores de deslocamentos horizontais após a execução da laje.

- Pelo formato dos gráficos de deslocamento horizontal das seções 2 e 3, conclui-se que os tirantes da primeira linha, mesmo não tendo sido incorporados, trabalharam como tirantes passivos.

- Os deslocamentos horizontais na seção 3 foram menores do que os deslocamentos horizontais na seção 2, devido o efeito de canto, à mobilização passiva dos tirantes da primeira linha próximas àquela seção e à proximidade entre a seção 3 e as estacas com 12 m de comprimento (maior valor de ficha).

- Os métodos de cálculo de capacidade de carga em tirantes propostos pela NBR 5629 (2006) e por Bustamente e Doix (1985) podem ser usados para condições de obra semelhantes à estudada nesse trabalho, mas o método de Ostermayer (1975) não é indicado.

- A partir das análises de ruptura dos tirantes pelos métodos da NBR 5629 (2006) e de Bustamente e Doix (1985) constatou-se que os tirantes da primeira linha tiveram os bulbos subdimensionados.

- As cargas medidas ao longo do bulbo do tirante se distribuíram de forma exponencial, de modo que o atrito desenvolvido entre este e o solo circundante foi mobilizado, principalmente, na metade inicial do bulbo, ou seja, os tirantes tiveram a metade final subutilizada.

- Os tirantes apresentaram perda de carga ao longo do tempo, após incorporação. A maior parte da perda de carga no tirante 5 ocorreu devido a falhas de execução durante o aperto da porca, na incorporação do mesmo.

- Nas seções 1 e 2 os valores de deslocamento horizontal máximo ocorreram no topo da estrutura de contenção. Já na seção 3, o deslocamento horizontal máximo ocorreu abaixo do primeiro nível de tirantes, a 3,00 m de profundidade.

5.2 – SUGESTÕES

- Instrumentar mais obras de contenção, a fim de se montar um banco de dados.

- Simular tridimensionalmente, através de métodos numéricos, a obra instrumentada, a fim de complementar os dados experimentais de campo.
- Revisar o procedimento de instrumentação de tirantes com extensômetros elétricos de resistência, especialmente no que diz respeito à durabilidade dessa instrumentação.
- Instrumentar tirantes em mais pontos ao longo do bulbo e do trecho livre, a fim de se obterem diagramas de distribuição de carga mais detalhados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANGELIM, L. A. A.; NESI, J. R.; TORRES, H. H. F.; MEDEIROS, V. C.; SANTOS, C. A.; JUNIOR, J. P. V.; MENDES, V. A. (2006). **Geologia e Recursos Minerais do Estado do Rio Grande do Norte**. CPRM. Recife.
- ARENDS, R. A. (1970). **Medidas de Pressão de Terra em Escoramentos de Valas**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 4, v. 1, p. III-94/III-111, Rio de Janeiro.
- BARBOSA, F. S. (2006). **Introdução à Extensometria**. Universidade Federal de Juiz de Fora. (Apostila).
- BRESSANI, L. A. (2009). **Instrumentação em obras geotécnicas – taludes e escavações**. Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, 10, São Paulo.
- BRIAUD, J. L.; GRIFFIN, A. Y.; SOTO, A.; SUROOR, A.; PARK, H. (1998). **Long-term behavior of ground anchors and tieback walls**. Texas Transportation Institute. Report 1391-1. Texas.
- CARDER, D. R. (1995). **Ground movements caused by different embedded retaining wall construction techniques**. Report 172, Transport Research Laboratory, Crowthorne.
- CARDER, D. R.; MORLEY, C. H.; ALDERMAN, G. H. (1997). **Behaviour during construction of a propped diaphragm wall founded in London clay at Aldershort road underpass**. Report 239, Transport Research Laboratory, Crowthorne.
- CINTRA, J. C. A.; TOSHIKI, T. (1988). **Instrumentação de Modelos de Estacas com “Strain Gages”**. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.
- CLOUGH, G. W.; O’ROURKE, T. D. (1990). **Construction induced movements of in situ walls**. ASCE Special Publication 15, Proc design and performance of earth retaining structures, Cornell University, pp. 439-470.

- CLOUGH, G. W.; SMITH, E. W.; SWEENEY, B. P. (1989). **Movement control of excavation support system by iterative design**. Foundation Engineering Current Principles and Practices, Vol. 2, ASCE, New York, pp. 869-882.
- CORREIA, A. G.; GUERRA, N. C.; PINTO, A. (1996). **Comportamento de três estruturas de contenção tipo Berlim**. Geotecnia – Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, nº 81, p. 65-78, Lisboa.
- DUNNICLIFF, J. (1988). **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. Wiley Interscience, New York.
- GABA, A. R.; SIMPSON, B.; POWRIE, W.; BEADMAN, D.R. (2003). **C580 - Embedded Retaining Wall - Guidance for Economic Design**. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), London.
- GEOKON (2008). **Instruction Manual - Model 6000 - Inclinator Probe**. Geokon, Lebanon.
- GUERRA, N. M. C.; CORREIA, A. G.; JOVICIC, M. (1997). **Efeitos tridimensionais de canto em paredes de contenção “tipo Lisboa”**. Congresso Nacional de Geotecnia, 6, Sociedade Portuguesa de Geotecnia e Centro de Geotecnia do IST, Lisboa.
- HOFFMAN, K. (1986). **Applying the Wheatstone Bridge Circuit**. Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM).
- HSIEH, H. S., WANG, C. C.; OU, C. Y. (2003). **Use of Jet Grouting to Limit Diaphragm Wall Displacement of a Deep Excavation**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, Vol. 129, nº 2, pp. 146-157.
- ITEN, M.; PUZZIN, A. M. (2009). **Monitoring of stress distribution along a ground anchor using BOTDA**. Proc. SPIE, Vol. 7647.
- JESUS, Ana Patrícia de (2002). **Caracterização Geológica, Geomorfológica e Geotécnica de um Corpo de Dunas na Cidade de Natal/RN**. Dissertação (mestrado), Natal: Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Ciências Exatas e da Terra.
- KYOWA (2005). **What's a Strain Gage? Introduction to Strain Gages**. Kyowa Electronic Instruments Co., Ltd., Tokyo.

- LONG, M. (2001). **Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, Vol. 127, no 3, pp. 203-224.
- LI, J. C.; YAO, H. L.; SHI, L. P.; SHY, B. I. (1988). **Behavior of Ground Anchors for Taipei Sedimentary Soils**. Proc. Second International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, no 6.73.
- MABESOONE, J. M. (1991). **Estudos geológicos. Revisão geológica da faixa sedimentar costeira de Pernambuco, Paraíba e parte do Rio Grande do Norte**. Departamento de Geologia, UFPE.
- MAGALHÃES, E. P. (2003). **Comportamento Experimental de uma Cortina de Estaca Prancha Assente em Solo Poroso do DF: Implicações para o Projeto e Metodologia do Cálculo**. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149 p.
- MANA, A. I.; CLOUGH, G. W. (1981). **Prediction of movements for braced cuts in clay**. J. Geotech. Engrg, ASCE, 107 (6): 759-777.
- MARTINS, M.; MACEDO, L. F.; PACHECO, M. (2002). **Uma Discussão Sobre Empuxos em Paredes Atirantadas**. 1º Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, São Paulo.
- MARZIONNA, J. D.; MAFFEI, C. E. M.; FERREIRA, A. A.; CAPUTO, A. N. (1996). **Análise, projeto e execução de escavações e contenções**. In: In: Fundações: Teoria e prática, 2ª edição, Hachich et al., cap. 15, PINI, São Paulo.
- MEDEIROS, A. G. B. (2005). **Análise Numérica de Estruturas de Contenção em Balanço e Grampeadas do Tipo “Estaca Justaposta” Assentes em Solo Poroso do DF**. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 135 p.
- MEDEIROS, A G B ; CUNHA, R. P. (2006). **Análise numérica de uma estrutura de contenção tipo estaca justaposta grampeada assente no solo poroso no Distrito Federal**. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - Cobramseg, Curitiba, v. 4, p. 2363-2368.

- MENDES, F. B. (2010). **O Uso de Ferramenta Computacional na Avaliação e Dimensionamento de Cortina Atirantada**. Dissertação (mestrado), Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto.
- MILITITSKY, J. (2012). **Grandes Escavações em Áreas Urbanas**. Palestra Técnica. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 7, São Paulo.
- MOORMANN, C. (2004). **Analysis of wall and ground movement due to deep excavation in soft soil based on a new worldwide database**. Soils and Foundations, Vol. 44, No. 1, 87-98.
- MORE, J. Z. P. (2003). **Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos**. Dissertação (mestrado), Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- NBR 5629 (2006). **Execução de Tirantes Ancorados no Terreno**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- NBR 6508 (1984). **Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- NBR 7181 (1984). **Solo – Análise Granulométrica**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- OLIVEIRA, J. R. M. S.; MARQUES, M. E. S.; CABRAL, D. A.; SILVA, M. R. L.; CARNEIRO, L. A. V. (2009). **Deslocamentos Horizontais em uma Parede Diafragma**. In: Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, 5, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos – ABMS, v. 1, p. 245 – 250, São Paulo.
- OSTERMAYER, M. (1975). **Construction, Carrying Behaviour and Creep Characteristics of Ground Anchors**. Conference on Diaphragm Wall and Anchorages, Institution of Civil Engineers of London, pp. 141-151, London.
- PECK, R. B. (1969). **Deep excavation and tunneling in soft ground**. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 225–290, Mexico City.

- RANZINI, S. M. T.; NEGRO JR., A. (1996). **Obras de Contenção: Tipos, Métodos Construtivos, Dificuldades Executivas**. In: Fundações: Teoria e prática, 2ª edição, Hachich et al., cap. 13, PINI, São Paulo.
- RIBEIRO, V. Q. F.; VILLAR, L. F. S.; MENDONÇA, A. A.; CALDAS, M. G. (2012). **Análise de uma Contenção em Retângulos instrumentada**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 16, Porto de Galinhas.
- SILVA, E. A. J.; SANTOS JR., O. F.; JESUS, A. P.; AMARAL, R. F. (2002) **Caracterização Geológica, Geomorfológica e Geotécnica de Sedimentos do Setor Sul de Natal/RN, com Base em Análises de Perfis de Sondagens de Simples Reconhecimento**. 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Ouro Preto.
- ST JOHN, H. D.; POTTS, D. M.; JARDINE, R. J.; HIGGINS, K. G. (1992). **Prediction and performance of ground response due to construction of a deep to construction of a deep basement at 60 Victoria Embankment**. In: Wroth Memorial Symposium on Predictive Soil Mechanics, pp. 581-608. Oxford.
- STROM, R. W.; EBELING, R. M. (2002). **Methods Used in Tieback Wall Design and Construction to Prevent Local Anchor Failure, Progressive Anchorage Failure, and Ground Mass Stability Failure**. US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, Washington.
- TERZAGHI, K. (1943). **Theoretical soil mechanics**. John Wiley, New York.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1967). **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2nd Ed. Wiley-Interscience, New York.
- THOMPSON, P. (1991). **A review of retaining wall behaviour in overconsolidated clay during the early stages of construction**. MSs Thesis, Imperial College, London.
- WANG, J. H.; XU, Z. H.; WANG, W. D. (2010). **Wall and Ground Movements due to Deep Excavations in Shanghai Soft Soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 136, Nº 7, New York.
- YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. (1996). **Tirantes**. In: Fundações Teoria e Prática, cap. 17. 2ª Edição. PINI, São Paulo.

APÊNDICE A

EXTENSOMETRIA

Extensômetros elétricos de resistência

Os extensômetros elétricos de resistência, ou *strain gages*, são elementos sensíveis capazes de medir deformações em estruturas submetidas a diferentes tipos de solicitações mecânicas. A Figura A-1 mostra a estrutura típica de um extensômetro, constituída por um filamento metálico resistivo em forma de grade (3 a 6 μm de espessura) posicionado entre dois filmes plásticos (15 a 16 μm de espessura).

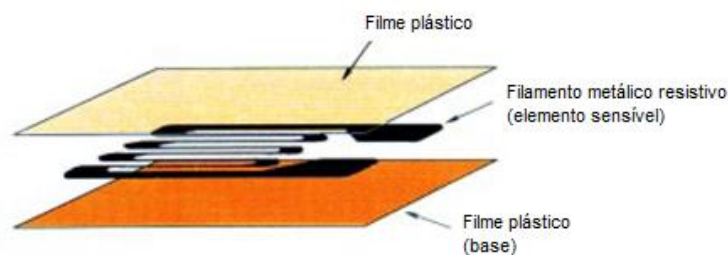


Figura A-1 – Esquema de montagem típica de um extensômetro elétrico de resistência (KYOWA, 2005).

Existem no mercado diversos tipos de extensômetros elétricos de resistência, podendo-se variar quanto aos materiais utilizados como elemento resistivo, aos materiais utilizados como base e à configuração da grade.

O princípio de funcionamento dos extensômetros elétricos de resistência é explicado a seguir.

A resistência elétrica de um condutor de seção uniforme é dada pela equação A-1.

$$R = \rho \frac{L}{A} \quad (\text{A-1})$$

em que:

R = resistência elétrica do condutor;

L = comprimento do condutor;

A = seção transversal do condutor;

ρ = resistividade do condutor.

Como a resistência do condutor é diretamente proporcional ao seu comprimento L , ao ser provocada uma deformação $\varepsilon = \Delta L/L$, tem-se como consequência uma variação unitária na sua resistência, igual a $\Delta R/R$.

Assim:

$$\frac{\Delta R}{R} = k\varepsilon \quad (\text{A-2})$$

Em que k é o fator de sensibilidade do extensômetro, cujo valor depende do material utilizado na fabricação do elemento resistivo (sendo próximo a 2,0 para os extensômetros elétricos mais empregados). O fator de sensibilidade dos extensômetros utilizados neste estudo é de 2,08.

Para que se meçam as deformações específicas em uma peça, os extensômetros são ligados em um circuito denominado ponte de Wheatstone, a qual está representada na Figura A-2. Sua utilização se justifica pela facilidade em se eliminar deformações decorrentes de determinados esforços que não interessam no estudo, em geral, aqueles decorrentes de variação de temperatura.

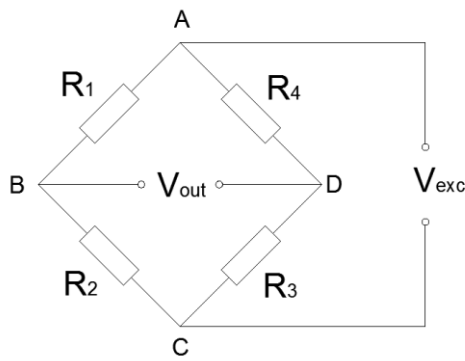


Figura A-2 - Ponte de Wheatstone.

A equação de balanço da ponte de Wheatstone é a seguinte:

$$V_{out} = \frac{V_{exc}}{4} k(\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4) \quad (A-3)$$

em que:

V_{out} = tensão de saída da ponte, medida entre os terminais B e D;

V_{exc} = tensão de excitação, aplicada entre os terminais A e C;

k = fator de sensibilidade do extensômetro;

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ e ε_4 = deformações específicas nos extensômetros com resistência R_1 , R_2 , R_3 e R_4 respectivamente.

A seguir, são mostradas as três configurações de uso na ponte de Wheatstone.

- Um quarto de ponte: é a configuração mais simples, a qual utiliza apenas um extensômetro. Podem ser usados dois ou três fios, como mostram, respectivamente, as Figuras A-3 e A-4.

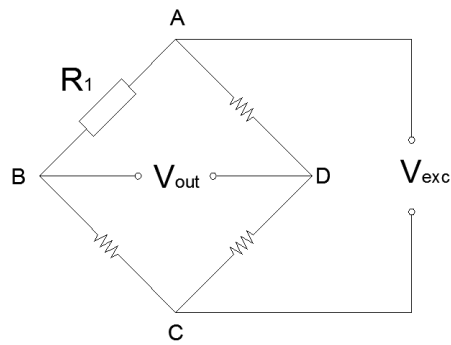


Figura A-3 – 1/4 de ponte (2 fios).

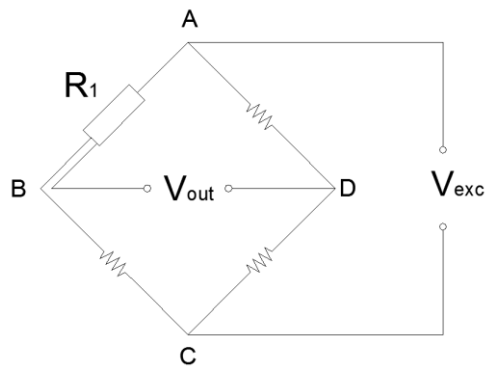


Figura A-4 – 1/4 de ponte (3 fios).

A diferença entre as configurações com dois ou três fios é que na primeira, a resistência do cabo influenciará no balanço da ponte, provocando um erro na calibração, que será tanto maior quanto maior for a resistência do cabo. Na segunda configuração, o balanço é obtido independentemente do comprimento do cabo. Essa segunda opção é muito utilizada no caso de cabos longos e com grande variação de temperatura ao longo dos mesmos.

A voltagem de saída para a configuração em 1/4 de ponte será:

$$V_{out} = \frac{V_{exc}}{4} k \varepsilon_1 \quad (A-4)$$

- Meia ponte: nessa configuração são usados dois extensômetros, podendo os mesmos ser ligados em braços adjacentes ou em braços opostos da ponte, como mostram as Figuras A-5 e A-6, respectivamente.

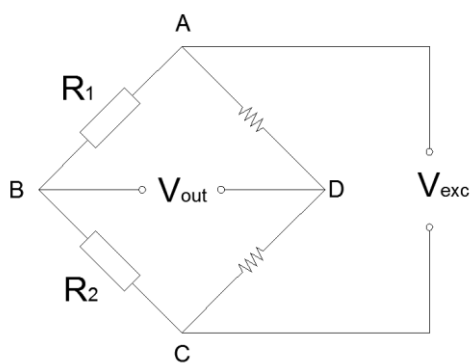


Figura A-5 – meia ponte (braços adjacentes).

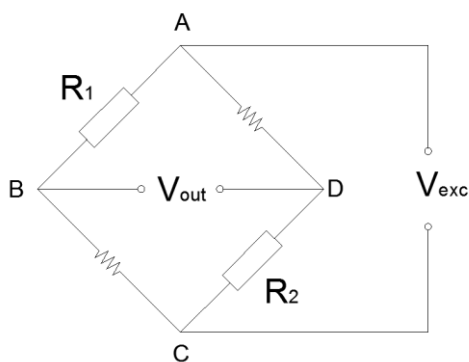


Figura A-6 – meia ponte (braços opostos).

No primeiro caso, a voltagem de saída será igual a:

$$V_{out} = \frac{V_{exc}}{4} k(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \quad (A-5)$$

No segundo caso, a voltagem de saída será igual a:

$$V_{out} = \frac{V_{exc}}{4} k(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \quad (A-6)$$

- Ponte completa (Figura A-7): nesse tipo de arranjo são usados quatro extensômetros, ou seja, todos os braços da ponte são ativos. A equação da voltagem de saída será:

$$V_{out} = \frac{V_{exc}}{4} k(\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4) \quad (A-7)$$

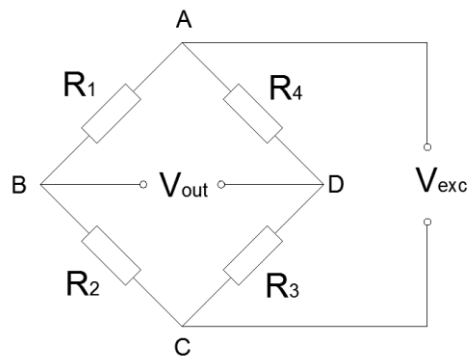
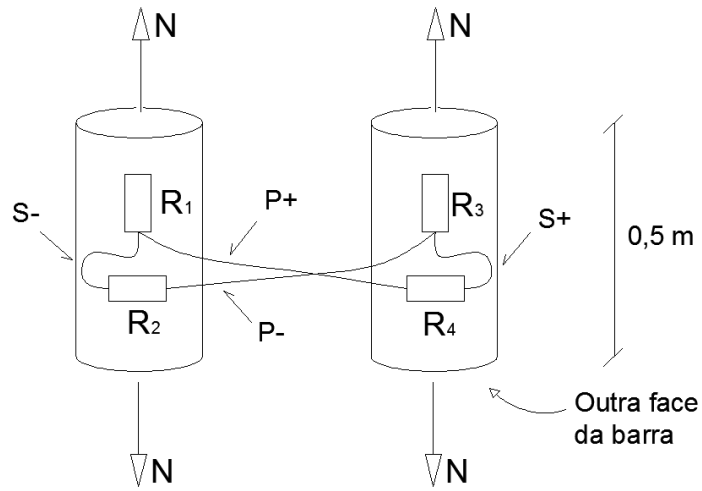


Figura A-7 – Ponte completa.

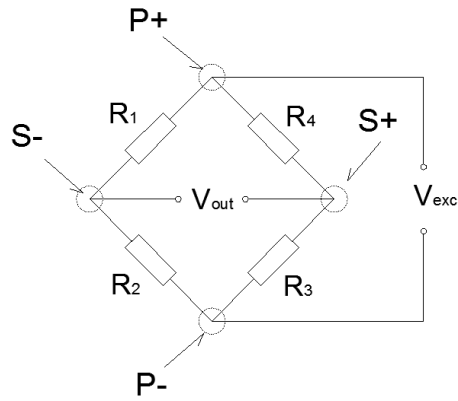
Variando-se conjuntamente a posição de colagem dos extensômetros em uma peça e o esquema de ligação dos fios no circuito, podem-se montar pontes de Wheatstone capazes de medir diferentes tipos de esforços, tais como, tensões de tração ou compressão, momentos fletores e momentos torçores. Os vários tipos de arranjos possíveis podem ser consultados em Hoffman (1986), Cintra e Toshiaki (1988) e Barbosa (2006).

O esquema de colagem e ligação dos fios dos extensômetros utilizados nessa pesquisa podem ser vistos na Figura A-8a. Em uma das faces, foi colado um extensômetro biaxial (com duas grades de medição) e na outra face, diametralmente oposta, foi colado outro extensômetro do mesmo tipo.

A Figura A-8b mostra a ponte de Wheatstone (configuração em ponte completa) que serviu como base para a ligação representada na Figura A-8a. Em ambas as figuras, as grades de filamento resistivo são representadas por R_1 , R_2 , R_3 e R_4 e os fios que fazem a ligação entre os extensômetros, chamados de $P+$, $P-$, $S+$ e $S-$.



(a)



(b)

Figura A-8 – (a) esquema de colagem dos extensômetro na barra instrumentada; (b) esquema de ligação dos fios.

Usando-se a equação de balanço da ponte completa (Equação A-7), tem-se:

$$V_{out} = \frac{V_{exc}}{4} k(\varepsilon_m) \quad (A-8)$$

em que ε_m é a deformação específica média na barra, igual a:

$$\varepsilon_m = \varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4 \quad (A-9)$$

em que ε_1 , ε_2 , ε_3 e ε_4 = deformação específica medida em cada extensômetro.

Logo:

$$\therefore \varepsilon_m = 4k \frac{V_{out}}{V_{exc}} \quad (A-10)$$

A Equação A-10 mostra que, conhecendo-se a tensão de excitação e medindo-se a tensão de saída da ponte, é possível determinar a deformação específica média do sistema. Entretanto, essa deformação média nem sempre é representativa do esforço que se deseja medir. Ora, quando a barra é submetida a um carregamento, a deformação específica de cada extensômetro, $\varepsilon_i (= \varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3 \text{ ou } \varepsilon_4)$, será composta por três parcelas:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_t + \varepsilon_f + \varepsilon_a \quad (A-11)$$

em que:

ε_t é a deformação específica devido à variação de temperatura;

ε_f é a deformação específica devido à flexão;

ε_a é a deformação específica devido à carga axial.

Analisando-se a situação de uma barra de aço instrumentada sendo tracionada, e considerando-se que a deformação específica é negativa para tração e positiva para compressão, tem-se:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_t - \varepsilon_f - \varepsilon_a \quad (A-12)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_t + \mu\varepsilon_f + \mu\varepsilon_a \quad (A-13)$$

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_t + \varepsilon_f - \varepsilon_a \quad (A-14)$$

$$\varepsilon_4 = \varepsilon_t - \mu\varepsilon_f + \mu\varepsilon_a \quad (A-15)$$

em que μ é o coeficiente de Poisson do aço.

Dessa forma, substituindo-se as equações A-12 a A-15 na equação A-9, tem-se:

$$\varepsilon_m = -2\varepsilon_a(1 + \mu) \quad (A-16)$$

Observa-se que os efeitos de momento fletor e temperatura, para essa configuração, foram anulados.

Pode-se, então, calcular a deformação específica resultante do carregamento axial, conhecendo-se a deformação específica média. Tem-se, então:

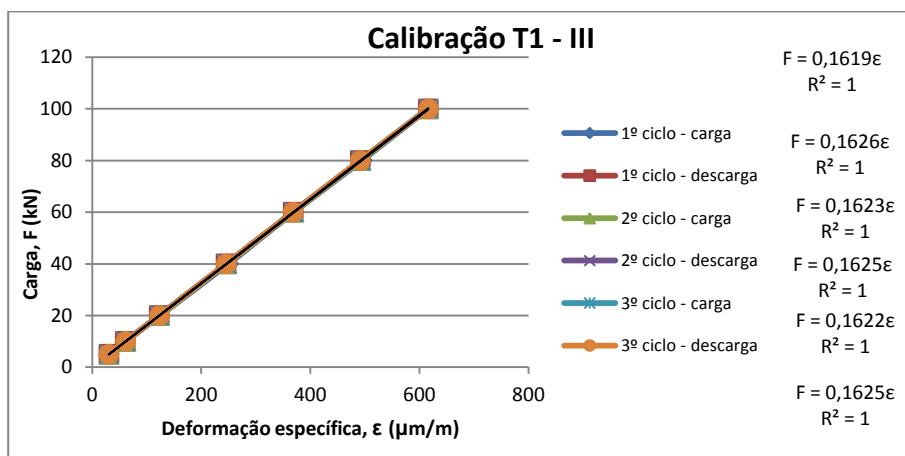
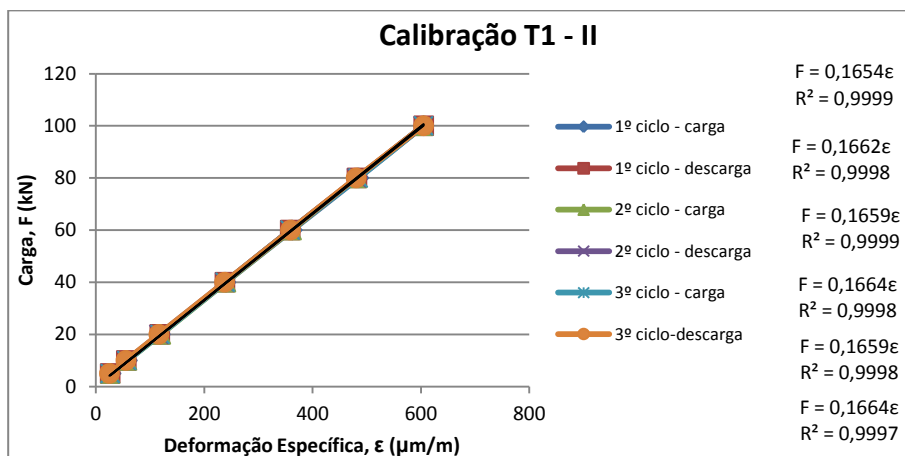
$$\varepsilon_a = -\frac{\varepsilon_m}{2(1 + \mu)}$$

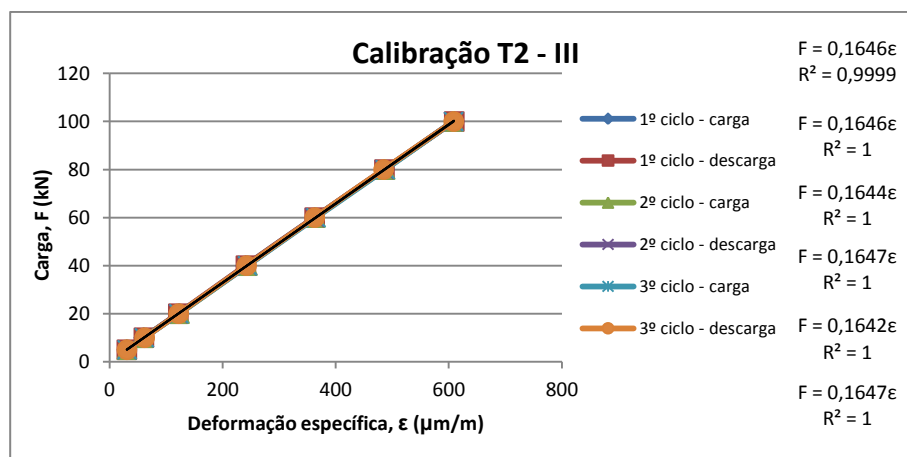
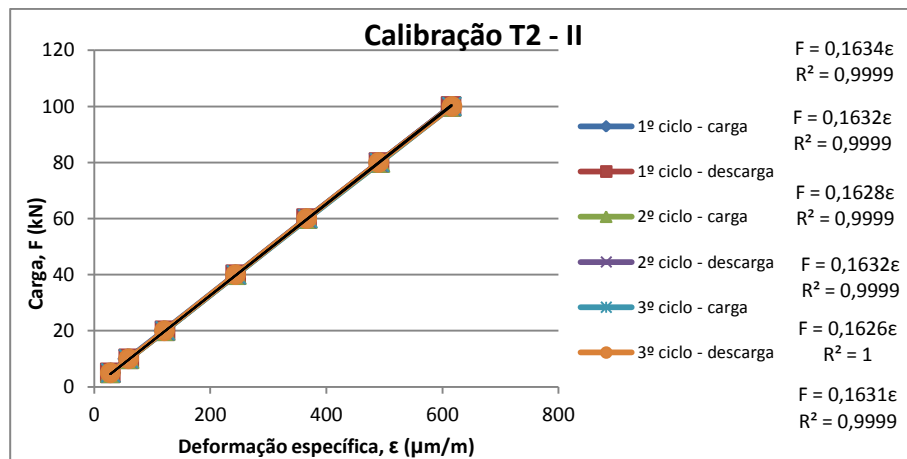
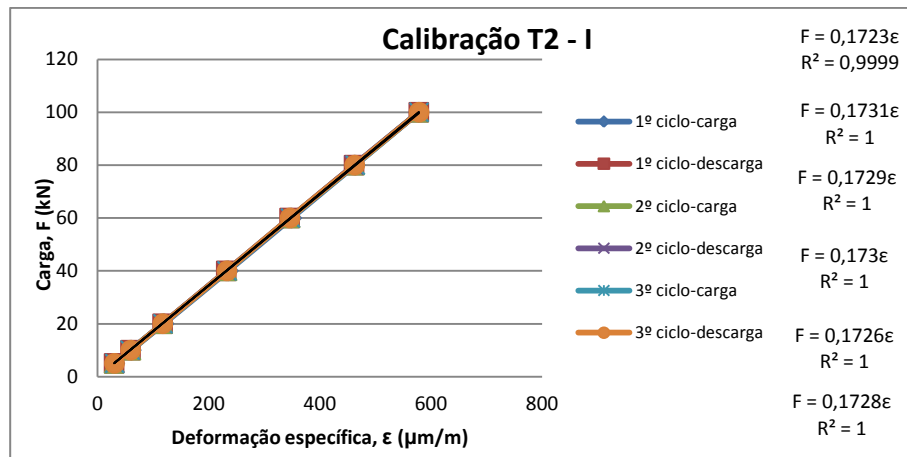
O coeficiente de Poisson para o aço é igual a 0,3. Logo:

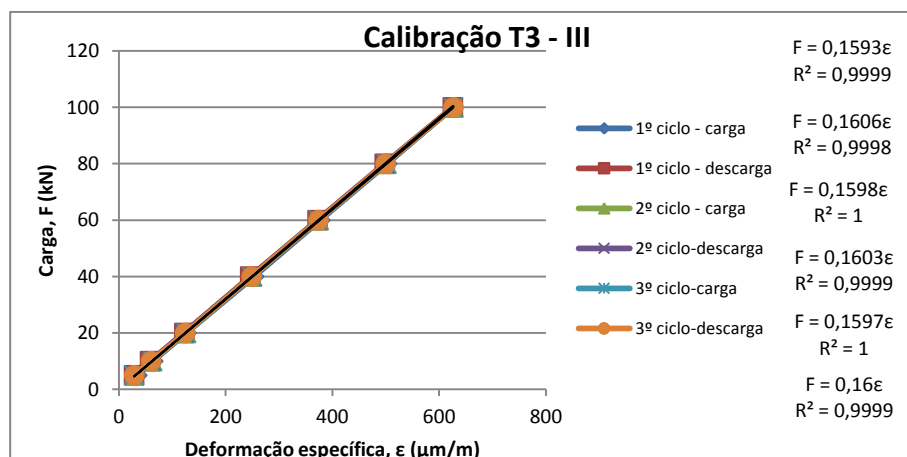
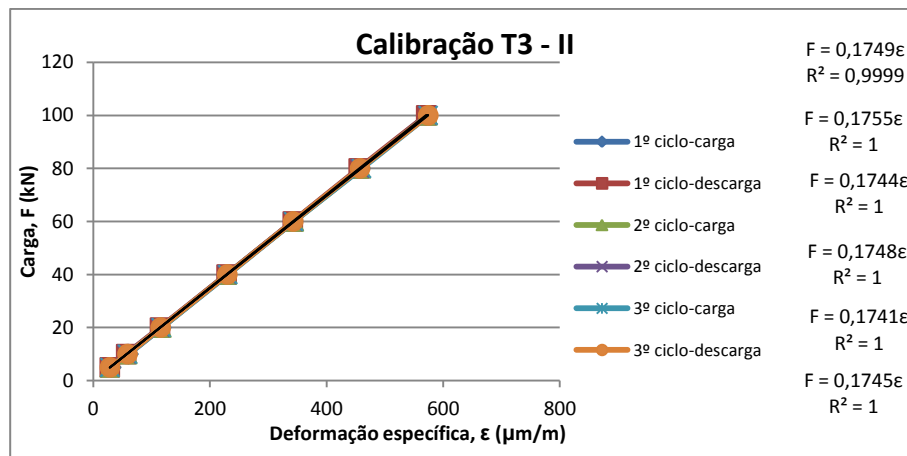
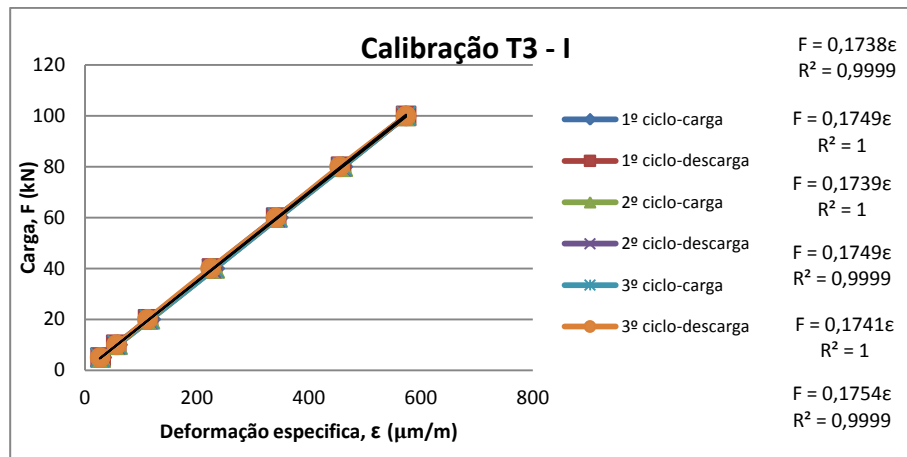
$$\varepsilon_a = -\frac{\varepsilon_m \times 10^{-6}}{2,6} \quad (\text{A-17})$$

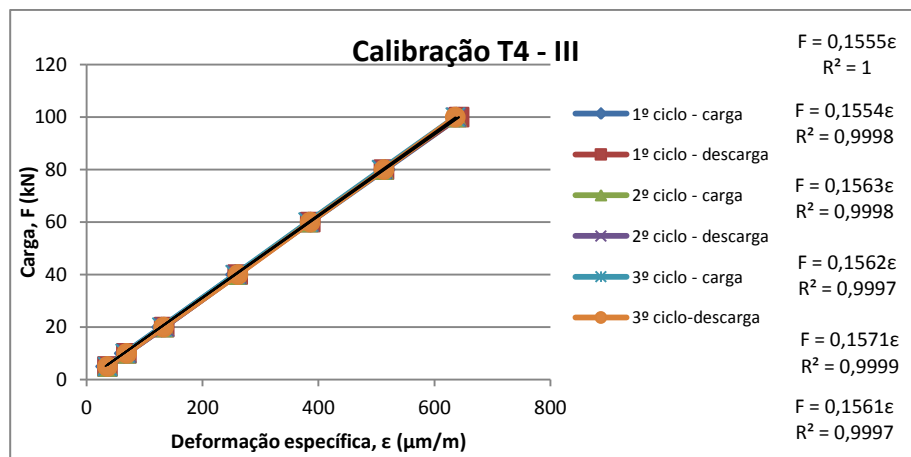
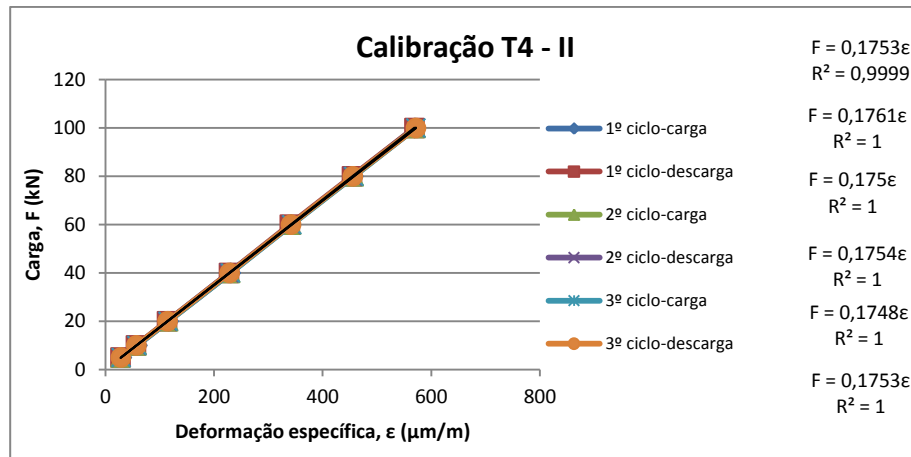
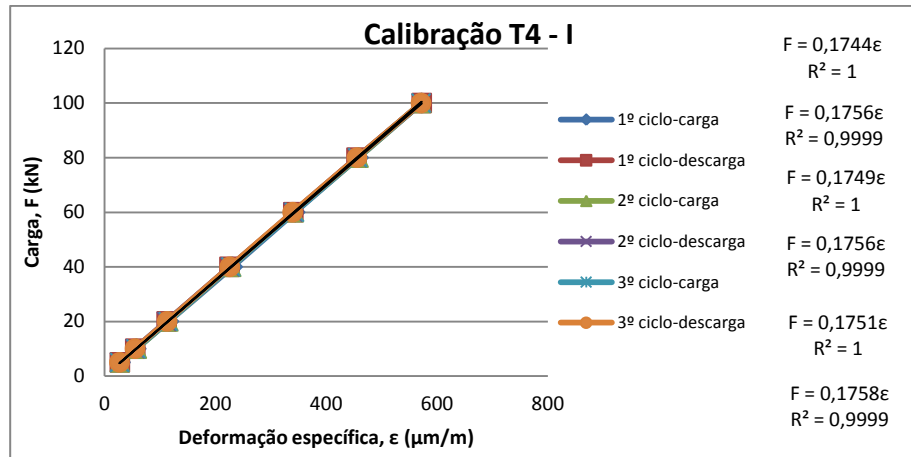
APÊNDICE B

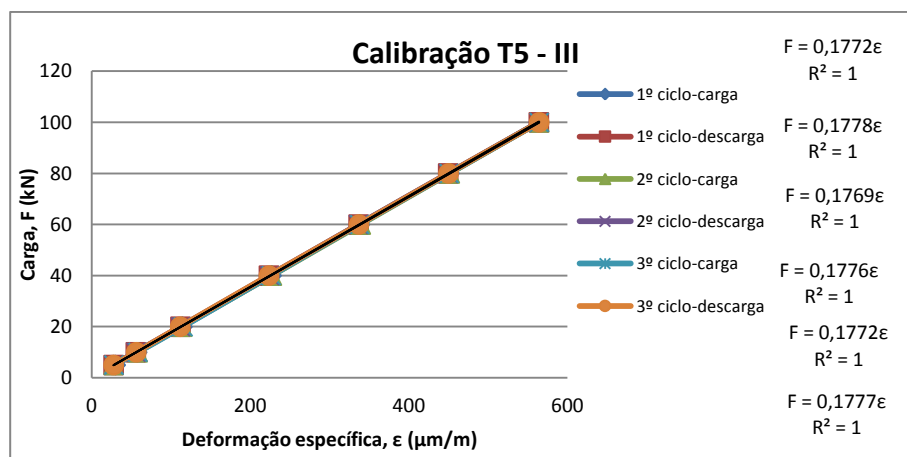
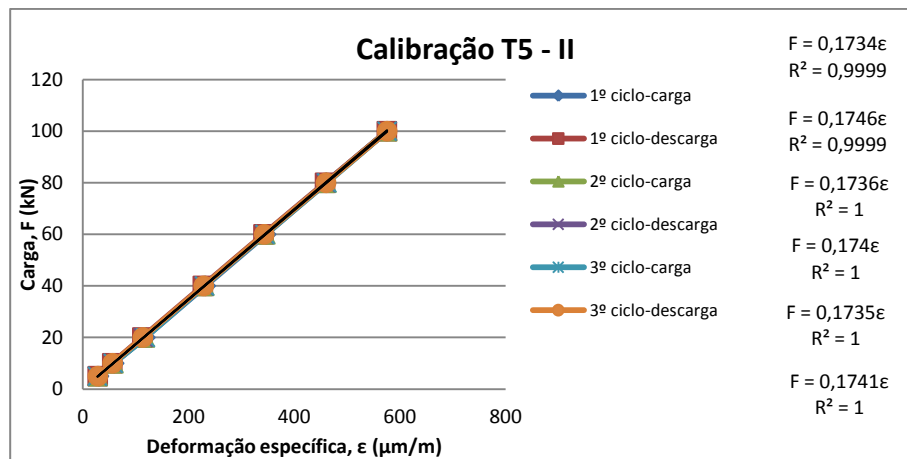
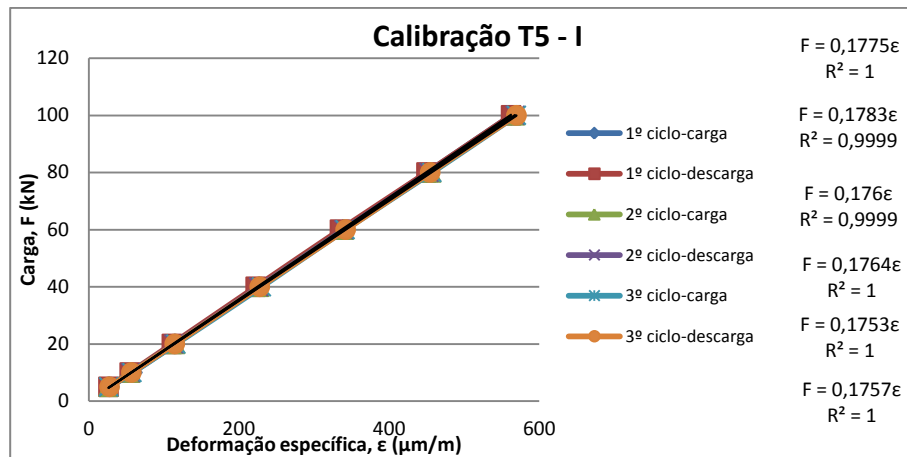
Resultados de calibração das barras instrumentadas.





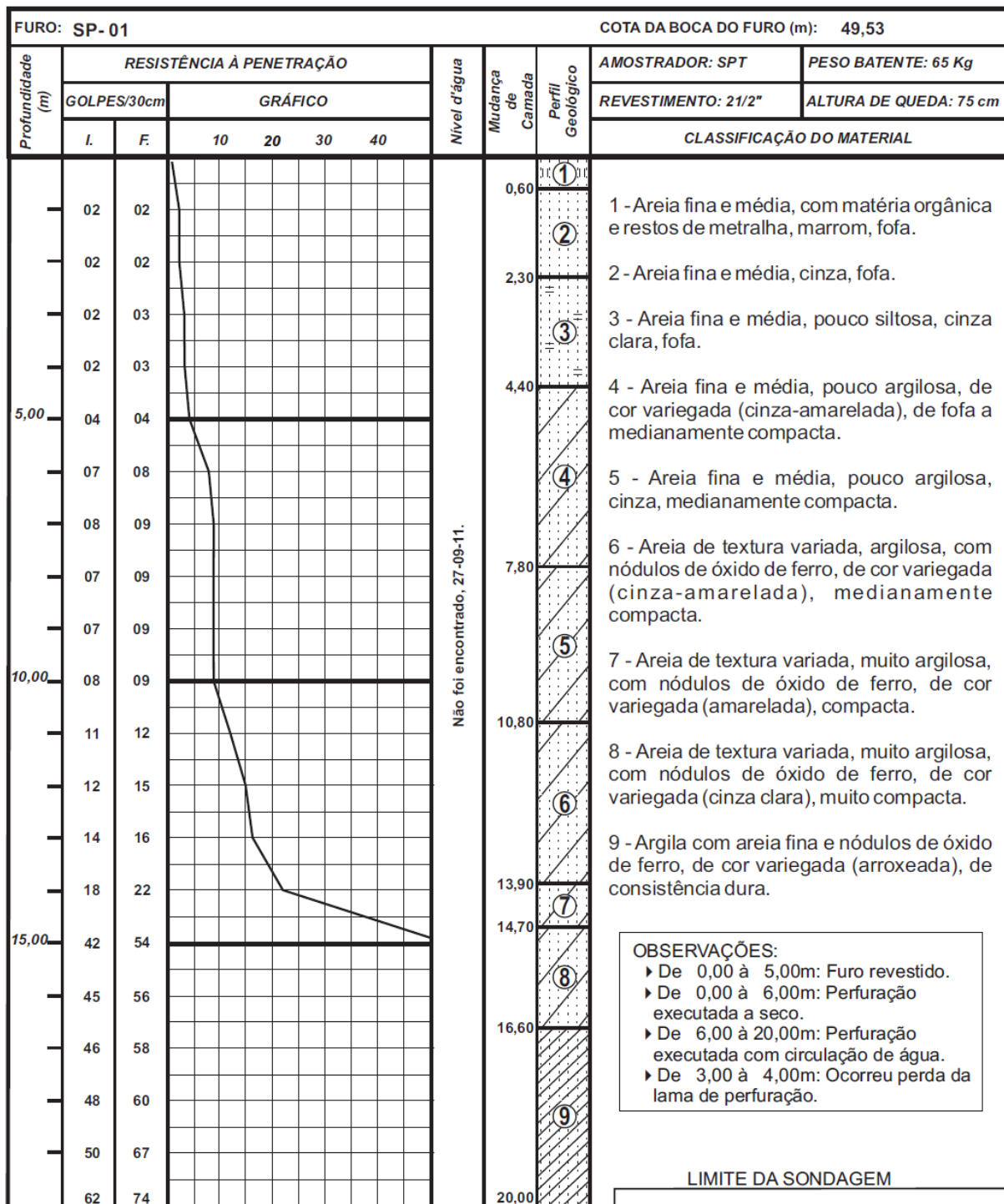






ANEXOS

Perfis de sondagem SPT executadas no terreno da obra



FURO: SP- 02						COTA DA BOCA DO FURO (m): 49,43				
Profundidade (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO						Mudança de Camada	Perfil Geológico	AMOSTRADOR: SPT	PESO BATENTE: 65 Kg
	GOLPES/30cm		GRÁFICO						REVESTIMENTO: 21/2"	ALTURA DE QUEDA: 75 cm
	I.	F.	10	20	30	40			CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
07	07						0,70	①	1 - Areia fina e média, com matéria orgânica e restos de metralha, alaranjada, fofa.	
04	05						2,30	②	2 - Areia fina e média, cinza, pouco compacta.	
03	02							③	3 - Areia fina e média, pouco siltosa, cinza clara, fofa.	
02	03						4,50		4 - Areia fina e média, pouco argilosa, de cor variegada (cinza-amarelada), de pouco compacta a medianamente compacta.	
5,00	05	07							5 - Areia de textura variada, argilosa, com nódulos de óxido de ferro, de cor variegada (cinza clara), medianamente compacta.	
	07	09							6 - Areia de textura variada, muito argilosa, com nódulos de óxido de ferro, de cor variegada (cinza clara), muito compacta.	
	07	09						④		
	07	09							7 - Argila com areia fina e nódulos de óxido de ferro, de cor variegada (cinza-avermelhada), de consistência dura.	
	09	11					11,40			
10,00	11	13						⑤		
	13	16						⑥		
	13	16								
	14	18						⑦		
	15	18					14,30			
15,00	45	58								
	58	33/15						⑥		
	59	33/15					16,70			
	65	37/15						⑦		
	68	38/15					19,00			
Nível d'água Não foi encontrado, 28-09-11.							LIMITE DA SONDAGEM			

OBSERVAÇÕES:

- ▶ De 0,00 à 2,00m: Furo revestido.
- ▶ De 0,00 à 4,00m: Perfuração executada a seco.
- ▶ De 4,00 à 19,00m: Perfuração executada com circulação de água.

FURO: SP- 03						COTA DA BOCA DO FURO (m): 49,51				
Profundidade (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO					Nível d'água	Mudança de Camada	Perfil Geológico	AMOSTRADOR: SPT	PESO BATENTE: 65 Kg
	GOLPES/30cm		GRÁFICO						REVESTIMENTO: 21/2"	ALTURA DE QUEDA: 75 cm
	I.	F.	10	20	30				40	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
08	09							①	1 - Areia de textura variada, com matéria orgânica e restos de metralha, cinza clara, fofa.	
07	08							②		
02	03							③		
02	03							④	2 - Areia fina e média, marrom-amarelada, medianamente compacta.	
05	07								3 - Areia fina e média, cinza, pouco compacta.	
06	07								4 - Areia fina e média, pouco siltosa, cinza, fofa.	
07	09							⑤	5 - Areia fina e média, pouco argilosa, de cor variegada (cinza-amarelada), de fofa a medianamente compacta.	
07	09								6 - Areia de textura variada, muito argilosa, com nódulos de óxido de ferro, de cor variegada (cinza clara), medianamente compacta.	
09	11								7 - Areia de textura variada, muito argilosa, com nódulos de óxido de ferro, de cor variegada (avermelhada), compacta.	
13	16							⑥	8 - Argila com areia fina e nódulos de óxido de ferro, de cor variegada (marrom-amarelada), de consistência dura.	
14	18								OBSERVAÇÕES: ▶ De 0,00 à 2,00m: Furo revestido. ▶ De 0,00 à 5,00m: Perfuração executada a seco. ▶ De 5,00 à 19,00m: Perfuração executada com circulação de água.	
15	18									
23	32							⑦		
25	35									
30	40									
53	30/15							⑧		
40/10	-								LIMITE DA SONDAGEM	
37/12	-									
40/06	-									

FURO: SP- 05				COTA DA BOCA DO FURO (m): 49,45												
Profundidade (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO						Nível d'água	Mudança de Camada	Perfil Geológico	AMOSTRADOR: SPT	PESO BATENTE: 65 Kg					
	GOLPES/30cm		GRÁFICO							REVESTIMENTO: 21/2"	ALTURA DE QUEDA: 75 cm					
	I.	F.	10	20	30	40				CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL						
5,00	02	02					Não foi encontrado, 05-10-11.	0,50	①	1 - Areia fina e média, com matéria orgânica e restos de metralha, marrom, fofa.						
	02	02						1,10	②							
	02	02						2,20	③							
	10,00	04						05							2 - Areia fina e média, cinza, fofa.	
		04						05							3 - Areia fina e média, pouco siltosa, cinza clara, fofa.	
06		07							4 - Areia fina e média, pouco argilosa, de cor variegada (cinza-amarelada), de fofa a pouco compacta.							
06		07						④	5 - Areia fina e média, argilosa, com raros nódulos de óxido de ferro, cinza clara, medianamente compacta.							
07		08							6 - Areia de textura variada, muito argilosa, com nódulos de óxido de ferro, de cor variegada (cinza clara), de medianamente compacta a muito compacta.							
08		10					9,70		7 - Argila com areia fina e muitas concreções limoníticas, de cor variegada (marrom escura), de consistência dura.							
11		13							8 - Argila com areia fina e nódulos de óxido de ferro, de cor variegada (cinza clara), de consistência dura.							
13		15						⑤	OBSERVAÇÕES: ▶ De 0,00 à 5,00m: Furo revestido. ▶ De 0,00 à 5,00m: Perfuração executada a seco. ▶ De 5,00 à 19,00m: Perfuração executada com circulação de água. ▶ De 3,00 à 4,00m: Ocorreu perda da lama de perfuração.							
13		15														
13		15					13,80									
13	15						⑥									
15,00	28	41							15,90	⑦						
	44	56							16,80							
	58	32/15								⑧						
	61	34/15														
	66	37/15							19,00							
											LIMITE DA SONDAGEM					

FURO: SP- 06						COTA DA BOCA DO FURO (m): 49,37					
Profundidade (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO						Nível d'água	Mudança de Camada	Perfil Geológico	AMOSTRADOR: SPT	PESO BATENTE: 65 Kg
	GOLPES/30cm		GRÁFICO							REVESTIMENTO: 21/2"	ALTURA DE QUEDA: 75 cm
	I.	F.	10	20	30	40				CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
5,00	02	02					0,40	1	1 - Areia fina e média, com matéria orgânica e restos de metralha, cinza clara, fofa.		
	02	02					2,20	2	2 - Areia fina e média, cinza clara, fofa.		
	02	03					3,30	3	3 - Areia fina e média, pouco siltosa, cinza clara, fofa.		
	02	03							4 - Areia fina e média, pouco argilosa, de cor variegada (cinza-amarelada), de fofa a medianamente compacta.		
	04	05							5 - Areia fina e média, argilosa, com raros nódulos de óxido de ferro, de cor variegada (cinza clara), de compacta a muito compacta.		
10,00	07	09	Não foi encontrado, 04-10-11.					4	6 - Argila com areia fina e nódulos de óxido de ferro, de cor variegada (amarelada), de consistência dura.		
	10	13							OBSERVAÇÕES: ► De 0,00 à 2,00m: Furo revestido. ► De 0,00 à 5,00m: Perfuração executada a seco. ► De 5,00 à 21,00m: Perfuração executada com circulação de água.		
	07	09									
	07	10									
	08	11									
15,00	15	20					10,80				
	20	26									
	22	29									
	18	22									
	19	23									
	20	24									
	35	45									
	46	60									
	59	31/15					18,80	6	CONTINUA →		
	56/20	24/05									

FURO: SP- 06 (CONTINUAÇÃO)							COTA DA BOCA DO FURO (m): 49,37				
Profundidade (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO					Nível d'água	Mudança de Camada	Perfil Geológico	AMOSTRADOR: SPT	PESO BATENTE: 65 Kg	
	GOLPES/30cm		GRÁFICO						REVESTIMENTO: 21/2"	ALTURA DE QUEDA: 75 cm	
	I.	F.	10	20	30				40	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
25,00	58/19	22/04					21,00	6	6 - Argila com areia fina e nódulos de óxido de ferro, de cor variegada (amarelada), de consistência dura. OBSERVAÇÕES: ▶ De 0,00 à 2,00m: Furo revestido. ▶ De 0,00 à 5,00m: Perfuração executada a seco. ▶ De 5,00 à 21,00m: Perfuração executada com circulação de água.		
30,00							Não foi encontrado, 04-10-11.				
35,00									LIMITE DA SONDAGEM		

Planta de localização dos furos de sondagem

